

6. GEOTEKNİK SEMPOZYUMU

BİLDİRİLER KİTABI

**26-27 KASIM 2015
ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ - ADANA**



TMMOB
İnşaat
Mühendisleri Odası
Adana Şubesi

Reşatbey Mah. 62006 Sk. No:7 Seyhan / ADANA
Tel : 0322 459 84 00 Belgegeçer: 0322 458 90 12
e-posta : imoadana@imo.org.tr

ISBN No: 978-605-01-0819-4
Oda Yayın No: E/16/01

Basım Tarihi : Nisan 2016

Baskı
Ufuk Ofset Matbaacılık
Ulucami Mah. 28025 Sk. No:8/A Seyhan/ADANA
Tel : 0322 351 91 90
Matbaa Sertifika No: 33347



**TMMOB
İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI
ADANA ŞUBESİ**

İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI 44. DÖNEM YÖNETİM KURULU

NEVZAT ERSAN
ŞÜKRÜ ERDEM
BÜLENT TATLI
CİHAT MAZMANOĞLU
TANSEL ÖNAL
NECATİ ATICI
AYŞEGÜL BİLDİRİCİ SUNA

**İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI ADANA ŞUBESİ
20. DÖNEM YÖNETİM KURULU**

NAZIM BİÇER
SUPHİ CİVELEK
DUYGU ARGUNŞAH
HIDİR ÇAK
VOLKAN ENGİN
AHMET BERDAN DİNÇYÜREK



6. Geoteknik SEMPOZYUMU

Onur Kurulu

Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER
Prof. Dr. Ergün TOĞROL
Prof. Dr. M. Arslan TEKİNSOY
Prof. Dr. Mehmet TÜMAY
Prof. Dr. Orhan EROL
Prof. Dr. Tuncer EDİL
Prof. Dr. Turan DURGUNOĞLU
Prof. Dr. Yener ÖZKAN

Düzenleme Kurulu

Hüseyin SÖZLÜ Adana Büyükşehir Belediyesi Bşk.
Prof. Dr. Mustafa LAMAN ÇÜ Düzenleme Kurulu Bşk.
Prof. Dr. Ayfer ERKEN İTÜ
Prof. Dr. Cavit ATALAR Yakın Doğu Üni.
Prof. Dr. Erol GÜLER Boğaziçi Üni.
Prof. Dr. Feyza ÇİNİCİOĞLU İstanbul Üni.
Prof. Dr. İsmail H. ÇAĞATAY ÇÜ
Prof. Dr. Özcan TAN Selçuk Üni.
Prof. Dr. Sibel PAMUKÇU Lehigh Üni.

Prof. Dr. Abdulazim YILDIZ ÇÜ
Doç. Dr. Selim ALTUN Ege Üni.
Yrd. Doç. Dr. Ahmet DEMİR OKÜ
Yrd. Doç. Dr. Nejan HUVAJ ODTÜ
Yrd. Doç. Dr. Selçuk BİLDİK
İnş. Müh. Şükrü ERDEM İMO
İnş. Müh. Cihat MAZMANOĞLU İMO
İnş. Müh. Nazım BİÇER İMO Adana
İnş. Yük. Müh. Suphi CİVELEK İMO Adana
İnş. Müh. Zekeriya TURANBAYBURT İMO Adana

Bilim ve Danışma Kurulu

Prof. Dr. Ahmet H. AYDİLEK Maryland Üni.
Prof. Dr. Ahmet TUNCAN Anadolu Üni.
Prof. Dr. Akın ÖNALP İstanbul Kültür Üni.
Prof. Dr. Arif Ş. KAYALAR Dokuz Eylül Üni.
Prof. Dr. Atilla ANSAL Özyeğin Üni.
Prof. Dr. Bilge SİYAHİ GYTE
Prof. Dr. Cafer KAYADELEN OKÜ
Prof. Dr. Erdal ÇOKÇA ODTÜ
Prof. Dr. Erol TUTUMLUER Illinois Üni.
Prof. Dr. Hüseyin YILDIRIM İTÜ
Prof. Dr. K. Önder ÇETİN ODTÜ
Prof. Dr. Khaled SOBHAN Florida Atl. Üni.
Prof. Dr. Mehmet BERİNGEN YTÜ
Prof. Dr. Murat MOLLAMAHMUTOĞLU Gazi Üni.
Prof. Dr. Mustafa HİLMİ ACAR Akdeniz Üni.
Prof. Dr. Nilay KESKİN S. Demirel Üni.
Prof. Dr. Osman SİVRİKAYA Niğde Üni.
Prof. Dr. Recep İYİSAN İTÜ
Prof. Dr. Sami ARSOY Kocaeli Üni.
Prof. Dr. Selçuk TOPRAK Pamukkale Üni.
Prof. Dr. Suat AKBULUT YTÜ
Doç. Dr. Ala R. ABBAS Akron Üni.
Doç. Dr. Ali Fırat ÇABALAR Gaziantep Üni.
Doç. Dr. Ayhan GÜRBÜZ Gazi Üni.
Doç. Dr. Aykut ŞENOL İTÜ
Doç. Dr. Can ÜLKER İTÜ
Doç. Dr. H. Murat ALGIN Harran Üni.
Doç. Dr. H. Recep YILMAZ Ege Üni.
Doç. Dr. Hamza GÜLLÜ Gaziantep Üni.
Doç. Dr. Hanifi ÇANAKÇI Gaziantep Üni.
Doç. Dr. Huriye BİLSEL Doğu Akdeniz Üni.
Doç. Dr. İknur BOZBEY İstanbul Üni.
Doç. Dr. M. Murat MONKUL Yeditepe Üni.
Doç. Dr. M. Şükrü ÖZÇOBAN YTÜ
Doç. Dr. Murad ABU-FARSAKH LSU

Doç. Dr. Murat OLGUN Selçuk Üni.
Doç. Dr. Murat ÖRNEK MKÜ
Doç. Dr. Niyazi UĞUR TERZİ Aksaray Üni.
Doç. Dr. Nurhan ECEMİŞ İYTE
Doç. Dr. Özer ÇİNİCİOĞLU Boğaziçi Üni.
Doç. Dr. Şahin ZAIMOĞLU Atatürk Üni.
Doç. Dr. Taha TAŞKIRAN Dicle Üni.
Doç. Dr. Volkan OKUR Eskişehir Osmangazi Üni.
Doç. Dr. Yeliz YÜKSELEN AKSOY Celal Bayar Üni.
Doç. Dr. Yusuf ERZİN Celal Bayar Üni.
Doç. Dr. Sabriye Banu KIZILER KTÜ
Yrd. Doç. Dr. Abdullah Tolga ÖZER Okan Üni.
Yrd. Doç. Dr. Ali Sinan SOĞANCI N. Erbakan Üni.
Yrd. Doç. Dr. Aliuğ SAYGILI Muğla Üni.
Yrd. Doç. Dr. Berrak TEYMUR İTÜ
Yrd. Doç. Dr. Burak TANYU George Mason Üni.
Yrd. Doç. Dr. Cemil ÖZYAZGAN Kırklareli Üni.
Yrd. Doç. Dr. Deniz ÜLGEN Muğla Üni.
Yrd. Doç. Dr. Emre ÇEÇEN Fatih Üni.
Yrd. Doç. Dr. Erdal UNCUOĞLU Erciyes Üni.
Yrd. Doç. Dr. Evren SEYREK Dumlupınar Üni.
Yrd. Doç. Dr. Güney OLGUN V. Tech Üni.
Yrd. Doç. Dr. Hacı BEKİR KARA Erciyes Üni.
Yrd. Doç. Dr. Hasan ÖZER Illinois Üni.
Yrd. Doç. Dr. İ. Hakkı ERKAN N. Erbakan Üni.
Yrd. Doç. Dr. M. Kubilay KELEŞOĞLU İstanbul Üni.
Yrd. Doç. Dr. M. Salih KESKİN Dicle Üni.
Yrd. Doç. Dr. Mahmut Baran ÖZSOY Zirve Üni.
Yrd. Doç. Dr. Muhanad SULEİMAN Lehigh Üni.
Yrd. Doç. Dr. Munir NAZZAL Ohio Üni.
Yrd. Doç. Dr. Mustafa VEKLİ Bozok Üni.
Yrd. Doç. Dr. N. Özgür BEZGİN İstanbul Üni.
Yrd. Doç. Dr. Ömer Faruk ÇAPAR B. Ecevit Üni.
Yrd. Doç. Dr. Özgür Lütfi ERTUĞRUL Mersin Üni.
Yrd. Doç. Dr. Selman SAĞLAM A. Menderes Üni.

Yrd. Doç. Dr. Volkan KALPAKÇI H.Kalyoncu Üni.
Yrd. Doç. Dr. Zülküf KAYA Erciyes Üni.
Dr. Qiming CHEN LSU
Dr. Rasin DÜZCEER Özel Sektör
İnş. Müh. Nevzat ERSAN İMO
İnş. Müh. Levent DARI İMO
İnş. Müh. Ayşegül BİLDİRİCİ SUNA İMO
İnş. Müh. Abdullah BAKIR İMO
İnş. Müh. Duygu ARGUNŞAH İMO
İnş. Müh. Volkan ENGİN İMO
İnş. Müh. Hidir ÇAK İMO
İnş. Müh. Abdullah AYAYDIN İMO
İnş. Müh. A. Berdan DİNÇYÜREK İMO
İnş. Müh. Dilay AYDOĞAN
İnş. Müh. Birol DEMİR KGM
İnş. Yük. Müh. Selim HARBİYELİ İMO Hatay
İnş. Yük. Müh. Mehmet AKYİĞİT KGM
İnş. Müh. Ahmet Gürkan GÜNGÖR KGM
İnş. Yük. Müh. Sefer Ercan EPSİLELİ KGM
İnş. Yük. Müh. Sina KIZIROĞLU KGM
İnş. Müh. Maviş AKYÜZOĞLU KGM
İnş. Yük. Müh. Ahmet ARSLAN ÇÜ
İnş. Yük. Müh. Cahit KOCAMAN Çevre Şh. Bk.
İnş. Yük. Müh. Müge İNANIR Özel Sektör
İnş. Yük. Müh. Ozan DADAŞBİLGE Özel Sektör
İnş. Yük. Müh. Tolga YARDIMCI Boğaziçi Üni.
Arş. Gör. Bahadır OK Adana BTÜ
Arş. Gör. Buse EMİRLER ÇÜ
Arş. Gör. Firdevs UYSAL ÇÜ
Arş. Gör. Dr. Gizem MISIR ÇÜ
Arş. Gör. Gökhan ALTAY OKÜ
Arş. Gör. Mustafa TOLUN ÇÜ
Arş. Gör. Talha SARICI İnönü Üni.

Sekreteryaya

İnş. Müh. Gizem Cansu AĞLAGÜL İMO Adana Şb.
İnş. Müh. Dilay AYDOĞAN
Arş. Gör. Bahadır OK Adana BTÜ
Arş. Gör. Mustafa TOLUN ÇÜ

İÇİNDEKİLER

SAYFA NO

SAHAYA ÖZEL TASARIM DEPREMİ.....	13
ZAYIF ZEMİN VE KAYAÇLARDA SBMA TİPİ ANKRAJLARIN TASARIMI VE PERFORMANSI	33
HİDROLİK YAPILARDA KARŞILAŞILAN GEOTEKNİK SORUNLAR.....	65
DENİZ VE LİMAN YAPILARININ GEOTEKNİK TASARIMI	71
GEOSENTETİKLER KULLANILARAK ZAYIF ZEMİNLERİN, DOLGULARIN VE ŞEVLERİN İYİLEŞTİRİLMESİ, TASARIMI VE UYGULAMALARI	99
ÖN YÜZÜ BETON KAPLI KAYA DOLGU BARAJLAR VE TÜRKİYE'DEKİ UYGULAMALARI	109
TABAKALANMIŞ KİLLİ ZEMİNLER ÜZERİNDE YER ALAN DOLGULARDA KRİTİK YÜKSEKLİK.....	121
ZEMİNLERİN HACİMSEL BÜZÜLME LİMİTİNİN PARAFİN KAPLAMA YÖNTEMLERİYLE BELİRLENMESİ	134
BİR VE ÜÇ BOYUTLU KONSOLİDASYON DENEYİ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ	147
DÜŞEY GERİLME ETKİSİNDEKİ DAİRESEL ALANIN ÇEVRE BÖLGESİNDEKİ OTURMALAR	164
SIKIŞTIRILMIŞ ZEMİNLERİN ŞİŞME POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİNDE DİREKT YÖNTEMLER.....	177
KONİ PENETRASYON TESTİ YÖNTEMİYLE BAZI ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN NÜMERİK ANALİZİ.....	187
MİKROTREMOR QUASI TRANSFER SPEKTRUMLARI PİK GENLİK PERİYOT DEĞERLERİ İLE ZEMİN DEFORMASYON DEĞİŞİMLERİNİN TANIMLANMASI	195
KİLLERİN ZAMANA BAĞLI DAVRANIŞI VE YENİ GELİŞMELER.....	202
TÜRKİYE GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ'NDE ZEMİN VE KAYA MEKANİĞİNİN YERİ	215
ZEMİNLERİN MUKAVEMET PARAMETRELERİ ÜZERİNDE KESME KUTUSU DENEYİNİN BOYUT ETKİSİ.....	225
KOHEZYONSUZ ZEMİNLERDE AKTİF GÖÇME YÜZEYİ GEOMETRİSİ	238
AŞIRI KONSOLİDE KİLLERİN MEKANİK ÖZELLİKLERİNİN LABORATUVAR VE PRESİYOMETRE DENEYLERİ İLE DEĞERLENDİRİLMESİ	251
DÖKÜM KUMU VE CÜRUFUN YOL DOLGULARINDA KULLANILABİLİRLİĞİNİN ARAŞTIRILMASI	258

PASİF ZEMİN İTKİSİNİN GENLEŞİM AÇISINA BAĞLI HESAPLANMASI VE KENETLENME GERİLİMİ KAVRAMI	266
GEOTEKNİK TASARIMLARDA İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ BELİRLENMESİ.....	279
FARKLI EGE KUMLARININ KALİFORNİYA TAŞIMA ORANI (CBR)'IN KOLAYCA BELİRLENEN ZEMİN ÖZELLİKLERİNDEN TAHMİNİ.....	290
SİLTİLİ ZEMİNLERİN DİNAMİK ÖZELLİKLERİ.....	298
GRANÜLER YOL MALZEMELERİNE UYGULANAN DCP, CBR VE M_R TEST SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI.....	306
DONATILI ZEMİNE OTURAN KARE KESİTLİ TEMELLERDE EKSANTRİSİTE ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI	322
GEOSENTETİK DONATILI DOLGU İSTİNAT DUVARLARI VE KÖPRÜ AYAKLARI	332
TEORİK VE AMPİRİK YAKLAŞIMLARLA ELDE EDİLEN KAZIK OTURMA DEĞERLERİNİN ARAZİ YÜKLEME DENEYİ SONUÇLARI İLE KIYASLANMASI	344
EKSENEL YÜKLÜ TEKİL KAZIĞIN FARKLI YÖNTEMLERLE SAYISAL ANALİZİ	356
ZAYIF KAYAÇLAR VE ARA SEVİYE GEOMATERYALLER İÇİN TEMEL KAZIĞI TASARIMI - BİR VAKA ANALİZİ	365
ADANA İLİ SARIÇAM İLÇESİ 33.000 SEYİRCİ KAPASİTELİ STADYUM ALANI İNŞAATI YAPIM İŞİ YAPI YÜKLERİNİN TAŞIYICI KAYA BİRİMLERİNE AKTARILMASI	377
KAZIK TAŞIMA KAPASİTESİNİN İKİ YÖNLÜ STATİK YÜKLEME DENEYLERİ İLE BELİRLENMESİ	389
FRP KAZIKLI RADYE TEMELLERİN DAVRANIŞININ DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ	401
FARKLI GEOMETRİYE SAHİP PLAKALI ANKRAJLARIN ÇEKME KUVVETİ ETKİSİNDE DAVRANIŞININ İNCELENMESİ.....	411
LİMAN YAPISINDA KAZIK YÜKLEME DENEYİ.....	421
YÜZEYSEL TEMELLERİN YATAK KATSAYISI İLE TASARIMI	436
KAZIKLI RADYE TEMEL TASARIMI VE MODELLENMESİ.....	450
GEOGRİD DONATILI KOHEZYONSUZ ZEMİNLERE GÖMÜLÜ ANKRAJ PLAKALARININ ÇEKME DAVRANIŞININ İNCELENMESİ.....	462
TABAKALI ZEMİNE OTURAN KARE TEMELLERİN TAŞIMA GÜCÜ	474
ANALİTİK VE SAYISAL YÖNTEMLER İLE KUMLU ZEMİNLERİN TAŞIMA GÜCÜNÜN BELİRLENMESİ	486
TARİHİ BİNALARIN TEMEL SİSTEMLERİNİN GPR (YER RADARI) YÖNTEMİ KULLANILARAK BELİRLENMESİ: SURP GARABET KİLİSESİ ÖRNEĞİ	498
KUMLU ZEMİNLERDEKİ TEKİL KAZIKLARIN SÜRTÜNME DİRENCİNİN DENEYSEL OLARAK BELİRLENMESİ.....	511

KUMLU ZEMİNLERDEKİ TEKİL KAZIĞIN EKSENEL YÜK ALTINDAKİ YÜK-OTURMA DAVRANIŞININ MODEL DENEYLERLE ARAŞTIRILMASI	524
KURU VE DOYGUN KUM ZEMİNLERDEKİ TEKİL KAZIĞIN YÜK-OTURMA DAVRANIŞININ DENEYSSEL OLARAK İNCELENMESİ.....	536
KUMLU ZEMİNLERDE SIĞ TEMELLERİN OTURMA HESAPLARINDA DÜŞÜK SÜNME MODÜLÜNÜN UYGULANMASI.....	548
DARBELİ KIRMATAŞ KOLONLAR (DKK) İLE İYİLEŞTİRİLEN ATIKSU ARITMA TESİSİ SAHASINDA OTURMA DAVRANIŞININ GÖZLEMLENMESİ	560
GEOTEKSTİL DONATILI KİLLERİN GERİLME ŞEKİL DEĞİŞTİRME VE DAYANIM PARAMETRELERİNİN İNCELENMESİ	573
YÜZER TİP TAŞ KOLONLARDA OTURMA AZALTIM ORANI ÜZERİNE DENEYSSEL BİR ÇALIŞMA	584
GEOSENTETİK DONATILI YÜK TRANSFER PLATFORMLARI – TEORİ VE UYGULAMA...	592
FİBER DONATILI İNCE TANELİ ZEMİNLERİN MEKANİK DAVRANIŞLARININ SERBEST BASINÇ DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ.....	604
DERE KUMU VE KIRMATAŞ ZEMİNLERDE ÇİMENTO ENJEKSİYONU İLE ÜRETİLEN NUMUNELERİN BASINÇ DAYANIMI DEĞİŞİMLERİ.....	613
MERMER TOZUNUN KİL ZEMİN ÖZELLİKLERİNE VE CBR'A ETKİSİ	625
JET GROUTING YÖNTEMİ İLE ZEMİN ISLAHI SONRASI PARAMETRE DEĞİŞİMLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ.....	638
ÇİMENTO KATKILI GROUT'UN REOLOJİK ÖZELLİKLERİ ÜZERİNDE PİRİNÇ KABUĞU TOZUNUN ETKİSİNİN İNCELENMESİ.....	650
KİREÇ İLE STABİLİZE EDİLMİŞ BENTONİTİN KÜR SÜRESİNİN MUKAVEMET ÜZERİNDEKİ ETKİSİ.....	662
İZMİR KÖRFEZİ TARAMA ZEMİNİNİN KİREÇ VE UÇUCU KÜL İLE STABİLİZASYONU ...	679
KİL ZEMİNLERİN İYİLEŞTİRİLMESİNDE ATIK DOĞAL LİFLERİN KULLANILABİLİRLİĞİ	688
FARKLI POLİMERLERLE MODİFİYE EDİLMİŞ BİR HİDROFOB KİLİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN DENEYSSEL OLARAK ARAŞTIRILMASI	699
HALIÇ TARAMA ÇAMURUNUN GEOTEKSTİL TÜPLER VE POLİMER KATKILAR YARDIMIYLA SUSUZLAŞTIRILMASI-GDT DENEYLERİ	708
AŞIRI YÜKLEMELER ALTINDA TOPRAKARME İSTİNAT YAPILARININ TASARIMI	719
ÇİMENTO KATKILI GROUT'UN REOLOJİK VE AKIŞKANLIK ÖZELLİKLERİNE PİRİNÇ KABUĞU KÜLÜNÜN ETKİSİ.....	730
JET GROUT YÖNTEMİ İLE ZEMİN İYİLEŞTİRİLMESİNE AİT BİR VAKA ANALİZİ	740
MİKRONİZE KİL KATKILI ÇİMENTO ENJEKSİYONUNUN GRANÜLER ZEMİNLERİN GEÇİRİMLİLİĞİNE ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI.....	750

ATIKSU ÇAMURU KÜLÜ KULLANIMININ İRİ DANELİ ZEMİNİN KOMPAKSİYON PARAMETRELERİ ÜZERİNE ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI	759
ATIKSU ÇAMURU KÜLÜ İLE KABA DANELİ ZEMİN KARIŞIMININ CBR PERFORMANSININ İNCELENMESİ.....	765
FOSFOJİPS KULLANARAK ŞİŞEN ZEMİNLERİN STABİLİZASYONU	771
GÜÇLENDİRİLMİŞ TEMEL - ALT TEMELLERİN TEKRARLI YÜKLER ALTINDAKİ PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ	779
ÇELİKHANE CÜRUFU KATKILI KİL ZEMİNLERİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİNİN ARAŞTIRILMASI	791
BİR KİLİN ATIK GRANİT KIRIĞIYLA İYİLEŞTİRİLMESİ.....	801
KÖRFEZ BÖLGESİ ÇÖKELMİŞ ZEMİNLERİN KİREÇ VE ÇİMENTO İLE ISLAHI.....	807
BİYOPOLİMER KATKILI BİR KİL ÖRNEĞİNİN KOMPAKSİYON VE SERBEST BASINÇ DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ	815
ZAYIF ZEMİNLERDE UYGULANAN TAŞ KOLONLARIN İYİLEŞME ETKİSİNİN SAYISAL ANALİZİ.....	820
ÇİMENTO STABİLİZE KİLİN SÜLFAT ETKİSİ ALTINDA DAYANIM VE GEÇİRİMLİLİK ÖZELLİKLERİ.....	833
TS EN 14227-11 STANDARDININ KİREÇ İLE ZEMİN ISLAHINDA KULLANIMI.....	843
KATKILI ZEMİN İYİLEŞTİRMEDE KÜR SÜRESİ VE ZEMİN SUYUNUN ETKİSİ	853
TAŞ KOLONLARLA İYİLEŞTİRİLMİŞ YUMUŞAK ZEMİNLERDE TEMEL RİJİTLİĞİNİN ETKİSİ	859
DERİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ İLE ZEMİN İYİLEŞTİRİLMESİ	869
SIKIŞTIRILMIŞ KUM-BENTONİT KARIŞIMININ ÇEKME- EĞİLME-SERBEST BASINÇ DAYANIMI İLİŞKİLENDİRİLMESİ VE ÇİMENTO KATKININ ETKİSİ	882
YAPAY ZEMİN DONDURMA YÖNTEMİ İLE ÖRNEK MODELLEME ÇALIŞMASI	894
KADEMELİ FORE KAZIK - ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİNİN ANALİZ VE GÖZLEMLERİ	904
ZEMİN ÇİVİLİ DESTEKLEME SİSTEMLERİNİN 2B SAYISAL ÇÖZÜMÜNE SONLU ELEMAN TİPİNİN ETKİSİ.....	917
DENİZ KENARINDA YERALTI OTOPARKI İÇİN 3-BOYUTLU ANALİZLER.....	928
POLİMER VE ÇELİK ŞERİTLİ DONATILI ZEMİN DUVAR ALTERNATİFLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI ÜZERİNE BİR ÇALIŞMA.....	936
DERİN KAZI MODELLEMESİ VE MALİYET HESABI.....	944
DERİN KAZILARDA İKSA SİSTEMLERİNİN TASARIMININ VE DEFORMASYONLARININ İNCELENMESİ.....	957
DERİN KAZI VE DERİN KAZI İKSA YÖNTEMLERİ	968

DERİN KAZILARDA SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI İLE GERÇEKLEŞEN İKSA YANAL DEPLASMANLARININ MUKAYESESİNE İLİŞKİN BİR VAKA ANALİZİ	978
KISA KÖK BOYUNA SAHİP YÜKSEK KAPASİTELİ ANKRAJLARIN ZAYIF KAYADA DAVRANIŞLARI BİR VAKA ÇALIŞMASI.....	985
HARMONİ ARAMA ALGORİTMASI İLE BETONARME KONSOL DAYANMA DUVARLARININ OPTİMUM TASARIMI	996
ERDEMİR ELMATEPE ŞEV ISLAHI PASİF ANKRAJ ZEMİN ÇİVİSİ VE MİNİ KAZIK-KALICI ANKRAJ SAHA UYGULAMASI.....	1008
AVRASYA TÜNELİ TBM GİRİŞ VE ÇIKIŞ YAPILARI KAZI DESTEK SİSTEMİ UYGULAMALARI	1021
GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE ALETSEL GÖZLEM VE UYGULAMA TEKNİKLERİ – I DEFORMASYON GÖZLEMİ (İNKLİNOMETRE VE SAA).....	1034
ZEMİN ÇİVİSİ VE ANKRAJLI SİSTEMLERİN DERİN KAZILARDA KULLANIMI ÜZERİNE VAKA ANALİZİ	1055
TÜNEL ÇEVRESİ ZEMİNLERİNİN DEPREM SONRASI DAVRANIŞI.....	1064
SİSMİK ZEMİN SIVILAŞMASI TETİKLENME BAĞINTILARININ KIYASLAMALI DEĞERLENDİRMESİ	1072
SİSMİK TEHLİKE ANALİZİ İÇİN MANTIK AĞACI YAKLAŞIMI	1090
ZEMİN, MÜHENDİSLİK, SİSMİK ANA KAYA MODELLERİ İLE GÖZLEMSEL QUASI VE KURAMSAL ZEMİN TRANSFER FONKSİYON HESAPLAMALARI.....	1095
GEOSENTETİK DONATILI TAŞ KOLONLARLA DESTEKLENEN BİR TOPRAK SEDDENİN FARKLI SÖNÜMLEME MODELLERİ İLE ANALİZLERİ	1102
KARACASU BARAJI EŞDEĞER LİNEER DİNAMİK ANALİZİ VE KALICI DEFORMASYON TAHMİNLERİ	1113
REZONANT KOLON DENEY SİSTEMİ İLE TEMİZ KUM ZEMİNLERDE P VE S DALGA HIZLARININ TESPİTİ.....	1126
TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DOYGUN SİLTLEİN DAVRANIŞI.....	1134
ADAPAZARI ZEMİNLERİNİN BOŞLUK SUYU BASINCI DAVRANIŞI	1145
RİJİT BİR YERALTI YAPISININ DİNAMİK YÜKLER ALTINDAKİ TEPKİSİNİN SANTRİFÜJ DENEYİ İLE DEĞERLENDİRİLMESİ.....	1155
GEOTEKNİK TEHLİKELER AÇISINDAN BİR YERLEŞİM BÖLGESİNİN İNCELENMESİ....	1163
HENDEK TİPİ DALGA BARIYERLERİNİN TİTREŞİM YALITIMINA ETKİSİNİN SAHA DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ	1175
ÖN YÜZÜ BETON KAPLI KAYA DOLGU BARAJLARIN DEPREM YÜKLERİ ALTINDAKİ İVME TEPKİLERİNİN İNCELENMESİ	1183
KIBRIS ZEMİNLERİNİN ÖZELLİKLERİ VE QUASI TRANSFER SPEKTRUMLARI İLE İLİŞKİSİ	1195

SAMSUN İLİ ATAKUM İLÇESİNDEKİ BİR ALANDA SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ	1211
ZEMİN DONATILARI İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ ŞEVLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ.....	1224
ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMAN ANALİZLERİ KULLANILARAK ANKRAJLI KAZIK İLE DESTEKLİ ŞEV PERFORMANSININ İNCELENMESİ.....	1233
SENTETİK VE DOĞAL KENTSEL KATI ATIKLARIN KAYMA MUKAVEMETİNİN BÜYÜK ÖLÇEKLİ DİREK KESME DENEYLERİYLE İNCELENMESİ.....	1245
POLİMER, KİMYASAL VE KATKILAR İLE MODİFİYE EDİLMİŞ UÇUCU KÜLLERİN KATI ATIK DEPOLAMA ALANI ŞİLTESİ OLARAK KULLANILABİLİRLİĞİ.....	1253
SIZINTI SUYUNUN ZEOLİTİN HİDROLİK İLETKENLİĞİ ÜZERİNE ETKİSİ	1263
BİR DOLGU ŞEVİN İNSANSIZ HAVA ARACI KULLANILARAK MODELLENMESİ	1271
JİPSLİ ZEMİNLERDE GÖZLENEN HEYELAN HAREKETLERİ VE ALINAN ÖNLEMLER ÜZERİNE BİR VAKA ANALİZİ	1282
SÜRŞARJ ETKİSİNDEKİ ŞEVLERDE ÜÇ BOYUTLU GÖÇME MEKANİZMASI	1292
DEPONI ALANLARINDA GEÇİRİMSİZLİK TABAKASININ HİDROLİK ÖZELLİKLERİNİN İNCELENMESİ VE DIYARBAKIR KATI ATIK DEPOLAMA ALANI ÖRNEĞİ.....	1302
KUMLU ŞEVLERİN SIZMA KUVVETLERİ ALTINDAKİ DAVRANIŞLARININ İKİ VE ÜÇ BOYUTLU LABORATUAR FİZİKSEL MODELLERİ İLE ARAŞTIRILMASI	1311
KABA DANELİ DENİZ DİBİ TARAMA MALZEMELERİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ.....	1319
ERDEMİR ELMATEPE ŞEV STABİLİTE TASARIMI.....	1327
YAĞMURLA TETİKLENEN HEYELANLARIN ÖNCEDEN TAHMİNİ: BİR LABORATUAR MODEL ÇALIŞMASI	1335
KUM ZEMİNE GÖMÜLÜ BORULARDA OLUŞAN GERİLMELERİN DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ.....	1346
DÜZCE İLİNDE (GÖLYAKA) KAT YÜKSEKLİĞİ BELİRLENMESİ ARAŞTIRMALARINDA SİSMİK VE GEOTEKNİK PARAMETRELERİN KULLANILMASI: DÜZCE ÖRNEĞİ	1358
NATM TÜNELİ İLE KAZIKLI KÖPRÜ TEMEL ETKİLEŞİMİNİN ÜÇ BOYUTLU SAYISAL ANALİZİ.....	1373
ÇELİK BORU HATTININ ŞEV HAREKETİ ETKİSİ ALTINDA DAVRANIŞI.....	1383

ÖNSÖZ

İMO 44. Dönem çalışma programında yer alan 6. Geoteknik Sempozyumu'nun yürütücülüğü görevini, İnşaat Mühendisleri Odası Adana Şubesi olarak üstlenmiş bulunmaktayız. 1. Geoteknik Sempozyumu 2005 yılında, yine Adana'da ve İMO Adana Şubesi yürütücülüğünde gerçekleştirildi. Bu yıl 26-27 Kasım tarihlerinde gerçekleştirilen 6. Geoteknik Sempozyumu ile Adana olarak 6. ev sahipliğimizi yapıyoruz. Sunulan bildirilerin sayısı ve niteliği her yeni sempozyumda daha da yükselmektedir. Özellikle bu yıl bildiri başvurusunda oldukça yüksek bir sayıya ulaştık.

İnşaat Mühendisleri Odası, kurulduğu günden bu yana mesleki niteliğin gelişmesini, bilginin paylaşılmasını, mesleki uygulamaların toplum yarına sunulmasını hedeflemektedir. Geoteknik de, ilgili olduğu alan gereği tüm yaşam alanları ve insanlık için hayati öneme haiz bir bilim dalıdır.

Ülkemizde yaşanan yıkıcı depremler, yapı – zemin arasındaki ilişkinin yeterince dikkate alınmamasının acı sonuçlarını göz önüne sermektedir. Geoteknik mühendisliği uygulamalarıyla yer hareketlerine uygun, sağlam zeminli yapı üretilmesinin hayati önemine de işaret etmektedir. Doğa olayı olan depremlerin önüne geçmek mümkün değildir, ancak bilime dayanarak yapı üretimi gerçekleştirirsek depremleri afet olmaktan çıkarabilir, can kayıplarını asgari düzeye indirebiliriz.

Geoteknik mühendisliğinde, zemin ve temel etütleri ile bu etütlerden elde edilen verilerin inşaat mühendisliğinin uygulamalarına hizmet edecek şekilde yorumlanması ve sunulması, yapıların güvenliği ve ekonomisi açısından ciddi önem arz etmektedir. Her zeminde, her şart altında güvenli, sağlıklı, yaşanabilir yapı üretiminin gerçekleşmesi, inşaat mühendisliği uygulamalarının bir takım çalışması içinde sürdürülmesi ile mümkündür. Bu nedenle, yapı tasarımı çalışmalarını, üstyapı uzmanı ile geoteknik uzmanının birlikte yürütmesi güvenli yapılaşmanın olmazsa olmazıdır.

Hayati öneme sahip, güvenli ve ekonomik yapılaşmanın temeli olan Geoteknik mühendisliği konusunun uluslararası normlara uygun olarak sempozyum formatında ele alınması, meslek alanımızdaki gelişmelerin takip edilmesine, mesleki zenginleşmeye ve mesleki hizmet kalitesinin artmasına olanak sağlamaktadır. Uygulamacı mühendislerle akademik alanı bir araya getiren bu bilimsel toplantıların sürekliliğinin sağlanmış olması, ülkemizdeki geoteknik biliminin gelişimine önemli katkıda bulunmaktadır.

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası tarafından planlanan ve yürütücülüğünü İnşaat Mühendisleri Odası Adana Şubesi'nin üstlendiği 6. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana Büyükşehir Belediyesi, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Derneği, Adana Bilim ve Teknoloji Üniversitesi ile ortak çalışma içinde yürütülmüştür.

Geoteknik mühendislerinin, öğretim elemanlarının, araştırmacıların ve sektördeki uygulayıcıların bir araya geldiği 6. Geoteknik Sempozyumu'nda 21 oturum, 11 çağrılı konuşmacı, 1 panel, 121 bildiri sunumu ile konuyla ilgili güncel bilgi ve deneyimlerin paylaşılması, ulusal ve uluslararası düzeyde geoteknik mühendisliğinin sorunları ve çözüm yöntemlerinin tartışılması hedeflenmiştir.

Sempozyumun hazırlanma sürecinde pek çok kişi özveriyle çalışmıştır. 6. Geoteknik Sempozyumunun hazırlanmasında emeği geçen Düzenleme Kurulu'na, Bilim ve Danışma Kurulu'na, Sempozyum Sekreteryası'na, bilimsel katkılarını sunan uzmanlara, bilim insanlarına ve katkıda bulunan herkese teşekkür ediyoruz.

İnşaat Mühendisleri Odası
Adana Şubesi
20.Dönem Yönetim Kurulu

TMMOB İnşaat Mühendisliği tarafından her iki yılda bir düzenlenen “Ulusal Geoteknik Sempozyum” larının ilki 26-27 Ekim 2005 tarihlerinde İmo Adana Şubesi ve Çukurova Üniversitesi işbirliği ile Adana Seyhan Otel’de gerçekleştirilmiş ve 33 adet bildiri sunulmuştur. Bu sempozyuma yaklaşık 100 kişi katılmış olup, birçok meslektaş ve akademisyenin bir araya gelmesi sağlanmıştır. TMMOB İnşaat Mühendisleri tarafından ikincisinin de Adana’da yapılmasına karar verilen 2. Geoteknik Sempozyumu 22-23 Kasım 2007 tarihinde Adana Seyhan Otel’de gerçekleştirilmiş olup, 150 katılımcının yer aldığı sempozyumda 34 adet bildiri sunulmuştur. Geoteknik alanında çalışmalar yürüten akademisyen ve meslektaşlarımızın yoğun ilgili ile katılımcı bildiri ve katılımcı sayısı artan Sempozyumların üçüncüsü 3-4 Aralık 2009 tarihinde Adana Çukurova Üniversite’sinde gerçekleştirilmiş olup, 250 katılımcı tarafından izlenen bu sempozyumda 62 bildiri sunularak bildiriler kitabında yayınlanmıştır. Bu sempozyuma aynı zamanda yurtdışından Braja Das, Mehmet Tümay gibi araştırmacılar davetli konuşmacı olarak katılarak, uluslararası ölçekte bilgi akışının sağlanmasına katkı sağlamışlardır. 1-2 Aralık 2011 tarihinde gerçekleştirilen 4. Geoteknik Sempozyumu 350 katılımcı ile gerçekleştirilmiş olup, sempozyumda 75 adet bildiri sunularak, bildiriler kitabında yer almıştır. Bu sempozyuma yurtiçi ve yurtdışından 8 davetli konuşmacı katılarak, bilgi ve birikimlerini meslektaşlarımıza aktarmışlardır. 5. Geoteknik Sempozyumu 5-7 Aralık 2013 tarihinde Adana Çukurova Üniversitesinde gerçekleştirilmiş olup, sempozyum sürecince 97 adet bildiri sunularak bildiriler kitabında yayınlanmıştır.

Geoteknik Mühendisliği alanında çalışan araştırmacı ve uygulayıcıları bir araya getirerek bilgi ve deneyim birikimi paylaşımını sağlamak, uygulamada karşılaşılan sorunları ve bunların çözüm yöntemlerinin tartışmaya sunarak bilime ve uygulamaya katkı sağlayan Geoteknik Sempozyumlarının altıncısını İmo Adana Şubesi, Çukurova Üniversitesi ve Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Derneği (ZMGM) işbirliği ile 26-27 Kasım 2015 tarihlerinde Adana Çukurova Üniversitesinde gerçekleştirmekteyiz. 6. Geoteknik Sempozyum’unda sunulmak üzere sempozyum sekreteryamıza 177 adet bildiri sunulmak üzere iletilmiş olup, Bilim ve Danışma Kurulu tarafından yapılan hassas değerlendirmeler sonucunda 122 bildiri kabul edilmiştir. Sempozyumumuz boyunca yurtiçi ve yurtdışından 11 değerli araştırmacı ve uygulayıcı çağrılı konuşmacı olarak yer alacak olup, Geoteknik Mühendisliğinde yaşanan sorunların ele alınacağı bir panel gerçekleştirilecektir. Bildiriler kitabında yer alacak olan tüm yayınlar sunulacak olup, bildiri sunumları 3 farklı salonda toplam 21 oturumda gerçekleştirilecektir. Bildiriler; “Zemin Özellikleri ve Zemin Davranışı”, “Temel Mühendisliği”, “Zemin İyileştirmesi”, “Derin Kazı ve İksa Yöntemleri”, “Geoteknik Deprem Mühendisliği”, “Şevler, Heyelanlar ve Çevre Geotekniği” ve “Zemin Yapı Etkileşimi” konu başlıklarında toplanmıştır.

6. Geoteknik Sempozyumu’na ev sahipliği görevini veren TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası’na, sempozyumun düzenlenmesinde görev yapan İmo Adana Şubesi, Çukurova Üniversitesi, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Derneği (ZMGM), Adana Büyükşehir Belediyesi ve Adana Bilim ve Teknoloji Üniversitesi’ne teşekkürlerimi sunarım. Bilimsel sempozyum ve kongrelerin amacına uygun ve başarılı bir şekilde gerçekleşmesi sorumlulukların birlikte paylaşımı ile mümkün olmaktadır. Bu anlamda sempozyumumuza mali kaynak sağlayan sektörümüzün seçkin temsilcileri olan firmalar ve kurumlara sonsuz şükranlarımı sunarım.

Sempozyumun düzenlenmesinde görev alan Düzenleme Kurulu ile bildirilerin değerlendirilmesi aşamasında katkı sağlayan Bilim Danışma Kurulu Üyelerine teşekkür ederim. Sempozyumumuza bilimsel anlamda katkı sağlayan tüm yazarlara ve katılımcılara teşekkürlerimi sunarım.

Prof. Dr. Mustafa LAMAN

6. Geoteknik Sempozyumu Düzenleme Kurulu Başkanı

İnşaat Mühendisliğinin en önemli ihtisas alanlarından biri olan Geoteknik Mühendisliği, medeniyetin gelişimine paralel olarak artan, çeşitlenen ve karmaşıklaşan alt yapı ihtiyacının yeterli güvenlikle ve ekonomik bir şekilde gerçekleştirilebilmesi için gereken bilgi birikimini oluşturan bilim dalıdır. Geoteknik mühendisleri karada veya denizde, yüzeyde veya yer altında barajlar, yollar, limanlar, hava alanları, tüneller, dolgular, istinat duvarları, iksa sistemleri, temeller, yer altı yapıları, enerji santralleri, petrol platformları ve benzeri zeminle etkileşim halinde olan her türlü yapıyı tasarlar ve inşa ederler. Heyelan, taşkın ve deprem gibi afetlere karşı risk değerlendirmesi yaparlar, bunların zararlı etkilerini en aza indirmek için önlemler geliştirirler. Yapıların etkileşim halinde olduğu zemin ve kaya ortamlar doğal, heterojen ve karmaşık ortamlardır, bu ortamların her tür yapıyla etkileşiminin çözümü ise standart değildir, çünkü zemin kendisi standart bir malzeme değildir. Bu kadar karmaşık problemlerin çözümü deneyim ve bilgi birikiminin en üst düzeyde geliştirilmesini, bilim ve teknolojik gelişmenin sunduğu yeni olanakları en iyi şekilde takip etmeyi gerektirir.

Tüm bu özellikleriyle, Geoteknik Mühendisliği gelişime ve yenileşmeye çok açık bir bilim dalı olarak hızla gelişmekte ve yenileşmektedir. Böylesine bir gelişme hızı ile bu mesleğin sadece okulda öğrenilenlerle yürütülmesi mümkün değildir. Bilgi birikimi bu kadar hızla artan bir alanda bilgi ve deneyimin paylaşılması, gelişim ve yenileşimin teşvik edilmesi büyük önem taşımaktadır. Kongre ve sempozyumlar uygulamacı ve araştırmacı meslek insanlarına bu ortamı sağlarlar. Bu ortamlar hem meslekteki uygulama ve gelişmeleri birbirimize aktarmak, hem de oluşturulan bilgi birikimi ile yeni gelişmelere hız ve motivasyon sağlamak için gereklidir. Bu bağlamda, seçkin kentimiz Adana'da 2005 yılından bu yana iki yılda bir gerçekleştirilen Geoteknik Mühendisliği Sempozyumlarının ülkemizde Geoteknik Mühendisliğinin gelişimine yaptığı katkının önemi büyüktür. Altıncısı 26-27 Kasım 2015 tarihlerinde gerçekleştirilecek olan İMO Adana Geoteknik Sempozyumlarını 2005'ten başlayarak planlayan TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası ve gerçekleştiren Çukurova Üniversitesi, İMO Adana Şubesi, Adana Büyükşehir Belediyesi, Adana Bilim ve Teknoloji Üniversitesi'nin bu konudaki hizmetleri her türlü övgüye değerlidir. Derneğimiz de bu sempozyumun yürütücüleri arasında bulunmaktan gurur duymaktadır.

Başta kıymetli meslektaşımız Prof. Dr. Mustafa Laman olmak üzere, Adanalı meslektaşlarımız ve Düzenleme Kurulu üyeleri, gerçekleştirdikleri sempozyumlarla artan deneyimlerini her bir sempozyumda bir öncekini aşmak adına harcadıkları özveriyle birleştirmektedirler. Bu olgu meslektaşlarımız tarafından takdir ve heyecanla izlenmektedir. Meslektaşlarımız için her iki yılda bir Adana'ya gelmeyi ve bu sempozyumlara katılmayı keyifli bir alışkanlık haline getiren unsurlardan birisi Adana'nın sıcak ve misafirperver atmosferi ise bir diğeri de mutlaka düzenleyicilerin sahip olduğu istek ve heyecanın yarattığı mesleki sinerjidir.

Bu görüşlerle düzenleyici kuruluşlara, tüm düzenleme kurulu ve bilim kurulu üyelerine, sponsor firmalara, davetli konuşmacı ve bildiri sahiplerine, tüm katılımcılara mesleğimiz ve derneğimiz adına teşekkürlerimi sunuyorum, Altıncı Geoteknik Sempozyumu'nun da en az öncekiler kadar başarılı olmasını diliyorum.

Prof. Dr. S. Feyza Çinicioğlu,
ZMGM Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Derneği Başkanı



6.Geoteknik
SEMPOZYUMU

Çağrılı Konuşmacılar

SAHAYA ÖZEL TASARIM DEPREMİ

SITE SPECIFIC DESIGN EARTHQUAKE

Atilla ANSAL¹

Gökçe TÖNÜK²

Aslı KURTULUŞ³

ABSTRACT

Forces generated during a probable earthquake that will affect structures may vary significantly due to the properties of soil and rock layers in the soil profile. These differences may lead to variations in the amplitude, duration, and frequency content of the acceleration time histories. The evaluation of these possibilities requires detailed site investigation of soil layers encountered in the soil profile and site response analysis in accordance with the seismic hazard analysis. An important step in site specific response analysis is the selection and scaling of the input acceleration records. To account for the variability in earthquake source factors, relatively large number of acceleration records compatible with the site dependent earthquake hazard in terms of probable magnitude range, distance and fault mechanism recorded on stiff site conditions need to be used as input acceleration records for site response analysis conducted for each soil profile. Site-specific seismic hazard analysis may also need to be conducted to assess design earthquakes with respect to different performance levels. The outcome of a probabilistic seismic hazard is the uniform hazard acceleration spectrum on the engineering bedrock outcrop. However, unless a probabilistic approach is adopted the site response analysis would not yield uniform hazard spectrum on the ground surface. A brief review of what has been reported in the literature and recent work done by the authors on this topic is presented here.

Keywords: Site reponse analysis, strong ground motion, uniform hazard design spectrum.

ÖZET

Olası bir depremde yapıları etkileyecek olan deprem kuvvetleri, zemin kesitinde yer alan zemin ve kaya tabakalarının özelliklerine bağlı olarak önemli farklılıklar gösterebilir. Bu farklılıklar deprem ivme genliklerinin büyümesi, ivme zaman kayıtlarının süre ve frekans özelliklerinin değişmesine yol açabilir. Bu olasılıkları değerlendirebilmek zemin kesitinde yer alan zemin tabakalarının kapsamlı bir şekilde incelenmesi ve sismik tehlike analizleri ile uyumlu zemin büyütme analizleri yapılması ile mümkün olabilir. Bu aşamada sonuçları etkileyecek önemli faktörlerden biri sismik tehlike analizi ile uyumlu ivme zaman kayıtlarının seçilmesidir. Bu kayıtların sismik tehlike analizinde dönüşüm periyoduna bağlı olarak öngörülen eş tehlike spektrumu ile uyumunda izlenen ölçeklendirme yöntemi belirleyici olmaktadır. Deprem kaynak özelliklerindeki farklılıklardan doğabilecek saçılımın göz önüne alınabilmesi; olası faylanma türü, kaynak uzaklığı, deprem büyüklüğü, kaydın alındığı noktadaki eşdeğer kayma dalgası hızı, en büyük ivme ve ivme spektrumu

¹ Prof. Dr., Özyeğin Üniversitesi, İstanbul, atilla.ansal@ozyegin.edu.tr

² Y. Doç. Dr. MEF Üniversitesi, İstanbul, gokce.tonuk@mef.edu.tr

³ Doç. Dr., Özyeğin Üniversitesi, İstanbul, asli.kurtulus@ozyegin.edu.tr

benzerliğine göre çok sayıda deprem ivme kaydının kullanılması ile olabilir. Sahaya özel tasarım deprem özelliklerinin belirlenmesinde diğer bir konu da farklı performans seviyelerine, farklı yıllık dönüşüm periyodlarına karşı gelen depremler için zemin büyütme analizlerinin yapılabilmesidir. Olasılıksal sismik tehlike çalışması sonucu mühendislik ana kayası üzerinde öngörölmüş eşit tehlike ivme tasarım spektrumu her periyot seviyesinde aynı olasılıksal aşılma olasılığına sahip iken zemin büyütme analizleri sonucunda yüzeyde hesaplanan ivme spektrumu bu özelliğini tamamen kaybetmektedir. Bu nedenle sahaya özel tasarım depremi belirlenirken olasılıksal bir yaklaşım izlenmesi doğru olacaktır. Bu yazıda sahaya özel tasarım depremi özelliklerinin belirlenmesi için geliştirilmiş olan yaklaşımlar ve tarafımızca yapılmış çalışmalardan elde olunan bulgular özetlenecektir.

Anahtar Kelimeler: Zemin büyütme analizi, kuvvetli yer hareketi, eşit tehlike tasarım spektrumu.

1. GİRİŞ

Mühendislik yapılarının depremler sırasında davranışları ve oluşabilecek hasarlar, yapısal özellikler kadar o yapının oturduğu temel sisteminin ve zemin tabakalarının özelliklerine de bağlıdır. Bu durumun değerlendirilmesinde sismik tehlike analizleri, deprem tasarımı için gereken deprem özelliklerinin belirlenmesinde, hem olası değişkenlik ve hem de belirsizlikleri hesaba alıyor olması nedeniyle, bu sürecin önemli bir adımıdır. Sismik tehlike analizlerinde yerel zemin koşullarının etkisi göz önüne alınmadan farklı dönüşüm periyotları veya aşılma olasılıkları için eşit tehlike ivme spektrumları oluşturmak hedeflenir. Bu aşamada yüzeylenmiş mühendislik kayası esas alınmakta ve önerilen eşit tehlike ivme spektrumları zemin büyütme analizleri için başlangıç noktası olmaktadır.

Yerel zemin koşullarının tasarım sürecinde gözönüne alınmasında değişik yaklaşımlardan söz edilebilir. Ampirik bir yaklaşıma dayanan azalım ilişkileri, değişik zemin koşullarına karşı gelen katsayıları içerir. Bu açıdan önemli bir gelişme bu katsayıların zemin kesitinde üst 30m ortalama kayma dalgası hızının bir fonksiyonu olarak tanımlanmasıdır (Abrahamson vd., 2008).

İkinci bir seçenek büyütme faktörlerinin kullanılmasında, kayma dalgası hızı profiline bağlı olarak farklı özelliklere sahip zeminler için belli bir zemin sınıfını temsil eden tipik davranışların geçerli olduğu kabul edilir. Bu yaklaşımı benimseyen Borchardt (1994) tarafından önerilen ve yaygın bir şekilde kullanılan yöntemde (NEHRP, 2013), ampirik büyütme faktörleri anakaya seviyesinde olası ivme spektrumuna, bu spektrumun özelliklerine ve üst 30m ortalama kayma dalgası hızına bağlı olarak hesaplanır.

Üçüncü ve daha kapsamlı olarak sahaya özel büyütme analizinde, incelenen sahadaki zemin tabakalarının özellikleri ve kayma dalgası hız profili kullanılarak bir boyutlu zemin büyütme analizleri yapılmasıdır (Ansal, vd., 2011; Rathje vd 2010, Hashash vd 2010, Tönük, vd 2013).

Yapı tasarımında farklı performans seviyeleri için bir değerlendirme yapılacak ise, bu performans seviyelerine karşı gelen 72, 475 ve 2475 sene dönüşüm periyotları için sahaya özel tasarım deprem özellikleri belirlenmelidir. Böyle bir çalışma zemin incelemeleri ve zemin büyütme analizlerinin yapılması ile olabilir. Bu analizlerde birinci aşama mühendislik kayası üzerinde tasarım depremini belirlemek için yapılan sismik tehlike çalışmasını; ikinci aşama ise zemin yüzeyinde veya temel seviyesinde tasarım deprem özelliklerini belirlemek amacıyla zemin büyütme analizlerinin yapılmasını kapsar. Sahaya özel ivme tasarım spektrumları, bu şekilde yapılan zemin büyütme analizleriyle belirlenir.

Zemin büyütme analizlerinde en yaygın yöntem eşdeğer doğrusal modeller kullanılmasıdır. Bu (a) mühendislik anakayasına kadar kayma dalgası hızının derinlikle değişiminin; (b) zemin kesitinde yer alan her tabaka için dinamik kayma modülü-sönüm oranı-birim kayma ilişkisinin bilinmesini gerektirir. Son yıllarda, zemin koşullarının modellenmesindeki belirsizliklerin analiz sonuçlarındaki değişkenliğe etkisi üzerinde çalışmalar yoğunluk kazanmıştır. Bu çalışmaların birçoğunda zemin koşullarındaki değişkenliğin sahaya ve spektral periyodlara bağlı olarak etkisinin önemli olduğu, değişkenlik arttıkça hesaplanan yüzey davranış spektrumlarında medyan değerlerde azalma, standard sapmalarda artma görüldüğü belirtilmektedir (Stewart ve Kwok, 2008; Rathje vd. 2010, Baturay ve Stewart, 2003, Stewart ve Baturay, 2002).

Zemin büyütme analizlerinde önemli konulardan biri; sismik tehlike analizi sonucunda tanımlanan eşit tehlike tasarım spektrumu esas alınarak yapılan zemin büyütme analizleri sonucunda eğer olasılıksal bir yaklaşım izlenmedi ise yüzeyde hesaplanan tasarım spektrumlarının olasılıksal olma özelliğini kaybetmesidir. Bu nedenle zemin büyütme analizleri sonucunda zemin yüzeyinde elde edilen ivme tasarım spektrumlarının her periyot için eşit aşılma olasılığında olması tercih edilen bir yaklaşımdır. Bu amaçla farklı yöntemler benimsenerek bu durum için önerilen çözümler (Rathje, vd 2013, Bazzurro ve Cornell, 2004) özetlenecek ve tarafımızdan geliştirilen yaklaşımlar anlatılacaktır (Ansal vd., 2013, Tönük vd., 2013). Gene bu amaca yönelik bu çalışma kapsamında zemin kesitinde her tabaka için belirlenen kayma dalgası hızının değişkenliği Monte Carlo simulasyon yöntemi kullanılarak model edilmeye çalışılmıştır.

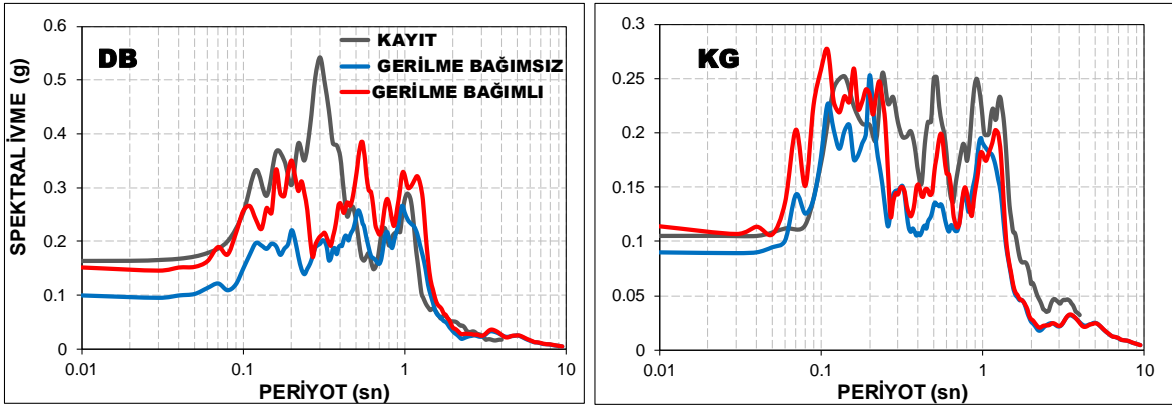
Son yıllarda doğrusal olmayan zemin davranışının hangi koşullarda etkin olduğu ve doğrusal olmayan modellerin kullanılmasının gerekliliği konularında da (Assimaki ve Li, 2012, Stewart vd. 2008, Hashash vd., 2010) çalışmalar da yapılmaktadır. Bu yazıda bunlardan söz edilmeyecektir.

2. ZEMİN DAVRANIŞLARI

Depremler sırasında zemin kesitinde yer alan farklı zemin tabakaları düzensiz tekrarlı kayma gerilmelerine maruz kalırlar. Bu gerilmeler altında zemin tabakalarının nasıl bir davranış gösterecekleri incelenmeli ve buna göre bir değerlendirme yapılmalıdır. Zemin tabakaları deprem özelliklerini ve deprem dalgaları da zemin tabakalarının gerilme-şekil değiştirme ve kayma mukavemeti özelliklerini değiştirir (Ansal, 1998). Zemin tabakalarının tekrarlı kayma gerilmeleri etkisinde davranışlarını incelerken iki konu önem kazanır. Bunlardan ilki tekrarlı kayma gerilmeleri altında kayma mukavemeti diğeri ise gerilme şekil değiştirme özellikleridir.

Zeminlerin tekrarlı gerilmeler altında gerilme-şekil değiştirme özellikleri olarak dinamik kayma modülü-sönüm oranı-birim kayma değişimleri kullanılarak belirlenir. Gözlenen zemin davranışlarında diğeri inşaat malzemelerinden farklı olarak gerilme-şekil değiştirme ve mukavemet davranışlarında farklı eşiklerin bulunduğu gözlenmiştir (Ansal, 1994, 1995, Darendeli, 2001; Okur ve Ansal, 2007, Vucetic ve Dobry, 1992; Seed ve Idriss, 1970). Bu eşikler zemin elemanlarının elastik, elastoplastik ve plastik davranışları arasındaki sınırları göstermektedir. Bu eşikler aynı zamanda zemin davranış ve büyütme analizlerinde analiz yöntemi seçilmesinde önemli olurlar. Sahaya özel tasarım deprem özelliklerinin belirlenmesi için yapılacak olan zemin büyütme analizlerinde dinamik kayma modülü-sönüm oranı-birim kayma değişimlerinde gözlenen farklılıklar bu durumu yansıtmaktadır. Bu aşamada önemli olan her tabaka için seçilecek dinamik kayma modülü-sönüm oranı-birim kayma değişimlerinin zemin kesitinde yer alan zemin cinslerine uygun seçilmeleridir.

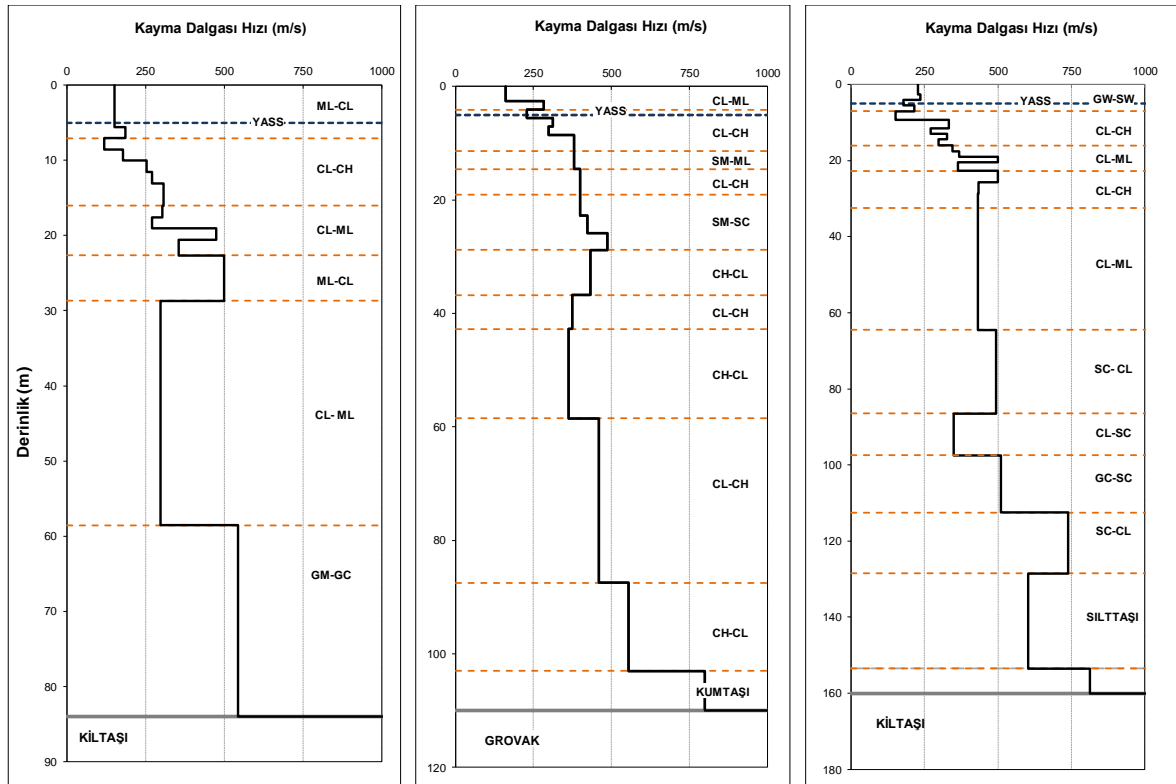
Son yıllarda yapılmış olan araştırmalarda dinamik kayma modülü–sönüm oranı-birim kayma ilişkilerinin efektif düşey basınca bağımlı olduğunu göstermiştir (Darendeli vd 2001). Daha önceden yapılmış olan zemin büyütme analizlerinde, zemin tabaka derinliklerinden bağımsız alınırken, artık böyle bir varsayım yapmanın çok doğru olmayacağı bilinmektedir. Ataköy deprem istasyonunda 1999 Kocaeli depreminde alınan deprem kaydını model etmek için yapılan parametrik çalışmada (Ansal, et al, 2010) Şekil 1’de gösterildiği gibi düşey gerilmeye bağımsız ve bağımlı ilişkiler kullanılması durumlarında yüzeyde hesaplanan ivme spektrumlarında farklılıklar gözlenmiştir. Düşey gerilmeye bağımlı ilişkiler kullanılması sonucunda hesaplanan ve kayıt edilmiş spektrum arasında daha iyi bir uyum gözlenmiştir. Tekrarlı kayma gerilmeleri altında yapılan deneylerde tekrarlı kayma gerilmesi genliği-birim kayma genliği ilişkisinden çevrim sayısına bağlı bir dinamik kayma mukavemeti tanımlanabilir. Bunun dışında tekrarlı yükleme sonrası veya deprem sonrası kayma mukavemeti ve gerilme-şekil değiştirme özelliklerinde, efektif gerilmesinin azalması ve dane yapısının bozulması sonucunda bir yumuşama, statik kayma mukavemetinde azalmalar ve ek oturmalar ve temel göçmelerine yol açabilir. İnceleme alanında olabilecek bir depremde zemin tabakalarında önemli mukavemet kayıpları hem temel tasarımı hem de yapı tasarım spektrumunun belirlenmesi açısından önemlidir.



Şekil 1. İstanbul’da Kapsamlı Sondaj Çalışmaları Ve Laboratuvar Deneyleri Sonrası Tanımlanan Ataköy Zemin Kesitinde Düşey Gerilmelere Bağımlı Dinamik Kayma Modülü-Sönüm Oranı - Birim Kayma İlişkilerinin Kullanılması Ve Kullanılmaması Sonucunda Hesaplanan İvme Tepki Spektrumları

3. YEREL ZEMİN KOŞULLARI

Sahaya özel tasarım ivme deprem spektrumu belirlenmesinde, önemli ikinci bir aşama da yerel ölçekte jeolojik, geoteknik ve jeofizik verilerinin değerlendirilmesi, inceleme alanı içinde kalan bütün sondaj ve arazi deney verileri kullanılarak yeterli sayıda zemin profili tanımlanmasıdır. Yerel zemin özelliklerinin tanımlanması amacıyla yürütülen çalışmalarda iki konu önem kazanır. Bunlardan birincisi; zemin kesitinde yer alan tabakaların sondajlar sırasında alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerine dayanarak sınıflandırılmaları, ikincisi ise mühendislik kayası olarak tanımlanan, kayma dalgası hızının, $V_s \geq 750$ m/s olduğu derinliğinin belirlenmesidir. Hem deprem yönetmeliklerine göre yerel zemin sınıflandırması yaparken hem de zemin büyütme analizlerinde zemin tabakalarının özelliklerini tanımlarken her sondaj noktası için bu bilgiler derlenmiş olmalıdır.



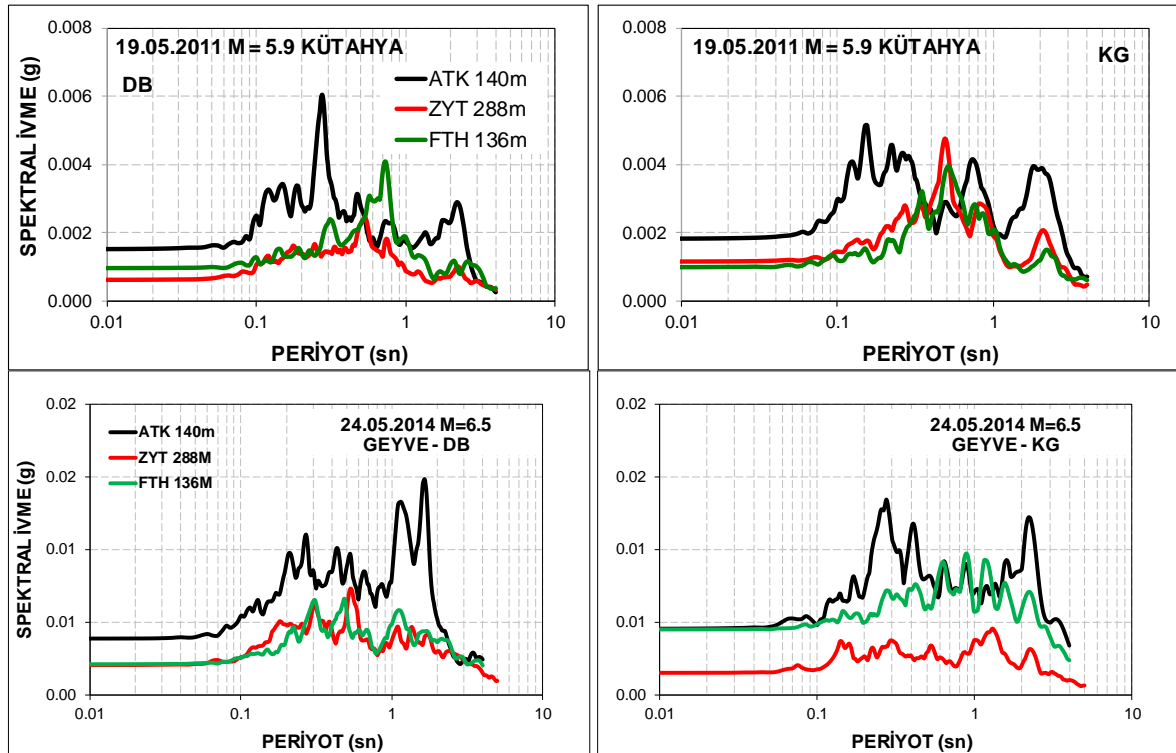
Şekil 2. İstanbul'da Sondaj Çalışmaları ve Laboratuvar Deneyleri Sonrası Birbirine Göreceli Olarak Yakın Noktalarda Bulunmuş Üç Zemin Kesiti

Bu aşamada yüzeyde hesaplanacak olan tasarım ivme spektrumunun güvenilirliği zemin kesitinde yer alan tabakaların kalınlıklarının, zemin sınıflarının ve bu sınıflara karşı gelen zemin özelliklerinin doğru bir şekilde belirlenmesi ile orantılıdır. Örneğin Şekil 2'te İstanbul'da göreceli olarak birbirine yakın noktalarda yapılmış sondajlardan bulunmuş zemin kesitleri gösterilmiştir. Buradan da görülebileceği gibi hem zemin tabakalaşması hem de mühendislik kayası derinliği açısından önemli farklar gözlenmektedir (Ansal vd. 2014). Zemin büyütme analizleri açısından bu aşamadaki diğer önemli bir özellik de zemin kesitinde yer alan zemin tabakaları için dinamik kayma modülü seçimine esas olacak kayma dalgası hızlarının belirlenmesidir. Bu hızların tercihen kuyu içi veya yüzey sismik dalga hızı ölçüm metodları ile bulunması tercih edilir. Ama her durumda bir seçenek de SPT darbe sayıları cinsinden mevcut amprik ilişkiler kullanılması olabilir. Burada amaç mevcut bütün verileri kullanarak kayma dalgası ölçümlerinde olabilecek hataları ve saçılımı görmektir. Hangi ölçüm ve hesap yöntemi kullanılırsa kullanılsın kayma dalgası hızları zemin kesitinde değişkenlik gösteren önemli bir parametredir. Sismik tehlike analizi sonucunda mühendislik kayası üzerinde hesaplanmış eşit tehlike spektrumunu aynı olasılık ile yüzeye taşımak hedeflenmiş olduğuna göre, bunu sağlamada bir yaklaşım zemin tabaka kalınlıklarının doğru olarak belirlendiğini varsayarak bütün olasılık modelini kayma dalgası hızlarının dağılım modeline bağlamak olabilir. Bunun gerçekçi bir şekilde yapılabilmesi için belirlenen kayma dalgası hızı profilinde ortalama değerlerin ve olası saçılımın, eğer bu saçılımın bir normal dağılım ile modellenebileceği varsayılırsa standart sapmanın değeri konusunda gerçekçi bir değerlendirme yapılması gerekir.

Yerel zemin koşulları açısından diğer önemli bir parametre mühendislik ana kayasının derinliğinin belirlenmesidir. Bu her koşulda kolayca elde edilebilecek bir değer değildir. Birçok durumda bu derinliklere kadar sondaj yapılamayabilir veya kuyu içi sismik ölçümler

olmayabilir. Günümüzde yüzey dalgalarının spektral analizine dayanan ölçüm yöntemleri (MASW veya SASW) bu amaca yönelik olarak çokça kullanılmaktadır. Ama bu yöntemlerde yüzey dalgaları dispersiyon eğrisine uyum sağlanması aranması nedeniyle tabaka kalınlıkları ve tabakaların kayma dalgası hızları kullanılarak bir optimizasyon yapılmaktadır. Bu da yapılan değerlendirmenin tekil bir çözümü olmadığını seçilecek her zemin tabakası için farklı bir kayma dalgası hızı profili elde edileceğini gösterir. Eğer incelenen bölgede yeterli bir sondaj ve jeolojik çalışma yapılmamış ve elde yeterince veri yoksa bu yöntemler ile bulunan kayma dalgası hızı profillerinin doğru olması beklenmemelidir.

Bu kapsamda diğer önemli bir soru da mühendislik anakayasası olarak tanımlanan kayma dalgası hızı değeri olmaktadır. Bazı araştırmacılar ve genellikle uygulamaya yönelik değerlendirmelerde mühendislik kayası kayma dalgası hızını $V_s=450\text{m/sn}$ seviyesinde bile alınabileceği belirtmişlerdir. Mühendislik anakayasası veya referans zemin tabakası kavramının zemin büyütme analizlerine iki türlü yansması bulunmaktadır. Bunlardan ilki; sismik tehlike analizleri bu kavram ile uyumlu olarak mühendislik anakayasası üzerindeki değerler için hesaplanır. Bu hesaplar yapılırken kullanılan azalım ilişkileri mühendislik anakayasası olarak kabul edilen yerel koşullarda alınmış kayıtlara dayanır. Bu nedenle mühendislik kayası olarak tanımlanan değerlerin değişmesi sismik tehlike analizlerinde değişmesi anlamına gelir. Bu bağlamda zemin büyütme analizleri için deprem kayıtları seçerken sismik tehlike ile uyumlu olarak mühendislik kayası üzerinde alınmış kayıtlar kullanılır. İkinci bir konu da bu yaklaşımın deprem özelliklerinin mühendislik anakayasası içinde önemli bir değişim göstermediği, önemli olan değişimin deprem dalgalarının zemin tabakaları içinden geçerken meydana geldiği varsayımına dayanmasıdır.



Şekil 3. İstanbul'da Düşey Deprem İstasyonlarında Mühendislik Kayası Seviyesinde Alınmış Kayıtların İvme Tepki Spektrumları

Bugüne kadar İstanbul düşey deprem istasyonlarından her üç istasyonda da mühendislik kayası seviyesinde alınan kayıtların ivme tepki spektrumları Şekil 3'te verilmiştir (Kurtulus,

2011). Burada ivme spektrumları arasında önemli farklar gözlenmektedir. Bu da $V_s \geq 750$ m/sn olarak tanımlanan mühendislik anakayası kayma dalgası hızının çok gerçekçi bir varsayım olmadığına bir kanıt olarak algılanabilir. Bunun uygulamaya yansımaları sismik tehlike analizindeki azalım ilişkileri ve ivme kaydı seçimi açısından uygulamalarda değişiklik yapılmasını gerektirecektir.

Zemin profilleri tanımlanırken sınırlı deneysel ve sayısal veri bulunması durumunda yapılan yorumlarda güvenli tarafta kalmak hedeflenir, ama güvenli tarafta kalmak her zaman sağlanamayacağı gibi hem yerel zemin sınıflarının seçiminde hem de zemin büyütme, sıvılaşma ve heyelan tehlikesi analizlerinde sonuçlar gerçekçi olmayacak ve uygulanması tavsiye edilen önlemler doğru olmayabilecektir. Bu nedenle zemin kesitinde olası değişkenlikler hem tabaka kalınlıkları, kayma dalgası hızı profilleri ve hem de anakaya tabakası derinliği açısından olasılıksal bir yaklaşımın benimsenmesi tasarım ve uygulama aşamalarında karar verilmesini kolaylaştıracak ve önerilen sonuçların hem mühendislik uygulaması açısından hem de eğer performans bazlı bir tasarım hedefleniyorsa daha tutarlı olmasına yol açacaktır.

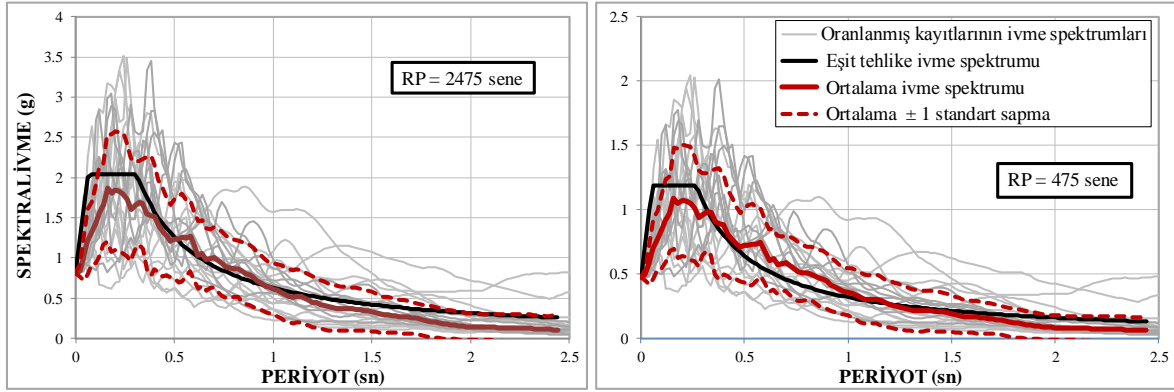
4. İVME ZAMAN KAYITLARININ SEÇİMİ VE ÖLÇEKLENDİRİLMELERİ

Sismik tehlike analizinin son aşaması, incelenen saha için zemin yüzeyindeki deprem özelliklerinin belirlenmesidir. Bu aşamada tercih edilen seçenek zemin yüzeyindeki deprem özelliklerinin, detaylı bir zemin incelemesi ve yerel sismik tehlike bulguları ile uyumlu ivme kayıtlarının kullanıldığı zemin büyütme analizleri sonucunda tanımlanmasıdır. Göreceli olarak kısa mesafeler içinde zemin kesitlerinde gözlenen değişiklikler ve geçmiş depremlerde yerel zemin koşullarının önemli olduğuna dair elde edilmiş bulgular (Hartzell vd. 1997, Ansal vd. 2010) göz önüne alınırsa, sahaya özel deprem özelliklerinin belirlenmesinde zemin büyütme analizleri yapılması daha doğru bir seçenektir. Bu aşamada önemli bir konu, büyütme analizleri için kullanılacak ivme zaman kayıtlarının seçilmesidir. Bu konuda yapılan parametrik çalışmalarda üretilmiş ivme zaman kayıtları geçmiş depremlerde elde olunmuş ivme zaman kayıtlarının kullanılmasının daha gerçekçi sonuçlar verdiği gözlenmiştir. Deprem kaynak özelliklerindeki farklılıkların ve belirsizliklerin etkisi bir ölçüde sismik tehlike ile uyumlu çok sayıda deprem ivme kaydının kullanılması ile mümkün olabilir (Ansal ve Tönük, 2007).

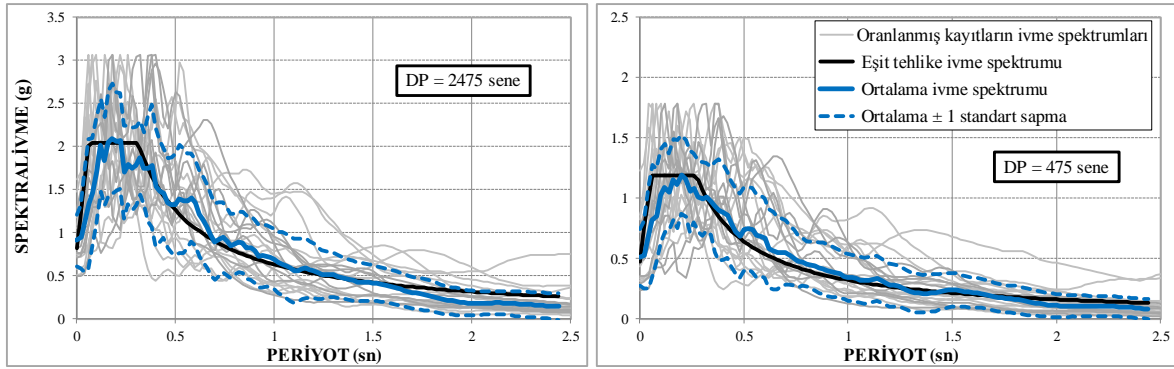
Zemin büyütme analizlerinde incelenen bölge için yerel sismik tehlike çalışmalarında belirlenmiş olan sismik ve tektonik koşullar (fay mekanizması, deprem büyüklüğü ve fay uzaklığı) ile uyumlu geçmiş depremlerde mühendislik kayası üzerinde ($V_s \geq 750$ m/s) alınmış ivme zaman kayıtlarının seçilmesi tercih edilir (Bommer ve Acevedo, 2004; Bommer vd., 2000). Bu uyumu sağlayan kayıtlardan analizlerde kullanılmak üzere mümkün olduğunca çok sayıda seçilerek, analizlerde deprem kaynak özelliklerindeki farklılıklardan doğabilecek saçılımın etkisini azaltmak hedeflenir. Sismisite ile ilgili bu koşulların yanı sıra seçilecek kayıtların, olasılıksal sismik tehlike analizinden mühendislik anakayası için farklı dönüşüm periyotlarında hesaplanmış en büyük ivme ve eşit tehlike ivme spektrumları ile uyumu da aranır. Bu yapılırken farklı seçenekler mevcuttur;

En basit ve en çok kullanılan yaklaşım seçilen kayıtların sismik tehlike analizinde önerilen en büyük ivmeye göre ölçeklendirilmesidir. Böyle bir ölçekleme sonucu zemin büyütme analizlerinde kullanılacak olan kayıtların ivme spektrumları, ortalama spektrum ve 2475 ve 475 sene dönüşüm periyoduna karşı gelen yüzeylenmiş mühendislik kayası üzerinde hesaplanmış olan hedef eşit tehlike spektrumları Şekil 4'da gösterilmiştir.

İkinci bir seçenek ise seçilmiş bütün kayıtların ortalama ivme spektrumunun hedef eşit tehlike ivme spektrumu ile en iyi uyumunun sağlanması için en büyük ivme değeri oranına göre bir optimizasyon yapılabilir. Şekil 5’de böyle bir optimizasyon sonrası elde edilen ivme spektrumları gösterilmiştir. Buradan görüleceği gibi ortalama ivme spektrumunun hedef spektrumuna uyumu daha iyileşmekte ve de optimizasyon sürecinde üst ve alt sınırlar tanımlanabildiği için bu durumda tekil ivme spektrumların saçılımı bir önceki yaklaşıma göre oldukça azalmaktadır. Saçılımların az olması olasılıksal değerlendirmeler açısından istenen bir durumdur.

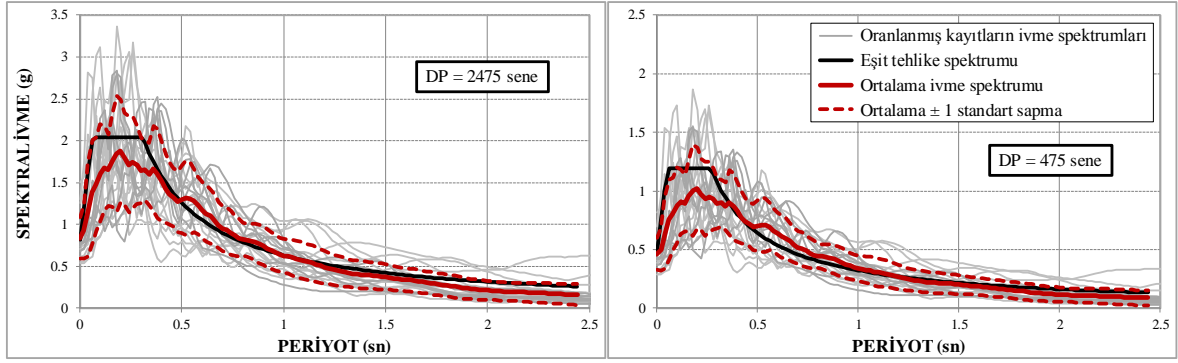


Şekil 4. 2475 ve 475 Sene Dönüşüm Periyodları İçin Eşit Tehlike İvme Spektrumları ve En Büyük İvme Değerine Göre Oranlanmış Kayıtların İvme Spektrumları



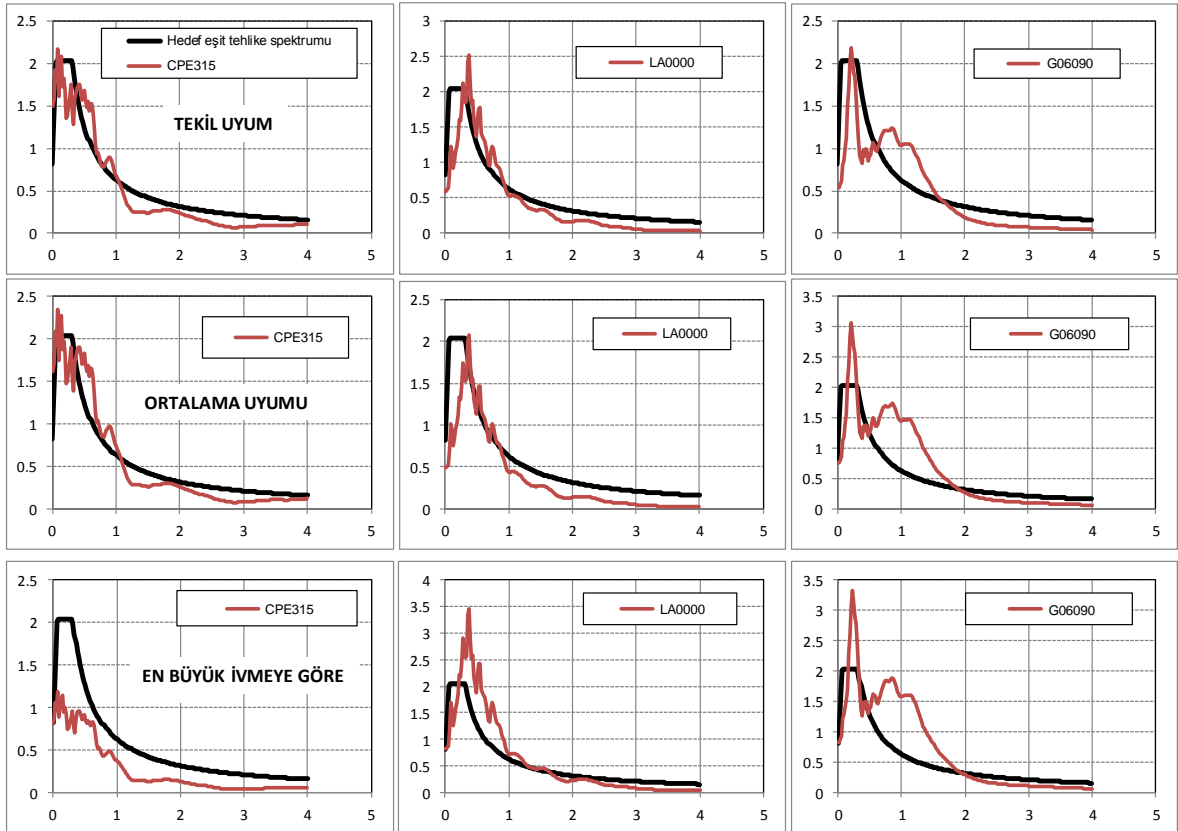
Şekil 5. 2475 ve 475 Sene Dönüşüm Periyodları İçin Eşit Tehlike İvme Spektrumları ve Ortalama İvme Spektrumuna En İyi Uyum İçin Oranlanmış Kayıtların İvme Spektrumları

Üçüncü bir seçenek seçilen her kayıt için hedef eşit tehlike ivme spektrumu ile en iyi uyumunun aranmasıdır. Bu şekilde ölçeklendirilmiş kayıtların ivme spektrumlarının değişimi Şekil 6’de verilmiştir. Buradan da görülebileceği gibi bu koşullarda ortalama ivme spektrumu hedef eşit ivme spektrumundan diğer iki seçeneğe göre daha küçük ivme değerlerinde kalmaktadır. Diğer yandan standart sapma eğrilerinden de görüleceği gibi saçılım önemli ölçüde azalmaktadır.



Şekil 6. 2475 ve 475 Sene Dönüşüm Periyotları İçin Eşit Tehlike İvme Spektrumları ve Her Kayıt İçin Eşit Tehlike Spektrumuna En İyi Uyuma Göre Oranlanmış Kayıtların İvme Spektrumları

Seçilen ivme zaman kayıtları, sismik tehlike analizlerinde 2475 sene dönüşüm periyodu için belirlenmiş eşit tehlike ivme tasarım spektrumuna uyumluluğu, benimsenen her üç yöntemde tekil kayıtlar açısından farklılıkların gözlemlendiği üç kayıt Şekil 7’de verilmiştir.



Şekil 7. 2475 Sene Dönüşüm Periyotları İçin Eşit Tehlike İvme Spektrumları ve Her Kayıt İçin Eşit Tehlike Spektrumuna En İyi Uyuma Göre Oranlanmış Kayıtların İvme Spektrumları

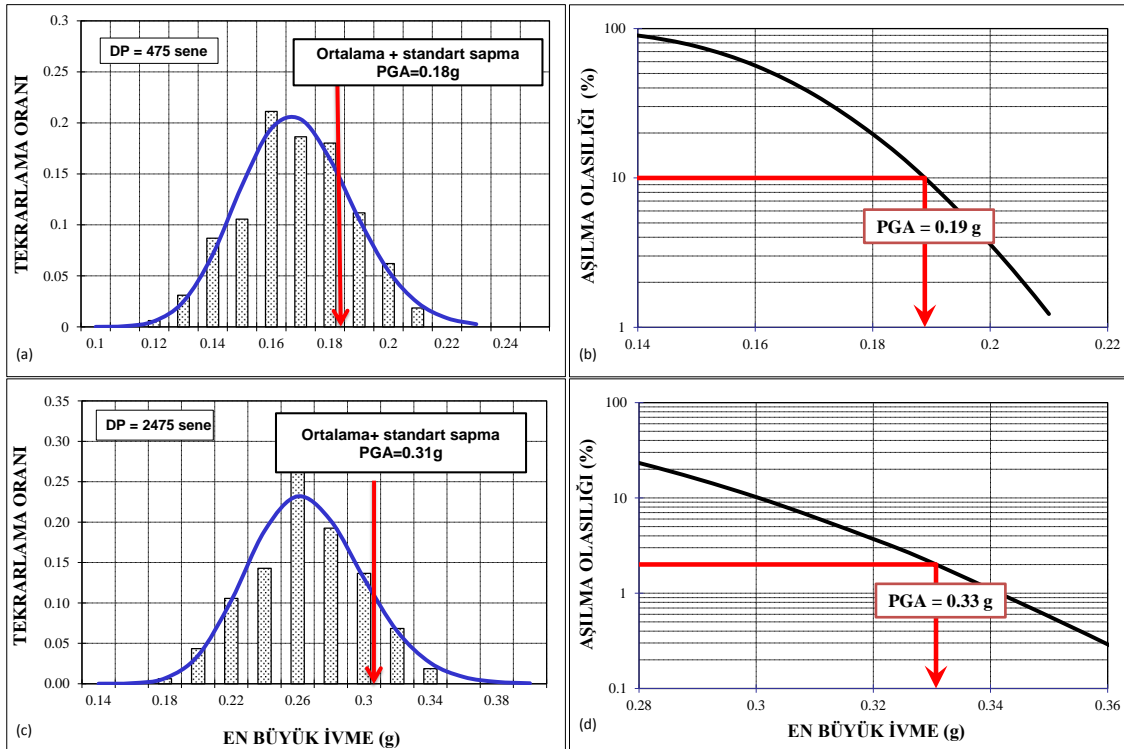
Bu karşılaştırma tekil kayıtlar için en iyi uyumun üçüncü seçenek ile sağlandığını göstermektedir. Bu yaklaşımda büyütme analizlerinde kullanılacak olan kayıtların ivme spektrumlarında saçılım azalması, yüzeyde hesaplanacak ivme spektrumlarına da yansıtacaktır.

5. ZEMİN BÜYÜTME ANALİZLERİ

Zemin büyütme analizi yapmak için zeminlerin gerilme-şekil değiştirme ilişkilerinin tanımlanmasında ve dalga yayılım denkleminin hesaplanmasında kullanılan yaklaşımlarda yapılan basitleştirici varsayımlara bağlı olarak değişen çeşitli analiz yöntemleri mevcuttur (Bardet vd, 2000; Idriss ve Sun, 1992; Hashash; 2011, Yoshida ve Suetomi, 2004). Yerel zemin davranışının tek boyutlu dalga yayılımı analizleri, göreceli olarak basit olmalarının yanı sıra güvenli tarafta kalan sonuçlar verdikleri düşüncesi ve uzun zamandan beri kullanılıyor olmaları nedeniyle bir tercih nedeni olmaktadır. Bu analizlerin sonuçları ile tasarlanmış pek çok proje depremlerde yeterli dayanımı göstermiştir. Tarafımızca yapılan çalışmalarda bir boyutlu, eşdeğer doğrusal zemin modeline dayanan zemin büyütme analizi Shake91 (Idriss ve Sun, 1992) programı kullanılmıştır.

Sahaya özel deprem özellikleri ve ivme tasarım spektrumu belirlenirken daha öncede belirtilmiş olduğu gibi bu değer ve spektrumların sismik tehlike sonrasında önerilmiş olan aşılma olasılıkları ile uyumlu olması beklenir. İvme tasarım spektrumu açısından bu koşulun bütün periyotlar için geçerli olması diğer bir değişle zemin büyütme analizi sonucunda zemin yüzeyinde eşit tehlike spektrumu belirlenmesi hedeflenir.

Bu koşulları sağlamanın bir yolu incelenen sahada belirlenmiş çok sayıda zemin kesiti üzerinde zemin büyütme analizleri yapmak olabilir. Bir açıdan inceleme alanında yapılmış bütün sondajlardan yararlanarak oluşturulan zemin kesitlerinde çok sayıda ölçeklendirilmiş deprem kaydı kullanılarak zemin büyütme analizleri yapılmasının ilk aşamada yeterli olduğu varsayılabilir.

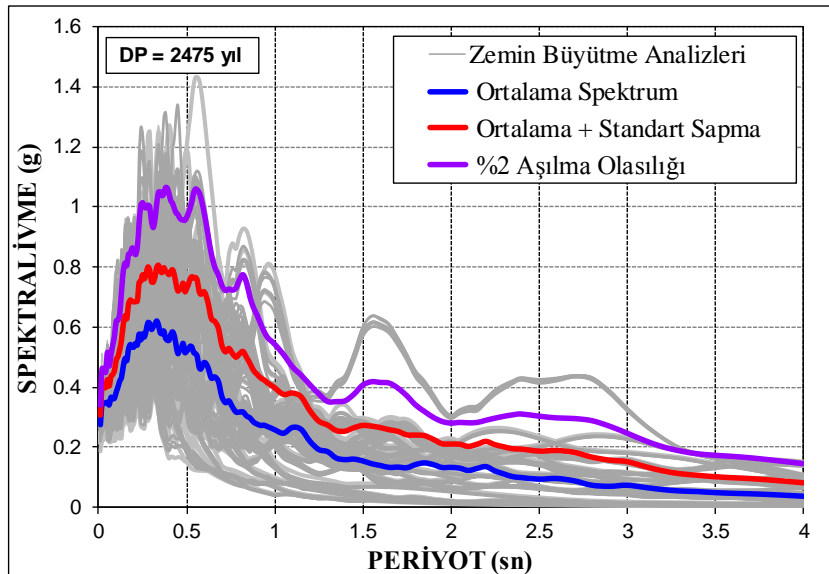


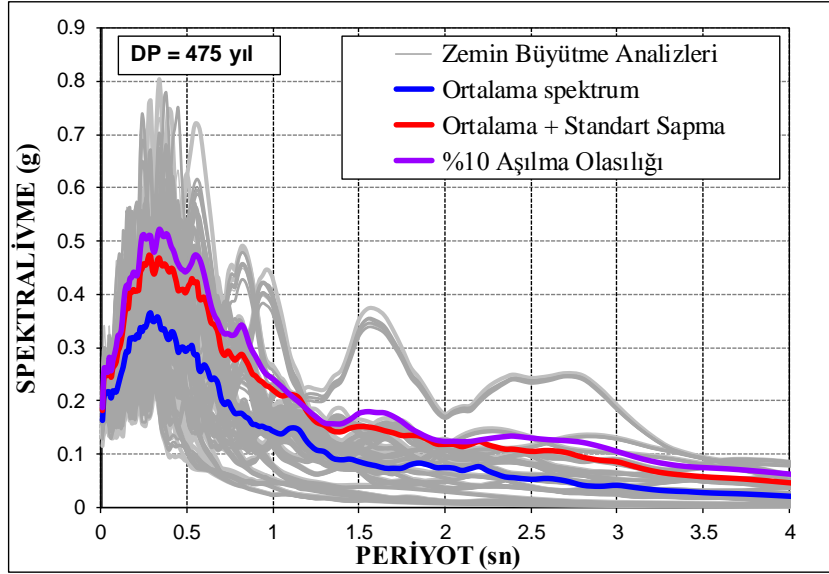
Şekil 8. 475 ve 2475 Sene Dönüşüm Periyotları İçin Zemin Yüzeyinde Hesaplanan En Büyük İvme Değerlerinin Dağılımları ve %10 ve %2 Aşılma Olasılıklarına Karşı Gelen Değerler

Bir parametrik çalışmada inceleme alanında 7 adet zemin kesitinde 23 ivme kaydı kullanılarak yapılmış olan 161 adet zemin büyütme analizinden zemin yüzeyinde 475 ve 2475 sene dönüşüm periyotları için hesaplanmış en büyük ivme değerlerinin (PGA) dağılımı Şekil 8’de verilmiştir. Bu dağılımın normal dağılıma uygunluğu yeterli sayılarak bir olasılık değerlendirmesi yapıldığında Şekil 8a’da gösterildiği gibi %10 aşılma olasılığına karşı gelen en büyük ivme değeri $PGA=0.18g$ olmaktadır. Dağılım esas alınarak Ansal vd (2011) tarafından uygulanan amprik bir yaklaşımda ortalama + 1 standart sapma değerini tasarım için önerilmiştir. Bu değer Şekil 8b’de gösterildiği üzere $PGA=0.19g$ değerine karşı gelmektedir. Aynı şekilde, 2475 sene dönüşüm periyodu için %2 aşılma olasılığına karşı gelen en büyük ivme değeri ile dağılımdan bulunan ortalama + 1 standart değeri arasındaki farkın göreceli olarak az olması bu normal dağılım modeline dayalı yaklaşımın kabul edilebilir olduğunu göstermektedir.

Aynı kabulden hareketle, en büyük ivme için benimsenen yaklaşım ivme spektrumu için de uygulanabilir. Bu şekilde bütün zemin büyütme analizleri sonucunda zemin yüzeyinde hesaplanmış ivme spektrumu için her periyot seviyesinde dağılımın normal dağılıma uygun olduğu varsayılarak, aşılma olasılıkları hesaplanabilir. Böylelikle, eşit tehlike spektrumu da elde edilmiş olmaktadır.

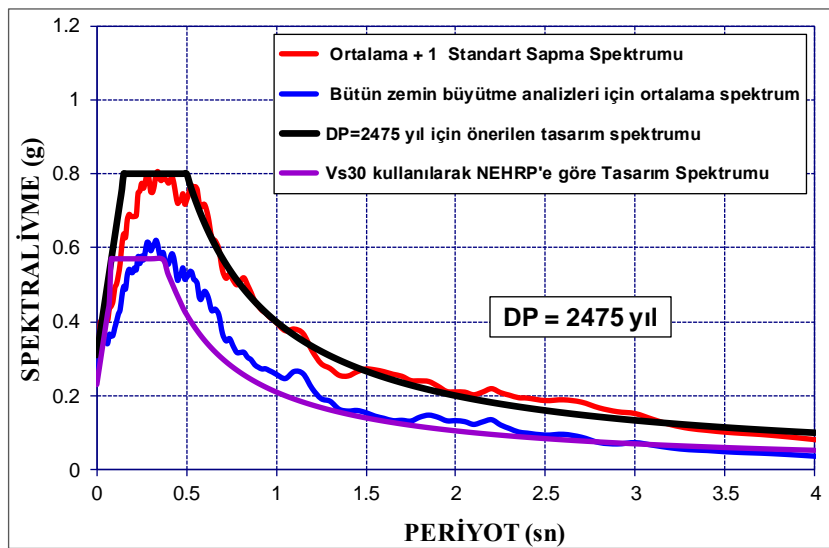
Şekil 9’da 2475 ve 475 sene dönüşüm periyotlarına karşı gelen ortalama ivme, ortalama + 1 standart sapma ve aşılma olasılıklarına karşı gelen spektrumlar gösterilmiştir. Buradan görüleceği gibi 475 sene dönüşüm periyoduna karşı gelen ortalama+1 standart sapma ve %10 aşılma olasılığına karşı gelen spektrumlar arasında fark az olmaktadır. Fakat 2475 sene dönüşüm periyodunda ise aşılma olasılığı esas alınarak yapılan hesap ile bulunmuş eşit tehlike spektrumu ile ortalama +1 standart sapma spektrumu arasındaki fark artmaktadır.

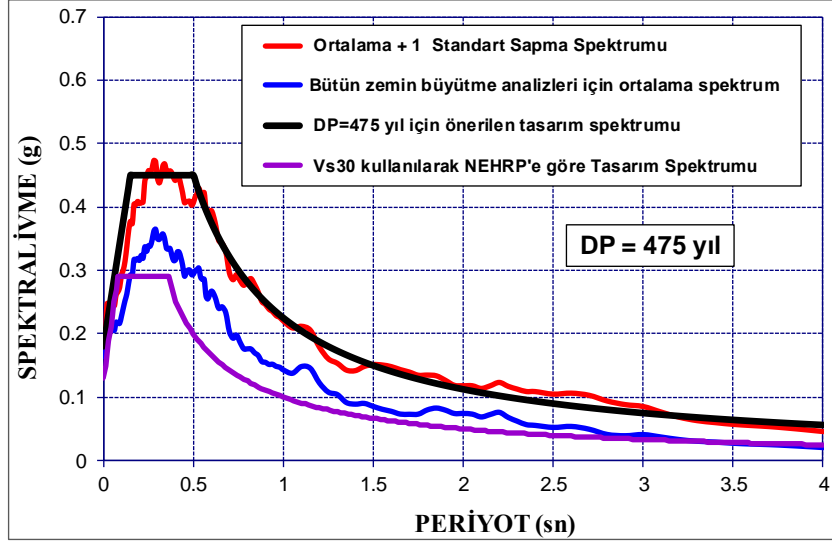




Şekil 9. 2475 ve 475 Sene Dönüşüm Periyotları İçin Zemin Yüzeyinde Hesaplanan İvme Spektrumlarında Ortalama, Ortalama +1 Standart Sapma ve %2 Ve %10 Aşılma Olasılıklarına Karşı Gelen Değerler

Diğer yandan zemin büyütme analizleri yerine sadece V_{s30} değerleri kullanılarak en büyük ivme değeri hesaplanırsa; 2475 sene dönüşüm periyodu için $PGA=0.29g$ ve 475 sene dönüşüm periyodu için $PGA=0.14g$ olarak bulunur. Aynı şekilde zemin yüzeyinde tasarıma esas ivme spektrumları hesaplandığında Şekil 10'de gösterildiği gibi V_{s30} bazlı NEHRP'e göre çizilen ivme tasarım spektrumları ile zemin büyütme analizleri sonucunda bulunan ve bu bulgulara dayanarak önerilen tasarım spektrumları arasından fark büyük mertebelerde olmaktadır. Bu değerlerin zemin büyütme analizlerinden bulunan değerlere göre nispeten küçük çıkması zemin büyütme analizi yapılan kesitlerde mühendislik kayası derinliğinin yaklaşık 60m - 110m arasında değişiyor olması ile bir ölçüde açıklanabilir. Bu bulgular mühendislik kayası derinliğinin 30m den büyük olması durumundan V_{s30} bazlı NEHRP yönteminin doğru sonuçlar vermediğini gösteren bir örnektir.



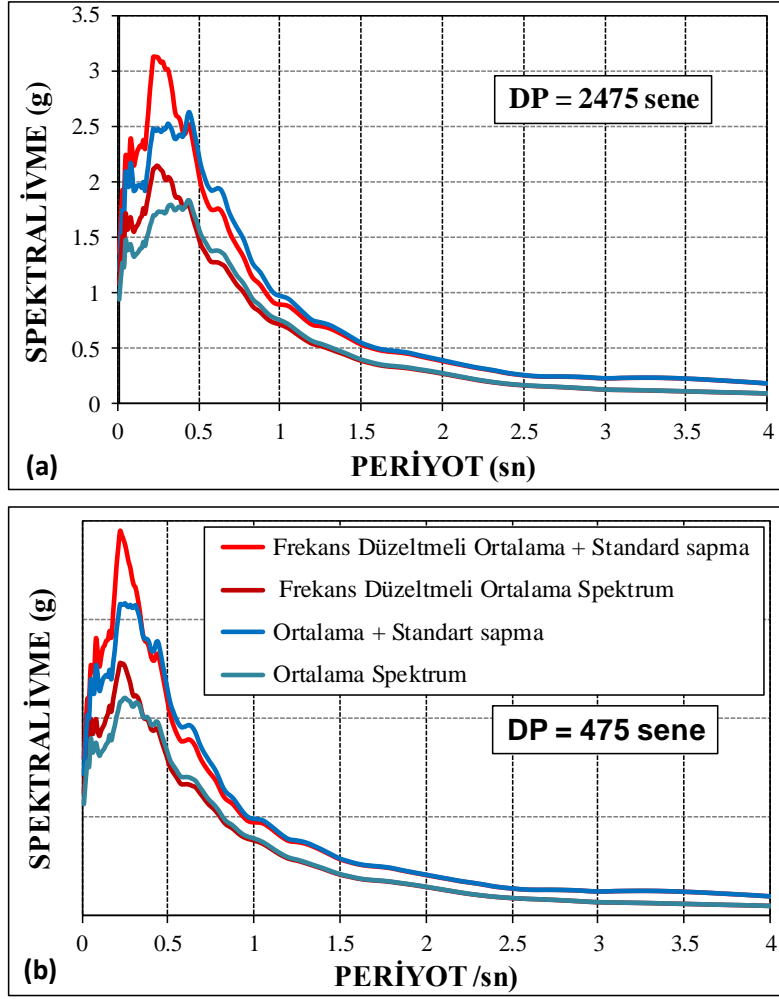


Şekil 10. 2475 ve 475 Sene Dönüşüm Periyotları İçin Zemin Yüzeyinde Hesaplanan İvme Spektrumlarında Ortalama, Ortalama +1 Standart Sapma, NEHRP (V_{s30}) Göre Tasarım İçin Önerilen İvme Spektrumları

Zemin yüzeyinde sahaya özel deprem özelliklerini belirlemek için kullanılan (Shake91, Idriss ve Sun, 1992) bir boyutlu, eşdeğer doğrusal analiz yöntemindeki özelliklerden biri, küçük sönüm değerlerinin bile hareketi oldukça etkileyebildiği derin sondaj profillerinin analizidir. Derin kesitler için analiz yapılırken, sönümün artan derinlikle azalacak ve büyük derinliklerde daha küçük değerlere düşecek şekilde değiştirilmesi gerekmektedir. Bu konuda Sugito vd. (1994) tarafından önerilen düzeltme;

$$\gamma_{eff} = \alpha \frac{F(f)}{F_{max}} \gamma_{max} \quad (1)$$

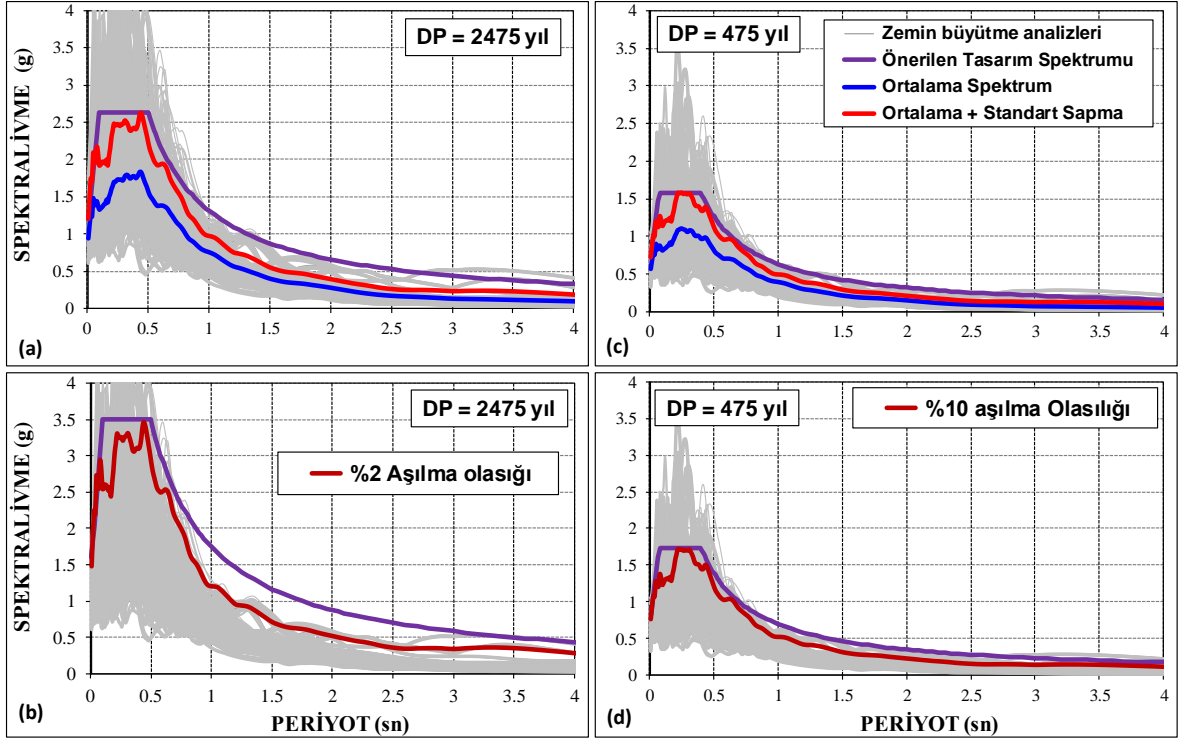
bağıntısı ile verilebilir. Burada $F(f)$ birim kayma Fourier genliğinin frekansını, f , bağımlılığını göstermekte ve F_{max} en büyük $F(f)$ değerine karşı gelmektedir. Bu öneri Shake91 fortran programına eklenmiş ve 25 zemin profilinde 22 ivme kaydı kullanılarak yapılan 550 zemin büyütme analizini içeren parametrik bir çalışmada frekans düzeltmesinin etkisi incelenmiştir. Frekans düzeltmesiz ve frekans düzeltmeli zemin büyütme analizlerinden zemin yüzeyinde elde edilen ivme spektrumları Şekil 11'de gösterilmiştir. Buradan frekans düzeltmesi yapılmasının yüzeyde hesaplanan ivme spektrumlarında 0.2-0.5sn periyotları arasında bir artışa yol açtığı görülmektedir. Bu çalışma sınırlı bir çalışma olmakla birlikte mühendislik yapılarının tasarımı açısından frekans düzeltmesi etkisinin rijit yapılar ile sınırlı olacağını göstermektedir.



Şekil 11. 2475 ve 475 Sene Dönüşüm Periyotları İçin Zemin Yüzeyinde Hesaplanan İvme Spektrumlarında Frekans Düzeltmesi Uygulanan Ve Uygulanmayan Ortalama, Ortalama +1 Standart Sapma İvme Spektrumları

6. ZEMİN YÜZEYİNDE İVME TASARIM SPEKTRUMU

Yukarıda anlatılan ve tartışılan bütün bilgiler ve veriler arkasındaki amaç zemin yüzeyinde inceleme alanı sismik tehlike çalışması sonucunda yüzeylemiş mühendislik anakayası üzerinde farklı performans seviyeleri için belirlenmiş eşit tehlike ivme spektrumlarının bütün özellikleri korunarak zemin yüzeyine taşınmasıdır. Bunu yaparken yerel zemin tabakalarının kalınlık ve dinamik özellikleri göz önüne alınarak yapılan zemin büyütme analizlerinde olasılıksal bir yaklaşım benimsenmesi gerekli olmaktadır. Bu yaklaşım inceleme alanındaki jeolojik, geoteknik ve jeofizik deneysel verilerin istatistiksel dağılımlarının incelenmesini, bu parametrelerde gözlenen saçılımın belirlenmesini ve bu dağılımlara uygun istatistiksel dağılım modelleri kullanılmasını gerektirir. Önceki bölümde özetlenen yaklaşım böyle bir görüşe dayanarak geliştirilmiştir. Bugüne kadar yapılmış olan parametrik çalışmalarda Şekil 12’te verildiği gibi 475 sene dönüşüm periyoduna karşı gelen analizlerde uygulanmış iki farklı yaklaşım arasında fark göreceli olarak az olmakta ama bu fark 2475 yı dönüşüm periyodu için artmaktadır.

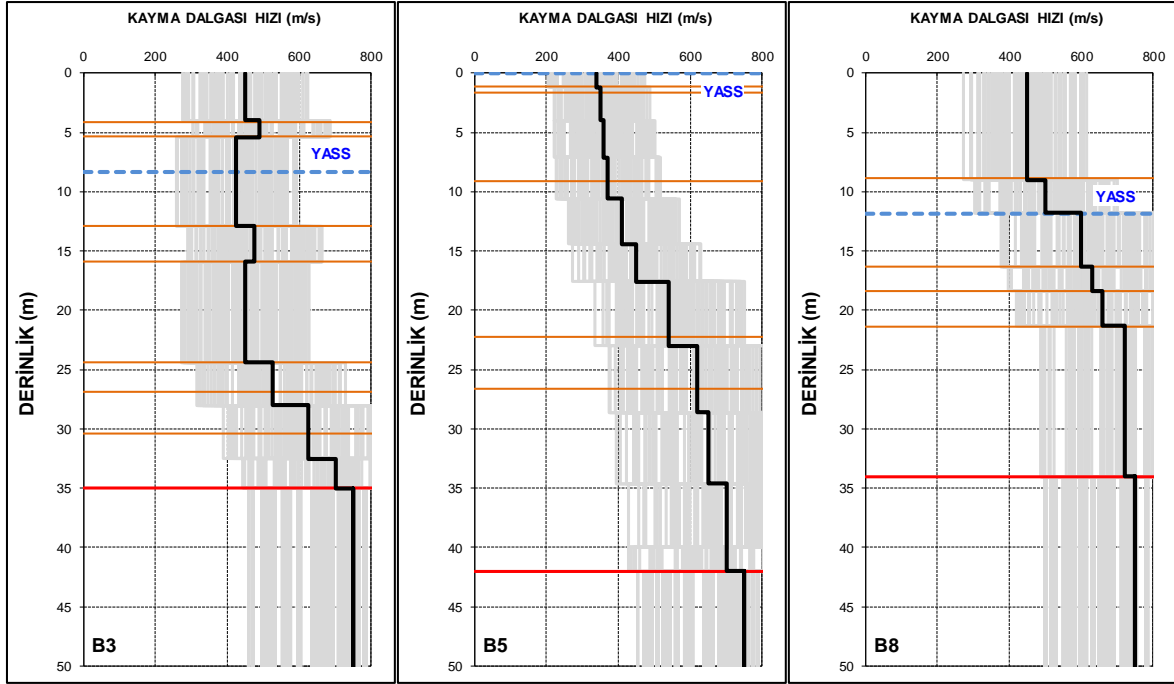


Şekil 12. 2475 ve 475 Sene Dönüşüm Periyotları İçin Zemin Yüzeyinde İvme, Ortalama İvme, Ortalama İvme +1 Standart Sapma, Ve Normal Dağılım Modeline Göre Bulunan Eşit Tehlike Ve Tasarım İvme Spektrumları

Bunun bir nedeni ise genelde yapılmış olan parametrik çalışmalarda esas alınan 475 sene dönüşüm periyoduna karşı gelen deprem özelliklerinin orta ve şiddetli deprem büyüklüklerine ($6 \leq M_w \leq 7$) karşı gelirken 2475 sene dönüşüm periyoduna karşı gelen depremler ise ($M_w \geq 7$) büyük depremler olması olabilir. Bir açıdan bu tür depremler için zemin büyütme analizleri yapılırken küçük deformasyon teorisine dayanan eşdeğer lineer zemin davranış modellerinin kullanılması gerçekçi sonuçlar vermeyebilir.

Zemin yüzeyinde her periyot için eşit aşılma olasılığına sahip ivme tasarım spektrumları önerilirken olasılıksal açıdan iki konu üzerinde bir değerlendirme yapmak doğru olacaktır. Bunlardan ilki sismik tehlike analizi sonucunda belirlenen ivme spektrumları kendi içlerindeki saçılımda %50 aşılma olasılığına karşı gelen eğriler olmalarıdır. Eğer bu olaya toplam olasılık açısından bakılırsa tasarım için önerilen dışında kalan olasılıkların da hesaba alınması düşünülebilir. Sismik tehlike analizinde toplam olasılık yaklaşımının benimsendiği çalışmalara örnek olarak (Jalayer ve Cornell, 2003; Ansal vd, 2011) gösterilebilir.

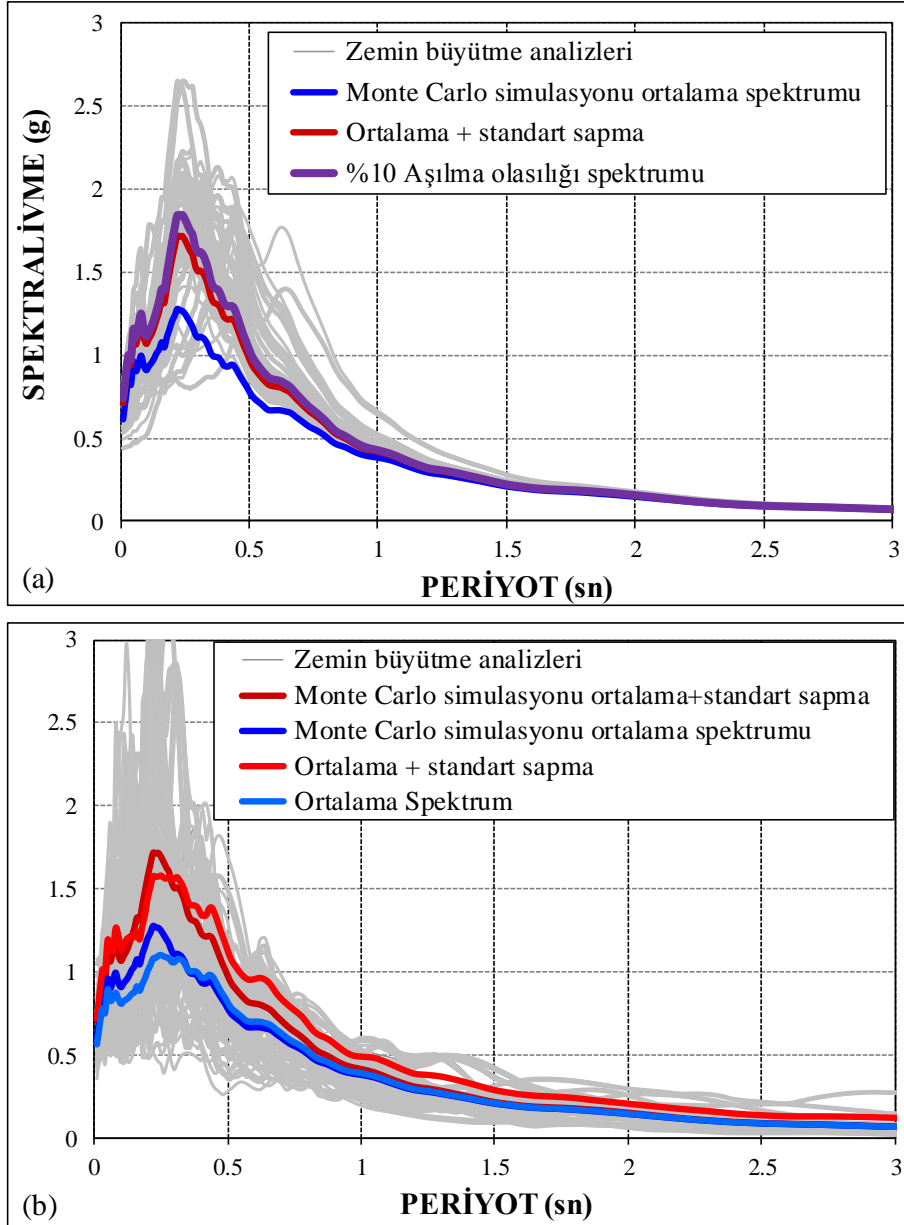
Olasılıksal değerlendirmenin ikinci adımı ise zemin kesitinde yer alan tabaka kalınlıklarının, tabaka kayma dalgası hızlarının, tabakaların dinamik kayma modülü-sönüm oranı-birim kayma ilişkilerinin ve mühendislik ana kayası derinliğinin olası sınırlar içinde değişimleri bir simulasyon modeli ile çoğaltılarak olasılıksal bir değerlendirme yapılabilir. Bu açıdan Rathje ve Kottke (2013) tarafından frekans ortamında yapılan sahaya özel eşit sismik tehlike analizinde Monte Carlo simulasyon modeli öne çıkmaktadır. Bu model kullanılarak 7 adet zemin kesiti bulunan bir alan için zemin tabakaları kayma dalgası hızlarının, ortalama ± 0.4 standart sapma ile sınırlanmış normal dağılım modeli kullanılarak yapılan parametrik bir çalışmada elde olunan kayma dalgası hızı dağılımları üç kesit için Şekil 13'de gösterilmiştir.



Şekil 13. Seçilen Zemin Profillerinde Monte Carlo Simulasyonu Yapılarak Elde Edilen Tabakaların Kayma Dalgası Hızı Dağılımları

Şekil 14a'da Monte Carlo simulasyonu sonucu yapılan 15400 zemin büyütme analizinde her periyotta eşit %10 aşılma olasılığı için hesaplanan eşit tehlike spektrumu gösterilmiştir. Bu durumda ortalama + 1 standart sapma spektrumu ile her periyot seviyesinde %10 aşılma olasılığına karşı gelen ivme spektrumu arasındaki fark göreceli olarak az ve sınırlı bir periyot aralığında kalmaktadır. Benzer bir durum farklı bir alanda yapılan farklı parametrik bir çalışmada da Şekil 9'da gözlenmiştir.

Monte Carlo simulasyonu ile 7 zemin profili için üretilmiş 100 kesitte ve 22 deprem kaydı için toplam 15400 zemin büyütme analizinden bulunan ortalama ve %10 aşılma olasılığı ivme spektrumları Şekil 14a'da gösterilmiştir. Bir karşılaştırma olarak aynı alan için 7 adet zemin profili ve 22 sismik tehlike uyumlu ivme kaydı için 154 zemin büyütme analizlerinden hesaplanan ortalama ve Monte Carlo simulasyonu ile üretilmiş toplam 15400 zemin kesitinde yapılan büyütme analizinden bulunan ortalama ivme spektrumları Şekil 14b'de gösterilmiştir. Buradan görüleceği gibi aradaki fark oldukça dar bir periyot aralığında kalmaktadır. Bu sonuçlardan hareketle incelenen alanda yeterli sayıda sondaj yapılması ve yeterli sayıda zemin kesiti oluşturulması ile yapılan zemin büyütme analizlerinin birlikte değerlendirilmesinin gerçekçi sonuçlar verebileceğini göstermektedir. Bu parametrik çalışmanın sınırlı sayıda zemin kesiti içeren tek bir alan için yapıldığı düşünüldüğünde, bu bulguları genelleştirmek o kadar da doğru olmayabilir.



Şekil 14. 475 Sene Dönüşüm Periyodu İçin Bir Zemin Profilinde Tabakaların Kayma Dalgası Hızlarındaki Değişkenliği Dikkate Alan Monte Carlo Simülasyonu Yapılan ve Yapılmayan Zemin Büyütme Analizlerinden Bulunan İvme Spektrumları

7. SONUÇLAR

Sahaya özel zemin büyütme analizleri yapılarak zemin yüzeyinde farklı dönüşüm periyotlarına karşı gelen deprem özelliklerinin hesaplanmasında iki konu önemli olmaktadır. Bunlardan ilki incelenen bölgeye özel sismik tehlike çalışması ve bu çalışmadan elde olunan bilgiler, ikinci konu ise kapsamlı bir zemin incelemesi yapılması ve elde olunan bilgilere göre zemin büyütme analizleri yapılmasıdır.

Zemin büyütme analizlerinden elde edilecek sonuçlar üzerinde en önemli etkenler sismik tehlike analizi sonucunda belirlenen tasarım deprem özellikleri, bu bulgularla uyumlu mümkün mertebede çok sayıda ivme zaman kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklendirilmesi olmaktadır. Bu nedenle zemin büyütme analizlerinde kullanılacak ivme kayıtları bölgesel

sismik tehlike (olası fay cinsi, deprem büyüklüğü, olası deprem merkezine uzaklık, kaydın alındığı noktadaki ortalama kayma dalgası hızı, kaydın en büyük ivme ve spektral ivme değerleri) ile uyumlu olmalıdır. Bu uyum sağlanırken ivme kaydının frekans içeriği değiştirilmemeli, seçilmiş ve ölçeklenmiş kayıtların ivme spektrumu ile hedef ivme tasarım spektrumunun uyumlu olması sağlanmalıdır. Elde olunan sonuçlar en büyük ivmeye göre bir ölçeklendirme yerine her kayıt için spektral uyumluluğun aranmasının daha uygun olduğu doğrultusundadır. Sahaya özel tasarım spektrumu belirlenirken olasılıksal olarak hem sismik tehlike analizinde hem de zemin büyütme analizlerinde benimsenen aşılma olasılıkları uyumlu olması için Monte Carlo simülasyonu kullanılarak parametrik bir çalışma yapılmıştır. Bu çalışmanın sonuçları Monte Carlo simülasyonu kullanılarak 7 zemin profilinde kayma dalgası hızlarının ortalama ± 0.40 standart sapma sınırları içinde kalması durumunda üretilmiş 700 zemin kesitinde yapılmış olan 15400 büyütme analizinde hesaplanan ortalama, ortalama + standart sapma ve %10 aşılma olasılığına karşı gelen ivme spektrumları arasında önemli farklar oluşmamıştır. Bu bir anlamda Ansal vd (2011)'de çok sayıda zemin kesiti üzerinde zemin büyütme analizi sonucunda benimsenmiş normal dağılım modeli ile uyumlu ortalama + standart sapma değerine karşı gelen ivme spektrumu ile sismik tehlike çalışması sonucunda her aşılma olasılığı için hesaplanan eşit tehlike ivme spektrumu yüzeye taşınmış olmaktadır.

TEŞEKKÜR

Sunulan bildiri diğer yazarlarla uzun yıllardan beri üzerinde çalıştığım konuların özeti şeklindedir. Bu açıdan, hem İTÜ'de bana yardımcı olan bütün öğrencilerime, hem de Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi'nde beraber çalışma imkanı bulduğum öğretim üyeleri ve elemanlarına verdikleri destek ve bu çalışmaların gerçekleştirilebilmesi için katkılarından dolayı teşekkürlerimi sunarım. Bu çalışmaların önemli bölümleri FP6 LessLoss, FP7 Series ve TÜBİTAK 108M057 projeleri kapsamında yürütülmüş çalışmalardır.

KAYNAKLAR

- [1] Abrahamson,N., Atkinson,G., Boore,D., Bozorgnia,Y., Campbell,K., Chiou,B., Idriss, I.M., Silva, W., Youngs, R. (2008), "Comparisons of the NGA Ground-Motion Relations", *Earthquake Spectra*, 24: 45-66.
- [2] Ansal, A. ve Tönük, G. (2007), "Source and Site Effects for Microzonation", 4th Int. Con. on Earthquake Geotechnical Engng, *Earthquake Geotechnical Engineering*, Editör: K.Pitilakis, Ch. 4, 73-92, Springer.
- [3] Ansal, A., Tönük, G., Kurtuluş, A. (2011), "Site Specific Earthquake Characteristics for Performance Based Design", *Proc. of the 5th Int. Conf.on Geotechnical Earthquake Engineering, Santiago, Chile*.
- [4] Ansal, A., Kurtuluş, A., Tönük, G. (2010), "Seismic microzonation and earthquake damage scenarios for urban areas", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol 30, 1319-1328.
- [5] Ansal,A. (1999) "Strong Ground Motions and Site Amplification" Theme Lecture, 2nd Int.Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol.3, pp.879-894, Ed.P.S.Pinto, Balkema, Rotterdam

- [6] Ansal,A. (1998) “Zeminlerin Tekrarlı Gerilmeler Altında Davranışları Ve Depremlerde Yerel Zemin Koşullarının Etkisi” Üçüncü Ord. Prof. Dr. Hamdi Peynircioğlu Konferansı, Ord. Prof. Dr. Hamdi Peynircioğlu Konferansları Kitabı (1994-2010), Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Türk Milli Komitesi
- [7] Ansal,A (1995) “Cyclic Behaviour of Soils”, 18th European Regional Earthquake Engineering Seminar, Lyon, France, pp.107-132, (invited lecture)
- [8] Ansal,A (1994) “Effects of Geotechnical Factors and Behaviour of Soil Layers During Earthquakes”, State-of-the-Art Lecture, Proc. of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vol.1,pp.467-476
- [9] Assimaki, D., Li, W. (2012), "Site-and ground motion-dependent nonlinear effects in seismological model predictions", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 32, 143-151.
- [10] Aydınöğlu, N. (2009) “Probabilistic evaluation of seismic soil amplification” Kişisel iletişim
- [11] Bardet, J.P., Ichii, K., and Lin, C.H. (2000) EERA, A computer program for Equivalent linear Earthquake site Response Analysis of layered soils deposits, University of Southern California, Los Angeles
- [12] Baturay, M. and Stewart, P. (2003), "Uncertainty and Bias in Ground Motion Estimates from Ground Response Analyses", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 93, No 5, 2025–2042.
- [13] Bommer, J. J. and Acevedo, A. B. (2004), “The use real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis,” Journal of Earthquake Engineering, Vol 8, No 1, 43-91
- [14] Bommer, J. J., Scott, S. G., Sarma, S. K. (2000), "Hazard-Consistent Earthquake Scenarios", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 19, 219-231.
- [15] Borcherdt, R. D. (1994), "Estimates of Site Dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification)", Earthquake Spectra Vol 10, No 4, 617-654.
- [16] Darendeli, M. B. (2001) A New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves, PhD Dissertation, University of Texas at Austin, 362 p.
- [17] Darendeli, M. B., K. H. Stokoe, II, E. M. Rathje ve C. J. Roblee (2001). Importance of Confining Pressure on Nonlinear Soil Behavior and Its Impact on Earthquake Response Predictions of Deep Sites. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey.
- [18] Hartzell, S., E. Cranswick, A. Frankel, D. Carver ve M. Meremonte (1997), "Variability of site response in the Los Angeles urban area", Bulletin of the Seismological Society of America Vol 87, 1377-1400.
- [19] Hashash, Y. M. A., Phillips, C., Groholski, D. R. (2010), "Recent advances in non-linear site response analysis," Fifth International Conference in Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. SanDiego, CA, OSP 4.
- [20] Hashash, Y.M.A.(2011). DeepSoil V5.0 User Manual and Tutorial, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, hashash@illinois.edu
- [21] Idriss, I. M. ve J. I. Sun (1992), "Shake91, "A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits", University of California, Berkeley
- [22] Jalayer, F. & Cornell, A. (2003) A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats, PEER Report, Pacific Earthquake Engineering Center, College of Engineering, University of California, Berkeley

- [23] Kottke A. R., Rathje E. M. (2011), "A semi-automated procedure for selecting and scaling recorded earthquake motions for dynamic analysis", *Earthquake Spectra*, Vol 24 No 4, 911-32.
- [24] Kurtulus A. (2011) "Istanbul Geotechnical Downhole Arrays", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9 (5):1443-1461
- [25] Okur, D.V ve Ansal, A. (2007) "Stiffness degradation of natural fine grained soils during cyclic loading", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27 (9): 843-854
- [26] PEER, (2012), Pacific Earthquake Engineering Research Center, Strong Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/>
- [27] Rathje, E. M, Kottke, A. R., Trent, W. L. (2010) "Influence of input motion and site property variabilities on seismic site response analysis", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engng*, 136, 607-619.
- [28] Seed, H.B. and Idriss, I.M (1970) "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses," Report No.EERC-70-10 University of California, Berkeley, California
- [29] Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K. (1984). "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils", Univ. of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-84/14, 37 p.
- [30] Silva, W.J., Li, S., Darragh, R., and Gregor, N. (1999), "Surface geology based strong motion amplification factors for the San Francisco Bay and Los Angeles areas", Report to Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [31] Stewart, J. P., Kwok, A. O. (2008), "Nonlinear seismic ground response analysis: Code usage protocols and verification against vertical array data", in *Geotechnical Engineering and Soil Dynamics IV*, D. Zeng, M. T. Manzari, and D. R. Hiltunen (Editors), ASCE Geotechnical Special Publication No. 181, Sacramento, Calif., 24
- [32] Stewart, J. P, Liu, A. H., Choi, Y. (2003), "Amplification factors for spectral acceleration in tectonically active regions", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol 93, No 1, 332-352.
- [34] Stewart, J. P. and Baturay, M. (2002) "Uncertainty and Bias in Ground Motion Estimates from Ground Response Analyses", Report to Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [35] Sugito, M., N. Aida ve T. Masuda (1994). Frequency Dependent Equilinearized Technique for Seismic Response Analysis of Multi-Layered Ground. *Journal of Geotechnical Engineering*, Proceedings of JSCE, 493, 49-58.
- [36] Tönük, G Ansal, A. Kurtuluş, A., Çetiner, B. (2013) Site Specific Response Analysis for Performance Based Design Earthquake Characteristics, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(3): 1091-1105.
- [37] Vucetic, M and R. Dobry (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.117, No.1, pp.89-107.
- [38] Yoshida,N. ve Suetomi, Iwao (2004) DYNEQ, A computer program for Dynamic response analysis of level ground by equivalent linear method, Version 3.25.

ZAYIF ZEMİN VE KAYAÇLARDA SBMA TİPİ ANKRAJLARIN TASARIMI VE PERFORMANSI

DESIGN AND PERFORMANCE OF SBMA ANCHORS IN SOFT SOIL AND WEAK ROCK

Rasin DÜZCEER¹

ABSTRACT

The use of ground anchors to provide support to geotechnical structures has a history spanning over eight decades. Throughout this period one of the main challenges facing engineers has centred on generating enhanced anchor capacity in weak ground (i.e. soils and weak rocks). The Single Bore Multiple Anchor (SBMA) system directly addresses this challenge and is one of the most significant developments within the ground anchoring industry of recent years. Research, development and successful applications on a world-wide basis has established a viable technology that can effectively double the capacity of conventional anchors in soils and weak rocks with supplementary benefits; the reduction in cost per kN of retention force.

This paper describes the development and principles of SBMA and recent applications of the SBMA system taken from projects where ground conditions were challenging.

Keywords: Diaphragm wall, SBMA, anchor, deep excavation, slope stability.

ÖZET

Zemin ankrajlarının istinat yapılarının desteklenmesi amacıyla kullanımı 80 yıla yakın bir süreye ulaşmıştır. Bu süre içerisinde geoteknik mühendislerinin karşılaştığı en önemli sorun, yumuşak zemin ve zayıf kayaçlardaki ankraj kapasitesinin atırılması olmuştur. Bu amaçla geliştirilen SBMA (Single Hole Multiple Anchors) sistemi, son yıllarda ankraj endüstrisindeki en önemli gelişmelerden biri olarak nitelendirilmektedir. SBMA ankrajlarıyla ilgili olarak yapılan araştırma ve uygulamalar, geleneksel yöntemlerle imal edilen ankrajlara kıyasla iki katına ulaşan kapasite artışı sağlandığını, ankrajın birim taşıma kapasitesine etkileyen maliyetin önemli ölçüde azaldığını göstermiştir. Bu makalede SBMA ankrajlarının gelişimi ve taşıma kapasitesi prensipleri özetlenerek, yumuşak zemin, zayıf kaya koşullarında gerçekleştirilen ankraj testlerinden örnekler verilecek ve SBMA ankrajlarıyla gerçekleştirilen uygulamalar sunulacaktır.

Anahtar Kelimeler: Diyafram duvar, SBMA, ankraj, derin kazı, şev stabilitesi.

¹Dr. İnş. Yük. Mühendisi ., Kasktas A.S., rasin@kasktas.com.tr

GİRİŞ

Günümüzde kentlerdeki yoğun yapılaşmanın bir sonucu olarak, daha önce yapılaşmaya elverişsiz olarak nitelenen, genel olarak düşük mukavemetli yumuşak zeminlerin bulunduğu dere yatakları, deniz kıyısı gibi geoteknik açıdan sorunlu bölgelerde yüksek yapı inşaatları ve derin kazıların yapılmasını; buna bağlı olarak iksa tasarım ve inşaatını zorunlu hale getirmiştir.

Zayıf zeminlerde gerçekleştirilen derin kazılarda geoteknik mühendislerin karşılaştığı en önemli sorun, kazı şevleri veya istinat yapılarının yatay yönde desteklenmesidir. Düşey iksa elemanlarının yatay yönde desteklenmesi, çelik veya betonarme destekler, yukarıdan aşağıya inşaat yöntemi ve taşıma kapasitesi arttırılmış özel ankrajların imal edilmesiyle mümkün olabilmektedir.

Yukarıdan aşağı yöntemi üstyapı projesiyle birlikte ele alınıp, binanın statik sisteminde önemli değişiklikler gerektirdiğinden maliyet artışı, inşaat ve kazı zorlukları nedeniyle tercih edilmemektedir. Yatay yönde karşılıklı çelik veya betonarme destek imalatı ise, inşaat alanı boyutlarının büyümesi ve desteklenecek mesafenin arttığı durumlarda uygulanması zor ve maliyeti yüksek olmaktadır. Her iki yöntemde de kazı ve inşaatın kısıtlı bir alanda yapılması dezavantaj oluşturmaktadır. Üçüncü seçenek ise, yüksek kapasiteli ankraj imalatı yapılmasıdır. Özel bir teknoloji ile gerçekleştirilen SBMA ankrajları, düşük mukavemetli yumuşak zeminlerde, taşıma kapasitesinin yaklaşık iki kat arttırılmasını ve sünme kriterlerinin kabul edilebilir sınırlar içinde kalmasını sağlayarak, kazı ve inşaatın alışlagelmiş yöntemlerle süratli ve ekonomik olarak yapılabilmesine olanak sağlamaktadır. Dünyanın pek çok yerinde gerçekleştirilen SBMA uygulamalarında, zayıf zemin- çok ayrılmış kayaya kadar farklı zemin koşullarında 900 kN-4500 kN arasında değişen ankraj kapasitelerine başarıyla ulaşılmıştır.

ANKRAJ KAPASİTESİNDEKİ GELİŞMELER

1934 yılında Cezayir'deki Cheurfas Barajının stabilitesini arttırmak üzere kök bölgesi ve serbest bölgesi olan düşey ön germeli ankrajların kullanımı modern ankraj teknolojisinde milat olarak kabul edilmektedir.

1950'lerin sonlarına doğru Almanya ve Fransa'da zemin içerisinde enjeksiyonlu kök boyu ve serbest boyu olan ankrajlar kullanılmaya başlamıştı. Bu yıllarda zemin kabarmasını önlemek üzere Texas'ta ucu genişletilmiş pasif çekme kazıkları kullanılmaktaydı.

1960'lı yıllarda Almanya'da geliştirilen kılıf ucu enjeksiyon yöntemi ve Fransa'da geliştirilen ard enjeksiyon teknolojilerinden etkilenmekle beraber, İngiltere'nin ankraj teknolojisine öncülüğü, kök bölgesi genişletilmiş ankrajlar olmuştur.

1970 - 1980 yıllarında zemin ankrajlarının kapasitelerinde çok önemli bir artış kaydedilemediği bilinmektedir [1], [2], [3].

Çakıllı zeminlerde basınçlı enjeksiyon uygulaması ile 800 kN'a varan çalışma yükleri, Killi zeminlerde kompaksiyon enjeksiyonu ile 500 kN'a varan çalışma yükleri,

Katı ve çok katı killerde ard enjeksiyon ve kök genişletme yöntemleri ile 600 kN'a ulaşan çalışma yükleri kaydedilmiştir.

Söz konusu süre içinde çeşitli zemin-kaya koşullarındaki ankrajların performansını incelemek üzere farklı bölgelerde birçok araştırma programı yürütülmüştür. 1980'lerin sonlarına doğru ankraj kök bölgesindeki yük dağılımının araştırılması ve analizi, yeni bir ankraj kavramının başlangıcı olmuştur. Zemin ve zayıf kaya tabakalarında aynı delgi

içerisine yerleştirilerek enjeksiyonlanan çoklu ankraj sistemi ile 600-2500kN'a ulaşan çalışma yükleri elde etmek mümkün olmuştur.

SBMA SİSTEMİ

Ankraj yükünün kök bölgesinden zemine aktarımını inceleyen araştırmacılar, çelik ankraj halatı, enjeksiyon ve zeminin elastisite modülleri arasındaki uyumsuzluk nedeniyle zemine aktarılan gerilmenin uniform olmadığı konusunda görüş birliğine varmışlardır.

Ostermayer [2] ve daha sonra Barley'in [4] kil, kum ve çakıl içerisinde imal edilen zemin ankrajlarının performansı ile ilgili çalışmaları, yükleme sırasında ankraj kökü boyunca yük konsantrasyonu ve aderans gerilmesinin uniform olmadığını göstermiştir.

Geleneksel yöntemlerle imal edilen ankrajların büyük bir kısmında, ilk yükleme anında aderans gerilmesinin ankraj kökünün serbest boya en yakın kısmında yoğunlaştığı, kök boyunun alt kısımlarına ise gerilme aktarılmadığı belirlenmiştir. Yük arttırıldıkça, kök boyunun en üst kısmındaki çelik-enjeksiyon veya enjeksiyon-zemin ara yüzlerindeki nihai aderans gerilmesi aşılı olarak pik değerden residüel değere inecek ve o bölgede meydana gelen deplasman yükün daha geriye aktarılmasına neden olacaktır. Ankraya uygulanan germe yükü bir miktar daha arttırıldığında, aderans gerilmesi kök boyunca bir miktar ileriye taşınacaktır. Nihai çekme kapasitesine erişildiğinde ise gerilme ankraj kökünün alt bölgesine aktarılacaktır.

Yukarıda açıklanan ve "aşamalı sıyırılma" olarak adlandırılan yük aktarım mekanizması Şekil 1'de verilmiştir.

Zemin veya kaya içerisinde 8 m kök uzunluğu olan bir ankrajın, germe testi anında yük kök bölgesinin en alt ucuna intikal edinceye kadar, kök bölgesinin üst kısmının 25 mm civarında uzaması gerekmektedir.

SBMA ÇALIŞMA PRENSİBİ

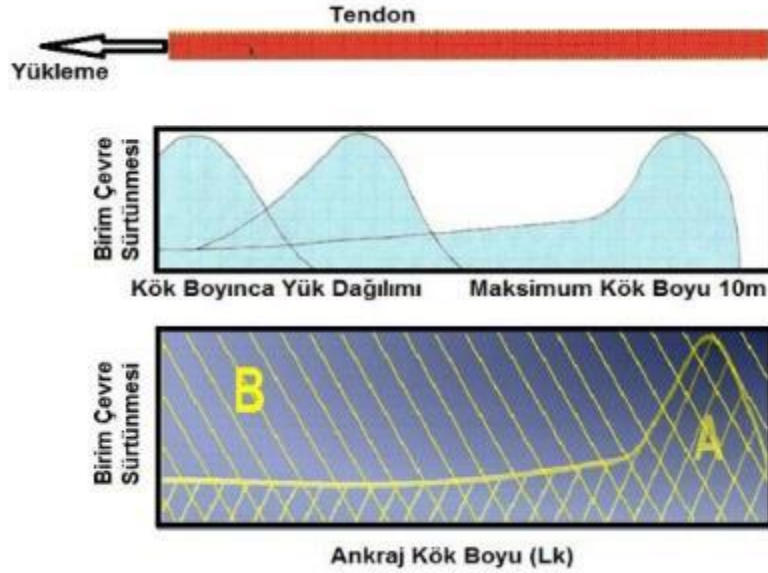
SBMA ankrajın çalışma prensibi, standart bir ankraj delgisi içerisine çok sayıda ankraj ünitesinin şaşırtmalı olarak yerleştirilmesi esasına dayanmaktadır. Her bir üniteye ankraj demetinin ayrı serbest ve kök boyu olmakta, her bir ankraj ünitesi ayrı bir kriko ile gerilmektedir. Bütün ankraj ünitelerinin gerilmesi ise ankraj ünitelerindeki yükün aynı olmasını sağlamak üzere eşzamanlı olarak çalışan çoklu krikolar vasıtası ile yapılmaktadır.

Ankraj kök boylarının yeterli kısalıkta olması, ankrajdan enjeksiyona yük aktarımını sırasında aşamalı sıyırılma mekanizmasından etkilenmesine engel olacak, bu suretle zeminde mobilize olan gerilmenin ankraj kökü boyunca uniform ve eş zamanlı aktarılması sağlanacaktır. Bu prensipten hareketle SBMA ankrajlarında teorik olarak kök boyu için bir sınırlama olmamakta, ankraj kök boyu ihtiyaç olan taşıma kapasitesi kadar atırılabilir. Diğer yandan, literatür ve şartnamelerde [5], [6], zemin ankrajlarında uzun kök boyunun ankraj kapasitesinde çok küçük mertebelerde artış sağlaması nedeniyle 8-10 m den daha uzun kök boyu kullanılmaması tavsiye edilmektedir. (Şekil 1).

SBMA ankrajın diğer bir özelliği ise, farklı zemin koşulları için her bir ankraj ünitesinin farklı özellikte tasarlanarak aynı ankraj içerisinde farklı kök boyu yapılmasına imkan vermesidir. Şöyle ki, ankraj kök boyunun üst kısımlarının zayıf bir zemin tabakasında kalması durumunda, bu tabaka içindeki ankraj ünitesinde farklı uzunlukta kök boyu, alt kısımlarda göreceli olarak daha sağlam zemin bulunması durumunda kök boyunun daha kısa

teşkil edilebilmesi mümkün olmaktadır. Bu suretle sünmeye karşı yüksek güvenlik elde edilmesi mümkün olmaktadır.

Tek delgiden çoklu ankraj olarak Türkçeleştirilebilen SBMA tipi ankrajların tasarımındaki temel kabul, ankraj kök bölgesini mümkün olan en efektif uzunlukta kullanarak, geleneksel ankrajlardan çok daha yüksek kapasitelere ulaşmaktır. Geleneksel ankrajlarda kökün yük taşıma mekanizması Şekil 1’de verilmiştir.



Şekil 1. Geleneksel Ankrajların Yük Taşıma Mekanizması

Zeminde ulaşılabilecek maksimum birim çevre sürtünmesi değişmeksizin, ankraj yükü artışına bağlı olarak, çalışan kısım ankraj kökü sonuna doğru kaymakta ve yük artışına bağlı olarak kök sıyrılmaktadır. Ankraj kökü ile taşınabilen maksimum yük, zeminden elde edilebilen maksimum birim çevre sürtünmesi ve ankraj kökünün efektif olarak çalışan boyuna bağlı olduğu bilinmektedir.

$$F_{maks} = \pi \cdot D \cdot L_k \cdot f_{max} \cdot e_f$$

Burada:

D: Ankraj delgi çapı

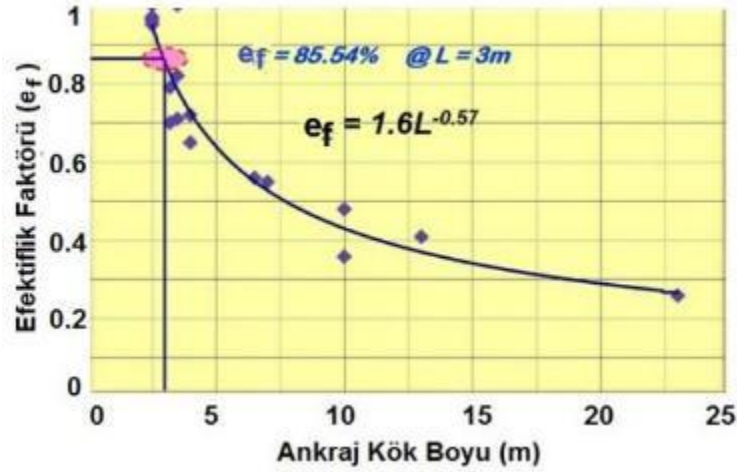
L_k: Ankraj kök boyu

f_{max}: Zeminde elde edilebilen maksimum birim çevre sürtünmesi

e_f: Ankraj boyu etkinlik katsayısı

Ankraj kökünün taşıdığı yük Alan A, tüm kökün efektif olarak çalışması durumunda taşınabilecek yük Alan B olacağından, ankraj kökü etkinlik katsayısı, yapılan deneysel çalışmalar sonucunda ankraj kök boyuna bağlı olarak Şekil 2’de verilmektedir.

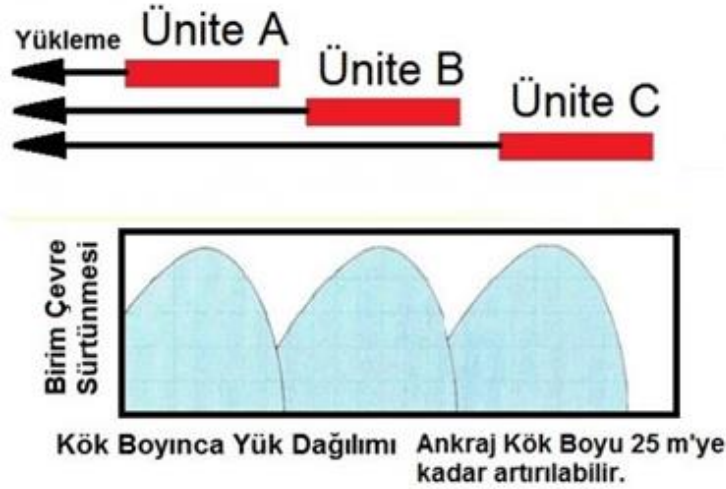
Şekil 2’de verilen etkinlik faktörü dikkate alındığında, ankraj kökünün en verimli çalıştığı boy 3 m olarak (e_f=0.86) hesaplanmaktadır. SBMA tipi ankrajlarda tek kök boyu yerine, aynı ankraj deliği içerisinde birden fazla kök teşkil edilerek, tüm kökün mümkün olan en etkin biçimde kullanılması hedeflenmektedir. SBMA tipi ankraj köklerinde yük taşıma mekanizması Şekil 3’de verilmiştir.



Şekil 2. Etkinlik Faktörü -Ankrāj Kōk Boyu İlişkisi

$$e_f = \frac{\text{Alan A}}{\text{Alan B}} = 1.6 * L_k^{-0.57}$$

Şekil 3 incelendiğinde geleneksel ankrāj kōkū ile aynı boyda imal edilen SBMA tipi ankrājda, birim çevre sürtünmesi değıştirilmeksizin taşınabilecek yük, kōkūn efektif kullanımını nedeniyle büyük oranda artmaktadır.



Şekil 3. SBMA Tipi Ankrāj Yük Taşıma Mekanizması

SBMA tipi ankrājlarda her ünitenin farklı serbest boyu olacağı için, ankrājın gerilmesi özel krikolar yardımıyla yapılır. Her ünite aynı yüke çalışacak şekilde tasarlandığı için, yükleme sırasında ünitelerin uzamaları farklı olacaktır. Bu nedenle her üniteye uygulanan yük birbirinden bağımsız olmalıdır. SBMA tipi ankrājlar için kullanılan gergi krikosu Şekil 4'te gösterilmiştir.



Şekil 4. SBMA Tipi Ankraj Germe Krikosu

SBMA ANKRAJLARIN TASARIMI, ÜRETİMİ VE UYGULAMASI

SBMA ankrajları; Ostermeyer ve Barley [7] tarafından önerilen, enjeksiyonlanmış halatın çekme yükü altında aşamalı sıyrılma nedeniyle üniform olmayan aderans gerilmesi dağılımını hesaba katan verimlilik faktörü kapsayan prosedüre göre tasarlanmıştır. Zeminde ulaşılabilecek maksimum çevre sürtünmesi ve delgi çapı sabit kabul edilerek 9 m kök boyundaki geleneksel zemin ankrajı ile SBMA ankrajları arasındaki taşıma gücü karşılaştırması aşağıda verilmiştir.

$$F_{maks} = \pi * D * L_k * f_{max} * e_f$$

Konvansiyonel Ankraj :

Kök Boyu : 9 m

$$e_f = 1.6 * L_k^{-0.57} = 1.6 * 9^{-0.57} = 0.457$$

$$F_{Konvansiyonel} = \pi * D * 9 * f_{max} * 0.457$$

SBMA Tipi Ankraj :

Kök Boyu : 3 Adet 3 m Kök

$$e_f = 1.6 * L_k^{-0.57} = 1.6 * 3^{-0.57} = 0.855$$

$$F_{SBMA} = 3 * (\pi * D * 3 * f_{max} * 0.855)$$

Taşıma Gücü Artış Oranı =

$$\frac{F_{SBMA}}{F_{Konvansiyonel}} = \frac{3 * (\pi * D * 3 * f_{max} * 0.855)}{\pi * D * 9 * f_{max} * 0.457} = 1.87$$

Yukarıdaki hesaptan da görüleceği üzere, zeminden elde edilecek maksimum çevre sürtünmesi ve ankraj delgi çapı değiştirilmeden, aynı kök boyu için SBMA tipi ankrajlar ile elde edilen taşıma kapasitesi konvansiyonel ankrajlara göre 1.87 kat daha yüksektir.

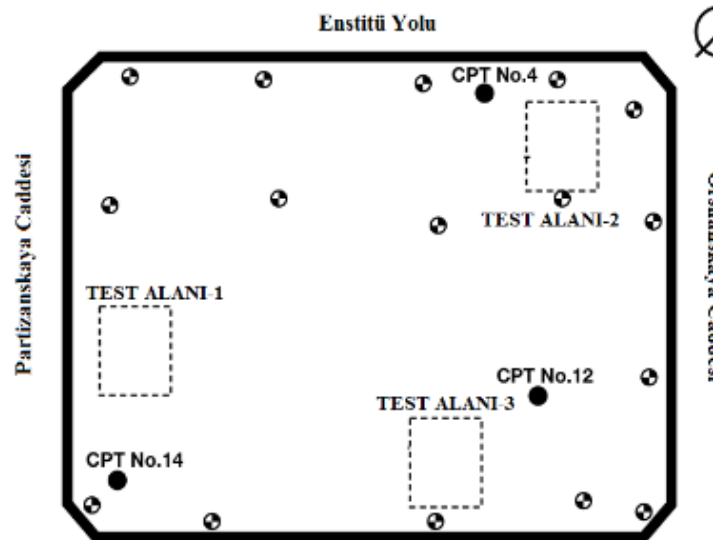
SBMA UYGULAMALARINDAN ÖRNEKLER

Kuntsevo Projesi

Rusya Federasyonunun başkenti Moskova'da, oturma alanı 25,000 m² olan Kuntsevo Alışveriş ve Yaşam Merkezi inşa edilmiştir. Temel inşaatı için gerekli olan 25m derinlikteki kazı, Moskova'da alüvyon zeminde bugüne kadar gerçekleştirilen en derin kazıdır. Yeraltı suyunun zemin yüzünden 5m derinlikte olduğu bölgede, kazının güvenle yapılabilmesi için derinliği 45m'ye ulaşan, 6 sıra öngermeli ankraj ile desteklenen 80 cm kalınlığında diyafram duvarlı bir iksa sistemi projelendirilmiş ve uygulaması gerçekleştirilmiştir. Yapılan analizlerde, ankraj yüklerinin 600 kN mertebesinde olduğu belirlenmiştir. Geleneksel yöntemlerle imal edilen test ankrajlarının hedeflenen çalışma yüklerini taşımadığının belirlenmesi üzerine, alternatif bir teknolojinin uygulanmasının gerekliliği ortaya çıkmış, projede SBMA tipi zemin ankrajlarının kullanılmasına karar verilmiştir, [8], [9], [10].

Zemin Özellikleri

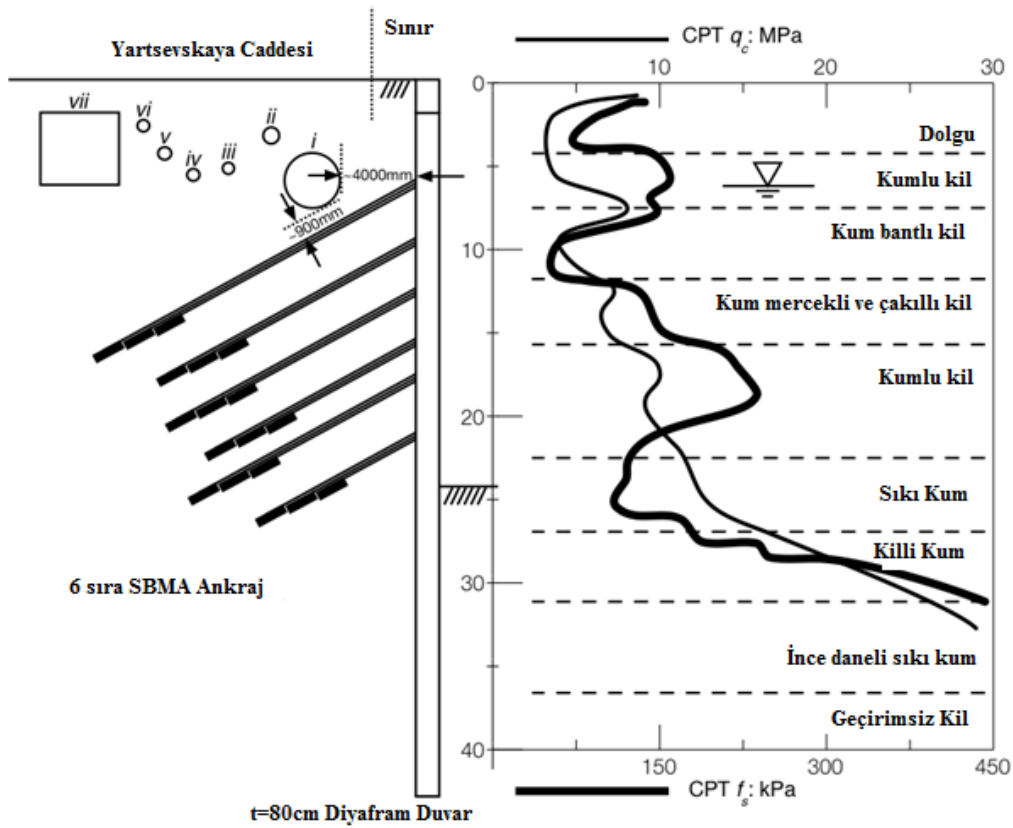
Çalışma alanında Ağustos 2009 ve Mayıs 2010 tarihlerinde iki zemin araştırması yapılmıştır. Zemin araştırmaları kapsamında yapılan sondaj ve arazi deneyleri neticesinde 50 m derinliğe kadar zemin profili belirlenmiştir. Zemin araştırmalarından elde edilen verilere göre, zemin yüzünden itibaren 4-6 m derinliğe kadar yapay dolgu tabakası, dolgu tabakasının altında kalınlığı 20-22 m olan siltli kil-killi silt-siltli kum-kumlu silt tabakaları, bu tabaka altında ise kalınlığı 16-18 m olan suya doymuş kum tabakaları ve en altta çok katı kil tabakasının yer aldığı belirlenmiştir. Çalışma alanındaki zemin tabakalarına ait geoteknik parametreler Tablo 1' de, test ankrajları, sondaj ve CPT lokasyonlarını gösteren şematik plan ve eşdeğer zemin kesiti Şekil 5 ve Şekil 6'da verilmiştir.



Şekil 5. Test Ankrajları, Sondaj ve CPT Lokasyonlarını Gösteren Şematik Plan

Tablo 1. Zemin Tabakalarının Geoteknik Parametreleri

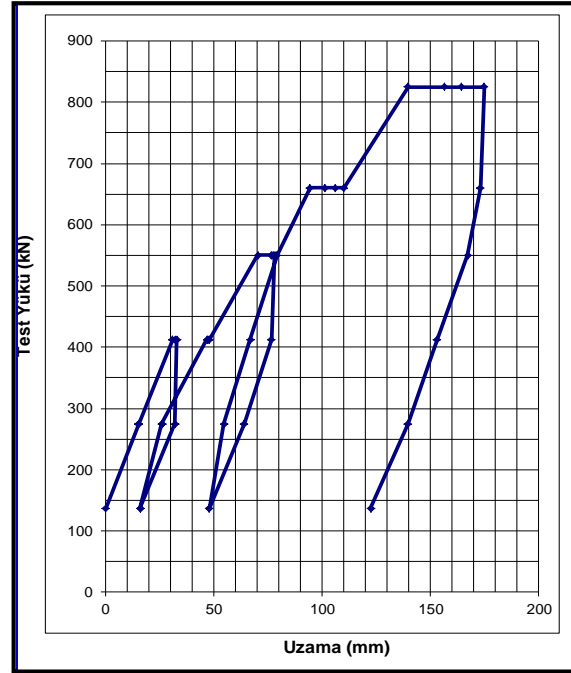
Zemin No	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ°	Es (MPa)
IGE 2-7	19-20	1-45	23-36	10-45
IGE 8-12	20-21	32-87	16-18	11-40
IGE 13-16	21	32-56	15-19	16-25
IGE 17-19	20	17-26	26-27	12-14
IGE 20-21	21	60-75	20	25-29
IGE 22-27	20-21	3-80	19-38	14-48
IGE 28-31	21	8-96	24-40	22-40
IGE 32-33	20	56-92	23-24	25



Şekil 6. Kuntsevo Zemin Profili ve Tipik İksa Kesiti

Ankraj Deneme Testleri

Zeminin yatay ve düşey doğrultudaki değişken yapısı, projenin önemi, aşırı deplasmanların yaratacağı sorunlar ve yeni bir ankraj teknolojisinin kullanılacağı dikkate alındığında, ankraj üretimine başlamadan önce kapsamlı bir araştırma test programının yürütülmesinin önemi ve gereğini ortaya koymaktadır. Ankraj imalatları ve araştırma testlerinde TS EN1537:1999 [11], BS8081:1989 [6] ve VSN 506-88 [12] şartnamelerinden yararlanılmıştır. Yapılan araştırma testleri neticesinde geleneksel yöntemlerle imal edilen ankrajların, sünme kriterini sağlayan nihai kapasitesinin 400 kN mertebelerinde olduğu belirlenmiştir. Örnek germe deneyi grafiği Şekil 7’de verilmiştir.



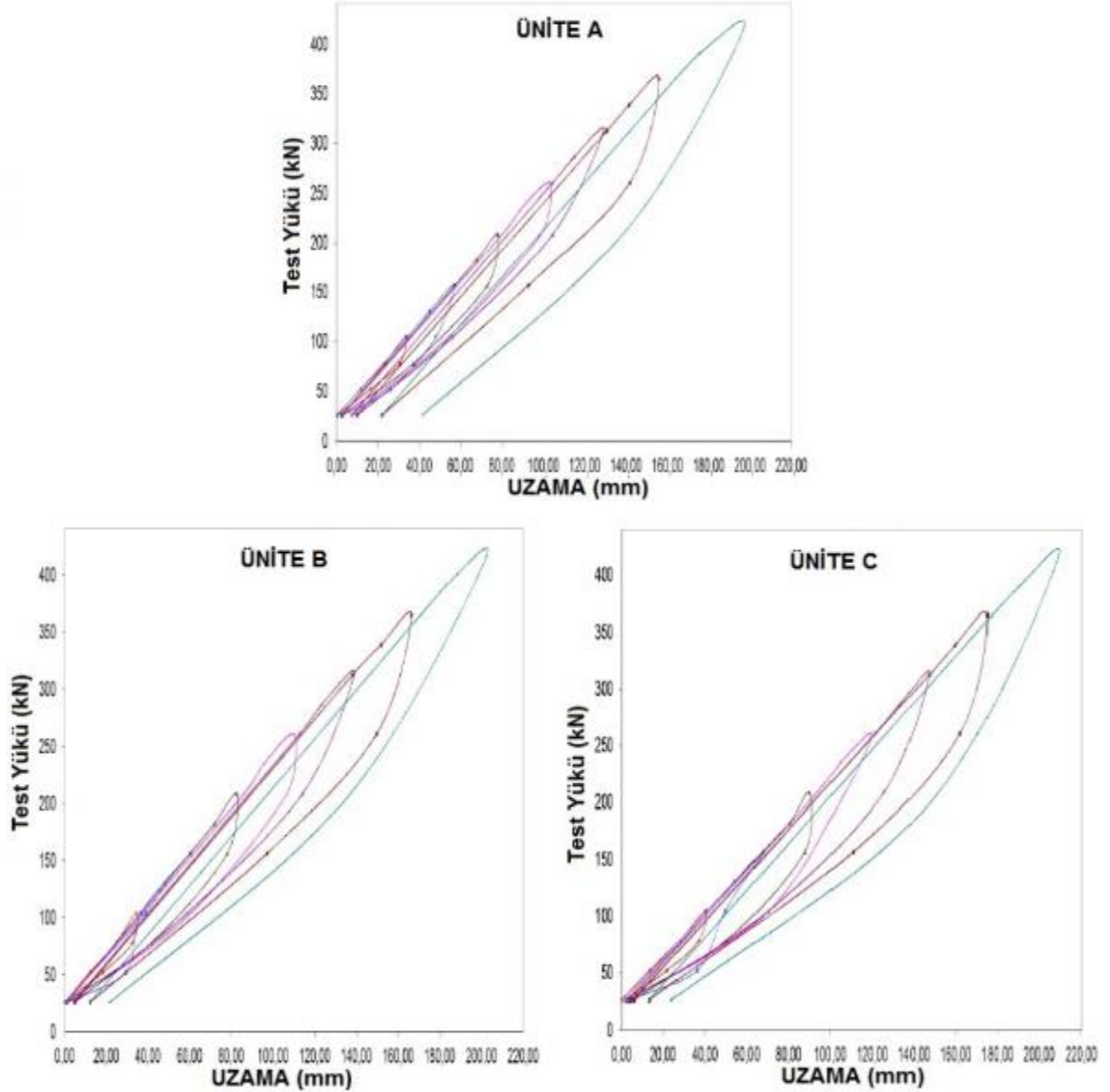
Şekil 7. Geleneksel Yöntemlerle İmal Edilen Ankrajlara Ait
Tipik Yük - Eksenel Uzama Grafiği

Araştırma testleri, sahanın 3 farklı bölgesinde fazlar halinde gerçekleştirilmiştir. Her bir test aşamasının esas amacı, sahanın farklı bölgelerinde farklı zemin tabakalarında farklı enjeksiyon teknikleri kullanılarak yapılan SBMA ankrajlarının performansını gözlemlemektir. Ayrıca bu testler, Rusya'da daha önce hiç kullanılmamış olan SBMA'ların üretim ve imalatının başarısının da bir göstergesi olacaktır. Farklı tipte testlere yer vermek amacıyla 12 adet test önerilmiştir. Detayları Tablo 2'de özetlenen test ankrajlarının yerleri Şekil 5'te gösterilmektedir.

Tablo 2. Deneme Ankrajları Detayları Özeti

Deneme ankraji No.	Test Alanı/Faz	Boy (m)	Eğim (°)	Enjeksiyon Metodu	Nihai Taşıma Gücü (kN)
1	1/I	29.5	15	Kaskaş Kılıf Sonu Enjeksiyon	938
2	1/I	25	15	Tube-a-Manchette	1251
3	1/I	15	15	Tube-a-Manchette	860
4	1/I	25	Düşey	Geleneksel Tremie Enjeksiyonu	469
5	2/II	29.5	15	Kaskaş Kılıf Sonu Enjeksiyon	1095
6	2/II	25	15	Tube-a-Manchette	1095
7	2/II	15	15	Tube-a-Manchette	1045
8	2/II	25	Düşey	Geleneksel Tremie Enjeksiyonu	1095
9	3/III	29.5	15	Kaskaş Kılıf Sonu Enjeksiyon	1095
10	3/III	25	15	Tube-a-Manchette	1095
11	3/III	15	15	Tube-a-Manchette	469
12	3/III	25	Düşey	Geleneksel Tremie Enjeksiyonu	626

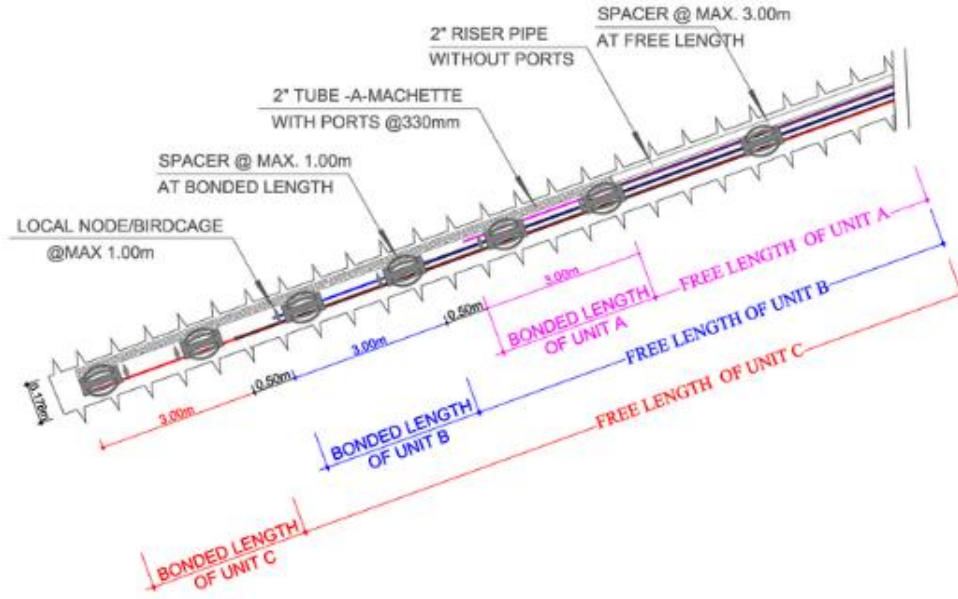
Testler sırasında elde edilen örnek bir grafik Şekil 8’de verilmiştir. Testler sonucunda SBMA ankrajın 3 ünitesi de ayrı ayrı değerlendirilerek en az yük taşıyan ünitenin yükü dikkate alınarak ankrajın toplam kapasitesi belirlenmiştir.



Şekil 8. İmalat Öncesi Testlere Ait Tipik Yük & Eksenel Uzama Grafikleri

SBMA Ankrajların Üretimi

Karakteristik çekme dayanımı 261 kN olan 7 telli düşük gevşemeli öngerme halatlarından oluşan ankraj demeti, serbest boyu oluşturmak üzere kullanılan içleri greslenmiş HDPE kılıflar ve diğer yardımcı malzemelerden oluşan geçici ankrajlar, ilgili standartlara uygun olarak sahada imal edilmiştir. Ankraj delgileri 145mm çapında, auger tipli hidrolik delgi yöntemi kullanılarak açılmıştır. Açılan kuyunun sürekliliğini sağlamak ve göçmesini engellemek amacıyla, delgi derinliği boyunca çelik kılıf borusu sürülmüştür. Kuyunun tamamlanmasından sonra, tüm ankraj demeti kılıf içerisine yerleştirilmiştir (Şekil.9).



Şekil 9. SBMA Ankraj Kök Bölgesinin Tipik Kesiti

Ankraj Enjeksiyon Programı

Ard enjeksiyon uygulamasının uygun zemin koşullarında ankraj kapasitesini önemli ölçüde arttırdığı bilinmektedir. Ostermeyer ve Barley [7], kilde imal edilen ard enjeksiyonlu SBMA ankrajların 2 kat kapasiteye ulaşabildiğini ortaya koymuştur.

Hangi zemin türü için, hangi ard enjeksiyon parametrelerinin kullanılmasına karar verilmesi ve ankraj üretiminde ard enjeksiyon kullanımına ilişkin bir baz oluşturmak amacıyla, araştırma testleri kapsamında bir seri 3'lü ard enjeksiyonlu denemeler yapılmıştır. Bu testler, TAM valflarının patlatma basınçları, refü basınçları, zeminin enjeksiyon alışı ve enjeksiyon debisinin ve çıkış debisi için bir değer aralığı belirlenmesi amacıyla tasarlanmıştır. Bu parametrelerin belirlenmesi, etkin bir ard enjeksiyonlu ankraj imalatı oluşturabilmenin ön koşuludur.

Kumlu zeminler veya genel olarak kohezyonsuz zeminlerle karşılaşıldığında kılıf-sonu enjeksiyon teknikleri kullanılmıştır. Bu yöntem, tipik olarak kılıfın kuyu sonuna kadar sürülmesini ve ardından kılıf aşamalı olarak çekilirken kılıf boyunca kontrollü bir şekilde 10-20 bar basınçlı enjeksiyon uygulanmasını içermektedir.

Diğer enjeksiyon tekniklerini içeren test ankrajlarının davranışını karşılaştırmak için geleneksel tremie enjeksiyonu da uygulanmıştır. Su/çimento oranı, hem kılıf sonu enjeksiyonunda hem de tremie enjeksiyonunda 0.45 olarak muhafaza edilmiştir.

Ankrajların Gerilmesi ve Testler

Üç üniteli SBMA ankrajları için kullanılan kriko düzeneği, her ankraj ünitesine aynı anda aynı germe yükünün uygulanması amacıyla, aynı hidrolik güç ünitesine bağlı olarak senkronize çalışan 3 adet hidrolik piston içermektedir. Germe ve test düzeneği Şekil 10'da gösterilmektedir. Germe krikosu üzerindeki pistonlar, BS8081[6]'e uygun bir şekilde, tekrarlı yüklemenin her aşamasında ve sünme testi esnasında dijital bir kumpas kullanılarak kayıt edilmiştir. Ölçümler, bağımsız referans giriş üzerine monte edilmiş komparatörler ile ölçülen krikonun oturduğu tabanın hareketleri için düzeltilmiştir.

Araştırma Testlerinden Elde Edilen Önemli Bulgular ve Gözlemler

Deneme Ankrajları İçin Uygulanan Test Yükleri

Kuntsevo'da, deneme ankrajlarının geometrik konfigürasyonu imalat ankrajları için önerilen konfigürasyonla aynı olmakla beraber, süreci pratik hale getirmek amacıyla ankrajlar, yataya yakın konumun tersine, düşeye yakın konumda uygulanmıştır. (Şekil 10) Ankrajlar 900 kN'luk test yüküne tabi tutulmuştur. Deneme ankrajları, 1250 kN olan tendon kapasitesinin % 80'ine eşit değerdeki maksimum test yüküne göre tasarlanarak test edilmiştir.

Deneme testlerinin performansını belirleyebilmek amacıyla, karşılaşılan zemin tabakası için izin verilebilen maksimum çalışma yükünü elde edebilmek için hesaplamalar yapılmıştır. İzin verilebilen maksimum çalışma yükü VSN 506-88 [12] ve BS 8081:1989 [6] ek M.10 uyarınca sünme sınır değeri 2 mm olarak belirlenmiştir.



Şekil 10. Deneme Ankrajları İçin Germe Testi Düzenegi

İmalat Ankrajlarının Performansı

3 üniteli SBMA ankrajları, 3 adet hidrolik senkronize olarak çalışan kriko kullanılarak gerilmiş ve test edilmiştir (Şekil 11).

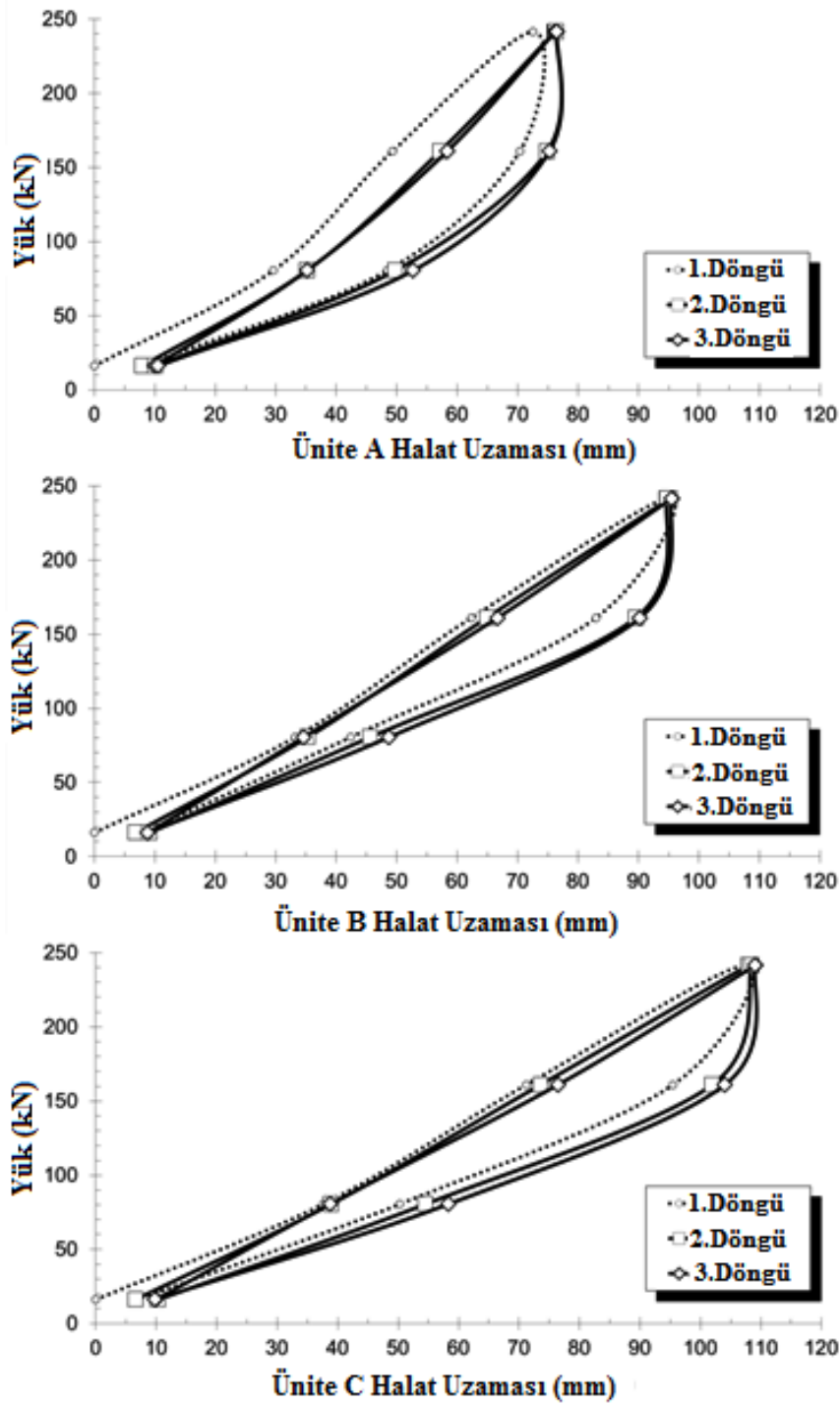
Şekil 12, BS 8081:1989 [6] doğrultusunda uygunluk testlerine tabi tutulan çok üniteli ankraj imalatı için tipik germe grafiklerini göstermektedir. Şartname, tüm imalat ankrajlarının 1/10'ünün uygunluk testine; geri kalanların ise kabul testine tabi tutulması gerektiğini belirtmektedir. İlk döngü, her yük seviyesinde nominal 1 dakikalık okumalarla gerçekleştirilirken; ikinci ve üçüncü döngü, deplasman-zaman ilişkisini takip etmek için ispat yükünde 15 dakikalık gözlem aralıkları ile gerçekleştirilmiştir. İspat yükünde zamana bağlı deplasmanların genelde nominal olduğu ve standardın gerektirdiği tendon elastik deplasmanının %5'lik değeri içinde kaldığı gözlemlenmiştir.



Şekil 11. SBMA'ların Hidrolik Senkronizasyonlu Krikolar ile Testi ve Gerilmesi

Ankrajların servis yüklerinin incelenmesi, BS 8081 [6] 'de belirtilen kriterler doğrultusunda çalışma yükünün %110'u olan kilitleme yükünde lift-off kontrolleri ile yapılmıştır. Ankrajın kabul kriterini sağlamadığı nadir durumlarda, ilave ard-enjeksiyon uygulanmış ve ankraj, yeterli sünme kriterini sağlayıncaya kadar veya stabil bir eğilim yakalayana kadar yeniden test edilmiştir.

Şekil 12'deki yük-uzama grafikleri; tendonun ölçülen toplam elastik deplasmanın birim A'dan (ilk birim) ankraj kök boyunun en alt kısmında bulunan (Şekil 3) birim C'ye (son birim) doğru serbest boy arttıkça arttığını göstermektedir.

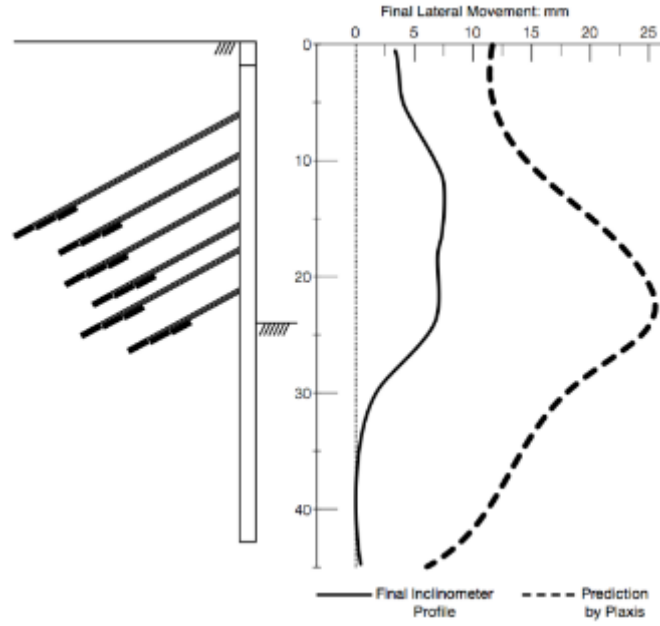


Şekil 12. Çok Üniteli Ankrajlarda Tipik Yük-Uzama Grafikleri

Ankrajlı Yapının Modellenmesi

Plaxis yazılımı ile modellenen derin kazının maksimum yatay deplasman değeri 85 mm olarak hesaplanmıştır. İnklinometre ölçümleri ile hesap sonuçları karşılaştırıldığında, duvarda meydana gelen yatay deplasman değerlerinin başlangıçta hesap edilen değerlere oranla oldukça az olduğu görülmüştür. Nihai kazı kotuna erişildiğinde diyafram duvarın

ölçülen ve hesaplanan yatay deplasmanları Şekil 13'te verilmektedir. SBMA ankrajların ve diyafram duvarın tamamlanmış hali Şekil 14'te verilmektedir.



Şekil 13. Ölçülen - Hesaplanan Yatay Duvar Hareketi



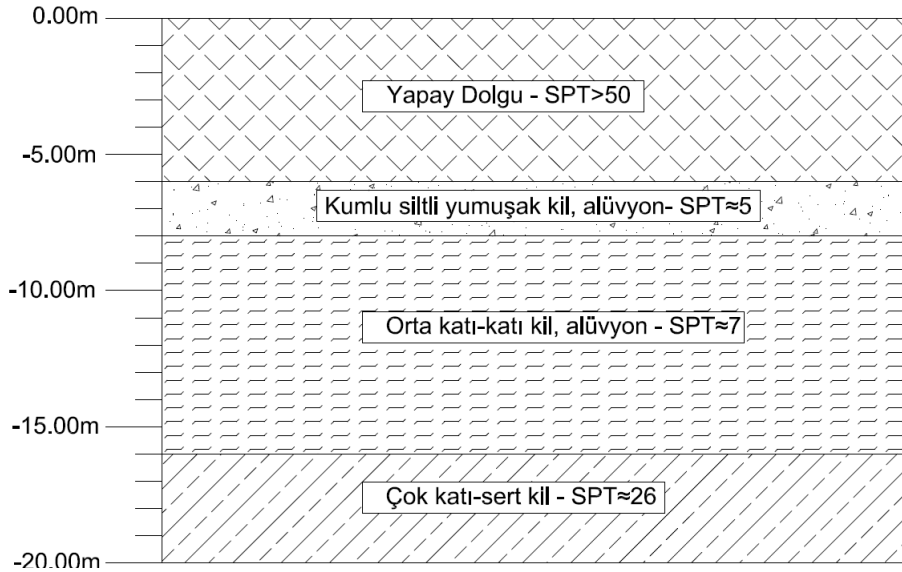
Şekil 14. 25m Derinliğindeki Kazıyı Destekleyen Diyafram Duvarlar SBMA Ankrajlar

Zeytinburnu Basmahane Deresi Deneme Ankrajları

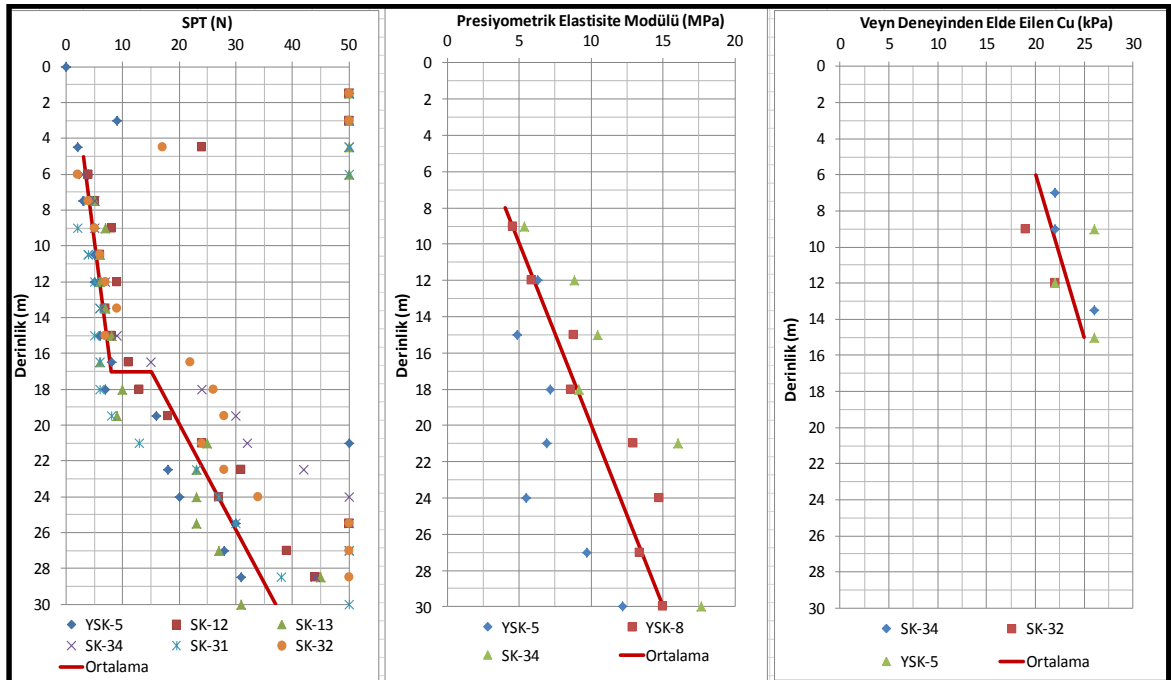
Basmane Deresinin 25 m yakınında yer alan bir derin kazı projesi kapsamında SBMA ankrajların performansını belirlemek üzere bir dizi ankraj testi gerçekleştirilmiştir.

Zemin Koşulları

Çalışma alanı eşdeğer zemin profili Şekil 15’te, gerçekleştirilen arazi deneylerine ait sonuçlar Şekil 16’da verilmiştir. Sahada gerçekleştirilen zemin araştırmaları incelendiğinde zemin yüzünden itibaren 4-6 m derinliğinde yapay dolgu tabakası, altında 16-17 m derinliğe kadar yumuşak – orta katı siltli kil tabakası yer almaktadır. Daha altta ise 30 m derinliklere kadar devam eden katı-çok katı kil tabakaların yer aldığı görülmektedir. Yer altı su seviyesi zemin yüzünden itibaren 1.50 m derinlikte yer almaktadır.



Şekil 15. Eşdeğer Zemin Profili



Şekil 16. Arazi Deneylerinden Elde Edilen Sonuçlar

Deneme Ankrajları

Geleneksel ve SBMA yöntemiyle yapılan tüm ankrajların delgi ve enjeksiyon bilgileri Tablo 3'te özetlenmiştir.

Tablo 3. Deneme Ankrajları Özet Bilgileri

Test Alanı	Ankraj No.	Ankraj Tipi	Ankraj Boyu (m)	Ankraj Kök Boyu (m)	Zemin Tanımlaması
2	2	Normal_ 6/4	18	8	0.00 - 16.50mt yumuşak kil, 16.50 - 18.00mt orta katı - katı yeşilimsi gri kil
	3	Post Grouted_ 6/4	18	8	0.00 - 16.50mt yumuşak kil, 16.50-18.00mt orta katı - katı yeşilimsi gri kil
	4	SBMA_6/3	18	Değişken	0.00 - 3.00mt arası dolgu,3.00 - 16.50mt arası orta sert - sert kil,16.50 - 19.00mt kum bantları içeren sert kil.
	18	Normal_ 6/4	18	8	
3	5	Normal_ 6/4	18	8	0.00 - 3.00 mt arası dolgu,3.00 - 18mt arası yumuşak kil
	6	Post Grouted_ 6/4	18	8	
	7	SBMA_6/4	19	Değişken	
	14	SBMA_6/4	19	Değişken	
	15	SBMA_6/4	18	Değişken	
	16	Post Grouted_ 6/4	18	8	0.00 - 2.00 mt arası dolgu,2.00 - 19 mt arası yumuşak kil
	19	SBMA_6/4	19	Değişken	
	20	Post Grouted_ 6/4	18	8	
4	8	Normal_ 6/4	18	8	0.00 - 18.00mt yumuşak yeşilimsi gri kil
	9	Post Grouted_ 6/4	18	8	0.00 - 4.00 mt arası dolgu,4.00 - 18mt arası yumuşak kil
	10	SBMA_6/4	19	Değişken	0.00 - 2.00 mt arası dolgu,2.00 - 19 mt arası yumuşak kil
	17	Post Grouted_ 6/4	18	8	

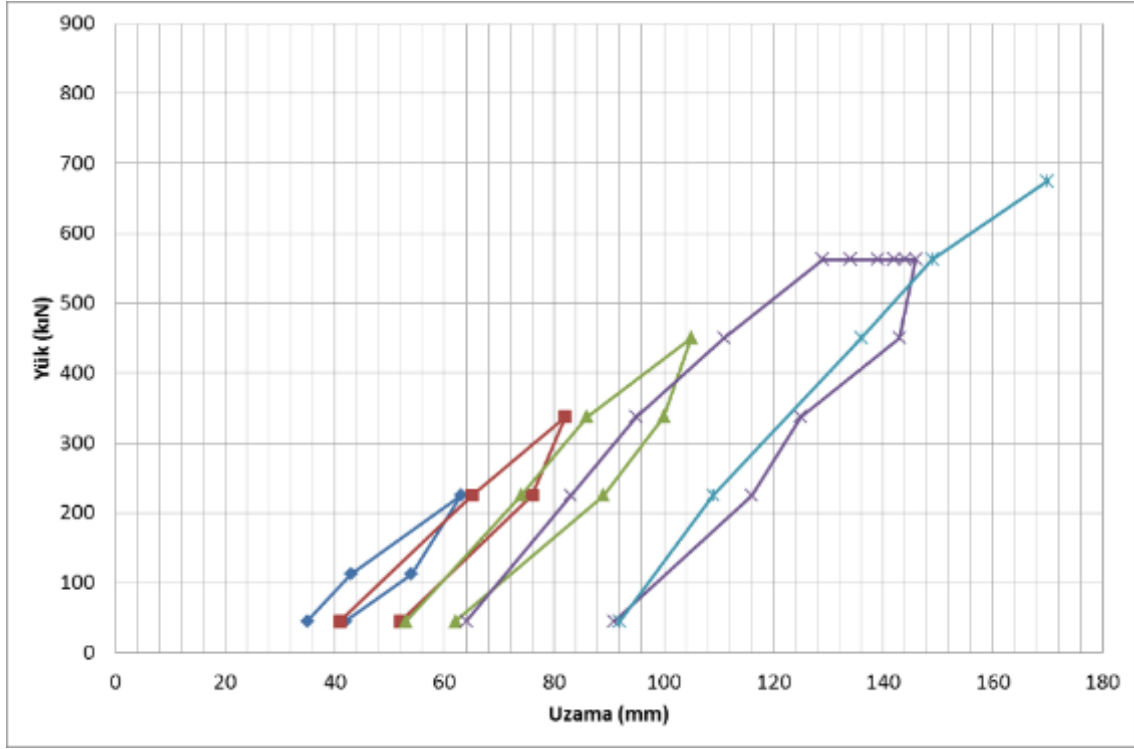
Delgi ve Enjeksiyon Bilgileri

Ankrajlar burğu ile delinmiş, tüm delgilerde tam boy muhafaza borusu sürülmüştür. Ard enjeksiyonlu (Post Grouted) ve SBMA tipi ankrajların kök iyileştirme enjeksiyonları yapılmadan önce enjeksiyon portları su ile patlatılmıştır. Tüm ankrajların portları su ile açıldıktan sonra tekil ve çift portlardan enjeksiyonlar yapılmıştır. Yapılan iyileştirme enjeksiyonları Jean-Lutz ölçüm cihazı ile kayıt altına alınmıştır

Ankrajların Gerilmesi ve Test Sonuçları

6.2.4.1 Geleneksel Ankrajlar

Geleneksel tip ankrajların proje yükü olan 450 kN'da sünme kriterini sağlamadığı, proje yükünün 1.25 katı olan 562.5 kN'da ise ankraj köklerinin zeminden sıyrıldığı gözlenmiştir. Yük - Uzama grafiği Şekil 17'de verilmiştir.



Şekil 17. Geleneksel Yöntemlerle Yapılan Ankrajın Yük Uzama Grafiği

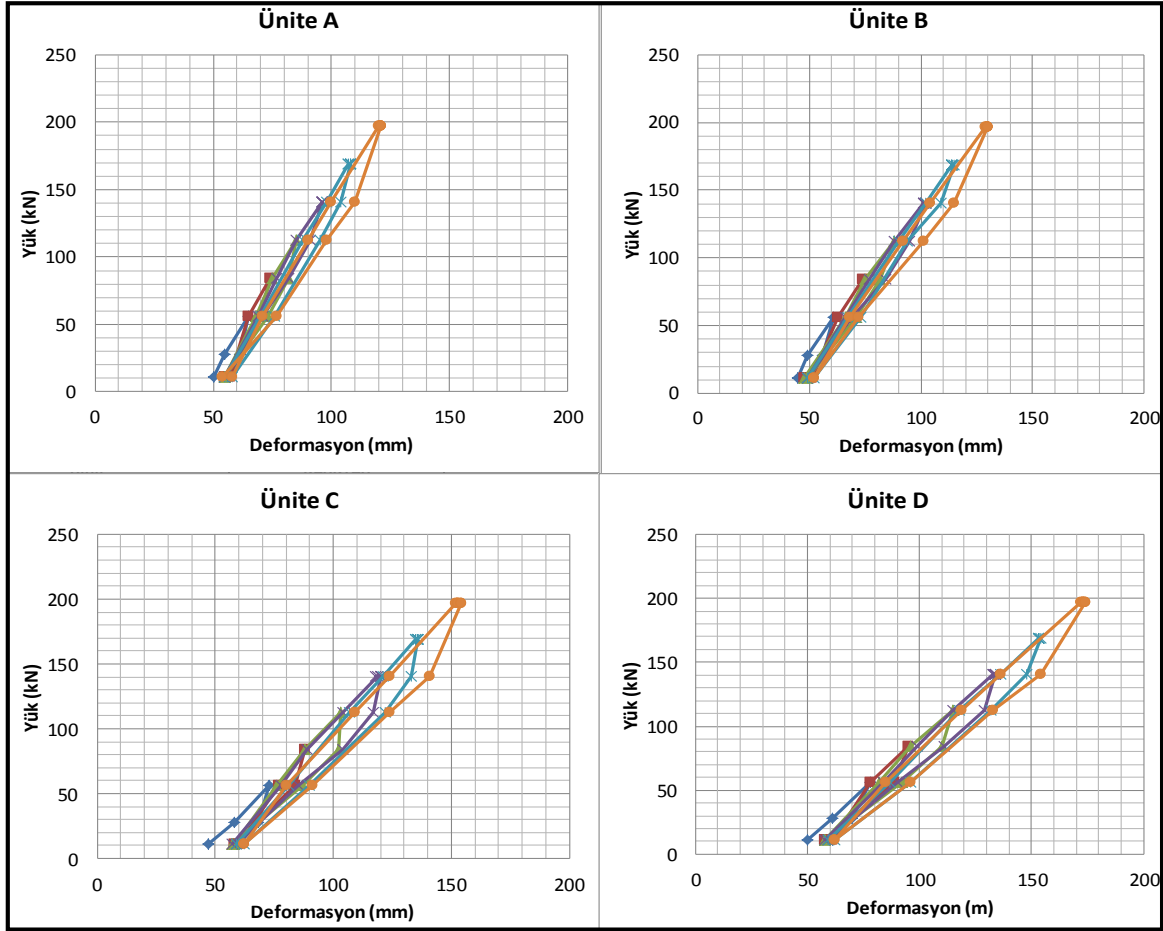
6.2.4.2 SBMA Ankrajlar

Araştırma testlerinde izlenen ve TS EN 1537 [11] standartlarına göre hazırlanıp uygulanan genel prosedür aşağıda özetlenmiştir.

2, 3, 4 nolu test alanındaki SBMA ankrajlar için hedeflen test yükü: 787.5 kN (450x1.75). Ankraj kök bölgesinin çok yumuşak - yumuşak yeşilimsi gri kil içinde kaldığı 3-4 numaralı test alanlarında normal, ard enjeksiyonlu ve SBMA tipi ankrajlar yapılmıştır. Bu bölgedeki ankrajların proje yükü 450 kN'dur.

SBMA tipi ankrajların uzamalarının maksimum teorik uzama sınırında olduğu belirlenmiştir. TAM yöntemiyle ard enjeksiyonu yapılan ankrajların uzamalarının teorik uzamaya daha yakın olduğu ve daha az sünme yaptığı gözlenmiştir.

Testler sırasında elde edilen örnek bir grafik Şekil 18'de verilmiştir. Testler sonucunda SBMA ankrajın 4 ünitesi de ayrı ayrı değerlendirilerek en az yük taşıyan ünitenin yükü dikkate alınarak ankrajın tümünün taşıma kapasitesi belirlenmiştir.



Şekil 18. SBMA Tip Ankrajlar İçin Tipik Yük Uzama Grafikleri

Aliğa-1 Projesi

İzmir Aliğa'da inşaatı halen devam etmekte olan projede saha düzenleme kazısı sırasında meydana gelen heyelanı önlemek amacı ile yüksek kapasiteli ankrajların kullanılması gerekmiştir. Bu amaçla proje yükleri 1550-2100 kN, test yükleri 3250-3750 kN olan ankrajlar imal edilmiştir.

Zemin Koşulları

İnceleme konusu sahada 2008 Kasım ayından 2013 yılına kadar farklı şirketler tarafından zemin araştırma deneyleri yapılmıştır. Bu araştırmalar kapsamında toplamda 142 adet zemin sondajı yapılmış, pek çok jeofizik deney ve laboratuvar testleri gerçekleştirilmiştir. Aliğa yarımadası Batı Anadolu üçüncül volkanik bölgesinin sınırları içerisinde yer almaktadır. Yarımada genel olarak, Miyosen çağı volkanik ve volkanik klastik kayalardan oluşmaktadır. Ana volkanik merkezler Yunt dağı ve Yamanlar bölgesinde yer almaktadır. Volkanizma kıtasal ortamda yer almaktadır. Volkanik-klastik ve volkanik kayalar sıklıkla göl ve dere çökelleri ile iç içe girmiş durumda bulunmaktadır. Bölgedeki bu kayaların altında, Manisa ve İzmir arasında sık rastlanan Bornova fliş bölgesinin karışık çökelleri yer almaktadır. Bu tabakanın altında Mezozoik kumtaşları ve kireçtaşlarından oluşan kaya oluşumları mevcuttur.

Saha genelinde tüf ile ve tüfitlerle iç içe girmiş, çamurtaşı, silttaşı, kumtaşı ve kireç taşı gibi sedimentar kayalarla karşılaşmaktadır. Tüfler, taneli volkanik kristal tüf birimi ve iri taneli volkanik kristal tüf birimi olmak üzere iki farklı şekilde sınıflandırılmıştır. Taneli volkanik tüf birimine genellikle bölgenin batı kısmında rastlanmaktadır. Bu tip tüfler mukavemetini kolay bir şekilde kaybederek ayrışmaktadır. Taneli olan bu elemanlar dağınık halde bulunmakta olup herhangi bir tabakalaşma veya katmanlaşma gözükmemektedir. Araştırma sahasının doğu tarafında yer alan tüfler daha iri taneli ve bir kaç santimetrelilik ince tabakalar şeklinde bulunmaktadır. Bazı yerlerde bazalt, andezit ve riyolit gibi volkanik kayalar tortul kayaların ve tüflerin içerisinde gözlemlenmektedir. Proje alanı içerisindeki Miyosen kayaları çok sayıda fay hattı tarafından kesilmektedir. Bu fay hatlarını kuzey-güney doğrultulu fay zonu (NSFZ) ile kuzey-batı, kuzey-kuzeybatı doğrultulu fay zonları (NWFA) oluşturmaktadır.

Özetle, tüf içerisindeki kil minerolojisi ve kil katmanları kaya kütle mukavemetini azaltmakta ve mevcut buldukları yerlerde çok zayıf zemin şartlarını ifade etmektedirler. Bununla birlikte, özellikle tanecikli yapıdaki ve dağınık halde bulunan tüfler kolayca aşınmaya ve sonrasında kil özellikleri göstermeye meyillidirler. Mukavemetteki tüm bu değişimler sahanın genel stabilitesinin kontrolünde etkili olmaktadır.

Mineralojik analizlerde hakim kil minerali olarak smektit'e rastlanmıştır. Smektit aktivitesi yüksek bir kil minerali olup, yüksek şişme potansiyeli gösterir. Özellikle bünyesine su aldığı zaman süratle şişerek stabilite sorunlarına yol açtığı bilinmektedir.

Hidrolojik açıdan ele alındığında saha genelinde statik yer altı su seviyesi gözlemlenmemektedir. Yağış ile ortaya çıkan yüzeysel sular yamaçtan aşağı transfer edilerek toplanmaktadır. Tüfler ve sedimentar çamurtaşı ile silttaşları düşük permeabilite gösterdiklerinden sadece bölgesel çatlaklardan veya maruz kalan yüzeylerden suyu içlerine alırlar.

Tasarım

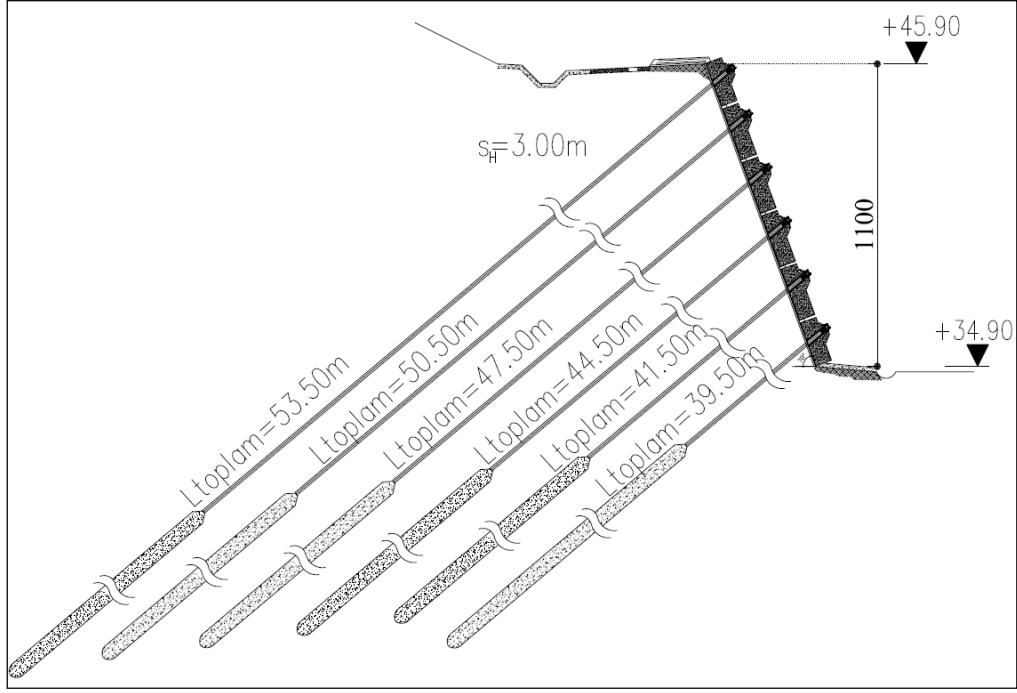
Heyelanın önlenmesi için tasarımcı tarafından baret kazıklar, kademeli büyük çaplı fore kazıklar gibi farklı çözüm seçenekleri üzerinde çalışılmış, ekonomik olması nedeniyle öngermeli kalıcı ankrajlarla desteklen bir heyelan önleme yapısı projelendirilmiştir.

Heyelan önleme projesi yatayda 3.00m düşeyde 1.75m arayla kök bölgeleri kayma kamasının arkasındaki sağlam bölgede yer alan 6 sıra ankrajdan oluşmaktadır. Ankrajlar, zemine oturan rijit betonarme başlıklar üzerine oturmakta olup, başlıklar arasındaki zemin, püskürtme beton – hasır çelik ile kaplanmıştır. Ankrajlar 75 yıl servis ömrüne göre çift korozyon korumalı olarak tasarlanmıştır. Tipik kesit Şekil 19'da verilmektedir.

Statik ve sismik durumlar için ankrajların minimum emniyet katsayıları Tablo 4'de özetlenmiştir.

Tablo 4. Deneme Ankrajlarının Statik ve Sismik Durumdaki Minimum Emniyet Katsayıları

Yük Durumu	Ankraj Halatı	Zemin/Enjeksiyon	Enjeksiyon/Ankraj Halatı veya Enjeksiyon Koruma kılıfı
Statik	2.00	2.00	3.00
Sismik	1.00	1.25	1.50



Şekil 19. Tipik Şev Kesiti

Ankraj Araştırma Testleri

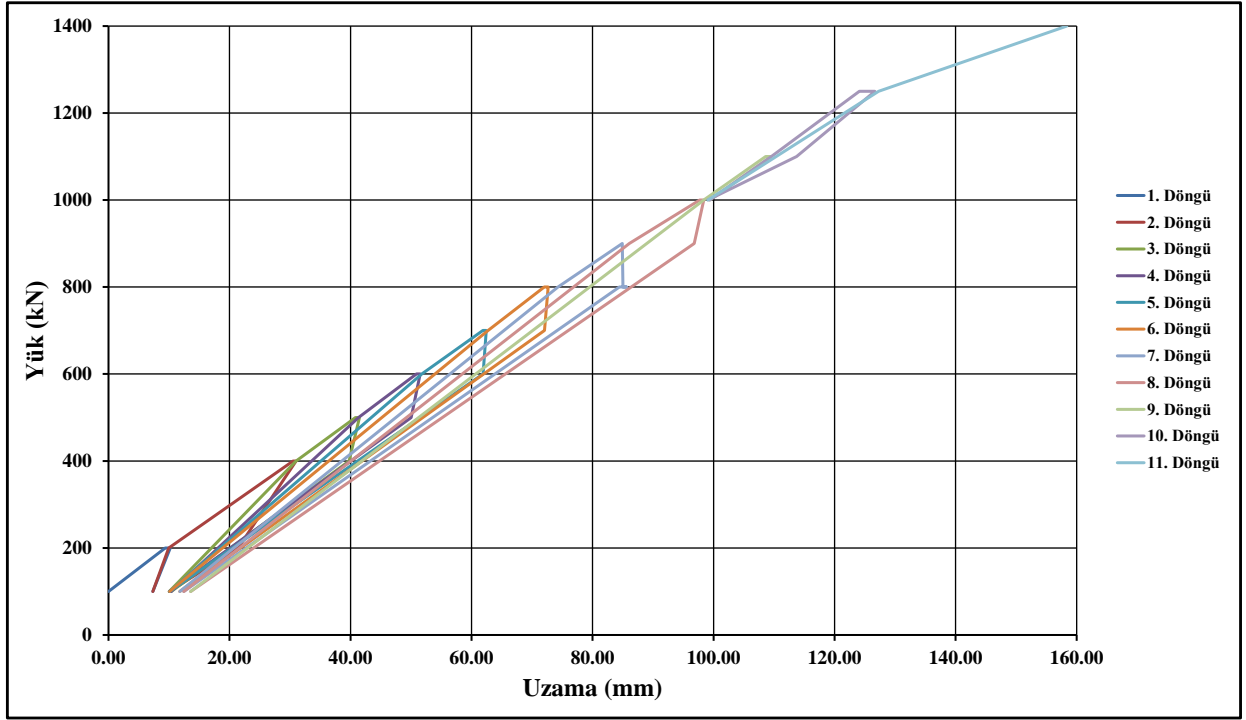
6.3.3.1. Tek Köklü Ankraj Testleri

SBMA imalat ankrajlarına başlamadan önce ankraj kök boylarının tespiti ve uygulanacak enjeksiyon yönteminin belirlenmesi için saha genelinde 6 adet araştırma ankrajı imal edilmiştir. Araştırma ankrajlarından elde edilen sonuçları Tablo 5’te özetlenmiştir.

Tablo 5. Test Sonuçları

Ankraj no	Ankraj açısı	Maksimum Yük (KN)	Serbest boy (m)	Kök Boyu (m)	Nihai Çevre Sürtünmesi (KN/m ²)
A-1	40°	1180	23.00	3.00	582
A-2	40°	1400	36.50	3.00	691
A-3	40°	1080	34.00	3.00	488
A-4	40°	1000	32.00	3.00	494
A-5	40°	1200	36.50	3.00	592
A-6	40°	1300	23.00	3.00	642

Tek köklü ankraj deneylerinden elde edilen nihai sürtünme değerleri esas alınarak proje yüklerini Tablo 4’de belirtilen emniyet katsayılarıyla taşıyacak SBMA test ankrajları tasarlanmıştır. Ankraj halat sayısı belirlenirken ankraj test yükünde halat akma gerilmesinin %90’ının aşılması hedeflenmiştir.



Şekil 20. A4 Test Ankrajı Yük-Deplasman Grafiği

6.3.3.2. SBMA Ankraj Testleri

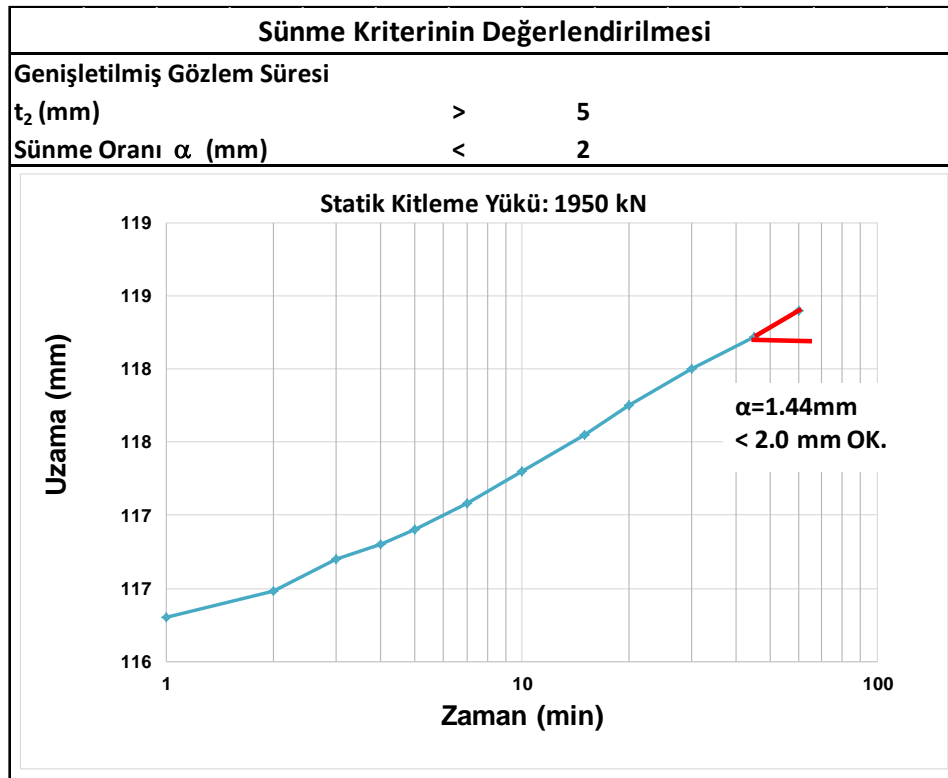
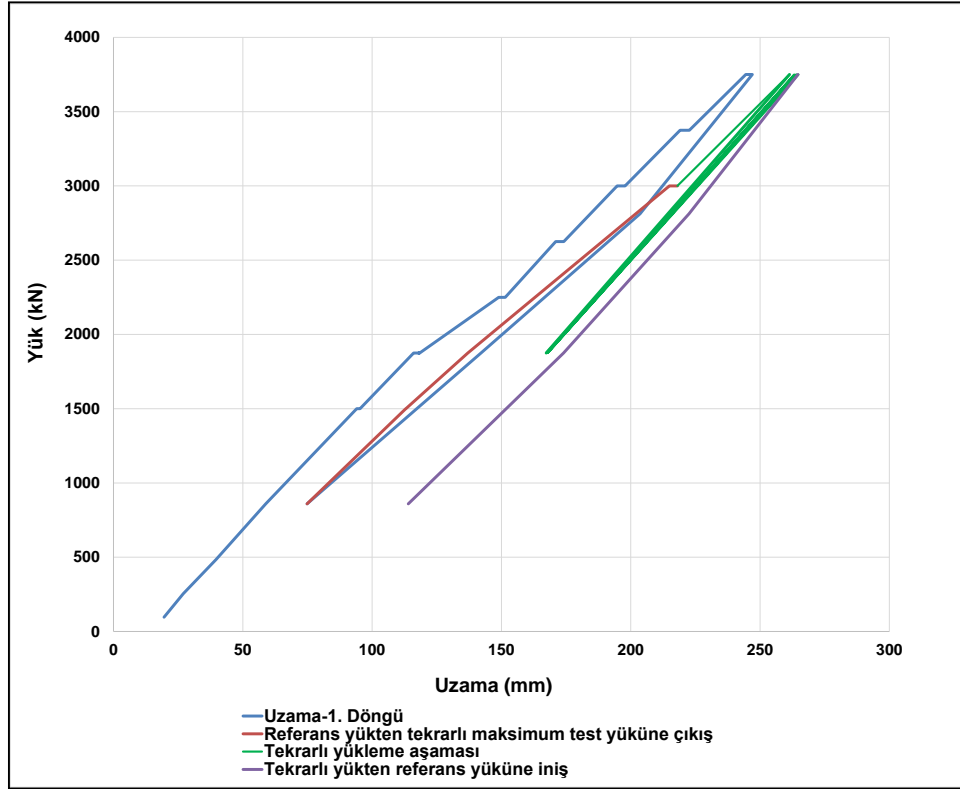
SBMA test ankrajları tasarımı Tablo 6’da özetlenmiştir.

Tablo 6. SBMA Test Ankraj Detayları

Ankraj Tipi	Test no	Ankraj açısı	Statik Yük (KN)	Sismik Yük (KN)	Test Yüğü (KN)	Ankraj boyu (m)	Halat Adedi
A	A-1	40°	1600	2700	3375	43.50	16
	A-2	40°	1600	2700	3375	43.50	16
B	B-1	40°	1950	3000	3750	50.00	18
	B-2	40°	1950	3000	3750	50.00	18
C	C-1	40°	1550	2100	2625	33.50	14
	C-2	40°	1550	2100	2625	33.50	14

Planda yaklaşık 300 m uzunluğundaki sahanın farklı bölgelerinde Tablo 6’da verilen özelliklerde 6 adet SBMA tipi test ankrajı imal edilmiştir. İmal edilen test ankrajlarının hedeflenen test yüklerini ve sünme kriterlerini başarıyla sağladığı gözlenmiştir.

B1 test ankrajına yapılan germe testi neticesinde 3750 kN’luk test yükünü başarılı bir şekilde ulaştığı gözlenmiştir. Yük – Deplasman ve sünme eğrileri Şekil 21 ve Şekil 22’de verilmiştir. Uzamaların ve sünme değerlerinin izin verilebilir sınırlar içerisinde kaldığı gözlemlenmiştir.



Sonuçlar incelendiğinde 6 adet SBMA test ankraşının kök tasarımlarının gerekli proje yüklerini başarılı bir şekilde taşıdığı gözlemlenmiştir. Zemin zayıf olduğu bölgelerde yer

alan betonarme ankraj başlıklarındaki oturmalarının önüne geçmek için tasarım gözden geçirilerek gerekli proje revizyonları yapılmıştır.



Şekil 23. B1 Ankraj Testi

Proje Ankrajları

Proje SBMA ankrajları farklı zemin ve koşullarına göre 3 farklı bölge için kök boyu, halat adedi ve ard enjeksiyon özelliklerine göre ayrı ayrı tasarlanmıştır. Projedeki ankraj yükleri ve özellikleri Tablo 7’de özetlenmiştir.

Tablo 7. Proje SBMA Ankrajları

Ankraj Tipi	Ankraj açısı	Statik Yük (KN)	Sismik Yük (KN)	Ankraj boyu (m)
A	40°	1600	2700	43.50
B	40°	1950	3000	50.00
C	40°	1550	2100	33.50

Kalite Kontrol

Proje ankrajlarının % 80’i statik kabul testine, %20’si ise sismik kabul testine tabi tutularak proje yüklerine kitlenmektedirler. Her ankraj için 3, 7 ve 28 gün olmak üzere 9 adet enjeksiyon küp numunesi alınıp kırma testi yapılmıştır. Sahaya gelen her parti halattan alınan numuneler kopma deneyine tabi tutulmuştur. Ankraj başlık beton karışımı 75 yıla dayanımlı olarak proje için özel olarak tasarlanmış ve üretilmiştir. Dökülen her beton başlıktan 3, 7 ve 28 günde kırılmak üzere 9 adet beton numunesi alınmıştır.

Proje ankrajlarının testi ve kilitlemesi sırasında proje için geliştirilen ve bulut üzerinden çalışabilen özel bir yazılım kullanılmıştır. Bu yazılım sayesinde ankraj germe deneyleri eşzamanlı olarak sahada ve ofiste izlenebilmekte bilgiler bilgisayara aktarıldıktan sonra ankrajların projede belirtilen kriterlerinin kayıtları tutulabilmektedir. Bu suretle bütün projede imal edilen bütün ankrajların delgi enjeksiyon ve germe kayıtları tutulmuştur.



Şekil 24. Proje Ankrajları Delgi İşlemi

Aletsel Gözlem

Proje ankrajlarının %10'unda ankrajların uzun vadeli davranışlarını incelemek ve takip etmek amacıyla “vibrating wire” tipi 3400 kN kapasiteli yük hücreleri kullanılmıştır. Yük hücreleri ankraja gelen yükleri eşzamanlı olarak merkezi kayıt sistemine aktarmaktadır. Bu suretle ankraj yüklerine ait kayıtlar sağlıklı olarak anlık olarak hassas bir şekilde kaydedilmektedir.

Ankraj ve kazı aşamalarıyla eşzamanlı olarak heyelanın hareketini takip etmek üzere inklinometre ölçümleri yapılmıştır. 2. Sıra ankraj imalatlarının başlamasıyla birlikte inklinometrede takip edilen hareketlerin azaldığı, 3 sıradan itibaren tamamen durduğu gözlenmiştir.

Aliğa-2 Projesi

İzmir Aliğa'da inşaatı halen devam etmekte olan ikinci projede ise fore kazıklı istinat yapısında meydana gelen aşırı deplasmanları önlemek üzere proje yükleri 2000 kN, test yükleri ise 3300 kN olan SBMA tipi ankrajlar imal edilmiştir.

Zemin Koşulları

Bölge jeolojisi Aliğa-1 projesinde anlatılan jeoloji ile aynı özelliklere sahiptir. Kazık imalatı sırasında ve sonrasında 30°-40°'lik dalım açıları gözlemlenmiştir. Dalım açısı ortalama 35° olarak tanımlanmıştır. Ara katman kaymaları tortul kayalarda meydana gelse bile, aktif kaymaların aglomera üzerinde oluşması öngörülmüştür. Deneme delgileri sırasında ilk 6m'de çok zayıf tuf tabakası; onun altında 6-8m arası zayıf dayanımlı kıltaşı ve

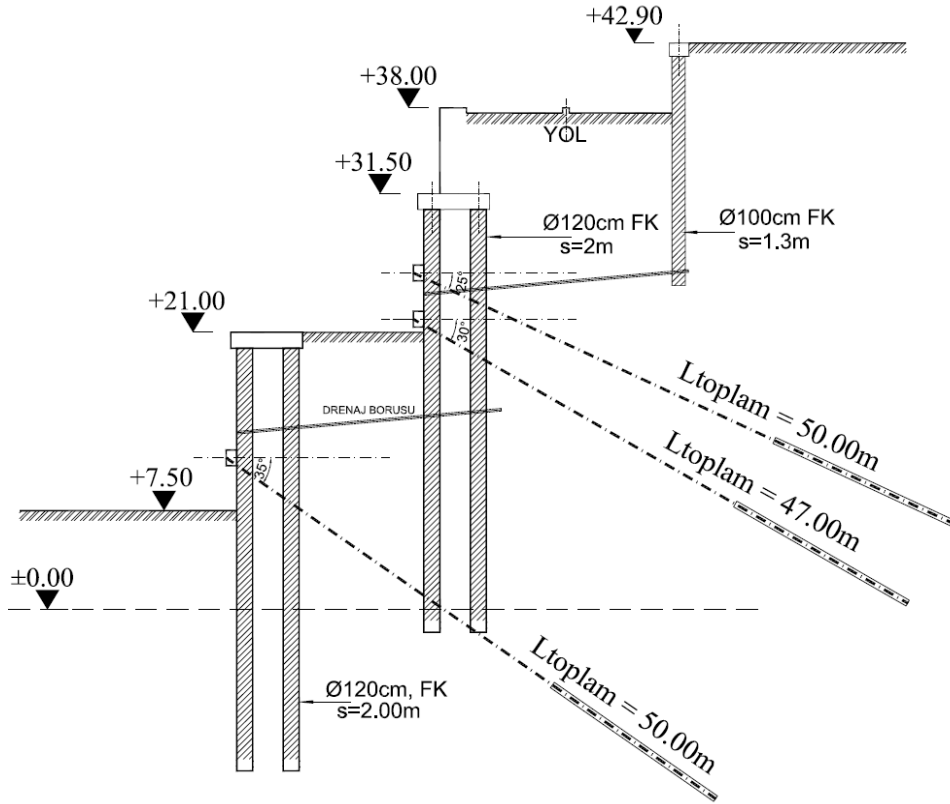
kireçtaşı bantları tespit edilmiştir. Sonrasında ise genele hakim olan ayrılmış aglomera yer almaktadır. Ankraj kökleri de bu birim içinde kalacak şekilde tasarlanmıştır.

Tasarım

2 palyeli kazıklı istinat duvarının imalatı sürerken inklinometre okumalarında kaydedilen deplasmanların 10mm'den az olduğu gözlemlenmiş; En üst palyede toprakarme duvar inşaatının başlamasıyla deplasmanların artmaya başladığı gözlenmiştir. Nihai kazı kotuna yaklaşıldığında ise beklenenden fazla deplasman meydana geldiği gözlenmiştir. Bu nedenle kazıklı istinat yapısı tasarımı tekrar değerlendirilerek yapılacak yüksek kapasiteli kalıcı ankrajlarla sistemin desteklenmesine karar verilmiştir. Şekil 25'te görüleceği gibi düşeyde 3 kademede, 4m yatay aralıklı ortalama 50 m uzunluğunda yüksek kapasiteli kalıcı ankraj projelendirilerek ön testlerle proje yüklerinin doğrulanması programlanmıştır. Statik ve sismik durumlar için ankrajların minimum emniyet katsayıları Tablo 8'de özetlenmiştir.

Tablo 8. Ankrajların Statik ve Sismik durumdaki Minimum Emniyet Katsayıları

Yük Durumu	Ankraj Halatı	Zemin/Enjeksiyon
Statik	2.00	1.50
Sismik	1.25	1.10



Şekil 25. Kazıklı İstinat Yapısı Kesiti

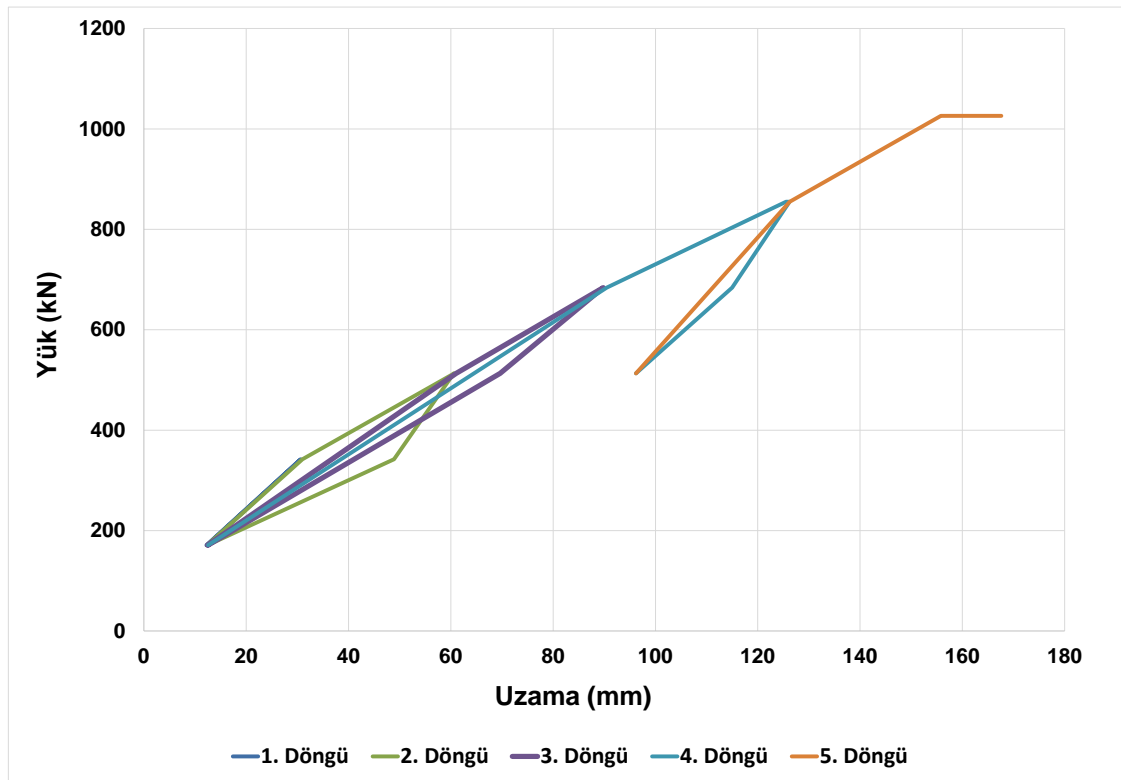
Ankraj Araştırma Testleri

6.4.3.1. Tek Köklü Ankraj Testleri

SBMA imalat ankrajlarına başlamadan önce ankraj kök boylarının belirlenmesi ve uygulanacak imalat yöntemine karar verilebilmesi için saha genelinde 2 adet tek köklü araştırma ankraji imal edilmiştir. C2 test ankrajının yük-deplasman eğrileri Şekil 26'da verilmiştir. Araştırma ankrajlarından elde edilen sonuçlar Tablo 9'da özetlenmiştir.

Tablo 9. Test Sonuçları

Ankraj no	Ankraj açısı	Maksimum Yük (KN)	Serbest boy (m)	Kök Boyu (m)	Nihai Çevre Sürtünmesi (KN/m ²)
C-1	30°	1100	30.00	3.00	542
C-2	30°	1350	27.00	3.00	666



Tek köklü ankraj deneylerinden elde edilen nihai sürtünme değerleri esas alınarak proje yüklerini Tablo 8'de belirtilen emniyet katsayılarıyla taşıyacak SBMA test ankrajları tasarlanmıştır. Ankraj halat sayısı belirlenirken ankraj test yükünde halat akma gerilmesinin % 90'ının aşılması hedeflenmiştir.

6.4.3.2. SBMA Ankraj Testleri

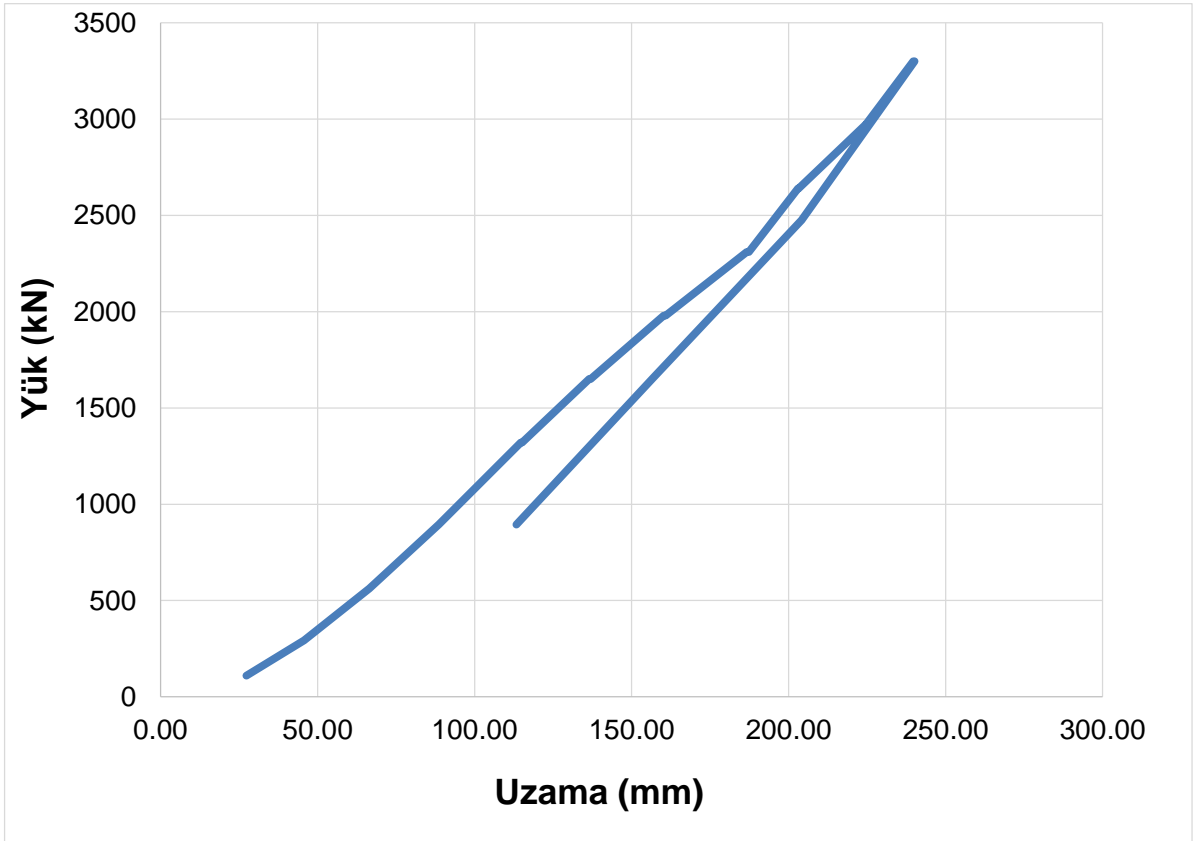
Tek köklü ankrajlara ilave olarak SBMA test ankrajları yapılmıştır. Tasarım yükleri ve ankraj özellikleri Tablo 10’da özetlenmiştir.

Tablo 10. SBMA Test Ankrajları

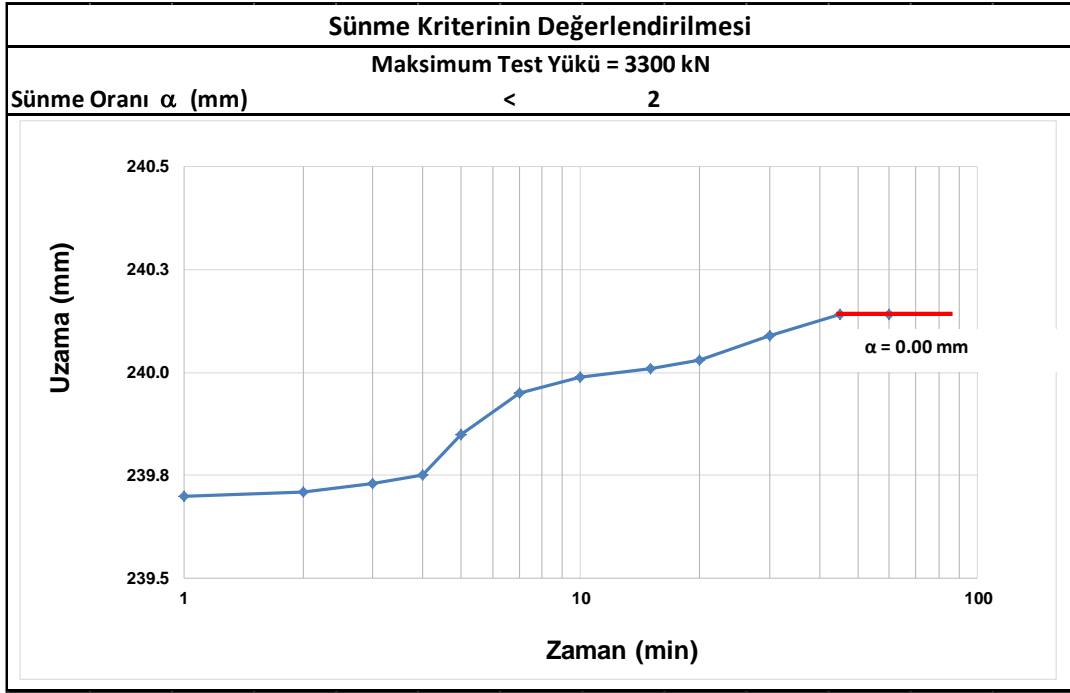
Test no	Ankraj açısı	Statik Yük (KN)	Sismik Yük (KN)	Test Yükü (KN)	Ankraj boyu (m)	Halat Adedi
D-1	30°	2000	3000	3300	53.00	18
D-2	30°	2000	3000	3300	40.00	18

Planda yaklaşık 150 m uzunluğundaki sahanın farklı bölgelerinde Tablo 10’da verilen özelliklerde 2 adet SBMA tipi test ankraji imal edilmiştir. İmal edilen test ankrajlarının hedeflenen test yüklerini ve sünme kriterlerini başarıyla sağladığı gözlenmiştir.

D2 test ankrajına yapılan germe testi neticesinde 3300 kN’luk test yükünü başarılı bir şekilde ulaşıldığı gözlenmiştir. Yük – deplasman ve sünme eğrileri Şekil 27 ve Şekil 28 ‘de verilmiştir. Uzamaların ve sünme değerlerinin izin verilebilir sınırlar içerisinde kaldığı gözlemlenmiştir.



Şekil 27. D2 Test Ankraji Yük – Deplasman Eğrileri



Şekil 28. D2 Test Ankrağı Sünme Eğrisi

Sonuçlar incelendiğinde 2 adet SBMA test ankrağının kök tasarımlarının gerekli proje yüklerini başarılı bir şekilde taşıdığı gözlemlenmiştir.



Şekil 29. D2 Test Ankrağı

Proje Ankrajları

Proje SBMA ankrajları farklı zemin ve koşullarına göre 2 farklı bölge için kök boyu, halat adedi ve ard enjeksiyon özelliklerine göre ayrı ayrı tasarlanmıştır. Projedeki ankraj yükleri ve özellikleri Tablo 11’de özetlenmiştir.

Tablo 11. Proje SBMA Ankrajları

Ankraj Tipi	Ankraj Açısı	Statik Yük (KN)	Sismik Yük (KN)	Ankraj Boyu (m)
A	30-35°	1000	1500	30.00-40.00
B	25-30°	2000	3000	40.00-55.00



Şekil 30. Proje Ankrajları Halat Yerleştirme İşlemi

Kalite Kontrol

Proje ankrajlarının tamamı statik yüklerinin 1.5 katına test edilmiş ve aynı yükün 1.1 katına kitlenmiştir. Her ankraj için 3, 7 ve 28 gün olmak üzere 9 adet enjeksiyon küp numunesi alınıp tek eksenli basınç testi yapılmıştır. Sahaya gelen her parti halattan numuneler alınarak kopma deneyine tabi tutulmuştur. Proje ankrajlarının testi ve kilitlenmesi sırasında proje için geliştirilen ve bulut üzerinden çalışabilen özel bir yazılım kullanılmıştır. Bu yazılım sayesinde ankraj germe deneyleri eşzamanlı olarak sahada ve ofiste izlenebilmekte bilgiler bilgisayara aktarıldıktan sonra ankrajın projede belirtilen kriterlerin kaydı tutulabilmektedir. Bu suretle proje kapsamında imal edilen bütün ankrajların delgi enjeksiyon ve germe kayıtları tutulmuştur.

Aletsel Gözlem

Proje ankrajlarının 20 tanesinde ankrajların uzun vadeli davranışlarını incelemek ve takip etmek amacıyla “vibrating wire” tipi 3570 kN kapasiteli yük hücreleri kullanılmıştır. Yük hücreleri ankraja gelen yükleri eşzamanlı olarak merkezi kayıt sistemine aktarmaktadır. Bu suretle ankraj yüklerine ait kayıtlar sağlıklı olarak anlık olarak hassas bir şekilde kaydedilmektedir.

SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Bu makalede SBMA ankrajın genel tasarım ve imalat prensipleri özetlenerek, zayıf zemin ve kayalarındaki uygulamalardan örnekler verilmiştir.

Teori ve uygulaması dünyada yaygın olarak kabul edilmiş olan SBMA sistemi, zayıf zemin ve kaya koşullarında yüksek kapasiteli ankraj imal edilmesini sağlayarak derin kazı ve şevlerin stabilitesinin güvenli bir şekilde sağlanmasına olanak vermektedir.

SBMA ankrajları geleneksel ankrajlara göre iki kata ulaşan kapasite artışı ile uygulanan projelerde önemli süre ve maliyet avantajı sağladığına dikkat çekilmiştir.

Kuntsevo Plaza için yapılan derin kazıda, SBMA teknolojisi Rusya’da ilk defa kullanılmıştır. Tasarım aşamasında hedeflenen ankraj kapasitelerine ulaşamayacağı kabulüyle Moskova’da alüvyal zemin koşullarında yaygın olarak kullanılan Yukarıdan Aşağı (Top-Down) yöntemiyle kazı yapılması öngörülen projede imal edilen SBMA tipi ankrajlarla desteklenen 80 cm kalınlığındaki diyafram duvarlı iksa sistemiyle 25 m derinlikteki kazı çukuru imalatı başarı ile tamamlanmıştır. SBMA teknolojisi ile açık kazı uygulaması yapılabilmesi üst yapı inşaatının çok daha hızlı ve ekonomik yapılabilmesini sağlamıştır.

Kuntsevo projesi kapsamında 28,000 m² diyafram duvar ve ~90,000 m SBMA tipi öngermeli ankraj imalatı yapılmıştır. Geoteknik açıdan güç koşullarında gerçekleştirilen 3,600 adet ankrajın imalatları, germe ve kalite kontrol testleri başarıyla tamamlanmıştır. Bu projenin başarısı büyük ölçüde, ard enjeksiyon denemelerini de içeren kapsamlı araştırma testlerine bağlıdır. Bu denemeler, yeni bir ankraj teknolojisinin kullanımında yetkin hale gelmesine ve ard enjeksiyon işlemlerinin etkili bir şekilde yapılmasına olanak sağlamıştır.

İstanbul’da Basmane deresi yakınında yer alan bir proje kapsamında yapılan test ankrajlarında drenajsız kayma dayanımı 25 kPa olan yumuşak killi-siltli zeminlerde 450 KN emniyetli kapasiteye ulaşmak mümkün olmuştur.

Aliğa-1 Projesi kapsamında imal edilen test ankrajlarında SBMA teknoloji ile 3900 KN’a ulaşan ankraj kapasiteleri elde edilmiştir. Test ankrajlarından elde edilen veriler doğrultusunda proje kapsamında Türkiye’de zayıf kayalarda ilk kez 1450-2100 KN emniyetli statik kapasiteli yaklaşık 900 adet SBMA ankraj imalatı gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda imal edilen 40-52 m boyundaki yüksek kapasiteli ankrajlarla hareket halindeki bir şevin stabilitesi sağlanmıştır.

Aliğa-2 Projesi kapsamında 2,000 KN emniyetli kapasiteli 200 adet SBMA ankraj imalatı gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda imal edilen 50 m uzunluğundaki yüksek kapasiteli ankrajlarla hareket halindeki kazıklı istinat yapısının hareketi durdurularak statik ve sismik durum için uzun vadeli stabilitesi sağlanmıştır.

Aliğa-1 ve Aliğa-2 Projelerinde SBMA ankrajların tasarımı, uygulaması ve performansında ulaşılan başarı, geleneksel yöntemlerle düşük ankraj kapasitesi elde edilen tuf ve benzeri zayıf kayalarda, statik ve sismik durumlarda şev stabilitesinin kalıcı ankrajlarla sağlanabilmesine olanak sağlayacak önemli bir örnek oluşturmuştur.

KAYNAKLAR

[1] Littlejohn, G.S., “Anchorage in Soil-Some empirical design Rules”, The Consulting Engineer, Mayıs 1970.

[2] Ostermayer H., “Construction, Carrying Behaviour and Creep Characteristics of Ground Anchors”, Conference on Diaphragm Walls and Anchorages, pp.141-151, 1974, London.

- [3] Barley, A.D and Winsdor, C.R., “Recent advances in Ground anchor and ground reinforcement technology with reference to the development of the art”, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng2000, Melbourne.
- [4] Barley, A.D., “Theory and Practice of the Single Bore Multiple Anchor System”, International Symposium on Anchors in Theory and Practice, 9-10 Ekim 1995, Salzburg, Avusturya.
- [5] Ostermayer H., “Detailed design of anchorages, Review of Diaphragm Walls”, I.C.E., pp. 55 – 61, 1977, London.
- [6] BS 8081(1989) British Standard Code of Practice for Ground Anchorages
- [7] Ostermayer H. and Barley A.D., “Fixed anchor design guidelines”, Geotechnical Engineering Handbook, Vol. 2, 2003.
- [8] Düzceer R., Gökalp A., Adatepe Ş., “Tekli Delgi Çoklu Ankraj İle Desteklenen Diyafram Duvarın Tasarım, Uygulama ve Performansı”, Teori ve Uygulamada Zemin-Yapı Etkileşimi Sempozyumu”, 24-25 Nisan 2014, Akdeniz Üniversitesi, Antalya.
- [9] Mothersille D., Düzceer R., Gökalp A., “Design, Construction and Performance Of Single Bore Multiple Anchored Diaphragm Wall”, XVI th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 13-17 Eylül 2015, Scotland, UK.
- [10] Mothersille D., Düzceer R., Gökalp A., Okumuşoğlu B., “Support of 25m deep excavation using ground anchors in Russia”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, Vol. 168 , pp 281-295, 2015
- [11] TS EN1537(2001) Özel Geoteknik Uygulamalar-Zemin Ankrajları
- [12] VSN 506-88 Design of Arrangement and Installation of Ground Anchors. Issued by USSR Ministry of Assembly and Special Constructions, 1989.

HİDROLİK YAPILARDA KARŞILAŞILAN GEOTEKNİK SORUNLAR

GEOTECHNICAL PROBLEMS OF HYDRAULIC STRUCTURES

Ahmet SAĞLAMER¹

ABSTRACT

This paper outlines some major geotechnical problems that emerge during construction and service life of the hydraulic structures. Those geotechnical problems sometime may lead to total failure of the structure. A significant number of world class dams have been built and in service in Turkey that has a semi-dry climate. Extensive studies are carried out for large dams during site investigation, design and construction phases. Therefore, minor geotechnical problems are faced for those structures. On the contrary, for small size hydraulic power plants such as the ones that have been constructed in great numbers in Turkey during the last decade, inadequate time and effort have been allocated for site investigation, design and construction of those structures (locally called as HES). As a result, several geotechnical problems have been encountered during construction and service life of those small size power plants. Those geotechnical problems are studied in this paper.

Keywords: Dam geotechnic, piping, slope stability, liquefaction.

ÖZET

Bu bildiri, hidrolik amaçlı mühendislik yapılarında karşılaşılan başlıca geoteknik sorunlar konu edilmiştir. Söz konusu geoteknik sorunlar, bazı durumlarda hidrolik yapının toptan göçmesine yol açabilmektedir. Yarı kurak iklime sahip ülkemizde çok sayıda büyük barajlar inşa edilmiştir. Büyük barajlarla ilgili etütlerde, projelerin hazırlanmasında ve inşaatlarda azami itina gösterilmektedir. Bu sebeple, bu tesislerde genelde önemli sorunlarla karşılaşılmamaktadır. Buna karşılık, ülkemizde son 10 yıl içerisinde yapılmış veya yapılmakta olan ve HES olarak isimlendirilen küçük hidroelektrik santrallerin bir çoğunun etütlerine, uygulama projelerine ve tesisin inşa edilmesine yeterli özen gösterilmemiştir. Sonuç olarak, HES'lerin bir çoğunun inşaatında veya işletme sürecinde bu bildiriye konu edilen geoteknik sorunların bir bölümüyle karşılaşmıştır.

Anahtar Kelimeler: Baraj geotekniği, borulanma, şev stabilitesi, sıvılaşma .

¹ Prof.Dr., İTÜ öğretim üyesi (emekli)

1. GİRİŞ

Hidrolik yapılarda karşılaşılmış göçme ve hasarların sebepleri genelde ayrıntılı bir şekilde incelenmiş ve yayınlanmıştır. Buna karşılık, bazı hidrolik yapıların inşaat veya servis sürecinde karşılaşılan sorunların nedenleri açıklanmamıştır veya bilinmemektedir. Bu sebeple, bu bildiride anlatılacak olan geoteknik sorunların sebepleri ve ayrıntıları konularında verilecek bilgilerde eksiklikler bulunması söz konusudur. Hidrolik tesislerde gözlenen hasarlar tesisin toptan göçmesinden, onarım gerektirmeyen basit hasarlara kadar geniş bir aralıktadır. En elverişsiz durum şüphesiz baraj gölünde birikmiş suyun hidrolik tesisin gövdesini patlatarak mansabta taşkın meydana getirmesi ve büyük can ve mal kayıplarına yol açmasıdır. Yapılan istatistikler göstermiştir ki, dolgu barajlarda toptan göçmenin en sık karşılaşılan sebebi, dolu savak kapasitesinin yeterli olmaması nedeniyle rezervuardaki suyun baraj gövdesi üzerinden aşmasıdır. Bu şekilde yıkılan bir dolgu barajın geoteknik tasarımı çoğunlukla kusursuzdur. Sorun, genelde hidrolik tasarımın yetersizliğinden kaynaklanır. Toptan göçmenin diğer iki temel sebebi, baraj gövdesinde veya tabanında oluşan borulanma ve mansab şevindeki kaymalardır. Mamba şevindeki kaymalar çoğunlukla toptan göçmeye sebep olmazlar. Zira, mamba şevindeki kaymalar çoğunlukla ani su çekilmesini takiben meydana gelmektedir.

2. DOLGU VEYA TEMELDE BORULANMA

Borulanma veya konsantre bazı su kaçaklarının zamanla yeraltı erozyonuna sebep olması, barajlardaki toptan göçmelerin en önemli nedenlerindedir. Geçirimsizlik zonlarının serilmesi ve sıkıştırılmasında izlenecek yöntemler konusunda yapılan araştırmalar ve yayınlanan standartlar ile filtre kriterlerine uygun filtreler teşkil edilmesi, gövdede görülen borulanma olaylarını yok denecek düzeye indirmiştir. Bununla birlikte, hidrolik yapının temelini altından veya yamaçlardan su kaçakları oluşması ülkemizde inşa edilen bir çok HES yapısında ciddi sorunlar ortaya çıkarmıştır. Sıkıştırılmış dolgu veya temeldeki alüvyon içerisindeki boşluklardan su sızarken akıma karşı koyan sürtünme kuvvetleri hidrolik yükün sönümlenmesini sağlarlar. Buna karşılık, su akımı dolayısıyla ortaya çıkan sızma basıncı zemin danelerini sürükler. Erozyona karşı koyan kuvvetler, erozyona sebep olan kuvvetlerden az ise zemin danecikleri sürüklenir ve zamanla borulanma meydana gelir. Erozyona karşı koyan kuvvetler zemin kohezyonuna, zemin danelerinin kenetlenmesine, zeminin yoğunluğuna ve mansap filtresinin fonksiyonunu yerine getirip, getirmemesine bağlıdır.

Çoğunlukla, baraj gövde dolgusu içerisinde ve baraj temelinde ortaya çıkan yeraltı suyu akımı üniform bir akım değildir. Yer yer akım debisinde ve hızında yığılımlar görülür. Bu yığılımların mansab zonunda görüldüğü noktalardaki erozyon kuvvetleri maksimumdur. Sızma kuvvetleriyle dolgu veya temel malzemesinin küçük bir miktarının sürüklenmesi o noktada yeni yığılımlara yol açar. Böylece, borulanma mansap şevinden başlar ve geriye, mamba şevine doğru ilerleyerek barajın toptan göçmesi ile son bulur. Teorik olarak zonlu bir barajda, geçirimsizlik zonu ile mansapda yer alan geçirimsizlik zonları arasında filtre kriterine uyan filtre zonu teşkil edilmemesi halinde borulanma mutlaka meydana gelir. Borulanmaya ve toptan göçmeye sebep olan su kaçakları başlangıçta çeşitli mertebelerdedir. Bazı barajlarda su kaçağı daha baraj gölü doldurulmaz doldurulmaz görülmüştür. Bir kısmında ise, barajın servise girmesini takip eden 5-10 yıl içerisinde bir sorun olmamıştır. Bunu takiben, önce mansap şevinde küçük bir ıslaklık belirmiş ve bu gitgide büyümüş, mansap

şevinden zemin sürüklenmeye başlamış ve sonunda dolgu su tutamaz duruma gelmiştir. Borulanmanın başlıca sebepleri aşağıda sıralanmıştır:

- Geçirimsizlik zonlarının (kil çekirdek) inşaatındaki yetersiz denetim (bu zonların yeterince sıkıştırılmaması, su muhtevasının yanlış seçilmesi, yer yer geçirimli malzeme serilmesi vs.),
- Gövde içerisinde yer alan ve geçirimsizlik zonunu kesen dip savak, su alma borusu veya diğer yapıların çevrelerinin sıkıştırılmaması,
- Geçirimsizlik zonu ile temel kayası veya vadi yamaçları arasında yeterince adezyon sağlanamaması,
- Farklı oturma çatlakları meydana gelmesi,
- Dip savak borularının kırılması ve zeminin basınçlı su ile sürüklenmesi,
- Kuruma çatlakları,
- Toprak altında yaşayan bazı hayvanların açtıkları yollar ve yuvalar

Borulanma olayı, baraj gövdesinden daha çok barajın oturduğu temel zemininde görülür. Zira, temel zemini çoğunlukla baraj gövdesine oranla daha az homojen ve düşük yoğunluktadır. Rezervuarın dolmasını takiben civardaki kaynakların debilerinin artması veya yeni kaynaklar ortaya çıkması borulanma potansiyelinin varlığına işaret eder.

3. ŞEVLERDE VEYA TEMELDE KAYMA GÖÇMESİ

Dolgu barajlaraki şev kaymaları, tabii şevlerdeki kaymalar gibi potansiyel bir kayma yüzeyi boyunca kayma gerilmesinin kayma dayanımını aşması ile meydana gelir. Barajlardaki şev kaymalarının çoğu ilk birkaç sene içerisinde görülür. Şev kaymalarının 1/3'ü baraj servise alındıktan sonraki ilk yılda, yarısından fazlası ise ilk beş yılda meydana gelmiştir. Barajlardaki kaymalar üç kategoride toplanabilir:

İnşaat sırasında memba veya mansap şevlerinden görülen kaymalar,
Baraj serviste iken mansap seviinde görülen kaymalar,
Ani su çekilmesi sonucu memba şevinde görülen kaymalar.

Barajın yapımı sırasında şev kayması ender olarak meydana gelir. İnşaat sırasında şev kayması gözlenen durumların pek çoğunda dolgu baraj yumuşak zemine veya yüksek plastisiteli hassas kile oturmaktadır. Kayma yüzeyinin büyük kısmı ise temel zemininden geçmektedir. Mansap şevindeki derin kaymalar genelde rezervuar dolu iken meydana gelir. Derin kaymaların başlıca sebebi temel zemininde veya dolguda ortaya çıkan sızmadır. Memba şevi kaymaları genelde ani su çekilmesini takiben meydana gelir. Bu cins kaymalar barajın tamamen göçmesine sebep olmazlar. Buna karşılık, su alma ağızlarının veya dip savakların tıkanmasına yol açabilirler. Memba şevi kaymasının meydana geldiği 12 barajda yapılan incelemeler, baraj gölündeki su seviyesinin maksimum göl seviyesinden başlayarak 10-15 cm/gün'lik bir hızla alçalarak baraj yüksekliğinin yarısına indiğini göstermiştir.

4. DEPREM ETKİSİ VE SIVILAŞMA

Depremi iyi sıkıştırılmamış dolgular üzerindeki etkileri incelenmiş ve söz konusu dolguların şiddetli deprem etkisiyle tamamen yıkıldığı belirlenmiştir. Bugüne kadar yıkılan dolgu barajların hemen hemen tamamı 1930 yılından önce inşa edilmiştir. Günümüz

teknolojisiyle inşa edilen büyük dolgu barajların henüz hiç birisi önemli deprem şoklarına maruz kalmamıştır. Bu nedenle, söz konusu barajların deprem kuvvetleri etkisinde ne şekilde davranacakları tam olarak bilinmemektedir.

Gevşek kum zeminden oluşan temele oturan dolgu barajlarda, temel zemininin sıvılaşması nedeniyle toptan göçme veya şev kaymaları meydana gelebilir. 1925 yılında, bir deprem sırasında yıkılan Sheffield Barajı (Santa Barbara, Kaliforniya) büyük olasılıkla sıvılaşma nedeniyle yıkılmıştır. Sıvılaşmanın temel zemininden çok dolgu gövdesinde meydana geldiği tahmin edilmektedir. Zira, dolguda çoğunlukla granüler malzemelerin kullanıldığı, dolgunun iyi sıkıştırılmadığı ve tamamen suya doymun olduğu bilinmektedir.

Deprem barajlarda oluşturabileceği hasarlar aşağıda sıralanmıştır:

- Kil çekirdekte, deprem şoku nedeniyle çatlaklar oluşabilir. Bu çatlaklar sızıntıya ve borulanmaya yol açabilirler
- Baraj temelinde veya gövdede oturmalar olabilir. Dolayısıyla hava payı azalabilir ve barajın üzerinden su aşabilir
- Rezervuarda yüksek dalgalar ortaya çıkabilir ve baraj üzerinden su aşabilir
- Rezervuarı çevreleyen tabii yamaçlarda büyük şev kaymaları olabilir ve rezervuar içerisine kayan zemin kütlesi sebebiyle baraj kretinden su aşabilir
- Baraj temelinde gevşek kum bulunması halinde sıvılaşma olabilir ve barajın önemli bir bölümü kayabilir veya gevşek kum tabakası içerisinde bataabilir
- Baraj gölü içerisinden geçen bir fay hattı nedeniyle yer kabuğunda yükselme meydana gelirse rezervuar hacmi azalacağı için baraj üzerinden su aşabilir
- Baraj temelinden fay hattı geçmesi halinde baraj gövdesi kesilebilir ve toptan göçme meydana gelebilir.

Yukarıda açıklanan hususlardan da anlaşılacağı gibi tasarımcının önce barajın inşa edileceği ve rezervuarın yer alacağı bölgeyi jeolojik ve sismisite açısından yakından incelemesi gerekmektedir.

5. DOLGU MALZEMELERİNDE VE YAMAÇLARDA ERİYEĞİLEN ZEMİNLER BULUNMASI

Dolgu malzemelerinde az miktarda eriyebilen tuzlar bulunmasının hiçbir sakıncası yoktur. Ödünç alma sahalarından alınıp, dolguya getirilen malzemeyi optimum su muhtevasına getirmek amacıyla ilave edilen su, eriyebilen tuzların önemli bir kısmının erimesine sebep olmaktadır.

Temel zemininde veya yamaçlarda su ile temasa gelince eriyebilen zeminler bulunması önemli sorunlar ortaya çıkarmaktadır. Bu açıdan en tehlikeli malzeme jipstir. 1912 yılında Kaliforniya’da inşa edilen ve 18.0m yükseklikteki Dry Canyon Barajında, temelde ve yamaçlarda su kaçakları ortaya çıkmış ve kaçaklar zamanla artış göstermiştir. 1933 yılında yapılan incelemeler günde 0.14m³ hacminde malzemenin yer altı erozyonu ile sürüklendiğini ve eriyen malzemenin hemen tamamının jips olduğunu ortaya koymuştur. 1935 yılında su kaçakları iki katına çıkmış ve geniş kapsamlı enjeksiyon çalışmaları ile kaçaklar makul değerlere indirilmiştir. Yine Kaliforniya’da Buena Vista Barajında, jips bantları içeren temel kayasında önemli su kaçakları gözlenmiştir. Yapılan incelemeler günde 2.8m³’lük jipsin eriyerek su ile taşındığını göstermiştir. Temel kayasının konglomera olması ve çimento malzemesinin ise jips olması halinde borulanma potansiyeli çok yüksektir. Jipsin erimesi ile

erime boşlukları ve borulanma meydana geldiği gibi su kaçakları ile taşınan maddeler geçirimli zonlarda ve filtre zonlarında tıkanmalara da yol açabilmektedir.

6. YÜZEYSEL KURUMA SEBEBİ İLE OLUŞAN HASARLAR

Yüzeysel kuruma sebebi ile ortaya çıkan çatlaklar çoğunlukla barajın üst tarafında, krete paralel çatlaklar biçiminde ortaya çıkar. Aşağıda sıralanan durumların bir arada bulunması halinden önemli problemler görülür:

- Sıcak ve kurak iklim bölgelerinde rezervuarın uzun süre boş kalması,
- Dolguda yüksek plastisiteli veya çok ince siltli zeminler kullanılması,
- Dolgunun iyi sıkıştırılmaması

İnce daneli zeminlerde teşkil edilen sıkıştırılmış zonların inşaat sırasında uzun süre güneşte kalmasına müsaade edilirse kuruma çatlakları oluşabilir. Bu durum, permeabiliteyi arttırması nedeniyle arzu edilemez. Bu nedenle, dolguya ara verilmesi halinde geçirimsizlik zonlarının yağışlardan veya güneş altında kurumaktan korunması gerekir.

7. BARAJ GÖLÜNDE ORTAYA ÇIKABİLEN SORUNLAR

Baraj gölünün oluşacağı alanda jeolojik incelemeler yapılması oldukça yenidir. Ekim 1963'te, İtalyan Alplerinde bulunan 262.0m yüksekliğindeki Vajont kemer barajının gölünde yamaçta meydana gelen büyük şev kayması neticesinde 260 milyon m³ zemin-kaya kütlesi göle boşalmış, 50 milyon m³ hacminde bir su kütlesi 250.0m yükseklikte dalgalar meydana getirerek kemer barajın üzerinden aşmıştır. Barajın mansabında bulunan Piave Vadisindeki bütün yerleşmeler yok olmuş, 2500 kişi hayatını kaybetmiştir. Bu trajik olaydan sonra baraj göllerinde ayrıntılı jeolojik etüt yapılması önem kazanmıştır. Baraj gölünde karşılaşılabilen jeolojik-geoteknik sorunlar sadece yamaçları stabilitesi ile sınırlı değildir. Sıkça karşılaşılan sorunlardan birisi de özellikle kurak-yarı kurak bölgelerde göl tabanında ortaya çıkabilen "obruk" veya "düden" oluşumlarıdır. Aniden meydana gelen bu göçmeler nedeniyle baraj gölündeki su tamamen boşalabilmektedir. Bu oluşumlar, ülkemizde en çok Konya Ovasında yaygındır.

8. HES İNŞAATLARINDA KARŞILAŞILAN SORUNLAR

Ülkemizde, son 10 yıl içinde genelde küçük akarsular üzerinde HES olarak isimlendirilen görel olarak küçük kurulu güce sahip elektrik santralleri inşa edilmiştir. Bu santrallerin pek çoğu yüksek rakımda bulunan ve genelde karların eridiği ilkbahar aylarında su taşıyan, diğer mevsimlerde düzensiz debiye sahip vahşi dereler üzerindedir. HES'lerin ülkenin her köşesinde inşa edilmeye başlanması ile birlikte yetersiz mühendislik etütleri, özensiz ve çevresel faktörleri dikkate almayan uygulama projeleri, yetersiz inşaat teknikleri ve benzeri sebepler ile yukarıdaki başlıklarda konu edilen geoteknik sorunlara ilave olarak yeni jeolojik ve geoteknik sorunlar ortaya çıkmıştır. Şöyle ki;

- Regülatör, su alma yapısı, enerji tüneli, iletim kanalı ve santral binası inşaatları sırasında şev stabilitesi, yüksek yer altı suyu, taşıma kapasitesi ve oturma sorunları ile karşılaşmıştır.

- Regülatör ve santral yapılarının temel kazıları sırasında karstik boşluklar ile karşılaşmış, temel çukurları kuru tutulamamış, borulanma ve su kaynaması meydana gelmiş, regülatör veya santral temelleri altında veya yamaçlarda su kaçağı ortaya çıkmıştır.
- İletim veya derivasyon tünellerinde çok dramatik stabilite sorunları ile karşılaşmıştır. Bunlar, sert kaya ortamın veya yumuşak zemin koşullarının sebep olduğu sorunlar, şişen zemin problemi, tünel aynasının veya tünel tavanının göçmesi, tünel portallerindeki stabilite sorunları, su patlaması veya tünel çevresinden fazlaca su gelmesi gibi özetlenebilir. İletim ve enerji tünellerinde karşılaşılan sorunlar genelde yetersiz jeolojik etütler, yanlış değerlendirme, yanlış projelendirme ve yanlış uygulama sonucu ortaya çıkmış ve bazı HES inşaatları tamamlanamadan terk edilmiştir. Bazı HES'ler ise iletim tünellerinde sık sık ortaya çıkan sorunlar sebebiyle çoğu zaman devre dışı kalmaktadır.
- Açık ve kapalı kesit olarak inşa edilen iletim kanallarının genelde hepsinde sorun yaşanmaktadır. Yarma ve dolgudan oluşan karışık kesitte inşa edilen kanallarda, yamaç tarafındaki ve dolgu tarafındaki şevlerde stabilite sorunları ortaya çıkmıştır. Şev kaymaları nedeniyle yamaç tarafında iletim kanalı istinat duvarı gibi çalışmaya başlamış ve hasar görmüştür. Dolguya oturan iletim kanalları ise dolgu şevinin kayması ile hasar görmüştür. Yamaçlardan gelen yüzey sularının kanal altından geçirildiği durumlarda kanal tabanında erozyon meydana gelmiş ve kanal göçmüş veya hasar görmüştür.
- Kanal tabanındaki zeminlerde karşılaşılan oturma veya şişme sonucu kanal radyesi çatlamıştır. İletim kanalının istinat duvarı gibi kullanılması sonucu kanalın dönmesi, kanal anoları arasındaki derzlerde kullanılan su tutucuların yetersizliği, mevsim sıcaklıklarına bağlı olarak kanal derzlerindeki uzama ve kısalmalar iletim kanallarının su kaçırmaya sebep olmuştur. Bu nedenle, iletim kanallarında zaman zaman onarım yapılması gereği doğmuş, HES devre dışı kalmıştır.
- Biriktirme havuzu, denge bacası, basınçlı boruların temellerinde çeşitli geoteknik sorunlar ile karşılaşmıştır.
- Derin alüvyon tabakaları üzerine oturan "Nehir Tipi" HES'lerin bir bölümünde gerek regülatör ve gerekse santral yapılarında taşıma kapasitesi ve yüzme problemleri yeterince etüt edilmemiştir. Nehir yatağında, alüvyon içinde inşa edilen batık santrallerin kazılarının iksası ve geçirimsizliği için inşa edilen perde duvarların projelendirilmesi amacıyla yapılan zemin etütleri çoğunlukla yetersizdir. Bunun sonucu olarak, santrallerin derin kazıklarında önemli stabilite ve su sorunları ile karşılaşmıştır. Diğer bir sorun ise, nehir yatağındaki alüvyonda karşılaşılan büyük çaplı blok kayalardır. Bu blokların kazılamadığı durumlarda, santral temel kazısı için yapılan iksa perdelerinde önemli sorunlar ortaya çıkmıştır.
- Bazı HES'ler için yapılan yer seçimi böyle bir proje için uygun değildir. Örneğin, santral için seçilen eksen, tarihi bir heyelanın içinde yer almıştır. Santral temel kazısı ile birlikte tarihi heyelan tekrar hareketlenmiş ve santral kazısının yapılması mümkün olmamış veya santralin yerinin değiştirilmesi gerekmiştir.

DENİZ VE LİMAN YAPILARININ GEOTEKNİK TASARIMI

GEOTECHNICAL DESIGN OF SEA AND PORT STRUCTURES

Kutay ÖZAYDIN¹

ABSTRACT

Port and sea structures are built on sea bottom sediments and/or on shorelines, and usually on weak foundation soil layers. In the design of these structures, determination of soil conditions through site investigations on land and sea, proper interpretation of the data presented in factual reports and developing a reliable geotechnical model is the first important step. In developing such a model, which is expected to be compatible with the geology of the area, not only the initial(present) conditions, but also any probable changes in those conditions due to construction activities needs to be taken into account and values of geotechnical design parameters are to be determined accordingly. In the geotechnical design of sea and port structures, short term and long term response needs to be analyzed, by taking into account construction methods to be employed and the construction stages to be followed. In addition to level of safety against failure, also the level of deformations to be expected under static and earthquake loading conditions ought to be determined. In these analyses, in addition to simplified methods such as limit equilibrium methods, advanced numerical techniques such as finite element analysis can be utilized. Especially when performance based design approaches are to be followed, it is required that soil displacements are computed and shown that they are in compliance with the operational limits, as specified in the design criteria.

Keywords: Offshore structures, design, limit equilibrium analysis.

ÖZET

Liman ve deniz yapıları, deniz tabanı çökelleri ve/veya kıyılarda inşa edilen yapılar olup genellikle olumsuz temel zemini üzerine oturtulmaktadır. Bu yapıların projelendirilmesinde öncelikli olarak arazi zemin koşullarının karada ve denizde yapılacak araştırmalar ile sağlıklı bir şekilde belirlenmesi ve elde edilen verilerin doğru yorumlanması ile güvenilir bir geoteknik modelin oluşturulması gerekmektedir. Proje sahası ve yakın çevresinin jeolojik yapısı ile uyumlu olması beklenen bu modelin oluşturulmasında, mevcut koşullar yanında inşaat faaliyetleri sonucunda meydana gelebilecek değişiklikler de dikkate alınmalı, tanımlanan zemin ve kaya birimleri için statik ve deprem durumlarında kullanılacak geoteknik tasarım parametreleri belirlenmelidir. Deniz ve rıhtım yapılarının geoteknik

¹ Prof. Dr., Emekli Öğretim Üyesi, ozaydin.kutay@gmail.com

tasarımında, imalat yapım yöntemi ve aşamalarını dikkate alan analizler yolu ile kısa ve uzun süreli davranış incelenmeli, statik yükler ve deprem durumu için göçmeye karşı güvenlik düzeyinin belirlenmesi yanında, olası zemin yer değiştirmeleri hesaplanmalıdır. Bu kapsamda, limit denge analizleri gibi basitleştirilmiş yöntemler yanında, ileri nümerik analizlere imkân veren modern yazılımlardan da yararlanılabilmektedir. Özellikle, performans dayalı değerlendirmelerde zemin yer değiştirmelerinin proje kriterleri ile uyumunun hesap sonuçları ile gösterilmesi gerekmektedir.

Anahtar Kelimeler: Deniz yapıları, tasarım, limit denge analizleri.

1. GİRİŞ

Liman ve deniz yapıları, deniz yolu ile ulaşım ve ticaretin sağlıklı ve güvenli yapılabilmesi için önemli gerekli mühendislik yapılarını oluşturmaktadır. Dünyada uluslararası yolculukların ve ticaretin sürekli olarak artması ve ülkemizin bu kapsamda daha fazla dışa açılması sonucunda, liman ve deniz yapılarının ekonomik değerinin artmaktadır. Bununla birlikte, liman ve deniz yapıları, deprem ve benzeri afet durumlarında, insanların tahliyesi veya acil yardımların ulaştırılmasının gerektiği acil durumlarda ve ülke savunmasında kritik öneme sahip yapılardır. Bu önemli yapıların tasarımı ve inşası, inşaat mühendisliğinin önemli uğraş alanlarından olduğu gibi, geoteknik mühendislerinin de özel katkılarını gerektirmektedir.

Liman ve deniz yapılarının tasarımında inşaat mühendisliğinin farklı uzmanlık alanlarını ilgilendiren hususlar olduğu açıktır. Bu bildiride konuya geoteknik mühendisliği açısından yaklaşılmakta, bu önemli yapıların etüt ve tasarımında bu kapsamda sunulan katkılar ana hatları ile özetlendikten sonra bazı uygulama örneklerine yer verilmektedir.

2. LİMAN VE DENİZ YAPILARI İÇİN ZEMİN ETÜTLERİ

Liman ve deniz yapılarının tasarımında, arazi jeolojik yapısının ve zemin özelliklerinin doğru bir şekilde belirlenmesi ilk önemli adımı oluşturmaktadır. Bu kapsamda, jeolojik ve tektonik yapı ile mühendislik jeolojisi özelliklerinin belirlenmesi, genellikle karada ve denizde geniş alanlar kaplayan proje sahasının iyi tanınması açısından önem taşımaktadır. Bununla birlikte, zemin koşullarının belirlenmesine yönelik arazi ve laboratuvar etütlerinin planlanması gerekmektedir. Bu bağlamda, zemin araştırmaları karada ve denizde olmak üzere ayrı ayrı planlanmalı ve gerçekleştirilmelidir.

Deniz araştırmalarının başlangıcında bir batimetri çalışması ile deniz tabanı topoğrafyası belirlenmelidir. Daha sonra, su derinliği, akıntı durumu, rüzgâr (fırtına mevsimi), dalga ve sis durumu gibi doğal koşullar yanında, proje sahası jeolojik yapısı, proje kapsamında gerçekleştirilecek olası tarama alanları ve derinliği, deniz ve liman trafiği gibi koşullar da dikkate alınarak denizde zemin araştırmaları planlanmalıdır.

Arazi zemin etütleri kapsamında, projenin önemi ve büyüklüğü, proje sahasının özellikleri dikkate alınarak, araştırma sondajları açılması, sondaj kuyularında arazi deneyleri (SPT, kanatlı kesici, presiyometre, permabilite vb.) ve konik penetrasyon deneyleri (CPT ve CPT-u) yapılması planlanmalıdır. Bunlara ek olarak, kapsamlı bir jeofizik etüt programı (sismik kırılma, kuyu için PS- logging, MASW vb.) ile proje sahasına ilişkin jeofizik parametrelerin belirlenmesi özellikle sismik aktivitenin yüksek olduğu bölgelerde önem taşımaktadır.

Sondajlardan alınacak zemin ve kaya örnekleri üzerinde yapılacak laboratuvar deneylerinin planlanmasında, arazi zemin yapısı yanında tasarım kriterleri ve tasarım için gerekli zemin parametreleri dikkate alınmalıdır. Tasarımda göz önüne alınacak değişik yükleme durumları (inşaat aşaması, uzun süreli davranış, deprem durumunda hızlı çevrimsel yükleme vb.) için geçerli olacak drenajlı-drenajsız, statik- dinamik zemin parametrelerinin hangi arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilebileceği planlama aşamasında dikkate alınmalıdır. Deniz ve liman yapıları söz konusu olduğunda, arazi zemin yapısının daha geniş ölçekli olarak değerlendirilmesi daha doğru olmaktadır. Bu bağlamda, proje sahasında rastlanılan kaya ve zemin tabakaları ile jeolojik yapı ve birimleri arasındaki ilişkiyi açıklayabilmek çok yararlı olabilmektedir. Örneğin, deniz tabanında yer alan zemin tabakalarının yüklenme tarihçesini (normal konsolide -aşırı konsolide) jeolojik yapıdan ayrı düşünmek yanıltıcı sonuçlara yol açabilmekte veya arazideki zemin özelliklerinin açıklanmasını zorlaştırabilmektedir.

3. KIYI VE LİMANLARDA ZEMİN YAPISININ TANIMLANMASI

Deniz ve liman yapıları genel olarak sığ deniz ortamında ve açık deniz etkilerine karşı korunaklı kıyı yapılarında inşa edilmektedir. Eğer bölgede yakın zaman tektonizması etkili olmamışsa, bu dingin ortamlarda deniz tabanında çökelen zeminlerin yumuşak-gevşek kıvamda olması, derinlikle katılık ve sıkılıkların artması beklenilebilir. Kendi ağırlığı altında çökelmiş normal konsolide zemin yapısını oluşturan bu ortamlarda zemin özellikleri tanımlamanın nispeten daha kolay olacağı düşünülebilir. Ancak bu durumlarda da, deniz ve liman yapılarının tasarımın ve davranışını büyük oranda etkileyecek deniz tabanı yüzeyine yakın tabakaların yerinde(in-situ) özelliklerinin belirlenmesinde zorluklarla karşılaşılması beklenilebilir. Örselenmemiş örnek almanın zor (imkansız?) olduğu bu tabakaların mühendislik özelliklerinin belirlenmesinde kanatlı kesici ve CPT gibi arazi deneylerine ağırlık verilmesi, bunun yanında zemini yakından tanıyabilmek için gerekli olan indeks özelliklerinin örselenmiş (ancak temsili olduğundan emin olabileceğimiz) örnekler kullanılarak belirlenmesi yoluna başvurulabilir. Deniz tabanındaki yumuşak-gevşek çökellerin kalınlığının ve yerinde özelliklerinin belirlenmesindeki zorluklar yanında, bunların doğal etkilerle veya inşaat faaliyetleri sonucunda yer değiştirmesi de söz konusu olabilmektedir. Özellikle, karadan denize doğru yapılan dolgu işlemleri sırasında bu zeminlerin daha açıklara doğru sürüklenmesi ve daha sonra inşa edilecek dalgakıranlar gibi deniz yapıları altında önceden öngörülemeyen(tespit edilmemiş olan) zayıf zonlar oluşturması mümkün olabilmektedir.

Diğer taraftan, bazı durumlarda ise deniz tabanından hemen sonra çok katı-sert kıvamda killi zeminler veya sıkı-çok sıkı kumlu zeminler ile karşılaşıldığı durumlar olabilmektedir. Zemin üzerindeki jeolojik yük ile açıklanamayacak bu oluşumların anlaşılabilmesi ve doğru yorumlanabilmesi için, jeolojik-tektonik yapı ile arasındaki ilişkinin açıklanması gerekli olmaktadır.

Yakın zaman tektonik veya volkanik etkilerinde kalmış bölgelerde, arazi zemin yapısının bu hareketler sonucu oluşması beklenilebilir. Bu etkiler sonucunda, deniz tabanında veya kıyılarında, katı/sert zemin tabakalarının veya taban kayasının yüzeye yakın olması, bu formasyonların üstünün genç çökeller ile örtülmüş olması sık rastlanılan durumlar arasındadır.

4. ARAZİ GEOTEKNİK MODELİNİN OLUŞTURULMASI

Arazi ve laboratuvar etütleri verileri birlikte değerlendirilerek, jeolojik yapı ile de ilişkilendirilerek, proje sahası için zemin kesitleri hazırlanabilir. Liman yapıları (rıhtım, iskele, terminal vb.) kıyı çizgisi üzerinde veya ona paralel konumlandığı için, bu yapıları oluşturan hatlar boyunca zemin kesitleri çıkarılır. Ancak bu yapıların statik ve deprem yükleri altında davranışı analizi için (genellikle 2- boyutlu modellenerek), yapıları arkasındaki zemin ve yüklenme durumları ile birlikte gösteren kıyıya dik kesitlerin kullanılması gerekir. Dolayısıyla, az sayıda kıyıya paralel kesit yanında, çok sayıda kıyı çizgisine dik kesit çıkarılması yerinde olur. Zemin kesitleri hazırlanırken sondaj bulguları ile birlikte CPT verilerinin değerlendirilmesi çok yararlı olmaktadır. Derinlik boyunca sürekli bilgi sağlayan CPT verileri, sondajlarda atlanılabilen ara tabakaların fark edilmesini sağlaması yanında, zeminin cinsi, mukavemet ve deformasyon özellikleri, aşırı konsolidasyon oranı gibi mühendislik özelliklerine ilişkin olarak, korelasyon yolu ile de olsa çok yararlı bilgiler sağlamaktadır.

Arazideki zemin tabakalanmasını temsil eden yeterli sayıda kesit çıkarıldıktan sonra, zemin kesitinde yer alan tabakaların özelliklerinin belirlenmesi ve geoteknik tasarım parametrelerinin türetilmesi gerekmektedir. Bu yapılırken, her bir kesit üzerinde yapılan arazi ve laboratuvar deney sonuçları birlikte değerlendirilerek, alt sınır ve üst sınır eğrileri ve bunların arasında bir ‘tasarım eğrisi’ elde edilebilir. Farklı kesitler için oluşturulan tasarım eğrileri birbiri ile karşılaştırılarak, proje sahası için bir veya birden çok tasarım eğrisi oluşturulabilir. Burada tasarım eğrisinden, belirli bir mühendislik özelliğinin (örneğin drenajsız kayma mukavemeti, ön konsolidasyon basıncı, aşırı konsolidasyon oranı, drenajlı veya drenajsız elastisite modülü, tek boyutlu sıkışma modülü) derinlikle değişimini gösteren eğriler anlaşılmalıdır.

Geoteknik tasarım parametreleri elde edilirken, arazi ve laboratuvar deney sonuçları yanında, literatürde yaygın kabul gören korelasyonlardan yararlanılabilir. Bu yapılırken, aynı zamanda proje sahası için oluşturulan geoteknik model(ler) çerçevesinde farklı parametrelerin birbirleri ile uyumları dikkate alınmalıdır.

Örneğin, killi zeminlerde drenajsız kayma mukavemetinin derinlikle değişimi tanımlanırken, aşağıdaki bağıntı ile uyumunun kontrolü tavsiye edilmektedir.

$$S_u = a \sigma'_{vo} (\text{OCR})^b$$

S_u =drenajsız kayma mukavemeti, σ'_{vo} =düşey efektif gerilme(konsolidasyon basıncı)

OCR= aşırı konsolidasyon oranı, a ve b boyutsuz katsayılar ($a \approx 0.20-0.25$, $b \approx 0.80$)

Benzer şekilde, önerilen drenajsız elastisite modülünün drenajsız kayma mukavemeti ile, drenajlı ve drenajsız elastisite modülü değerlerinin birbiri ile ve tek eksenli sıkışma (ödometre modülü) uyumu göz önüne alınmalı, drenajlı(efektif) kayma mukavemeti parametreleri değerlerinin zeminin cinsi ve yüklenme tarihçesi/suya doygunluk durumu gibi parametrelerle ilişkine dikkat edilmelidir.

5. DENİZ VE RIHTIM YAPILARININ ANALİZ YÖNTEMLERİ

Rıhtım ve deniz yapıları deniz ortamında veya denizden kazanılmış alanlarda ve kıyılarda inşa edilmektedir. Temel zeminini deniz tabanı çökelleri, denizde yapılmış dolgular veya deniz kıyısı zemin ortamları oluşturmakta, çoğunlukla rıhtım yapısı ile gerisinde dolgu imalatı birlikte inşa edilmektedir. Ayrıca, mevcut rıhtımların ve/veya gerisindeki dolgu

alanların fonksiyonlarında değişiklik yapılması ve buna bağlı olarak modifikasyon/iyileştirme projelerinin hayata geçirilmesi söz konusu olmaktadır.

Rıhtım ve deniz yapılarının tasarımında, inşaat adımlarının dikkatle göz önüne alınması ve/veya inşaat programının tasarımcı tarafından yönlendirilmesi büyük önem taşımaktadır. Bu kapsamda, dikkate alınması gereken başlıca inşaat adımları ve olası yüklenme durumları aşağıda özetlenmiştir:

Deniz tabanı üzerinde dolgu yapılması durumlarında, dolgudan önce deniz tabanında sıyırma kazısı (tarama) yapıp yapılmayacağı, deniz tabanı çökellerinin ve dolguda kullanılacak malzemenin özelliklerine göre seçilecek dolgu yapım hızı ve bekleme süreleri,

Dolgu yapım yöntemi -dolgu imalatının karadan denize doğru veya denizde dubalardan boşalma yolu ile yapılması, kıyı koruma (anroşman) veya dalgakıran türü yapıların geri dolgu işlemleri ile zamansal ve mekânsal ilişkisi,

Rıhtım yapısı arkasındaki alanların yüklenme koşulları, olası yapılaşma türleri, uygulanacak yüzey basınçlarının türü ve şiddeti ile uygulanma programı ve hızı,

Liman modifikasyonu projelerinde, mevcut rıhtım yapısının durumu, önünde tarama yapılarak su derinliğinin artırılması, rıhtım arkasında fonksiyon değişikliğine bağlı yüklenme durumları ve olası yeni yapılaşmalardan gelecek etkiler

5.1. Analiz Adımları ve Türleri

Rıhtım ve deniz yapılarının geoteknik tasarımında, yukarıda özetlenen inşaat adımları dikkate alınarak, *statik ve deprem yüklenme durumları* için, başlıca iki tür davranışın analiz edilmesi gerekmektedir:

1. Deformasyon Analizleri: tasarlanan yapılarda ve çevresindeki işlevsel alanlarda inşaat süresince ve sonrasında(servis yükleri altında) meydana gelecek deformasyonların ve oturmaların hesaplanması ve bunların proje performans ölçütleri ile uyumunun araştırılması,
2. Stabilitate Analizleri: tasarlanan yapıların göçmeye karşı güvenliğinin hesaplanması, ilgili yönetmeliklerde ve proje ölçütlerinde belirtilen güvenlik düzeyinin sağlandığının gösterilmesi

Zemin yapılarında yukarıda belirtilen deformasyon ve göçme(stabilite) ölçütlerinin birbirinden bağımsız olmadığı bilinmektedir. Dolayısıyla, hesap sonuçları değerlendirilirken, hesaplanan deformasyon seviyelerinin göçme olarak tanımlanacak seviyelere göre mertebesinin(oranının), göçmeye karşı güvenlik kavramı ile iç içe olduğu göz önüne alınmalıdır.

Zemin yapılarının davranışının analizinde göz önüne alınması gereken ikinci ana husus, oluşacak deformasyonların zamana bağlı gelişimi yanında, stabilitenin de kısa süreli (genellikle inşaat süresi) ve uzun süreli (servis veya kullanım süresi) davranış açısından ayrı ayrı incelenmesi gereği olmaktadır. Analiz yöntemi ve ilgili geoteknik tasarım parametreleri seçilirken, bu durumların ayrı ayrı ele alınması ve bu bağlamda yüklenme hızı-drenaj ilişkisinin, zemin cinsi de dikkate alınarak, göz önüne alınması gerekmektedir.

5.2. Deformasyon Analizleri

Rıhtım ve deniz yapılarında inşaat sırasında meydana gelecek deformasyonların, deniz tabanı çökelleri ve inşaat(dolgu) malzemeleri özellikleri yanında, imalat hızı ile yakından ilişkili olduğu gözlenmektedir. Yapımda genellikle yüksek geçirimli iri daneli malzemeler kullanıldığı için, onlarda meydana gelecek deformasyonların inşaat sürecinde tamamlanacağı varsayılabilir. Deniz tabanı çökellerinin yüksek geçirimliliğe sahip kum-çakıl zeminlerden oluştuğu durumlarda, dolgu yükü altında onların sıkışmasından

kaynaklanacak oturmaların da aynı süreçte tamamlanması beklenilebilir. Ancak, deniz tabanı çökellerinin killi zeminlerde olduğu durumlarda bu tabakaların konsolidasyonundan kaynaklanacak uzun süreli oturmaları (ve olası kriپ davranışının) dikkate alınması gerekmektedir. Deniz tabanında yumuşak killi zeminler olması durumunda ise, yüksek mertebelerde oturmalar oluşması yanında, hızlı yükleme (yüksek dolgu yapım hızı) uygulanması durumunda, bu tabakalarda aşırı yanal yer değiştirmeler ve kayma göçmeleri oluşması riski ortaya çıkmaktadır. Böyle durumlarda, deformasyon analiz ile göçme riski birlikte değerlendirilmeli ve tasarımda dikkate alınan yükleme dolgu imalat hızı açıklıkla belirtilerek inşaat programının onunla uyumlu olması konusunda uyarılarda bulunulmalıdır.

5.2.1. Statik Yükler Altında Deformasyon Analizleri

Rıhtım ve deniz yapılarında statik yükler altında kısa ve uzun sürede meydana gelecek deformasyonlar, imalat hızını da dikkate alabilen sayısal analiz yöntemleri ile hesaplanabilir, bu amaçla geliştirilmiş, sonlu elemanlar yöntemini kullanan ve zeminin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışını birlikte dikkate alabilen zemin modellerini içeren yazılımlar kullanılabilir.

Rıhtım yapısı arkasında yeni imal edilecek dolgularda meydana gelecek oturmaların hesaplanmasında, dolgu altındaki zeminin sıkışmasından kaynaklanacak oturmalar yanında, dolgunun kendi ağırlığı altında sıkışmasından kaynaklanacak kısa ve uzun süreli oturmaların ve servis yükleri altında meydana gelecek oturmaların hesaplanması gerekmektedir.

Denizden alan kazanarak yapılan bu dolgular genellikle malzemenin su içine boşaltılması ile yapıldığı için, gevşek-yumuşak tabakalar oluşturabilmektedir. Dolgu malzemesi olarak yaygın olarak yapıldığı gibi kaya dolgu kullanılması durumunda kısa süreli(elastik) oturmalar (ΔH_i) yanında, uzun süreli kriپ türü (su içinde uzun sürede kaya parçalarının kenar ve köşelerinde meydana gelecek ayrışma ve yumuşamadan kaynaklanan) oturmaların(ΔH_s) meydana gelebileceğinin de göz önüne alınması gerekmektedir.

$$\Delta H_i = \frac{\Delta p' H}{E_d} \quad \text{ve} \quad \Delta H_s = C'_a H \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$$

E_d = Dolgu için elastik(ani) sıkışma modülü, H =Dolgu kalınlığı

C'_a = Dolgu için ikincil sıkışma modülü $\approx 0.02 \times C_c / (1+e_o)$ ile 0.005 arasında değerler alınabilir

Kohezyonlu zeminler (örneğin deniz tabanından taranan malzemeler) ile yapılan dolgularda ise kendi ağırlığı altında sıkışmasından kaynaklanacak oturmaların tamamlanmasının uzun süreler alacağı ve büyük miktarlara ulaşabileceği dikkate alınmalıdır.

5.2.2. Statik Yükler Altında Stabilite Analizi

Rıhtım ve deniz yapıları statik yükler altında stabilite analizinde, limit denge yaklaşımını esas alan şev stabilitesi analiz yöntemleri kullanılabilir. Bu analizlerde, inşa edilecek yapı ve temel zemini özellikleri yanında, imalat hızına bağlı olarak seçilecek kayma mukavemeti parametrelerinin kullanılması önem taşımaktadır. İnşaat malzemesi olarak genellikle granüler malzemeler(kaya-kırmataş, temiz kum-çakıl) kullanılması söz konusu olduğu için, kısa ve uzun süreli satabilite hesaplarında drenajlı(efektif) kayma mukavemeti parametreleri kullanılabilir. Temel zemininin kohezyonsuz zeminlerden oluşması durumunda analizlerde onun için de efektif gerilme parametreleri kullanılabilir. Ancak deniz tabanı tabakalarının kohezyonlu zeminlerden oluşması ve hızlı dolgu imalatı(yükleme) yapılması durumunda, kısa süreli stabilite analizlerinde drenajsız(toplam) kayma mukavemeti parametreleri ile

analiz yapılırken, uzun süreli stabilite araştırmalarında efektif gerilme parametreleri ile analiz yapılması gerekmektedir.

5.2.3. Deprem Durumu için Deformasyon Analizi

Deprem durumunda rıhtım ve deniz yapılarının dinamik davranışı, proje sahası için seçilmiş(geliştirilmiş) deprem yer hareketleri kullanılarak, kumlu tabakaların sıvılaşma durumunu da dikkate alabilen zemin modelleri içeren yazılımlar kullanılarak analiz edilebilmektedir.

Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Yönetmeliğinde(2008) kapsamındaki yapıların performansa göre tasarımında esas alınacak deprem düzeyleri aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:

(D1) Deprem Düzeyi: yapıların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı fazla olan, görece olarak sık ancak şiddeti çok yüksek olmayan deprem yer hareketlerini ifade etmekte, 50 yılda aşılma olasılığı %50, dönüş periyodu ise 72 yıldır.

(D2) Deprem Düzeyi: yapıların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı çok fazla olmayan, seyrek ancak şiddetli deprem yer hareketlerini ifade etmekte, 50 yılda aşılma olasılığı %10, dönüş periyodu ise 475 yıldır.

(D3) Deprem Düzeyi: yapıların maruz kalabileceği en şiddetli deprem yer hareketini ifade etmekte, bu çok seyrek depremin 50 yılda aşılma olasılığı %2, dönüş periyodu ise 2475 yıldır.

Sayısal analizlerde incelenen zemin yapısında stabilite bozuklukları (yerel veya toptan göçme) durumu ortaya çıkması durumunda analiz sonlandırılmamaktadır. Göçme durumunun ortaya çıkmadığı koşullarda, analiz sonucunda zemin kütlesi içinde ve yüzeyinde oluşacak zemin yer değiştirmeleri ve oturmalar hesaplanabilmektedir. Deprem durumunu inceleyen dinamik gerilme-şekil değiştirme analizlerinde genellikle rıhtım yapısı ve arkasındaki zemin yüzeyinde etkiyen geçici yüklerin maksimum değerlerinin değil, belirli bir yüzdesinin (örneğin %50) etki ettiği kabul edilmektedir.

5.2.4. Deprem Durumu için Stabilite Analizi

Deprem durumunda stabilite kontrolü için iki ayrı yaklaşımın benimsenmesi söz konusu olmaktadır:

(a) Psüdo-Statik Limit Denge Analizleri

Deprem etkisinin bir eşdeğer statik yük olarak hesaba dâhil edildiği psüdo-statik limit denge analizlerinde, Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Yönetmeliğinde(2008) [1] ağırlık tipi ve palplanş duvarlar ile kazıklı rıhtım ve iskeleler için, eşdeğer deprem ivme katsayısının (k_h) aşağıdaki ilişkilerden hesaplanması önerilmektedir:

(D1) ve (D2) deprem düzeylerinde statik-eşdeğer dinamik zemin basıncı ile su basıncının hesabında göz önüne alınacak olan eşdeğer deprem ivmesi katsayıları, etkin yer ivmesi katsayıları cinsinden hesaplanacaktır. Aşağıda bağıntılarda yer alan A_{10} ve A_{20} etkin yer ivmesi katsayıları, D1 ve D2 deprem düzeyleri tasarım spektrumlarında $T = 0$ periyoduna karşı gelen spektral ivmenin (0.4SMS) yerçekimi ivmesine bölünmesi ile elde edilir.

(D1) Deprem Düzeyi için, $k_h = (2/3) A_{10}$

(D2) Deprem Düzeyi için, $A_{20} \leq 0.20$ için, $k_h = A_{20}$ ve $A_{20} > 0.20$ için, $k_h = (1/3)(A_{20})^{(1/3)}$

Ancak, Tasarım Esasları bölümünde belirtildiği üzere, Yönetmelik “ağırlık tipi ve palplanş duvarlar” ile “kazıklı rihtım ve iskeleleri” kapsamakta olup, dalgakıran ve anroşman yapılarını kapsamadığı düşünülmektedir. Diğer taraftan, Japanese Port and Harbour Research Institute[2], $k_h=(1/3)(a_{max}/g)^{(1/3)}$ bağıntısında, Class B yapılar için, maksimum ivmenin %60'nın kullanılmasını önermektedir.

Deprem yükleri yön değiştiren(çevrimsel) ve şiddeti değişken kuvvetler olup pik kuvvetler çok kısa süreler için etkimektedir. Bu nedenle, dalgakıran ve anroşman yapıları gibi ağır ve esnek zemin yapılarının stabilite hesaplarında, eşdeğer bir statik yatay yük olarak dikkate alınması durumunda, pik kuvvetlerin belirli bir yüzdesi veya deprem bölgesine göre seçilen bir yatay yük katsayısı kullanılmaktadır. İnceleme konusu yapıların analizinde, oluşacak hasarın neden yol açacağı risklerin çok yüksek olduğu özel durumlar hariç, eşdeğer yatay yük katsayısı değerinin en çok 0.15g olarak alınması genel kabul gören bir mühendislik yaklaşımı olmaktadır (Kramer, 1996)[3]. Bu konuda literatürde yer alan diğer çalışmalar da bu durumu desteklemektedir (Seed ve Martin, 1981[4], Hynes-Griffin ve Franklin, 1984[5], Dakoulas ve Gazetas, 1986[6]). Bunun yanında, zemin-yapı etkileşiminin öne çıktığı rihtım ve iskele yapılarında, DLH Deprem Yönetmeliğinin dikkate alınması yerinde olacaktır.

(b) Deprem Sonucunda Meydana Gelecek Yer Değiştirmelerin Hesaplanması

Performansa dayalı analizlerde, değişik deprem düzeyleri etkisinde, yapısal ve işlevsel performans kriterlerine göre belirlenmiş izin verilebilir yer değiştirmelerin aşılması riskinin hesaplanması öngörülmektedir. Bu türden değerlendirmelerin, psüdo-statik limit denge analizleri ile hesaplanan bir güvenlik sayısından daha anlamlı olduğuna inananlar, konuyla ilgilenen uzmanlar arasında önemli bir yer tutmaktadır.

Şevlerde depremlerin tetiklediği yer değiştirmeler Newmark tarafından geliştirilen, rijit-plastik kayan blok analizi ile hesaplanabilmektedir. Newmark analizinde şev kayması bir rijit-plastik kütle kayması şeklinde modellenmekte, kayan zemin kütlesi içinde zemin deformasyonları meydana gelmediği ve kritik ivme değeri altında ivme seviyelerinde kayan bloğun hiç yer değiştirme göstermediği, kritik ivme değerine ulaşıncaya bir kayma yüzeyi boyunca plastik deformasyonların meydana geldiği varsayılmaktadır.

Newmark yönteminin kullanılmasında, zeminde kalıcı yer değiştirmelerin meydana gelmesine yol açacak kritik deprem ivmesi (akma ivmesi) değerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bunun için izlenebilecek bir yol, psüdo-statik limit denge analizlerinde yatay deprem katsayısı adimsal olarak artırılarak, güvenlik sayısının 1.0'e eşit olduğu ivme değerinin belirlenmesi olmaktadır. Daha sonra, proje sahası için seçilmiş deprem ivme kayıtlarının kritik ivme değerini aşan kısımlarının çifte integrasyonu ile şevde meydana gelecek kalıcı yer değiştirmeler hesaplanabilmektedir.

Newmark yönteminin şevlerin sismik davranışını modellemek açısından basitleştirilmiş psüdo-statik limit denge analizi ile sonlu elemanlar yöntemi gibi ileri nümerik analizler arasında bir orta yol yaklaşımı olduğu söylenebilir. Ayrıca, bu şekilde hesaplanan şev kütlesi yer değiştirmelerinin, zemin-yapı etkileşimi problemlerinde yapı üzerinde zemin yer değiştirmesinden kaynaklanan yüklenme durumlarını modellemek için kullanılabilirliği düşünülmektedir.

6. UYGULAMA ÖRNEKLERİ

Aşağıdaki paragraflarda, son yıllarda hayata geçirilen bazı liman inşa ve tevsi projelerinde yaşanan deneyimlere ilişkin özet bilgilere yer verilmektedir.

6.1. Borusan Gemlik Limanı Modifikasyon ve Tevsi Projesi

Gemlik merkezinin batısında yer alan Borusan Lojistik Gemlik Liman Tesisleri Marmara Denizi kıyısında geniş bir düzlükte bulunmaktadır. Tesisin kuzeydoğusunda Gemlik Gübre A.Ş. tesisleri, güneyinde ise Marmara Kimya A.Ş. tesisleri yer almaktadır. Bölgede metamorfik temelden güncel alüvyonlara kadar değişik kaya birimlerinden oluşan bir jeolojik yapı ile karşılaşmaktadır. İnceleme konusu liman tesisleri alanında, Kuvarterner boyunca birikinti konisi ortamında çökelmiş eski ve güncel kıyı kuşağı kalın alüvyon tabakaları yüzeylenmektedir. Alttaki sıkı/katı kum-kil araldanmaları üzerinde denizel kil-kum-silt çökeltileri yer almaktadır.

6.1.1. Tasarlanan Liman Yapıları

Liman tevsi ve modifikasyon projesi kapsamında, iki bölgede de denize dolgu yapılarak liman tesislerine genişleme alanı kazandırılması planlanmaktadır. **Bölge 1** olarak isimlendirilen ve liman sahasının güneyinde yer alan bölgede, mevcut konteyner stok sahasına bitişik olarak, kıyıya dik doğrultuda yaklaşık 210m uzunlukta ve 80m genişlikte bir alan doldurulacaktır. Mevcut durumda deniz tabanının yaklaşık %2 eğimle alçaldığı sığ deniz ortamında yapılacak dolgunun dış iki kenarları kaya dolgu anroşmanla dalga etkilerine karşı korunacaktır.

Bölge 2 olarak nitelendirilen ve liman sahasının orta bölümünde yer alan bölgede, TIR park alanı önünde ve mevcut konteyner stok sahasına bitişik olarak, denize dik doğrultuda yaklaşık 70m uzunluğunda ve 120m genişlikte bir alan dolgu ile kazanılacaktır. Bu bölgede yapılan taramadan dolayı deniz tabanı mevcut kıyı çizgisinden yaklaşık 100m sonra hızla alçalarak derinlik 14.0m'ye ulaşmaktadır. Denizden doldurma yolu ile kazanılacak alanların konteyner stok sahası olarak kullanılması düşünülmektedir.

Liman alanının batısında dolgu ile denizden kazanılan yaklaşık 180m x 350m büyüklüğündeki **Bölge 3** alanın doğu tarafında ağırlıklı olarak konteyner gemileri için kullanılmakta olan çok amaçlı kazıklı bir iskele yapısı, kuzey ve batı kenarlarında ise anroşmanlı kıyı koruma yapıları bulunmaktadır. Bu alanın çok amaçlı iskele tarafındaki boyuna doğrultuda yarısı konteyner stok sahası, batı yarısı otomobil park(depo) sahası olarak kullanılmakta iken, batı yarısının da konteyner stok alanı olarak kullanılması amaçlanmaktadır.

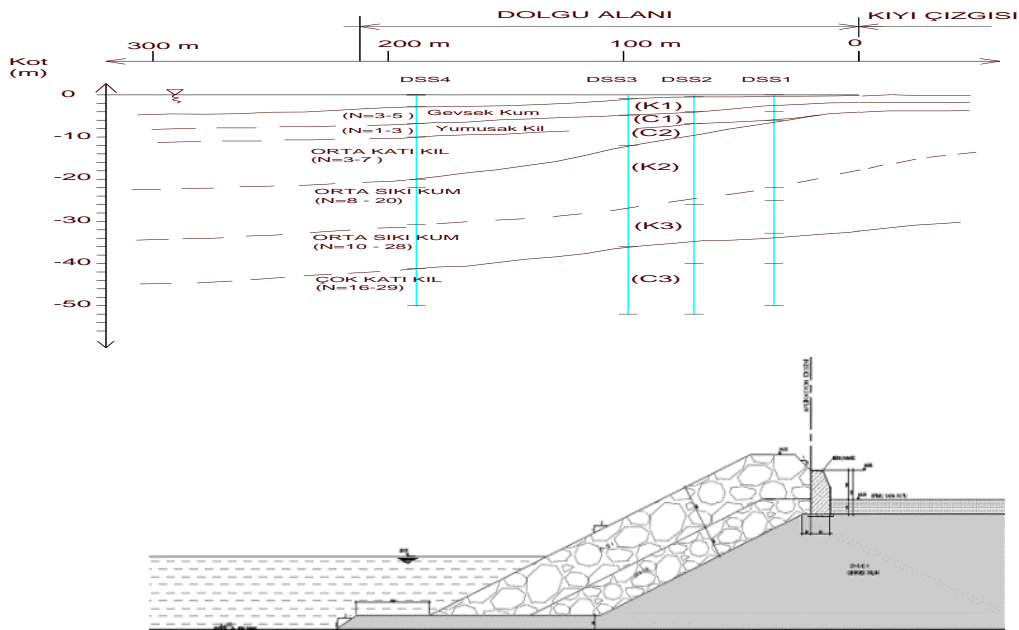
Liman alanının kuzeydoğusundaki mevcut dolgu sahasının önünde, doğu tarafında mevcut iskele ile batı tarafında yeni inşa edilecek iskele arasında, ilave dolgu ile denizden kazanılacak alan ile birlikte yaklaşık 55.000m² büyüklüğe ulaşacak bir alan kazanılması amaçlanmaktadır (**Bölge 4**).



Şekil 1. Borusan Limanı Genel Vaziyet Planı

6.1.2. Bölge 1

Liman alanının güneyinde, mevcut Borusan Batı Terminali ile Roda Limanı arasında, kıyı önünde kaya dolgu malzemesi yapılacak dolgu ile denizden yaklaşık 17,000m² büyüklüğünde bir alan kazanılacaktır.



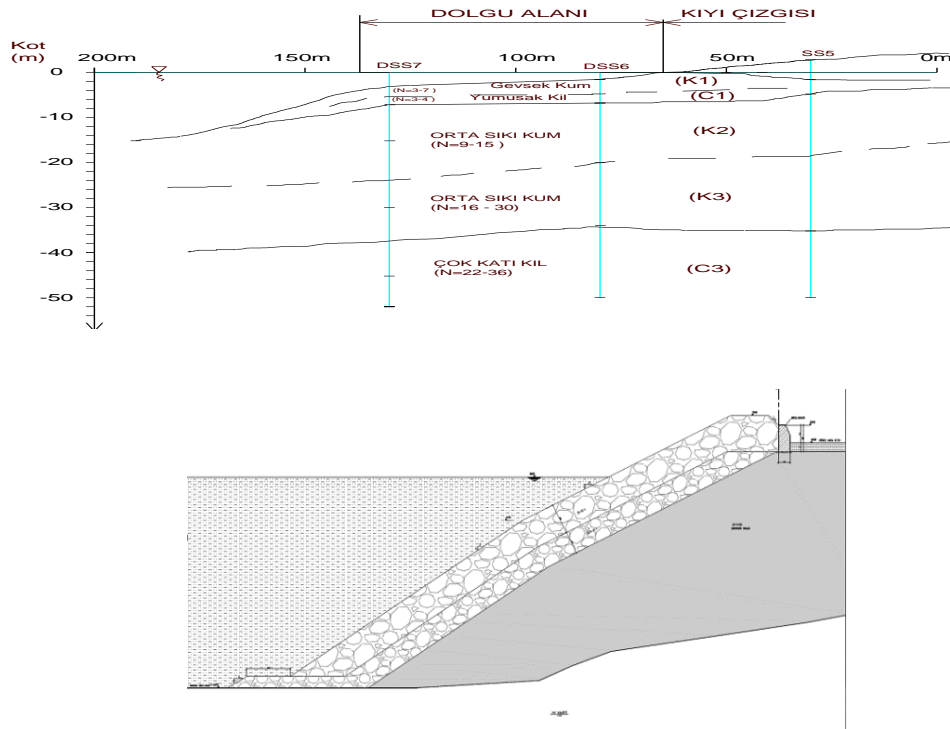
Şekil 2. Bölge 1 Kıyıya Dik Zemin Kesiti ve Yapımı Planlanan Anroşman Yapısı

Yerleştirilecek dolgu ağırlığı altında meydana gelecek oturma-zaman davranışı ve kenar anroşman yapılarının stabilitesi sayısal analizlerle araştırılmıştır. Ayrıca, limit denge analizi yapmaya yarayan Talren yazılımı ile genel stabilite analizleri gerçekleştirilmiştir. Uzun süreli stabilite ve gerilme-şekil değiştirme analizlerinde efektif gerilme kayma mukavemeti parametreleri kullanılmıştır. Deprem durumu için yapılan stabilite analizlerinde ise toplam gerilmelere göre kayma mukavemeti parametreleri kullanılmıştır. Sonlu elemanlar analizinde yapım ve yüklenme aşamaları adım adım modellenmiş ve dolguda kendi ağırlığı altında 35 cm, 60kPa sürşarj yükü altında 14 cm oturma meydana geleceği hesaplanmış, anroşman yapıları ve temel zemininde göçme oluşmayacağı tespit edilmiştir.

6.1.3. Bölge 2

Liman alanının orta kesiminde, Borusan Batı Terminali ile Doğu Terminali arasında kıyı önünde, kaya dolgu malzemesi kullanılarak yapılacak dolgu ile denizden yaklaşık 8,000m² büyüklüğünde bir alan kazanılacaktır.

Dolgu alanının oturma davranışı ve anroşman yapısının stabilitesi nümerik analizlerle araştırılmıştır. Nümerik analizlerde, sabit bir hızda yapılacak dolgu imalatlarının, çekirdek dolgusu 2 ayda ve anroşman dolguları 1 ayda olmak üzere, toplam 3 ayda içinde tamamlanacağı varsayılmıştır. Dolgu imalatlarının tamamlanması ve 60 kPa yüzey yüklemesi sonunda oluşacak maksimum oturmanın yaklaşık 35cm olacağı hesaplanmıştır.

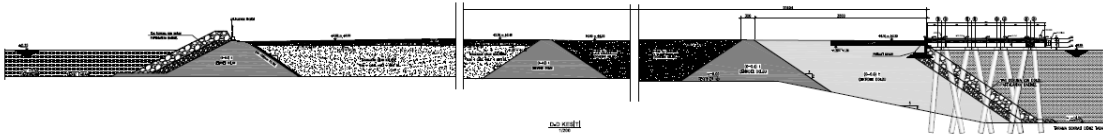


Şekil 3. Bölge 2'de Kıyıya Dik Zemin Kesiti ve Yapımı Planlanan Dolgunun Kesiti

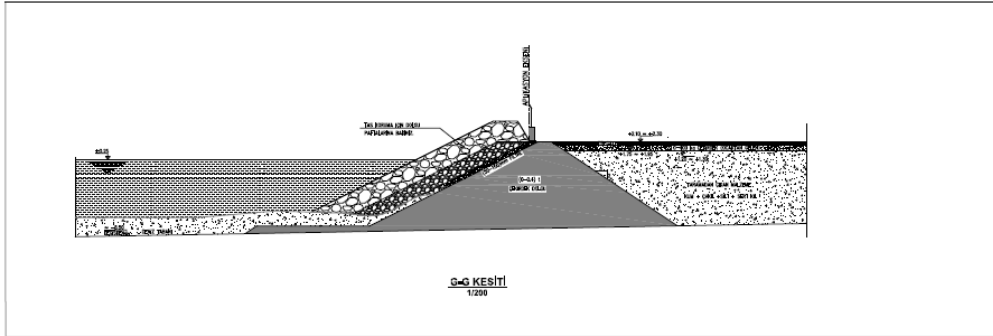
Deprem durumunda stabilite kontrolü için psüdo-statik limit denge analizleri gerçekleştirilmiş, yatay yük katsayısı, $a_h = 0.15g$ alınarak toptan kaymaya karşı minimum güvenlik sayısı $FS=1.03$ olarak hesaplanmıştır.

6.1.4. Bölge 3

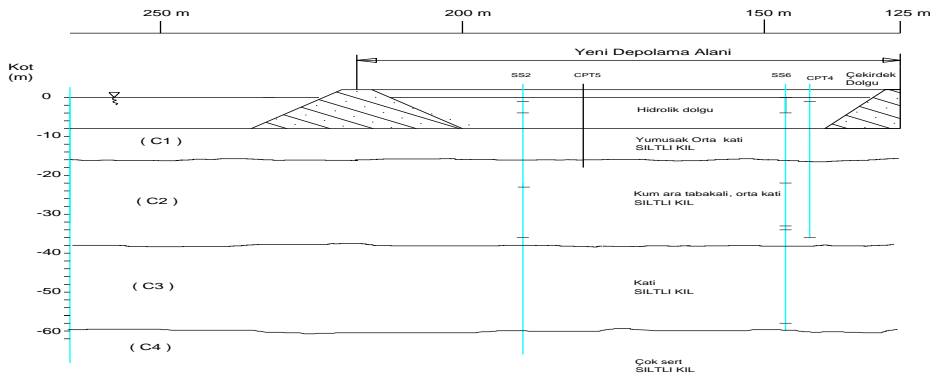
Bölge 3 olarak isimlendirilen ve liman sahasının batısında yer alan yaklaşık 180mx350m büyüklüğündeki bu bölgede, mevcut dolgu alanının doğu kenarında halen ağırlıklı olarak konteyner gemileri için kullanılmakta olan çok amaçlı rıhtım, kuzey ve batı kenarlarında ise kıyı anroşman yapıları bulunmaktadır. Mevcut dolgu alanının çok amaçlı rıhtım tarafındaki doğu kesimi halen konteyner depolama amaçlı olarak kullanılırken, batı yarısı açık oto park sahası olarak kullanılmaktadır. Denizden taranan malzeme ile oluşturulmuş bu dolgu alanının batı yarısının da konteyner depolamak amacı ile kullanılması planlanmaktadır. Konteyner depolanması durumunda mevcut dolgu yüzeyine 60kPa sürşarj yükü uygulanmış olacağı belirtilmiştir. Aşağıda Kesit D-D olarak gösterilen kesit, dolgu alanında çok amaçlı rıhtım yapısına dik doğrultuda mevcut durumu, G-G kesiti ise dolgu alanı kuzey kenarında yer alan anroşman yapısını göstermektedir.



Şekil 4. Bölge 3 Batı Kenarı Anroşman Yapısı ve Çok Amaçlı Rıhtım Yapısı (Kesit D-D)



Şekil 5. Bölge 3 Kuzey Kenarı Anroşman Yapısı (Kesit G-G)



Tabaka	SPT N	Φ (°)	E' (Mpa)	Cu (kPa)	k (cm/s)
C0 (hidrolik dolgu)	1 – 10	24	5	10	7.0×10^{-4}
C1 (yumuşak kil)	1 – 3	25	8	25	5.5×10^{-4}
C2 (orta katı kil)	4 – 9	26	12	40	5.5×10^{-4}
C3 (katı kil)	9 – 18	26	20	50	5.5×10^{-4}
C4 (çok katı kil)	20 – 30*	28	30	80	5.5×10^{-4}

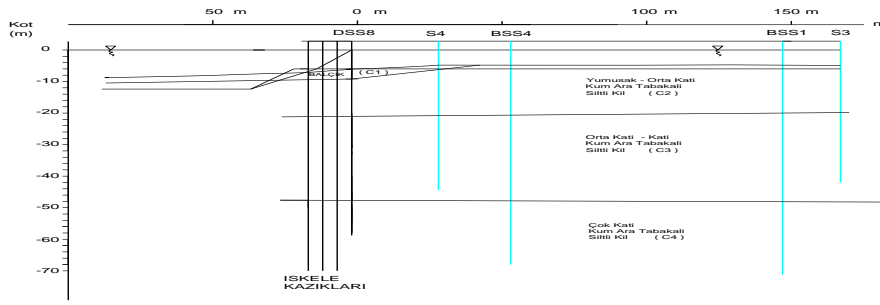
Şekil 6. Bölge 3 D-D Zemin Kesiti ve Geoteknik Tasarım Parametreleri

Denizden taranan malzeme ile doldurulan bu alanın batı yarısında konteyner depolaması durumunda meydana gelebilecek yüzey oturmaları yanında, mevcut anroşman yapıları ve doğu kenarındaki rıhtım yapısı üzerinde olası olumsuz etkiler sayısal analizlerle araştırılmıştır. Yüzey yüklemesi altında zemin yüzünde 25-30 cm mertebelerinde oturma meydana gelmesi beklenilebileceği, statik durumda stabilite sorunları ile karşılaşmayacağı ve genel stabilite yönünden deprem durumu için de yeterli güvenliğin sağlandığına sonucuna ulaşılmıştır. Ancak, özellikle hidrolik dolgu tabakasında sıvılaşma riskinin yüksek olduğu, sıvılaşma oluşması durumunda yüzeyde oturmalar ve üzerinde yer alan yapılar altında taşıma gücü kaybı - depolanmış malzemelerin kısmen zemine gömülmesi gibi hasarlar oluşabileceği vurgulanmıştır. Bu türde hasarların ve bunların olası etkilerinin kabul edilemez riskler olarak nitelendirilmesi durumunda, mevcut hidrolik dolgu tabakasında zemin iyileştirmesi yapılması gerektiği belirtilmiş, zemin iyileştirmesi uygulamasının depremler sırasında kıyı anroşman yapılarında ortaya çıkabilecek toptan göçme(kayma) riskine karşı güvenlik düzeyini de artıracak ifade edilmiştir.

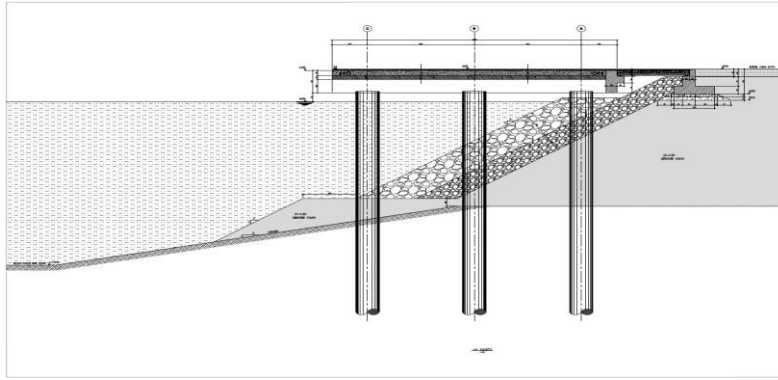
Uygulanacak zemin iyileştirmesinde ana hedeflerin, yüzeyden belirli bir derinliğe kadar sıvılaşma direnci artırılmış homojen bir tabaka oluşturulması, statik ve deprem yükleri etkisinde oturma miktarlarının azaltılması, farklı oturmaların minimize edilmesi ve yanal zemin hareketlerinin sınırlandırılması olması gerektiği belirtilmiştir. Uygulanabilecek en uygun zemin iyileştirme yönteminin zemin içinde yüzeyden 16.0m derinliğe kadar uzanacak boyda, iyi sıkıştırılmış taş kolonlar olacağına karar verilmiştir. Darbeli kırmataş kolonlar ile iyileştirilmiş zon ve altındaki tabakaların konsolidasyonundan kaynaklanacak uzun süreli oturmalarının tahmini için gerçekleştirilen sayısal analiz sonuçlarını tahkik etmek amacı ile arazide 2 adet geniş alan yükleme deneyi gerçekleştirilmiş ve yerinde ölçümler yapılmıştır.

6.1.5. Bölge 4

Liman alanının kuzeydoğusundaki mevcut dolgu sahasının önünde, doğu tarafında mevcut iskele ile batı tarafında yeni inşa edilecek iskele arasındaki alan, ilave dolgu ile denizden kazanılacak alan ile birlikte yaklaşık $55.000m^2$ büyüklüğe ulaşacaktır. Yeni dolgunun batı kenarında ayrıca kazıklı bir yanaşma iskelesi inşa edilecektir. Kazıklı iskele önünde tarama yapılarak su derinliğinin 12.50 m olması sağlanacaktır. Zemin kesiti aşağıda gösterilmiştir.



Şekil 7. Bölge 4-Zemin Kesiti



Şekil 8. Bölge 4'de yapımı planlanan kazıklı iskele yapısı

Dolgu inşaatının yaklaşık olarak sabit bir hızda yapılacağı, çekirdek dolgusu iki aşamalı olarak istinat duvarı ve kaplama ile birlikte 2 ayda yapıldıktan sonra sırası ile kazıklı iskelenin ve anroşman dolguların 2 ayda inşa edildiği kabul edilerek toplam 4 ay içinde kesitin tamamlanacağı varsayılmıştır. İnşaat sonunda maksimum oturmanın yaklaşık 32cm olacağı hesaplanmıştır. Dolgu inşaatı tamamlandıktan sonra, dolgu alanı üstünde 60 kPa yayılı yük (sürşarj yükü) uygulanması durumunda, zemin yüzünde oluşması beklenilebilecek maksimum ek oturmanın 12cm mertebesinde olacağı hesaplanmıştır.

Dolgu alanı anroşman ve kazıklı iskele yapısının toptan kaymaya karşı güvenliği ayrıca limit denge analizleri ile tahkik edilmiş, 60 kPa sürşarj yüklemesi altında, kaymaya karşı minimum güvenlik sayısının $FS=2.11$ olacağı hesaplanmıştır. Eşdeğer yatay yük katsayısı, $a_h = 0.15g$ alınarak yapılan stabilite analizi sonucunda, deprem durumunda toptan kaymaya karşı minimum güvenlik sayısı $FS=1.66$ olarak hesaplanmıştır. Kazıklı iskele yapısının davranışının kontrolü için eşdeğer yatay yük katsayısı, $a_h = 0.25g$ alınarak yapılan analiz sonucunda ise toptan kaymaya karşı güvenlik sayısı $FS= 1.02$ olarak hesaplanmıştır.

6.2. Petkim Limanı Projesi

İzmir Aliğa'da yer alan Petkim sahası içinde yeni bir konteyner limanı inşa edilmesi, mevcut bir rıhtımın (Tuz Rıhtımı) iyileştirilmesi, antrepo sahası düzenlenmesi vb. birçok iyileştirme faaliyetlerini içeren bir yeniden yapılanma gerçekleştirilmektedir. Aşağıdaki şekilde proje sahasının genel vaziyet planı görülmektedir.

Proje sahasında taban kayasını Aliğa piroklastikleri ve Soma Formasyonu oluşturmaktadır. Bu kayalar üstünde alüvyon çökeltileri yer almaktadır. Alt Miyosen yaşlı Soma Formasyonu

kireçtaşı-marlı-kumtaşı-silttaşı ardalanmaları içermekte olup göl ortamında çökeldikten sonra üzerleri Aliğa volkanitleri ile kaplanmıştır. Aliğa piroklastikleri genel olarak, az miktarda andesit/bazalt içeren tuf ve angloeritik tuflerden oluşmaktadır.

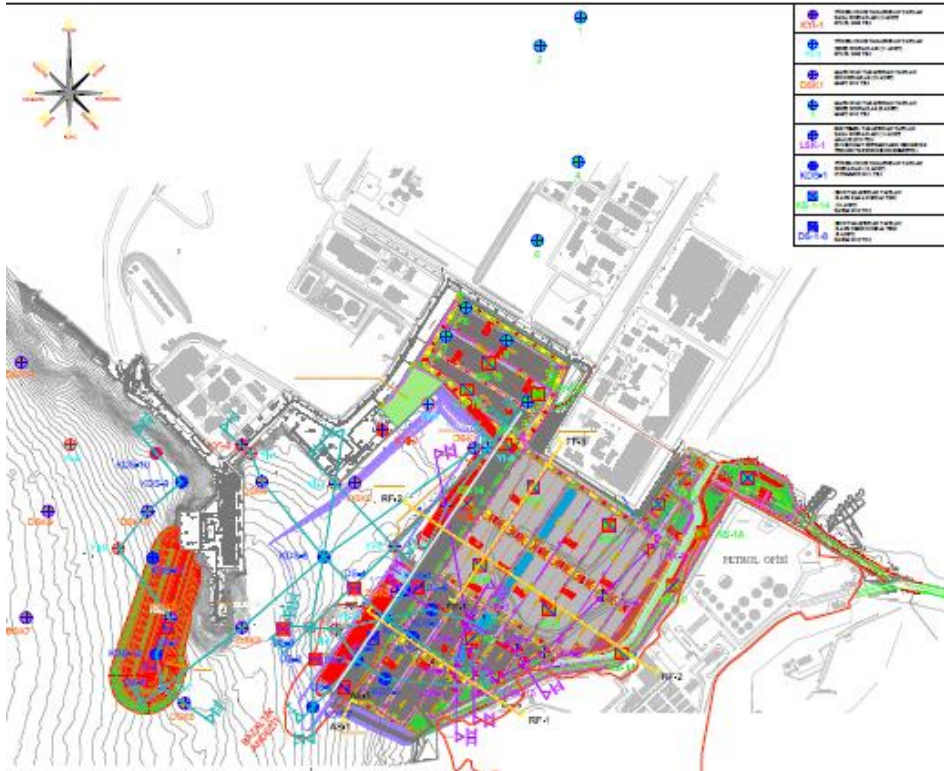
6.2.1. Yapımı Planlanan Liman Yapıları

Proje sahasının batısında mevcut rıhtım yapısı sökülerek yerine çelik kazıklara oturan bir rıhtım yapısı inşa edilecek ve bunun güney ucuna yeni bir kazıklı rıhtım eklenecektir. Bu rıhtımın kuzey ucunda ona dik doğrultuda yeni bir konteyner limanı inşa edilirken, bu yeni konteyner limanı yanındaki bir alan antrepo sahası olarak düzenlenecek ve ona dik doğrultuda başlayıp daha sonra kuzeybatıya yönelen mevcut rıhtım yapısı (Tuz Rıhtımı) ıslah edilecektir.

Aşağıdaki şekilde, proje kapsamında söz konusu olan liman yapılarının genel konumu görülmektedir. Değişik kesimler için zemin koşullarının tanımı ve geoteknik tasarım çalışmaları aşağıda özetlenmektedir.

6.2.2. Jeolojik Yapı ve Geoteknik Tasarım Parametreleri

Proje sahasında jeolojik yapı, tuf ve aglomeralar içeren volkanik formasyonlardan ve Soma Formasyonuna ait kireçtaşı-silttaşı-kumtaşı tabakalarından oluşmaktadır. Bu kaya formasyonları yer yer killi kum çökelleri ve yapay dolgu ile örtülmüştür. Kaya formasyonları genel olarak yüksek-orta ayrışmış, çok zayıf-zayıf kayaç özelliklerine sahiptir. Sondaj loglarında verilen tanımlamalar ve laboratuvar deney sonuçları göz önüne alınarak, aşağıdaki kaya sınıflandırması yapılmış ve buna uygun geoteknik tasarım parametreleri oluşturulmuştur.



Şekil 9. Genel Vaziyet Planı ve Zemin Araştırma Sondajları Noktaları

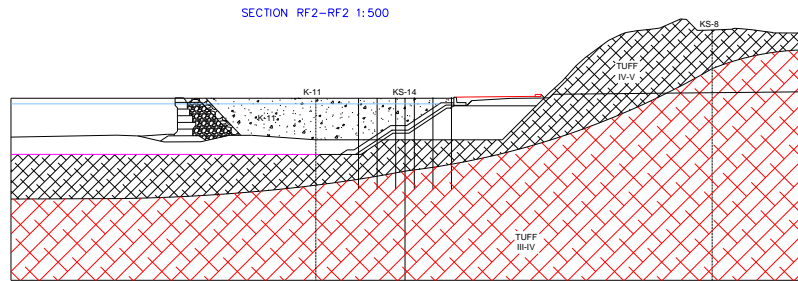
Tablo 1. Kaya Sınıflandırması ve Geoteknik Tasarım Parametreleri

Kaya Sınıfı	Tanımı
III	Orta (Orta Ayrışmış/Orta Sağlam)
IV	Zayıf (Yüksek Ayrışmış/ Zayıf)
V	Çok Zayıf (Çok Yüksek Ayrışmış/ Çok Zayıf)

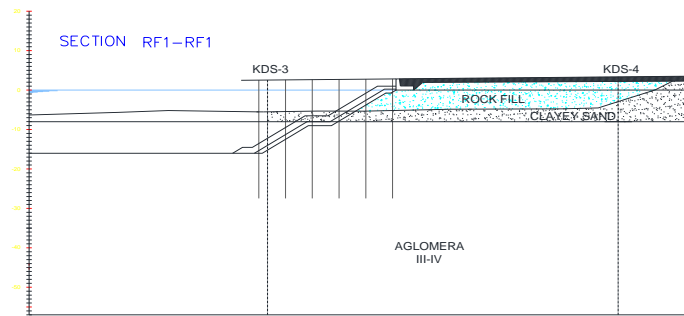
Formasyon	c (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	E (MPa)
Killi Kum	-	30	15
Tüf (III-IV)	100	30	250
Tüf (IV-V)	80	28	200
Tüf (V)	50	28	150
Aglomera (III-IV)	100	32	300
Aglomera (IV-V)	80	30	250
Aglomera (V)	60	30	200

6.2.3. Mevcut Rıhtım Yapısının Yenilenmesi

Mevcut rıhtım yapısı sökülerek yerine çelik kazıklara oturan bir rıhtım yapısı inşa edilecek ve bunun güney ucuna yeni bir kazıklı rıhtım eklenecektir. Aşağıdaki şekillerde yenilenecek ve eklenecek rıhtım yapılarının kesitleri gösterilmiştir.



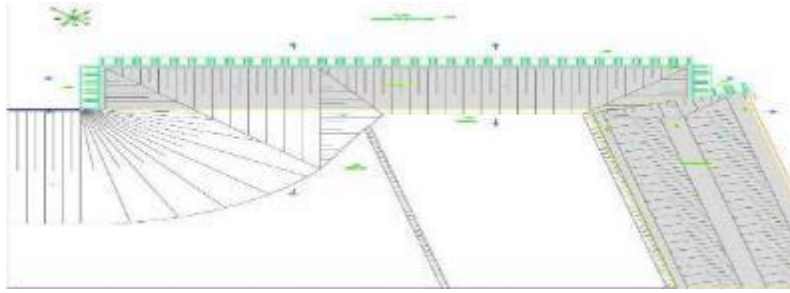
Şekil 10. Mevcut Rıhtım Sökülerek Yenilenecek Rıhtım Yapısı



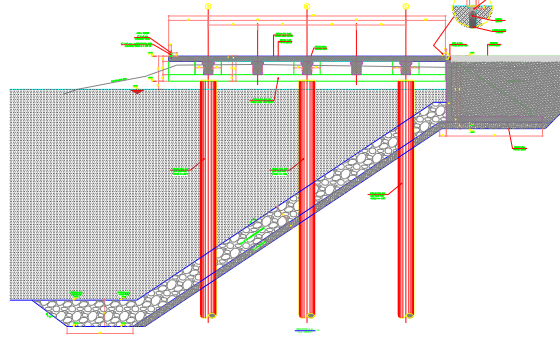
Şekil 11. Mevcut Rıhtımın Güneyine Eklenecek Kazıklı Rıhtım Yapısı

6.2.4 Yeni Konteyner Limanı (Headwall Structure)

Mevcut zemin yüzü kotunun +2.23m ile +3.31m arasında değiştiği bir düz alanın deniz kıyısında, kazıklı bir rıhtım yapısı inşa edilecek, mevcut deniz tabanı -16.0m kotuna kadar taranacaktır. Yaklaşık 130.0m uzunluğunda ve 20.0m genişliğinde betonarme bir platform çelik çakma kazıklar üzerinde inşa edilecektir. Aşağıda yapıyı planlanan rıhtım yapısının plan ve kesiti görülmektedir.



Şekil 12. Yeni Konteyner Limanı Vaziyet Planı



Şekil 13. Rıhtım Yapısı Kesiti

Kıyı çizgisine yakın karada yapılan sondaj verilerine göre, tasarlanan rıhtım yapısının güney kenarında, kalınlığı 3.0m-12.0m arasında değişen bir yapay dolgu tabakası altında 1.50 m kalınlığında bir sert kil tabakasını takiben tuf tabakalarına girilmiştir. Kuzey kenarında ise tuf tabakasına, 12.0m kalınlıkta yapay dolgu altında, orta katı silt, orta sıkı kum, katı-çok katı çakıllı kil tabakalarını takiben 35.0m derinlikte girilmiştir. Stabilite analizlerinde daha olumsuz koşullara işaret eden, arazinin kuzey tarafında açılan sondajda rastlanılan zemin profili kullanılmıştır. Kazıklı rıhtım yapılarının arasındaki şevlerin stabilitesi limit denge analizi ile araştırılmıştır. Deprem durumunda stabilite için, püoso-statik analizlerde eşdeğer yatay yük katsayısı olarak $k_h=0.25$ g değeri kullanılmış, toptan kaymaya karşı güvenlik sayısının statik durumda 2.03 ve deprem durumunda 1.03 olacağı hesaplanmıştır.

6.2.5. Antrepo Sahası Zemin İyileştirme

Yeni konteyner limanının arkasında yer alan geniş bir bölgenin antrepo sahası olarak düzenlenmesi planlanmıştır. Arazide zemin yüzü 3.0-10.0m arasında değişen kalınlıkta ve genel olarak kumlu çakıl malzeme ile denizden alan kazanmak için oluşturulan yapay dolgu ile kaplıdır. Bunun altında kalınlığı 2.0-24.0m arasında değişen, yumuşak-orta katı-katı kıvamda, çakıllı kumlu kil ve bazı sondajlarda maksimum kalınlığı 5.0m civarında bulunan çok katı sert kil tabakası bulunmaktadır. Zemin yüzünden 10.0-34.0m arasında değişen derinliklerde çok ayrılmış, zayıf tuf ve agromeralardan oluşan taban kayası yer almaktadır.



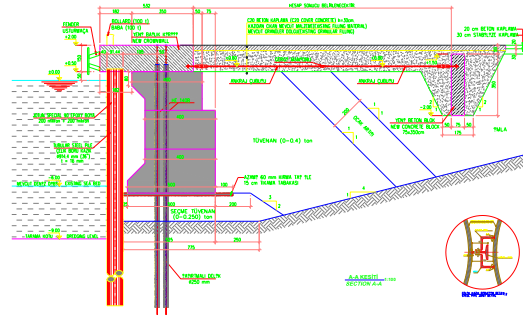
Şekil 14. Rıhtım Yapısı Vaziyet Planı

Bu bölgede uzun süreli toplam ve farklı oturmaları izin verilebilir sınırlar altında kalmasını sağlamak ve sıvılaşma direncini artırmak için zemin iyileştirme yapılmasına karar verilmiştir. İyileştirme yöntemi olarak zemin içinde darbeli kırmataş kolonlar oluşturulması tercih edilmiş ve uygulama alınının farklı bölgelerinde kolon grid aralıklarının 1.50-2.0m arasında olması, boylarının ise 6.0-14.0m arasında değişmesi tasarlanmıştır.

6.2.7. Tuz Rıhtımı Güçlendirme Projesi

Mevcut olan Tuz Rıhtımı ve Tanker Rıhtımı için hazırlanan güçlendirme projesinde esas olarak mevcut bloklu rıhtım önünde birbirine bitişik olarak çakılacak çelik boru kazıklar ile zemine ankastre bir kazıklı perde oluşturulması, bu kazıkların üzerinde teşkil edilecek betonarme başlık kirişinin ise gerisinde inşa edilecek betonarme ankraj bloklarına bağlanması tasarlanmıştır. Daha sonra güçlendirilmiş rıhtımın önünde tasarlanan su derinliklerine temin etmek için gereken kesimlerde tarama yapılması planlanmaktadır.

A-A Kesiti: Rıhtım önü su derinliği 7.50-8.00m olan bu bölgede güçlendirme sonrası -9.0m kotuna kadar tarama yapılması planlanmaktadır. Sondaj verilerine göre, deniz tabanında 0.60-2.20m kalınlığında balçık tabakası (ağız kotu +2.50m olan kara sondajında 10.0m kalınlığında dolgu) bulunmaktadır. Bunun altında, 0.70-1.30m arası kalınlıkta ayrılmış ana kaya ve -8.20m ile -11.50m arasında değişen kotlardan itibaren ana kaya (zayıf dayanımlı tuf-aglomera) yer almaktadır.

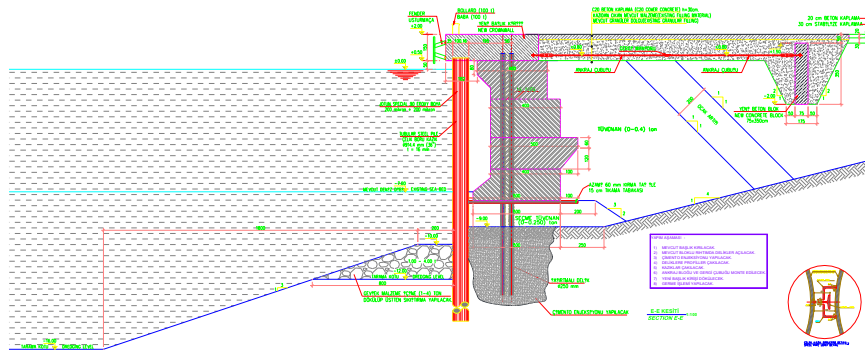


A-A Kesiti

Şekil 15. Rıhtım Yapısı Kesiti

E-E Kesiti: Sondaj verilerine göre, bu kesimde deniz tabanında (0.80m balçık)+(0.90m balçık-dolgu karışımı)+(16.20m kalınlıkta kum ara bantlı kil) olmak üzere toplam 18.50m kalınlıkta güncel birikintiler (ağız kotu +2.50m olan kara sondajlarında yaklaşık 20.0m kalınlığında dolgu+ kil-kum) bulunmaktadır. Bunun altında, 3.50-6.80m arası kalınlıkta ayrılmış ana kaya/sert kil ve yaklaşık -29.00m kotlarından itibaren ana kaya(zayıf dayanımlı tuf-aglomera) yer almaktadır.

Rıhtım arkasına 60 kPa sürşarj yükü uygulanabileceği, ayrıca E-E Kesitinin bulunduğu kesimde kısa süreli yükleme koşullarında, rıhtım duvarı üzeri dâhil yaklaşık 24.0m genişliğinde ve 120.0m uzunluğunda bir şerit üzerinde 100kPa yükleme yapılabileceğinin analizlerde göz önüne alınması talep edilmiştir.



E-E Kesiti

Şekil 16. Rıhtım Yapısı Kesiti

6.2.7.1. Geoteknik Tasarım Parametreleri

Mevcut rıhtım duvarı arkasındaki dolgunun bölgede rastlanılan volkanik kayalardan (tuf-aglomera) kazı ile elde edilmiş bloklu, çakıllı, kumlu, siltli-killi bir malzeme olduğu ifade edilmiştir. Dolayısıyla, rıhtım arkasındaki dolgunun esas olarak orta sıkı yerleşimli kaya dolgu olduğu ve granüler bir malzeme gibi davranacağı kabul edilmiştir.

Tablo 2. Geoteknik Tasarım Parametreleri

Tabaka	Zemin Cinsi	ϕ' ($^{\circ}$)	c' (kPa)	c_u (kPa)	E (MPa)
I	Dolgu (çakıllı, bloklu, siltli-killi)	33	10	-	20
II	Balçık-gevşek siltli kum	27	1	-	5
III	Balçık-Dolgu Karışımı	28	5	-	10
IV	Kil –orta katı, kum ara bantlı	26	10	35	10
V	Ayrışmış Kaya	28	10	150	50
VI	Ana Kaya (Tüf- Aglomera)	8	50	250	150

6.2.7.2. Sismik Etkiler

Güçlendirilmiş rıhtım yapılarının deprem sırasında davranışları, proje sahası için hazırlanmış sismik tehlike çalışması sonucunda belirlenmiş 3 değişik yer hareketinin kullanıldığı dinamik analizlerle araştırılmıştır.

6.2.7.3. Nümerik Analiz Sonuçları

Güçlendirilmiş rıhtım yapısının statik ve deprem yükleri etkisinde güvenliği PLAXIS yazılımı kullanılarak gerçekleştirilen nümerik analizlerle araştırılmıştır. Proje sahası için belirlenmiş yer hareketleri kullanılarak gerçekleştirilen dinamik analizlerde, zemin kesitleri içinde yer alan kumlu tabakalar için sıvılaşma durumunu da dikkate alan bir zemin modeli kullanılmıştır.

Öngörülen inşaat adımlarının modellendiği PLAXIS analizlerinde, incelenen zemin yapısında stabilite bozukluğu (yerel veya toptan göçme) durumu ortaya çıkması durumunda analiz sonlandırılmamaktadır. Göçme durumunun ortaya çıkmadığı koşullarda, analiz sonucunda zemin kütlesi içinde ve yüzeyinde oluşacak zemin yer değiştirmeleri ve oturmalar hesaplanabilmektedir.

(a) Statik Analiz Sonuçları

Kesit A-A: İnşaat sonunda (güçlendirme + rıhtım önü tarama) rıhtım duvarı arkasında 60 kPa yüzey yüklemesi uygulanması durumunda oluşacak maksimum toplam zemin yer değiştirmesinin 4.50cm mertebesinde, kazıklı perdede meydana gelecek maksimum yanal yer değiştirmenin ise 0.60 cm olması beklenilmektedir.

Kesit E-E: İnşaat sonunda (güçlendirme + rıhtım önü tarama) rıhtım duvarı arkasında 60 kPa yüzey yüklemesi uygulanması durumunda, maksimum toplam zemin yer değiştirmesinin 10.50cm mertebesinde, kazıklı perdede meydana gelecek maksimum yanal yer değiştirmenin ise 5.70 cm olmasının beklenilebileceği hesaplanmıştır. Bu sonuçlar, güçlendirilmiş rıhtım yapısının statik yükler etkisi altında güvenli olacağını ve 60 kPa servis yükleri altında beklenilebilecek zemin yer değiştirmeleri ve oturmaların izin verilebilir sınırlar altında kalacağını göstermiştir.

Rıhtımın bu kesiminde kısa süreli yükleme koşullarında, yaklaşık 24.0m genişliğinde ve 120.0m uzunluğunda bir şerit üzerinde 100kPa yükleme yapılması durumunda, analiz sonuçları tasarlanan güçlendirilmiş rıhtım yapısının stabilitesini koruyamayacağını göstermiştir. Rıhtım yapısının, deprem durumu dahil stabilitesinin korunabilmesi için, duvar ön yüzünden 50.0m geriye kadar olmak üzere, 24.0m genişlikte ve 120.0m uzunlukta bir kesimde, jet grout kolonları ile zemin iyileştirmesi yapılması, kolon boylarının alt uçları ayrışmış kaya tabakasına girecek uzunlukta olması ve 0.80m çapında kolonların 2.0m

aralıklı kare paternde teşkilinin uygun olacağı düşünülmüştür. İyileştirilmiş kompozit zemin özellikleri olarak aşağıdaki değerlerin kullanılabilceği hesaplanmıştır:

Dolgu Tabakası için, $c=196$ kPa, $\phi=4.50^\circ$, $E=142.50$ MPa

Kil Tabakası için, $c=133$ kPa, $\phi=2.30^\circ$, $E=102.50$ MPa

Zemin iyileştirmesi uygulanması durumunda, 24.0m genişliğinde ve 120.0m uzunluğunda bir şerit üzerinde 100kPa yükleme yapılması durumunda, kazıklı perdede meydana gelecek ek yanal yer değiştirmelerin maksimum değerinin 0.50 cm ve rıhtım arkası zemin yüzünde oluşacak ek oturmaların maksimum değerinin ise 1.10cm mertebelerinde olmasının beklenilebileceği göstermiştir.

(b) Dinamik Analiz Sonuçları

İncelenen kesitler üzerinde proje sahası için özel olarak geliştirilmiş 3 adet yer hareketi ve Plaxis yazılımı kullanılarak dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Dinamik analizlerde rıhtım arkası dolgu yüzeyinde deprem durumunda 30 kPa düzgün yayılı yük etkidiği varsayılmıştır.

Kesit A-A, Dep-1 Depremi: Dep-1 depremi sonrası oluşacağı hesaplanan zemin yer değiştirmeleri aşağıda gösterilmiştir. Maksimum zemin yer değiştirmesinin 26.50cm olmasının beklenilebileceği gözlenmektedir. Zemin yüzü oturmalarının 47.0cm, kazıklı perde yanal yer değiştirmesinin ise 51.0cm mertebelerine ulaşabileceği hesaplanmıştır.

Kesit E-E, Dep-1 Depremi: Duvar ön yüzünden 50.0m geriye zemin iyileştirmesi uygulanması durumunda, Dep-1 Depremi etkisinde oluşacak zemin yüzü düşey zemin hareketlerinin 33.40cm ve kazıklı perde yatay hareketlerinin 75.70cm ile sınırlı olacağı hesaplanmıştır. Proje sahası için özel olarak geliştirilmiş 3 adet yer hareketi kullanılarak gerçekleştirilen dinamik analizler sonucunda hesaplanan zemin yüzeyi yer değiştirmeleri aşağıdaki çizelgede karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

Tablo 3. Değişik Depremler Etkisinde Rıhtım Arkası Zemin Yüzeyinde Düşey Yer Değişimleri

Kesit No	Deprem	Yer değiştirme* (m)	
		Min	Max.
A-A	Dep-1	-0.447	0.469
	Dep-2	-0.108	0.036
	Dep-3	-0.092	0.031
E-E	Dep-1	-0.334	0.057
	Dep-2	-0.023	0.006
	Dep-3	-0.017	0.00+

*(-) Oturma (+) Kabarma

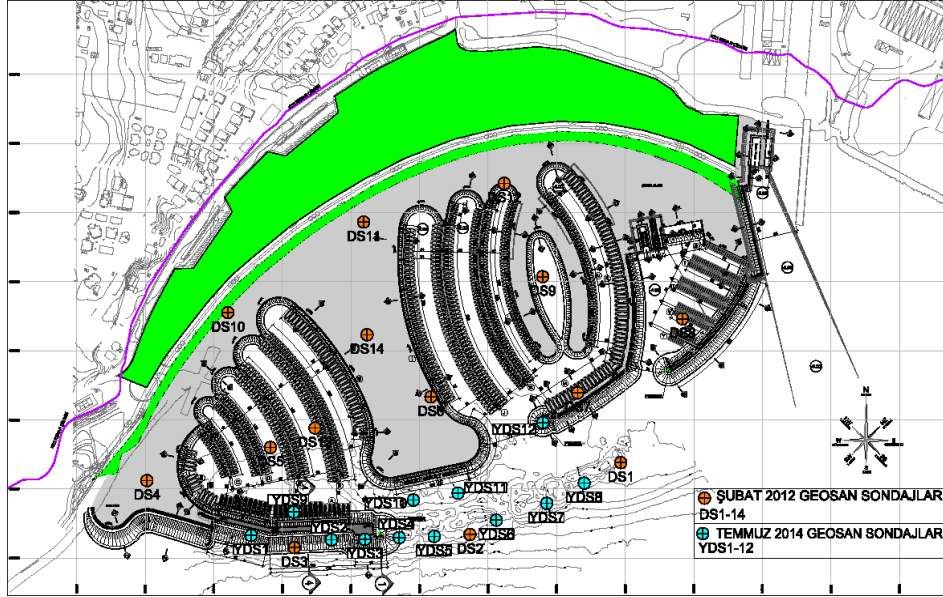
6.3. Tuzla Yat Limanı ve Balıkçı Barınağı Projesi

Tuzla marina tesisleri deniz yapıları kıyı çizgisinin deniz tarafında yaklaşık 500,000m² bir alan üzerinde inşa edilmektedir. İnceleme konusu marina tesisi kapsamında dalgakıran yapıları ve marina için tekne bağlama yapıları oluşturulacak, bu deniz yapıları önünde anroşman yapıları ve/veya betonarme T-duvarlar içeren dayanma yapıları inşa edilecektir.

6.3.1. Jeolojik Yapı

Tuzla Marina Tesisleri inşaat alanı Çayırova ve Asardere alüvyonlarının oluşturduğu düzlüğün güney bölümünde, Paleozoik-Alt Devoniyen yaşlı kireçtaşı-grovak-killi şist türü

birimlerin Neojen(Pliyosen) tortularla örtüldüğü bir alanda yer almaktadır. Belgrad Formasyonu olarak isimlendirilen Neojen çökelleri çakıllı kumlu killerden oluşmaktadır.



Şekil 17. Genel Yerleşim Planı ve Sondaj Yerleri

6.3.2. Zemin Araştırmaları ve Geoteknik Tasarım Parametreleri

Su derinliğinin 2.10-11.00m arasında değiştiği proje sahasında, denizde derinlikleri 14.0 - 32.0m arasında değişen 14 adet zemin araştırma sondajları açılmıştır. Sondajlarla incelenen derinlikler içinde, genel olarak deniz tabanından 1.0-3.50m derinliklere kadar yumuşak kil/gevşek kum çökellerinde oluşan alüvyon tabakaları, onun altında Belgrad Formasyonuna ait ince-kaba çakıllı, kumlu, kıvamı derinlikle artan katı- çok katı-sert siltli kil tabakaları yer almaktadır. Açılan sondajlarda 3 adedinde deniz yüzünden 7.00-22.85m derinliklerde taban kayasına girilmiştir.

İnşa olunacak deniz yapılarını temsil ettiği düşünülen 5 adet kesit seçilmiştir. Bu kesitler üzerinde açılan sondajlar ve arazi deneylerinden elde olunan veriler ile laboratuvar deney sonuçlarından yararlanılarak, yapımı planlanan deniz yapıları temel zemini oluşturacak zemin kesitleri oluşturulmuş ve geoteknik tasarım parametreleri seçilmiştir.

Tablo 4. Geoteknik Parametreler

Tabaka	SPT-N	ϕ ($^{\circ}$)	E' (MPa)	c_u (kPa)	k (cm/s)
A-(Balçık)	1-2	23	8	8	5.5×10^{-5}
B(Siltli Killi Kum-Çakıl)	4-8	28	10	-	4.5×10^{-3}
C(Katı Kil)	8-16	27	20	50	5.5×10^{-5}
D (Çok Katı Kil)	16-32	28	40	100	5.5×10^{-5}
E(Sert Kil)	≥ 32	30	60	200	5.5×10^{-5}

6.3.3. Sayısal Analizler

İnşa olunacak deniz yapılarının kendi ağırlığı ve yüzey yüklemesi altında meydana gelebilecek oturmaları ve stabiliteyi sayısal analizler ile incelenmiş, analizlerde gelişmiş zemin bünye modelleri, drenajlı-drenajsız zemin davranışını ve inşaa aşamalarını modelleyebilme özelliklerine sahip PLAXIS 2012 yazılımı kullanılmıştır.

Analizlerde kaya elamanlardan meydana gelen anroşman tabakaları için Mohr-Coulomb bünye modeli, diğer tabakalar için ise Hardening Soil Model olarak adlandırılan ileri düzey bir bünye modeli kullanılmıştır. Kaya dolgu ve anroşman yapıları için kullanılan malzemelerin özellikleri aşağıdaki çizelgede özetlenmiştir.

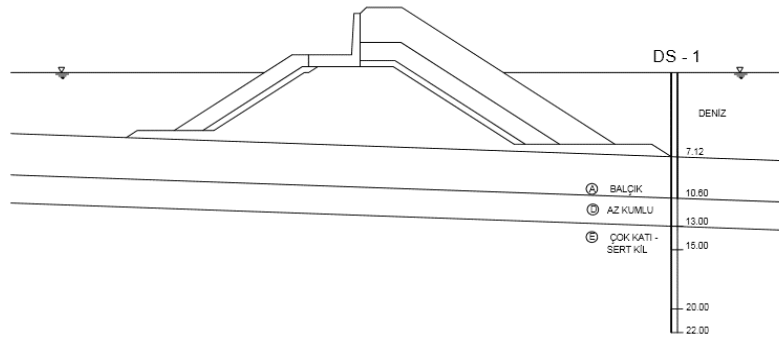
Tablo 5. Anroşman ve Çekirdek Dolgu Malzeme Parametreleri

Malzeme	Dane Boyutu	γ (kN/m ³)	Φ' (°)	E' (MPa)
Çekirdek Dolgu	0-0.4t	22	40	30
Anroşman 1	0.4-1.0t	22	45	120
Anroşman 2	1.0-3.0t	22	52	150

Uzun süreli stabilite ve gerilme-şekil değiştirme analizlerinde efektif kayma mukavemeti parametreleri kullanılmıştır. Deprem durumu için yapılan stabilite analizlerinde ise toplam gerilmelere göre kayma mukavemeti parametreleri kullanılmıştır. Toplam gerilmelere göre kayma mukavemeti parametreleri seçiminde, arazideki killi zeminler için $c_u > 0$ ve $\phi_u \approx 0$ yaklaşımı benimsenmiştir.

Yapımı planlanan deniz yapıları için tasarlanan 45 farklı kesit incelenerek aralarından temel zemini özellikleri ve kesit özellikleri açısından kritik olarak değerlendirilen 5 kesit seçilmiş ve sayısal analizlerle bu kesitlerin davranışı ayrıntılı olarak incelenmiştir. Aşağıda, örnek olarak Kesit 2-2 üzerinde yapılan analiz sonuçlarına yer verilmektedir.

Kesit 2-2'nin yer aldığı, ana dalgakıran yapısının batı ucunu temsil eden ve su derinliğinin 5.0m olduğu bölgede, deniz tabanında 2.50m kalınlıkta çok gevşek-gevşek kum-kil (balçık) ve 1.0m kalınlıkta çok yumuşak kil tabakaları(A) yer almaktadır. Bu çökeller altında, 4.50m kalınlıkta katı-çok katı az kumlu siltli kil (C/D) ve 8.00m derinlikten sonra sert kumlu çakıllı siltli kil (E) tabakaları bulunmaktadır.



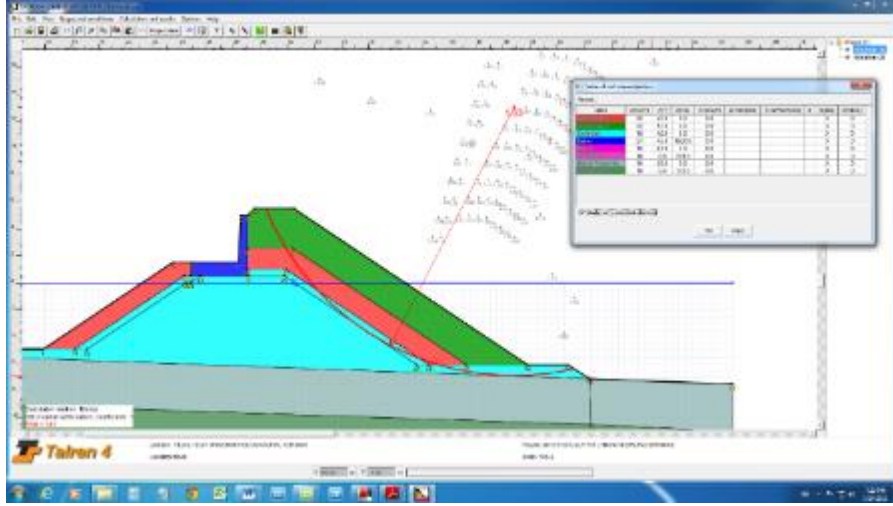
Şekil 18. Kesit 2-2 Zemin Profili

Kesit 2-2'de deniz tabanından başlayarak ocak malzemesi ile yapılacak çekirdek dolgu üzerinde betonarme bir istinat duvarı yer almaktadır. Çekirdek dolgunun açık deniz tarafında dalga etkisinden korunma için istinat duvarına yaslanan iki farklı boyutta kaya malzemesinden oluşan anroşman dolguları yapılacaktır. Çekirdek dolgunun liman tarafında ise tek tabaka anroşman yapılması öngörülmüştür. Sayısal analizlerde çekirdek ve anroşman dolguların her birinin 30 günde inşa olunacağı varsayılmıştır.

Analizler sonucunda istinat duvarı taban seviyesine kadar yapılan çekirdek dolgu imalatı sonunda oluşacak maksimum toplam yer değiştirmenin 21.5 cm mertebesinde, inşaatın

tamamlanması aşamasında meydana gelecek maksimum toplam yer değiştirme ise 32.9 cm olacağı hesaplanmıştır. Killi tabakaların nihai konsolidasyonu sonrası oluşacağı hesaplanan maksimum yer değiştirme 35.4 cm mertebesinde olup kesitin tamamlanmasından sonra meydana gelecek konsolidasyon oturması miktarının 2.5 cm civarında olacağı öngörülmüştür.

Kesit 2-2'nin statik durumda ve deprem etkisi altında stabilite durumu limit denge analizleri ile araştırılmış, statik durum için kesitin açık deniz tarafı için toptan kaymaya karşı güvenlik sayısı $F_s=1.63$, liman tarafında ise $F_s=1.77$ değerleri elde olunmuştur.

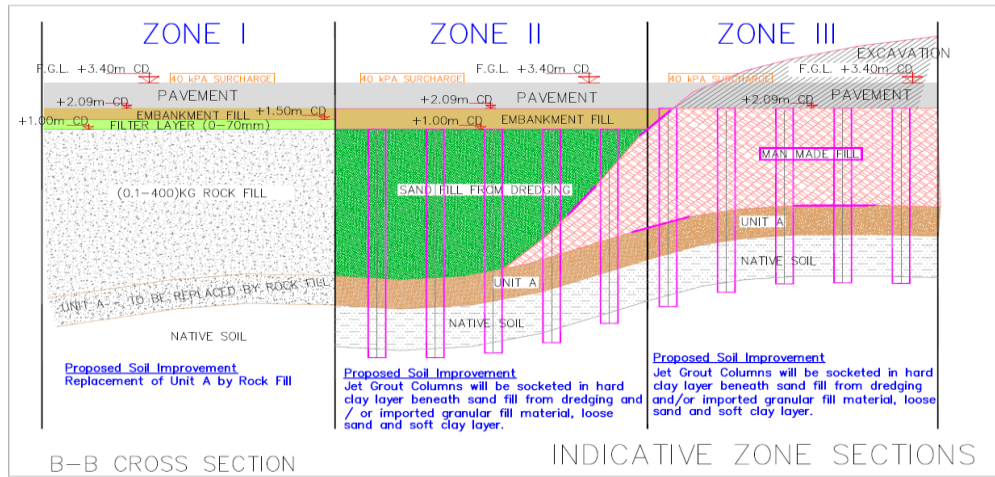


Şekil 19. Kesit 2-2'nin Açık Deniz Tarafında Statik Durum İçin Stabilite Analizi Sonucu ($F_s=1.63$)

Deprem durumunda stabilite kontrolü için psüdo-statik limit denge analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizlerde deprem etkisi bir eşdeğer statik yük olarak dikkate alınmış ve yatay yük katsayısı, $a_h = 0.15g$ alınarak stabilite analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda, deprem durumunda toptan kaymaya karşı minimum güvenlik sayısı açık deniz tarafında $F_s=1.11$, liman tarafında ise $F_s=1.18$ olarak hesaplanmıştır.

6.4. Yarımcı Konteyner Limanı Projesi

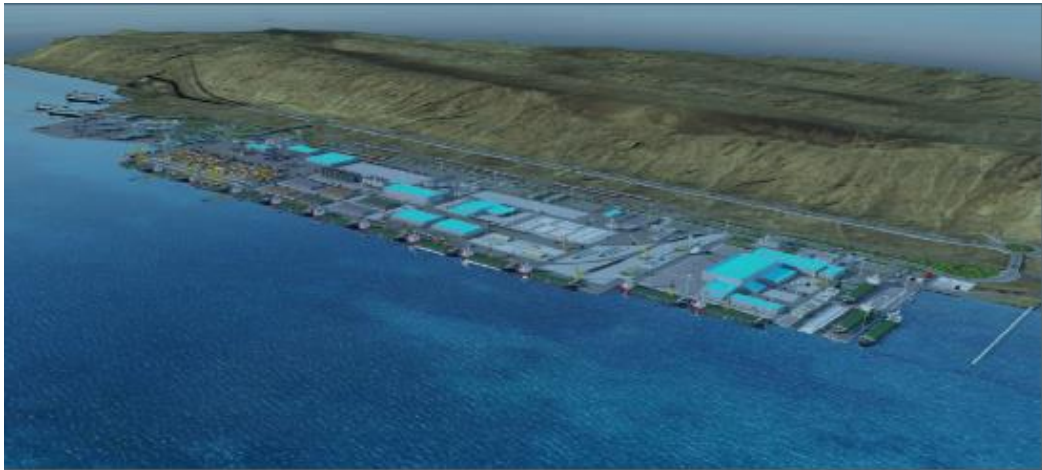
İzmit Körfezi Yarımcı mevkiinde, denizden dolgu ile kazanılan bir alanda, kenarında kazıklı rıhtım yapıları içeren bir konteyner limanı inşa edilmektedir. Dolgu imalatının bir kısmı daha önce değişik zamanlarda ve farklı malzemeler ile yapılmıştır. Aşağıda Zone 3 olarak gösterilen kesimde kontrolsüz eski yapay dolgu, Zone 2 olarak kesimde denizden taranmış kum ile imal edilmiş hidrolik dolgu yer alırken, Zone 1 olarak gösterilen kesimde seçme malzeme ile kaya dolgu yapılması planlanmaktadır. Zone 2 ve Zone 3'de sıvılaşma direncini artırmak ve oturmaları proje kriterleri seviyelerinin altında tutabilmek için jet grout kolonları ile zemin iyileştirilmesi uygulaması yapılmamaktadır.



Şekil 20. Zemin Profili

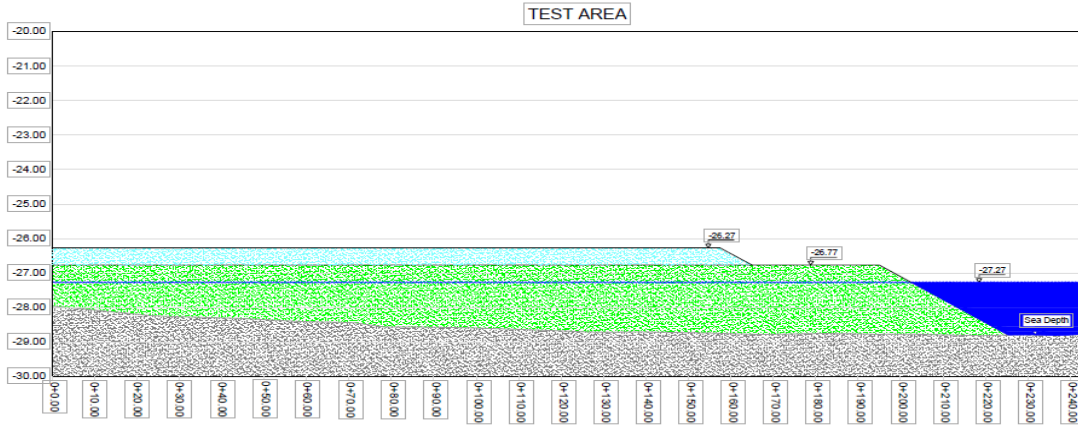
6.5. Türkmenbaşı Limanı Projesi

Türkmenistan'da, Hazar Denizi'nin doğu kıyısında, Türkmenbaşı kenti yakınında, büyük bir konteyner limanı inşaatı sürdürülmektedir. Liman inşaatı için, su derinliğinin yaklaşık 2.0m olduğu geniş bir alanda deniz yerel kum zemin ile doldurulmaktadır. Denizden dolgu ile kazanılan alanın dış kenarlarında rıhtım yapıları, dolgu alan üzerinde ise depolama alanları ve değişik liman tesisleri inşa edilecektir.



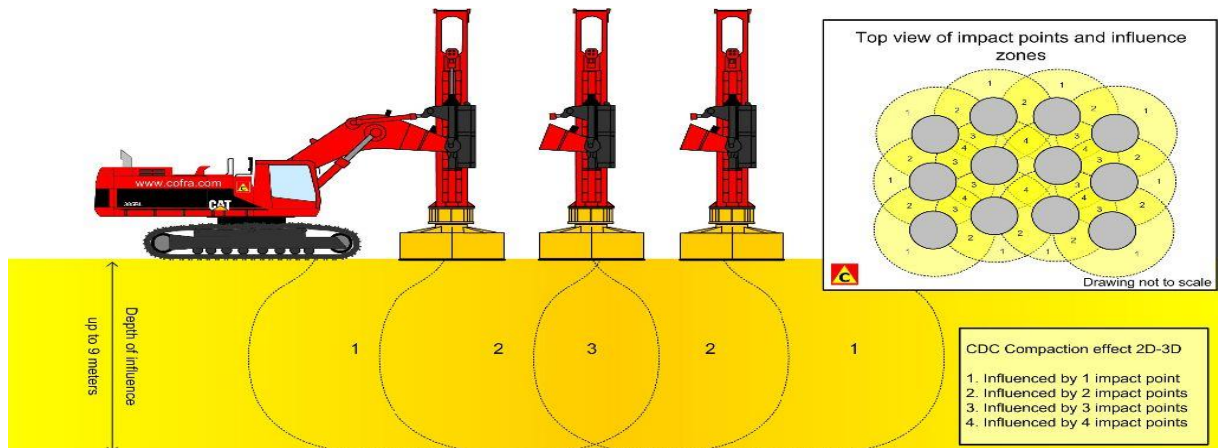
Şekil 21. Türkmenbaşı Limanı

Liman için doldurulacak alanda deniz tabanında 5.0-10.0m kalınlıkta yumuşak killi zemin çökelleri, onun altında içinde sıkı kum bantları içeren, çok katı-sert, aşırı konsolide siltli killi tabakalar yer almaktadır. Dolgu imalatı aşağıdaki şekilde gösterilen sıra ile yapılmaktadır. Deniz tabanında yer alan 5.0-10.0 kalınlıkta yumuşak killi tabakalar üzerine yaklaşık 4.0m kalınlığında kum dolgu yerleştirdikten sonra, yumuşak tabaka taban kotuna kadar 1.3m x 1.3m aralıklarla prefabrik düşey drenler (PDD'ler) yerleştirilmektedir. Daha sonra yaklaşık 3.0m daha geçici ilave dolgu ile önyükleme yapılarak, yumuşak tabakanın 90-100 günde bu yüklemeye altında %90 konsolidasyonunu tamamlaması planlanmaktadır. Geçici dolgu sırası ile diğer kesimler üzerine uygulanarak tüm saha üzerinde önyükleme uygulanmış olacaktır.



Şekil 22. Türkmenbaşı Limanı

Deniz tabanındaki yumuşak çökeller bu şekilde kısmen de olsa iyileştirilirken, üzerine serilen kum tabakasının ise Rapid Impact Compaction olarak tanımlanan bir yöntem ile özellikle sıvılaşmaya karşı direncinin artırılmasına yönelik olarak iyileştirilmesi planlanmaktadır.



Şekil 22. Rapid Impact Compaction Yöntemi

7. SONUÇLAR

İnşaat mühendisliğinin önemli uğraş alanlarından olan liman ve deniz yapıları tasarımı, aynı zamanda geoteknik mühendislerinin özel katkılarını da gerektirmektedir. Genellikle olumsuz zemin koşullarına sahip sahalarda inşa edilen liman ve deniz yapılarının projelendirilmesinde öncelikli olarak arazi zemin koşullarının sağlıklı bir şekilde belirlenmesi ve elde edilen verilerin doğru yorumlanması ile güvenilir bir geoteknik modelin oluşturulması gerekmektedir. Proje sahası ve yakın çevresinin jeolojik yapısı ile uyumlu olması beklenen bu modelin oluşturulmasında, mevcut koşullar yanında inşaat faaliyetleri sonucunda meydana gelebilecek değişiklikler de dikkate alınmalı, tanımlanan zemin ve kaya birimleri için statik ve deprem durumlarında kullanılacak geoteknik tasarım parametreleri belirlenmelidir.

Deniz ve rıhtım yapılarının geoteknik tasarımında, imalat yapım yöntemi ve aşamalarını dikkate alan analizler yolu yapısal davranışın incelenmesi önem taşımaktadır. Statik yükler ve deprem durumu için göçmeye karşı güvenlik düzeyinin belirlenmesi yanında, olası zemin yer değiştirmelerinin hesaplanması gerekmektedir. Bu kapsamda, limit denge analizleri gibi basitleştirilmiş yöntemler yanında, ileri nümerik analizlere imkân veren modern yazılımlardan yararlanılması önerilmektedir. Özellikle, performansa dayalı değerlendirmelerde zemin yer değiştirmelerinin proje kriterleri ile uyumunun hesap sonuçları ile gösterilmesi gerekmektedir.

Deprem etkisinin bir eşdeğer statik yük olarak hesaba dâhil edildiği psüdo-statik limit denge analizlerinde, eşdeğer deprem ivme katsayısının (k_h) seçiminde, bölgenin deprenselliği yanında, incelenen zemin yapısının türü ve diğer yapısal elemanlarla etkileşimi dikkate alınmalıdır. Şevlerde depremlerin tetiklediği yer değiştirmelerin Newmark tarafından geliştirilen, rijit-plastik kayan blok analizi ile hesaplanması yoluna başvurulabilir, ancak yöntemin kabullerinin gözden uzak tutulmaması önerilmektedir.

Bildiride yer verilen uygulama örneklerinin, konunun kapsamının genişliği konusunda uygulamada çalışan mühendislerin ufkunu açması ümit edilmektedir.

TEŞEKKÜR

Bu bildiride sözü edilen projelerde, deniz ve liman yapılarının tasarımı ve/veya proje kontrolü 2ER Müşavirlik Proje Kontrollük A.Ş. tarafından gerçekleştirilmiştir. Deneyimlerinin paylaşılmasına izin veren yetkililere ve Sayın Genel Müdür Sedat ÖZTÜRK'e içten teşekkürlerimi sunarım.

8. KAYNAKLAR

- [1] DLH Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Yönetmeliği (2008)
- [2] Japanese Port and Harbour Research Institute (1997), Ministry of Transport, Japan.
- [3] Kramer, S. L. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J
- [4] Seed, H.B, ve Martin, G.R. (1966), "The seismic coefficient in earth dam design", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 92, No. SM3, pp 25-58.
- [5] Hynes-Griffin, M.E., ve Franklin, A.G., (1984), "Rationalizing the seismic coefficient method", Miscellaneous Paper GL-84-13, U.S. Army Corps of Engineers Waterways

Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 21 pp.

[6] Dakoulas, P ve Gazetas, G.,(1986), “Seismic shear strains and seismic coefficients in dams and embankments“, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 2, pp75-83

GEOSENTETİKLER KULLANILARAK ZAYIF ZEMİNLERİN, DOLGULARIN VE ŞEVLERİN İYİLEŞTİRİLMESİ, TASARIMI VE UYGULAMALARI

IMPROVEMENT, DESIGN AND APPLICATIONS OF WEAK FOUNDATIONS, FILLS AND SLOPES USING GEOSYNTHETICS

Hakan ÖZÇELİK¹

ABSTRACT

Due to the design flexibilities of geosynthetics which can easily be converted into engineering structure with economic advantages; have increased its usage visibly after 70's for ground improvements in weak foundations, embankments and slopes. Geosynthetics are divided into subgroups like geotextiles, geomembranes, geogrids, geocomposites, etc. each having different usage and design methods. The proposed design method, selection and definition of the geosynthetic to be used are no different than ordinary geotechnical engineering design. Geosynthetics have six primary functions: filtration, drainage, separation, reinforcement, impermeability (fluid barrier) and protection. Reinforced steep slopes, reinforced soil retaining walls and bridge abutments together with reinforced embankments on weak foundations when constructed with geosynthetics, are far more economical and faster than those solutions made with traditional methods.

Keywords: Geosynthetics, design with geosynthetics, geosynthetic reinforced structures.

ÖZET

Tasarım yöntemlerindeki esneklikleri sayesinde kolaylıkla birer mühendislik yapısına dönen ve büyük ekonomik avantajlar sağlayan geosentetiklerin, zayıf zeminlerde, dolgularda ve şevlerde iyileştirme amaçlı kullanımı 70'li yıllardan itibaren gözle görülür bir şekilde artmıştır. Geosentetikler, geotekstiller, geomembranlar, geogridler, geokompozitler gibi her biri ayrı bir kullanım alanı ve tasarım yöntemi olan alt gruplara ayrılmaktadır. Önerilen tasarım yöntemi, kullanılacak geosentetiğin seçimi ve tanımı, her hangi bir geoteknik mühendisliği tasarımından farklı değildir. Geosentetiklerin başlıca kullanım alanları filtrasyon, drenaj, ayırma, donatılandırma, geçirimsizlik (sıvı bariyeri) ve korumadır. Donatılı dik şevler, donatılı zemin istinat ve kenarayak duvarları ile yumuşak zeminler üzerinde oluşturulan donatılı dolguların, geosentetikler kullanılarak yapılması, geleneksel yöntemlerle yapılan çözümlere göre çok daha ekonomik ve hızlı olmaktadır. Donatılı şevler, modifiye edilmiş klasik limit denge şev stabilite metotlarına göre analiz edilmektedir. Bu bildiride, geosentetiklerle ilgili çözüm konuları, bu çözümlere ait tasarım yöntemleri ve detayları anlatılmaktadır.

¹ İnşaat Yüksek Mühendisi, Tekno Maccaferri A.Ş. hakan.ozcelik@teknomaccaferri.com.tr

Anahtar Kelimeler: geosentetik donatılı yapılar, geosentetikler, geosentetiklerle tasarım.

1. GİRİŞ

İnsanoğlu tarihin en eski dönemlerinde beri, kerpiç ve çamur tuğlaları saman, çubuk ve dallar ile güçlendirerek barınma amaçlı yaptığı basit kulübeleri güçlendirerek dış etkinlerden kendisini korumaktaydı. 16. ve 17. yüzyıllarda Fransız mühendisler bentleri sopalar ile güçlendirmekteydi. Su setlerini dallar ile takviye etmeyi Çinliler binli yılların sonlarından itibaren yapmaktaydılar. Toprak erozyonunu önlemek için evrensel olarak çok farklı güçlendirme yöntemleri yıllardır kullanılmaktaydı [1].

İnsanoğlu, yüzyıllardır farklı yöntemler kullanarak güçlendirdiği toprağı, kili, dolguyu, 70’li yıllardan itibaren, bu sefer geosentetik malzemeler kullanarak güçlendirmeye ve bunları aynı zamanda birer mühendislik yapısı olarak kullanmaya başladı.

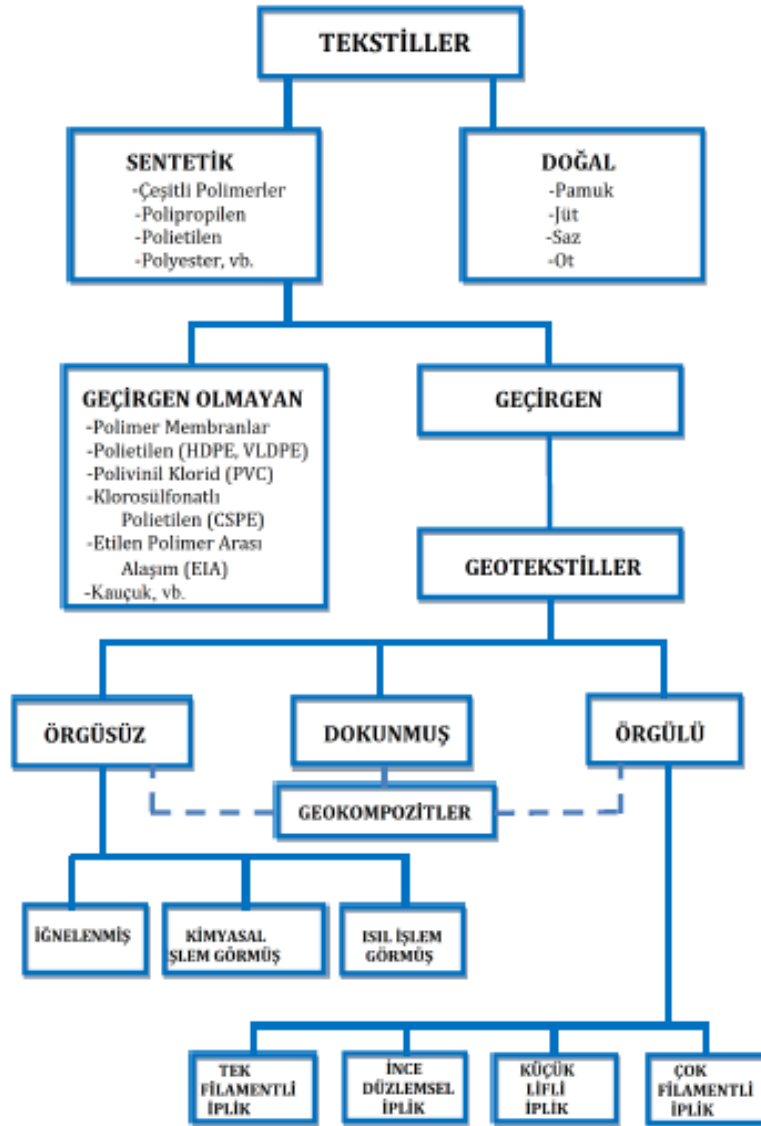
Geosentetik, polimerik malzemedan üretilmiş, dolgu, kaya, toprak veya geoteknikle ilgili bir malzemeye birlikte, bir inşaat mühendisliği projesinde, yapısında ya da sisteminde kullanılan düzlemsel bir üründür [2]. Geotekstil, tekstil ürünlerinden imal edilmiş geçirgen bir geosentetikdir. Günümüzde, teknik olarak tekstil kabul edilmeyen- webler, netler, ağlar ve kompozitler bazı durumlarda geotekstil ile ilgili ürünler olarak da anılmaktadır. Geogridler, donatılandırma için kullanılan, düzenli bir yapıda çekmeye çalışan elemanlardan oluşun ve etrafındaki dolgu ile kenetlenebilmesi için yeterli gözenek açıklığına sahip geosentetiklerdir. Geomembranlar, sıvılar için engel teşkil eden düşük permeabiliteli geosentetiklerdir. Geokompozitler, çoğunlukla karayolu drenaj ve atık depolama uygulamalarında kullanılan, iki farklı sentetik ürünün birleştirilmesiyle oluşturulan ve her ürünün en iyi özelliklerinin ön plana çıkarıldığı geosentetiklerdir [3], geotekstil-geogrid, geotekstil-geomembran gibi. Geosentetiklerin sınıflandırılmasına ait şema Şekil-1’de verilmiştir.

Geosentetikler, aşağıda belirtilen özellikleriyle tanımlanmaktadır [5]:

1. Polimer tipi (alçak yoğunluk, yüksek yoğunluk)
2. Eleman tipi (filament, iplik, ip, elyaf, vb.)
3. Üretim süreci (örgülü, örgüsüz, iğnelenmiş, ısıt işlem görmüş, ekstrude, pürüzlendirilmiş, vb.)
4. Geosentetiğin ana kullanım amacı (geotekstil, geogrid, geomembran, vb.)
5. Performans özellikleri, (uzun vade dayanımları, belli uzama altındaki dayanımları)

Geosentetiklerin altı ana fonksiyonu vardır [5]:

1. Filtrasyon
2. Drenaj
3. Ayırma
4. Donatılandırma
5. Sıvı bariyeri
6. Koruma



Şekil 1. Geosentetiklerin Sınıflandırılması [4]

2. TASARIM VE SEÇİM

Sadece birkaç tip geosentetiğin bulunduğu ilk yıllarda, tasarım, genellikle deneme yanılmayla ve seçim de tip veya markayla yapılmaktaydı. Günümüzde ise, çok değişik tip ve özellikte ürünün bulunmasından dolayı, bu yöntemle tasarım uygun olmamaktadır. Önerilen tasarım yöntemi, kullanılacak geosentetiğin seçimi ve tanımı, her hangi bir geoteknik mühendisliği tasarımından farklı değildir. Öncelikle, tasarım geosentetikler kullanılmadan yapılmalı ve geosentetiklere gerçekten ihtiyaç olduğunun teyit edilmesi gerekmektedir. Klasik yöntemlerin gayri ekonomik olmasından ya da uygulama zorluklarından dolayı, hesaplar, kullanılacak geosentetiğe ait özelliklerin makul mühendislik varsayımları ile belirlenmesinden sonra yapılmaktadır. Belli bir ürüne veya performansa dayalı özelliklere ait şartname oluşturularak, en uygun ve ekonomik geosentetik seçilmektedir. Geleneksel dolgu ve malzeme deneylerine ilave olarak, geosentetiğin de test edilerek sonuçların değerlendirilmesi de gerekmektedir [5]. Her imalatın aşamasında olduğu

gibi, imalatın tamamlanması bitmeden, geosentetiklerin tasarımının bittiğini söylemek yanlış olur.

3.DONATILI DİK ŞEVLER

3.1. Kavram

Geosentetiklerin dik şevlerde ilk kullanımı, daha çok kaymış şevlerin yeniden stabilizasyonunda olmuştur. Kaymış olan malzemenin geosentetik donatılar ile beraber tekrar kullanılmasıyla, dışardan seçilmiş malzeme nakline ihtiyaç duyulmadığı için ekonomi sağlaması, kısa sürede büyük kullanım alanı bulmuştur. Günümüzde dik şev uygulamalarının büyük çoğunluğu, yeni imlaların teşkilinde, istinat yapılarına alternatif imalatlar şeklinde, mevcut yol gövdelerinin genişlemesinde ve stabilite problemi olan şevlerin tamirinde olmaktadır.

3.2. Tasarım Kriterleri

Donatılandırılmış şevler için tasarım kriterleri, normal şevlerinkiyle aynı olup, kısa ve uzun vadede, mümkün olan bütün göçme biçimlerine karşı gerekli güvenlik sayılarını sağlamalıdır. Bunlar:

İç stabilite: göçme yüzeyinin donatıların içinden geçmesi

Dış Stabilite: göçme yüzeyinin, donatılı kütlemin altından ve arkasından geçmesi

Bileşik (Her ikisi birden) : göçme yüzeyinin, donatılı kütlemin içinden ve arkasından geçmesi
Donatılı şevler, modifiye edilmiş klasik limit denge şev stabilite metotlarına [6], göre analiz edilmektedir. Dairesel veya kama tipi potansiyel kayma yüzeylerindeki, kaydıran ve karşı koyan kuvvet veya momentlerin ilişkilerine göre güvenlik sayıları belirlenmektedir. Donatı tabakası olarak kullanılan geosentetikler, çekme kapasitesi ve yerleştirilme pozisyonuna göre, kestikleri potansiyel kayma yüzeyindeki engelleyici kuvvet veya momenti artırmaktadır. Donatı tabakasının çekme kapasitesi, potansiyel kayma yüzeyinin önü veya arkasında müsaade edilen sıyrıma direncinden veya uzun vade tasarım çekme kuvvetinden küçük olanıdır. Donatı tabakalarının yeri ve aralığı değiştirilerek optimum tasarım sağlanmaktadır. Optimum tasarım, çeşitli bilgisayar programları ile kritik kayma yüzeyleri bulunarak, gerekli mukavemetteki donatılar ve sıyrıma kapasitelerinin hesaplanmasıyla yapılır.

Dik şevlerin tasarımı için [7], [8], [9], [10] ve [11] numaralı referanslardan yararlanılabilir.

4. DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARLARI VE KENARAYAKLARI

4.1. Kavram

Şevlerin ekonomik olmadığı veya teknik olarak tercih edilmeyen yerlerde istinat duvarlarına ihtiyaç bulunmaktadır. Klasik istinat yapıları ile kıyaslandığında, donatılı dolgu ile oluşturulan duvarlar belirgin avantajlar sunmaktadır. Yüksek duvarlar için ekonomik olmakla beraber, sismik bölgelerde ve zayıf taşıma kapasitesine sahip zeminlerde klasik sistemlere göre daha esneklerdir.

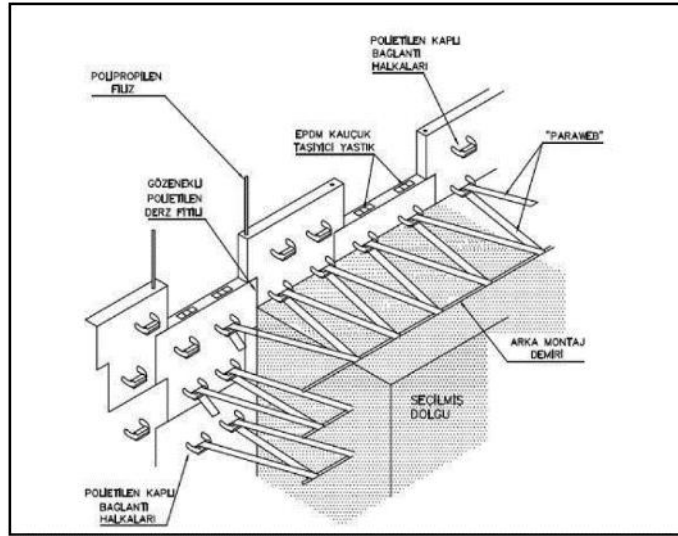
Donatılı zemin istinat yapıları 60lı yılların ortasında Fransız Henri Vidal tarafından metal şeritler kullanılarak geliştirilmiştir [1]. Bu tip istinat yapılarında, betonarme de olduğu gibi,

dolguda oluşan çekme gerilmeleri, şeritler ile dolgu arasında oluşan sürtünme ile zemine iletilerek, yüzeyde kullanılan kaplama elemanına gelen toprak basıncı itkisinin azaltılması prensibine dayanmaktadır. 70li yılların başlarından itibaren, geosentetik malzemeler, donatılı zemin duvarlarda donatı elemanı olarak kullanılmaya başlanmıştır. Bunda metal şeritlerde alınan önlemlere rağmen paslanma endişesi ve paslanma problemleriyle karşılaşılması etkili olmuştur. Bazı ülkelerde metal şeritle donatılı zemin duvar yapılmasına müsaade edilmemektedir.

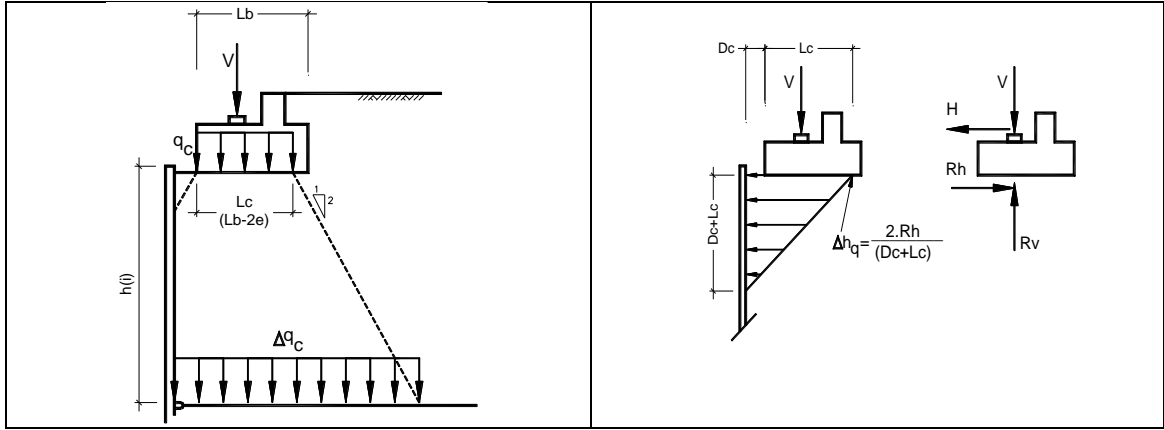
4.2. Tasarım Kriterleri

Donatılı zemin istinat duvarlarının tasarım yöntemi iç ve dış stabilite analizlerinden oluşmaktadır. Dış stabilite analizinde klasik dayanma yapılarında yapılan tahkikler (tabanda kayma, devrilme, taşıma gücü ve duraylılık) aynen uygulanmaktadır. İç stabilite analizinde ise donatı elemanının uzunluğu ve sayısını belirleyen donatının kopması ve donatının dolgu içinden sıyrılıp çıkması tahkikleri yapılmaktadır [12]. Tasarım ile ilgili detaylı bilgiler [13], [14] ve [15] tarafından açıklanmış ve deprem için iç ve dış stabilite analizleri [16], raporundaki yöntemle yapılmıştır.

Donatılı zemin köprü kenar ayaklarının tasarım yöntemi, donatılı zemin duvarların tasarım yöntemiyle aynı olup iç ve dış stabilite analizlerinden oluşmaktadır. Kenarayak duvarlarını normal duvarlardan ayıran farklılık başlık kirişinden gelen düşey ve yatay yüklerin yarattığı ilave çekme gerilmelerinin donatılı kütle tarafından taşınmasıdır. Başlık kirişi taban basıncı 200kPa'ı geçmeyecek şekilde tasarlanmakta ve ilgili şartnamelerde [17] ve [18], tanımlanan dağılımlarla (Şekil 3), elde edilen çekme gerilmelerini karşılayacak donatı şeritleri hesaplanmaktadır.



Şekil 2. Polimer Şeritli Donatılı Zemin Duvar Sistemi [19]



Şekil 3. Başlık Kirişinden Gelen Düşey ve Yatay Yüklerin Dağılımı [17]

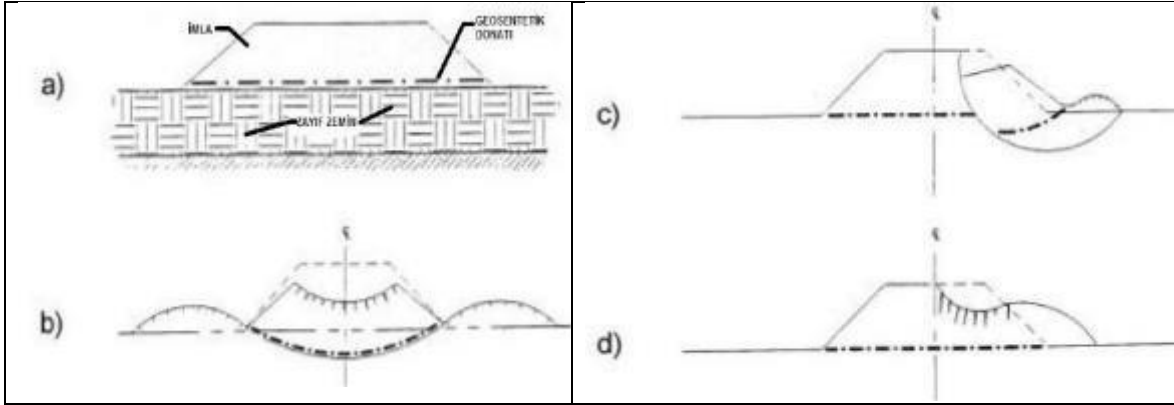
5. YUMUŞAK ZEMİNLER ÜZERİNDE GEOSENTETİK DONATILI DOLGULAR

5.1. Kavram

Yumuşak zeminler üzerinde yer alan donatılandırılmış imlaların gerek tasarımı gerekse imalatı zorlu bir geoteknik problemdir. Bu geoteknik problemin başarılı bir proje ile çözülebilmesi için, arkasında, detaylı bir zemin araştırması, parametrelerin belirlenmesi, oturma ve stabilite hesaplarının yapılması gereken kapsamlı bir çalışma yer alır [20]. Oturmaların çok fazla olması ve stabilite problemlerinin yaşanacağını öngörülmesi durumunda zeminde iyileştirme yapılması kaçınılmazdır. Geleneksel zemin iyileştirme yöntemleri, ön yükleme/düşey drenler, derin karıştırma, hafif dolgular, yumuşak zeminin seçilmiş dolgu ile değiştirilmesi, donatısız (plastik) kazıklar vb. olup, detayları [21] ve [22] tarafından açıklanmaktadır. Günümüzde geosentetikler de uygulanabilir bir alternatif zemin güçlendirme yöntemi olarak görülmektedir. Bazı durumlarda, en ekonomik çözüm, geleneksel bir yöntem ile geosentetik donatının bileşimi de olabilmektedir.

5.2. Tasarım Kriterleri

Donatılandırılmış dolguların tasarımı da, yumuşak zeminler üzerinde yer alan normal dolgularda olduğu gibi göçmeye karşı gerekli güvenlik sayılarının sağlanması prensibine dayanmaktadır. Şekil 4, donatılandırılmış dolgulardaki olası 3 tip göçmeyi göstermektedir. Bu üç tip olası göçme biçimi, tasarım için, hangi tip stabilite analizi yapılması gerektiğini belirtmektedir. Bir bütün olarak dolgunun taşıma kapasitesi yeterli olmalı, dönme göçmesinin önlenmesi için dolgunun kenarında geosentetik donatı yeterli mukavemette olmalı ve yanal genişlemenin önlenmesi için de, dolgunun tabanında donatı ile dolgu arasında yeterli kesme kuvveti direnci olmalıdır. İlave olarak, geosentetik donatının deformasyonunu sınırlandırmak için analizler yapılmalıdır. Dizayn yöntemlerine ilişkin detaylar [20], [21], [23], [24], [25], [26] ve [27] tarafından verilmiştir.



Şekil 4. Donatılandırılmış Dolgularda Göçmeler a) Tasarım Konsepti; b) Taşıma Gücü Göçmesi; c) Dönme Göçmesi; d) Yanal Genişleme Göçmesi [5]

4.SONUÇLAR

70’li yıllardan beri geosentetikler, zayıf zeminlerin, şevlerin ve dolguların iyileştirilmesinde sıkça kullanılmaktadır.

Kaymış şevlerin yeniden iyileştirilmesinde, kaymış olan malzemenin geosentetik donatılar ile beraber tekrar kullanılması, dışardan seçilmiş malzeme nakline ihtiyaç duyulmadığı için ekonomi sağlaması, kısa sürede büyük kullanım alanı bulmuştur.

Donatılı şevler, modifiye edilmiş klasik limit denge şev stabilite metotlarına göre analiz edilmektedir. Dairesel veya kama tipi potansiyel kayma yüzeylerindeki, kaydırıcı ve karşı koyan kuvvet veya momentlerin ilişkilerine göre güvenlik sayıları belirlenmektedir.

Yumuşak zeminler üzerinde yer alan dolguların iyileştirilmesinde en ekonomik çözüm bazen geosentetikler ile klasik çözümlerim birlikte kullanılması olabilmektedir.

Yumuşak zeminler üzerinde yer alan donatılandırılmış dolgularda olası üç tip göçme bulunmaktadır. Bu üç tip olası göçme biçimi, tasarım için, hangi tip stabilite analizi yapılması gerektiğini belirtmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Özçelik, H., “Esnek ve Rijit Yüzey Elemanlı Geosentetik Donatılı İstinat Duvarı Uygulamaları”, Prof. İsmet Ordemir’i Anma Toplantısı ve 7.ODTÜ Geoteknik Mühendisliği Sempozyumu , 22 Kasım 2013, ODTÜ, Ankara
- [2] ASTM, Annual Books of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, Volume 4.09 (II), Soil and Rocks; Geosynthetics, 1997.
- [3] FHWA HI-95-038, (1998), NHI Course No. 13213, “Geosynthetic Design and Construction Guidelines”, Federal Highway Administration, National Highway Institute.
- [4] Rankilior, P.R. (1981), Membranes in Ground Engineering, John Wiley & Sons, Inc., Chichester, England, sayfa 377.
- [5] Holtz, R.D. (2001), “Geosynthetics for Soil Reinforcement”, The Ninth Spencer J. Buchanan Lecture, 9 November 2001, College Station Hilton, 810 University Drive, College Station, TX77840
- [6] Terzaghi, K., Peck, R. B. And Mesri, G. (1996), Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd Ed. Wiley, sayfa 549.

- [7] Christopher. B. R., Gill, s. A., Giroud, J. P., Juran, I., Mitchell, J. K., Schlosser, F., and Dunncliff, J. (1990), "Reinforced Soil Structures, Vol. I : Design and Construction Guidelines", Federal Highway Administration, Report No. FHWA-RD-89-043.
- [8] Christopher. B. R. and Leshchinsky, D. (1991), "Design of Geosynthetically Reinforced Slopes", State of the Art Paper, Session 8A on Earth Reinforcement, Geotechnical Engineering Congress 1991, Geotechnical Special Publication No.27, ASCE.
- [9] Berg, R. R. (1993), "Guidelines for Design, Specification and Contracting of Geosynthetic Mechanically Stabilized Earth Slopes on Firm Foundations", Federal Highway Administration, Report No. FHWA-SA-93-025.
- [10] Holtz, R. D., Kramer, S. L., Hsieh, C. W., Huang, A. B. and Lee, W. F. (2001), "Failure Analysis of an 80 m High Geogrid Reinforced Wall in Taiwan", Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey.
- [11] Bathurst, R. J. and Jones, C. J. F. P. (2001), "Chapter 17 in Geotechnical and Geoenvironmental Handbook", R.K. Rowe, Editor, Kluwer Academic Publishers, sayfa 501-537
- [12] Özçelik, H. "Maden Kırıcısı Kanat Duvarlarında Polimer Şeritli Donatılı Zemin Duvar Uygulaması", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 11. Ulusal Kongresi, 7-8 Eylül 2006, KaradenizTeknik Üniversitesi, Trabzon.
- [13] Wasti Y. ve Özçelik H., 1987. "Donatılı Zemin Duvarlar ve Bir Uygulama", Yamaç ve Şevlerin Stabilitesi, Dayanma Yapıları Semineri, 1987, Samsun, Cilt-1, DSİ
- [14] Bowles J.E., (1988), "Foundation Analysis and Design", 4.baskı, McGraw Hill, sayfa 530-540
- [15] Özçelik H., 2005. "Donatılı Zemin Duvar Tasarımı ve Uygulamaları", Prof. İsmet Ordemir'i Anma Toplantısı ve 3.ODTÜ Geoteknik Mühendisliği Sempozyumu notları, sayfa 46-52
- [16] FHWA-SA-96-071, (1997). "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines", Federal Highway Administration
- [17] NF P 94-220-0, 1998. "Soil Reinforcement- Backfilled Structures Reinforced with Quasi-inextensible and Flexible Reinforcing Strips or Sheets-Part 0 : Design", Norme Française
- [18] BS8006, (1995). "Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills", British Standard
- [19] Özçelik H., 2009. "Köprü Kenarayaklarında Polimer Şeritli Donatılı Zemin Duvar Uygulamaları", 3. Ulusal Geoteknik Kongresi, 3-4 Aralık 2009, Çukurova Üniversitesi, Adana
- [20] Leroueil, S. and Rowe, R. K. (2001) "Embankments Over Soft Soil and Peat", Chapter 16 in Geotechnical and Geoenvironmental Handbook, R. K. Rowe, Editor, Kluwer Academic Publishers, sayfa 463-499
- [21] Holtz, R. D. (1989) "Treatment of Problem Foundations for Highway Embankments", Synthesis of Highway Practice 147, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, sayfa 72
- [22] Holtz, R. D., Shang, J. Q. and Bergado, D.T. (2001), "Soil Improvement", Chapter 15 in Geotechnical and Geoenvironmental Handbook, R. K. Rowe , Editor, Kluwer Academic Publishers, sayfa 429-462
- [23] Christopher. B. R. and Holtz, R. D. (1985), Geotextile Engineering Manual, U.S. Federal Highway Administration, Washington D.C., FHWA-RD-86/203, sayfa 1044.
- [24] Bonaparte, R.,Holtz, R.D. and Giroud, J.P. – 1987,"Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogrids, in Geotextile Testing and the Design Engineer", ASTM, Special

Technical Publication 952, J. E. Fluett, Editor, American Society for Testing and Materials, pp.69-116

[25] Holtz, R. D. (1990), "Design and Construction of Geosynthetically Reinforced Embankments on Very Soft Soils",

[26] Holtz, R. D. (1990), "Design and Construction of Geosynthetically Reinforced Embankments on Very Soft Soils", State of the Art Paper, Session 5, Performance of Reinforced Soil Structures, Proceedings of the International Reinforced Soil Conference, British Geotechnical Society, Glasgow, Scotland, A. McGown, K. Yeo, and K. Z. Andrawes, editors, Th. Telford (London), sayfa 391- 402

[27] Holtz, R. D., Christopher. B. R., and Berg, R. R. (1997) Geosynthetic Engineering, BiTech Publishers, Vancouver, British Columbia, Kanada, sayfa 451



Zemin Özellikleri ve Zemin Davranışı

ÖN YÜZÜ BETON KAPLI KAYA DOLGU BARAJLAR VE TÜRKİYE'DEKİ UYGULAMALARI

CONCRETE FACED ROCKFILL DAMS AND APPLICATIONS IN TURKEY

Mustafa YILDIZ¹ Ergin ERAYMAN² Uğur Ş.ÇAVUŞ³ Ali YILDIZ⁴

ABSTRACT

In this study, design principles of Concrete Faced Rockfill Dams (CFRD) which are mostly preferred recently are studied because of applying in wide and narrow valley, built on alluvial soil, any stability problems being experienced and 300 meter height to be built. CFRD dams are preferred because CFRD dams provide many advantages in terms of cost and time saving compared with other types of dam. CFRD dams have less embankment volume and shorter derivation tunnel and spillway than other types of rockfill dams have same height due to steeper upstream and downstream slope. CFRD dams are beneficial for environment because it doesn't need clay materials. Not affecting from weather conditions and conducting grouting parallel with filling provides significantly time and cost saving. Also early operation of the facility must be taken into consideration as a benefit because of project cost. In Turkey, Dim Dam is the first CFRD dam was projected by Devlet Su İşleri(DSI) in 1994 as a Hydroelectric Power Plant(HES). Subsequently Kürtün, Atasu, Torul, Bağbaşı and Gördes Dams are projected as CFRD dams. Presently there many ongoing or planning CFRD dam projects by private sector within the scope of General Directorate of State Hydraulic Works (DSI) and The new Electricity Market *Law No. 6446*.

Keywords: Alanya Dim Dam, concrete faced rockfill dams, plinth.

ÖZET

Bu çalışmada, diğer baraj tiplerine göre daha ekonomik ve pratik olan, dar ve geniş vadilerde uygulanabilen, herhangi bir stabilite problemi yaşanmadan, alüvyon zeminler üzerinde de inşa edilebilen, hızlı yapılması nedeniyle projeyi bir an önce faydaya dönüştürmesi ve 300 m'ye yaklaşan yüksekliklerde inşa edilebilmesi gibi özellikleriyle günümüzde en çok tercih edilen baraj tiplerinden birisi olan Ön Yüzü Beton Kaplı Kaya Dolgu (ÖYBKKD) barajların tasarım esasları araştırılmıştır. ÖYBKKD barajlar, diğer baraj tiplerine göre özellikle maliyet ve zaman kazanımları ile pek çok avantajı beraberinde getirdiği için tercih edilmektedir. Memba ve mansap şevlerinin daha dik olması nedeniyle aynı yükseklikteki diğer kaya dolgu baraj tiplerine göre hem gövde dolgu hacmi daha az, hem de derivasyon

¹ Doç. Dr., Selçuk Üniversitesi Müh. Fakültesi İnşaat Müh. Bölümü, musyildiz@selcuk.edu.tr

² İnşaat Yüksek Mühendisi, EÜAŞ Genel Müdürlüğü, Ankara, ,ergin.erayman@gmail.com

³ Yrd. Doç. Dr., Süleyman Demirel Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ugurcavus@sdu.edu.tr

⁴ Arş. Gör., Selçuk Üniversitesi Müh. Fakültesi İnşaat Müh. Bölümü, aliyildiz@selcuk.edu.tr

tüneli ve dolusavak boyları daha kısadır. Kil malzeme ihtiyacının olmaması nedeniyle çevreye fayda sağlamaktadır. Dolgu inşasının hava şartlarından etkilenmemesi, enjeksiyon işlerinin dolgu inşası ile paralel yürütülmesi zamandan ve maliyetlerden önemli bir tasarruf sağlamaktadır. Tesisin işletmeye erken alınması ile kazanılan projenin fayda maliyetinin de göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Ülkemizde de yapılan ilk ÖYBKKD baraj projesi 1994 yılında Devlet Su İşleri (DSİ) tarafından projelendirilen temelden yüksekliği 134.5m olan Dim Barajı ve Hidroelektrik Santrali (HES) olmuştur. Devamında Kürtün, Atasu, Torul, Bağbaşı ve Gördes Barajları projelendirilen ÖYBKKD barajlardandır. Halen DSİ Genel Müdürlüğü ve 6446 sayılı yeni Elektrik Piyasası Kanunu kapsamında özel sektör tarafından yapımı planlanan veya inşası devam eden onlarca ÖYBKKD baraj projesi bulunmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Alanya Dim Barajı, beton yüzlü kaya dolgu barajlar, topuk plağı.

1. GİRİŞ

Ön Yüzü Beton Kaplı Kaya Dolgu (ÖYBKKD) barajların başlangıcı 19. yüzyılın ortalarına kadar dayanmaktadır [1]. Bu barajların gelişiminin erken dönem, gelişim dönemi ve modern dönem olarak üç safhada değerlendirilebileceğini belirtmektedir. 1895 yılında California’da bilinen ilk ön yüzü beton kaplı Chatworth barajı yapılmıştır. Bunları Kentucky’de yapılan 84 m yüksekliğindeki Dix River ve yine California’da yapılan 101 m yüksekliğindeki Salts Spring barajı takip etmiştir [1].

İlk kaya dolgu barajlar yığma ÖYBKKD baraj olarak inşa edilmiştir. Bunların yapımı, 75 m yüksekliğine kadar elverişli olmuştur. Fakat daha yüksek barajlarda, yığma kaya dolgunun yüksek derecede sıkışabilme özelliğinden dolayı, yüzey çatlakları ve aşırı sızmalar oluşmuştur. Sızma sorunları ve yüzey için gereken onarım ihtiyacı gibi nedenlerden ötürü yığma ÖYBKKD barajların yüksek olarak inşasından ilk zamanlarda kaçınılmıştır.

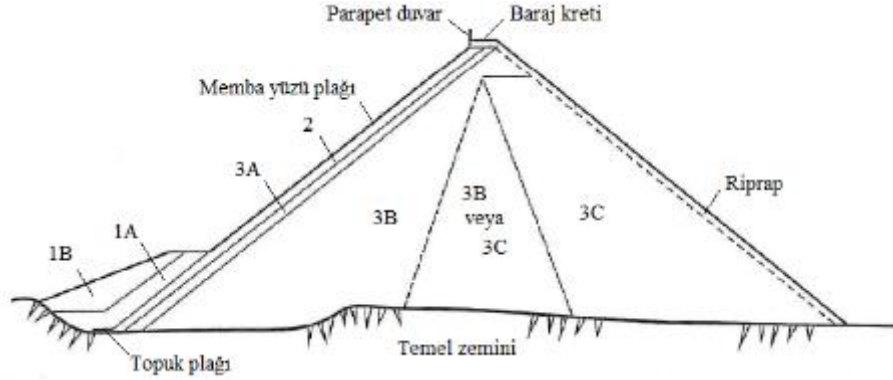
Diğer yandan karşılaşılan bu problemler neticesinde 1940’lardan sonra sıkıştırılabilir kaya dolgu ile kil çekirdekli kaya dolgu barajlar geliştirilmiştir. Sıkıştırılmış kaya dolgu, kil çekirdek ve filtrelerle birlikte daha uygun bulunmuştur. Fakat bu sıralarda ÖYBKKD barajlarda karşılaşılan problemler, kaya dolguların daha ince tabakalar halinde yerleştirilmesi ile çözülmeye çalışılmıştır. 1965’ten sonra hemen hemen bütün barajlar, ince tabakalar halinde yerleşmiş ve vibrasyonlu çelik silindirlerle sıkıştırılmış kaya dolgusu kullanılarak inşa edilmiş ve inşaat sonrası oturmalar eskiye oranla daha az meydana gelmiştir. Memba beton plağının detayları değiştirilmiş, yatay derzler kaldırılmış, tabandan zirveye kadar çelik donatı konmuş ve beton plak kalınlığı tedricen azaltılmıştır. Sonuçta sızma ve oturma problemleri oldukça azalmıştır. Zamanla mühendisler tarafından bu baraj tipi kabul görmeye başlamıştır.

ÖYBKKD barajlarda tasarım genellikle önceki projelerden elde edilen tecrübelere dayanmakla beraber, inşa yöntemleri ve tasarım konularındaki sürekli gelişmelerle bu tür barajlar günümüzde tekrar en çok tercih edilen baraj tiplerinden birisi olmuştur.

ÖYBKKD Barajların Tipik Enkesiti

ÖYBKKD barajların gövdesi genelde kaya malzemesinden teşkil edilmektedir. Gövde dolgu inşaatı kil çekirdekli kaya dolgu baraj inşaatındakine benzer olarak, kaya dolgunun 1m’yi geçmeyen tabakalar halinde serilmesi, sulanması, sıkıştırılması suretiyle yapılmaktadır. Gövde dolgusu zonlaması (tabakalaması) membadan mansaba doğru ince ve ufak

malzemelerden kalın ve iri malzeme kullanımı şeklinde değişim göstermektedir. Taban genişliği, yüksekliğe kıyasla 2.60 kat veya daha fazla büyüklüktedir. Temel işlemleri kil çekirdekli kaya dolgu barajlara nazaran daha azdır. Şekil 1’de ÖYBKKD baraj tipik enkesiti ve elemanları gösterilmiştir.



Şekil 1. ÖYBKKD Baraj Tipik Enkesiti ve Elemanları [2]

Burada en genel tanımlama ile; 1-Geçirimsiz dolgu, 2-Memba plağı altında teşkil edilen filtre veya geçiş zonu, 3-Kaya dolgu malzemedir. Riprap ise mansap şevi üzerine döşenen koruyucu iri kaya bloğu malzemedir.

1.2. ÖYBKKD Barajın Zonları

Şekil 2’de ÖYBKKD barajın tipik bir enkesiti gösterilmiştir. Memba ve mansap şevleri genel olarak 1.3-1.5 Yatay:1Düşey olarak tasarlanmaktadır.

1, 2 ve 3 zonları günümüzde standart bir tasarıma ulaşmıştır [3]. Burada:

1A zonu; kohezyonsuz ince daneli zemin olup, gerektiğinde beton kaplamada oluşabilecek herhangi bir çatlama durumunda malzeme teminine hizmet etmektedir.

1B zonu; random (rastgele) dolgu olup, silt, kil, kum, çakıl ve blok karışımından oluşabilmekte ve 1A bölgesini desteklemektedir. Aynı zamanda rezervuarın ilk doldurulmasında beton plak uplift (alttan kaldırma) etkilerine karşı koruyucu etki yapmaktadır.

2A zonu; bu bölgedeki malzeme kum-çakıl filtre niteliğinde olup 2-3 m genişliğinde çevresel derz boyunca yerleştirilmektedir. Çevresel derzdeki su tutucularda herhangi bir fonksiyon kaybı oluşması halinde, bu filtre malzemesi bu bölge boyunca silt boyutundaki malzemenin hareketini önleyerek aşırı sızma ve su kaybına karşı ikincil bir savunma hattı oluşturmaktadır.

2B zonu; ön yüz beton kaplamayı destekler ve kum-çakıl boyutundaki malzemenin oluşmaktadır.

3A zonu; 2B zonu ile 3B zonu arasında bir geçiş bölgesi (transition zone) özelliğinde olup 400 mm en büyük dane boyutu olan veya 400 mm tabaka kalınlığından daha küçük kalınlıklarda en az 10 ton ağırlığında düz tamburlu vibrasyonlu silindirlerle 4 geçiş (pass) ile sıkıştırılan bir malzeme bölgesidir.

3B zonu; genellikle maksimum dane boyutu 1000 mm olan kaya dolgu malzemenin elde edilmektedir. Sıkıştırma en az 10 tonluk vibrasyonlu silindirlerle 4 geçiş olarak gerçekleştirilir. Bazı projelerde geçiş sayısı konusundaki nihai karar yapılacak deneme dolgularından elde edilen sonuçlara göre verilmektedir. Bu denemelerde geçiş sayısı 2-12 aralığında değişmektedir. Bu dolgu zonunda çakıl dolgu kullanılması durumunda tabaka kalınlıkları 600 mm olarak düzenlenmektedir.

3C zonu; 2000 mm lik tabakalar halinde ve en büyük dane boyutu 2000 mm olan kayalardan oluşmaktadır.

2. ÖYBKGD BARAJLARIN TASARIMI İÇİN GEREKLİ ANALİZLER

ÖYBKGD barajlar, gerilme ve deformasyon özelliklerini daha iyi belirleyebilmek için 3 boyutlu olarak tasarlanır ve analiz edilirler. Mukavemet ve stabilite ile ilgili güvenlik her koşulda sağlanmalıdır. Bu tür barajlarda kaya ve beton malzemenin kırılma özelliklerine rağmen gerilme analizleri elastik teoriye göre yapılmaktadır.

ÖYBKGD barajların tasarımı için rezervuarın ilk defa doldurulması ve normal işletme halini de içeren ve yapının bütün işletme ömrü boyunca performansı hakkında bir bilgiye ulaşabileceğimiz birkaç analizin yapılması gerekmektedir. Büyük feyzan ya da deprem durumlarını kapsayan bu tür analizler, söz konusu olağanüstü durumlar sonrası barajın performansı ile ilgili fikir sahibi olmak açısından da önem arz etmektedir.

Barajda kullanılacak malzeme ve temel şartlarını daha iyi anlamak için pek çok tasarım detayı daha önce inşa edilmiş benzer nitelikteki emsal projelere bağlı olarak oluşturulur (zonlama, tabaka kalınlıkları, kayanın sıkıştırılması, temel iyileştirilmesi, topuk plağı ve memba plağı tasarımı, gövde mansap ve memba şevlerinin eğimi vb). Esasen baraj mühendisliğinde tasarıma ilişkin pek çok gelişme, geçmişte inşa edilen barajların performansına dayanmaktadır.

2.1. Statik Stabilite Analizleri

Bir zemin kütlesi içindeki her nokta göçme durumuna ulaşmak üzere olduğu anda, o zemin kütesinin plastik denge durumuna geldiği kabul edilmektedir. Stabilite analizlerinde göçmeye yol açan kuvvetler ile göçmeye karşı koyan kuvvetlerin muhtemel bir göçme düzlemi boyunca mukayesesini yapmak ve göçmeye karşı bir güvenlik sayısı hesaplamak gerekmektedir. Göçmeye karşı koyan kuvveti, olası göçme düzlemi boyunca oluşan kayma direnci oluşturmaktadır. Bunun da hesaplanabilmesi için malzemenin kayma mukavemetinin saptanması gerekmektedir.

Buna paralel olarak boyutları 120 cm'ye ulaşan kaya bloklarının deneylerinin alışlagelmiş üç eksenli test ile yapılamayacağı da aşikardır. Bu nedenle üç eksenli testi gerçekleştirmek için kaya bloğunun boyutlarını azaltan bazı yöntemler geliştirilmiştir. Yaygın olarak uygulanan "Paralel gradasyon tekniği"dir [4].

Kaya dolgularda kayma mukavemetinin belirlenmesi ve içsel sürtünme açısının hesaplarda ne şekilde kullanılması gerektiğine yönelik olarak Marsal [5], Seed ve ark. [6], ve Okamoto [7], gibi pek çok araştırmacı önemli çalışmalar yapmışlardır.

Kaya dolgunun kayma mukavemetine dair yapılan pek çok çalışma Charles ve Watts, [8], ICOLD [9], kaya dolgunun gerçek davranışının nonlineer olduğunu doğrulamıştır.

2.2. Şev Stabilitesi

Toprak dolgu barajların aksine ÖYBKGD barajlarda herhangi bir şev stabilitesi sorunuyla karşılaşılmamıştır.

Cooke ve Sherard [2], içsel sürtünme açısı 45 derece ve baraj gövde şevleri 1.3Y-1D veya 1.4Y-1D olan hiçbir ÖYBKGD barajın, sıkıştırılmış zeminlerle mukayese edildiğinde, kaya dolguların kayma mukavemetlerinin yüksek olması, boşluklarında su bulunmadığından

boşluk suyu basıncı tesirinin de meydana gelmemesi nedeniyle dairesel yüzey veya düzlem boyunca kaymayacağını ifade etmiştir.

Bugüne kadar inşa edilen ve halihazırda da inşa halinde bulunan yaklaşık 300 ÖYBKGD barajda da herhangi bir stabilite problemiyle karşılaşılmaştır.

Genellikle mansap sevi memba seviyle aynı eğimde olan ÖYBKGD barajlarda rezervuar doldurulduktan sonraki su basıncı memba seviyi daha stabil duruma getirir. Kayma dairesine dik doğrultudaki hidrostatik itki normal gerilmeyi artıracak, buna karşı kayma direnci de artacak ve memba sevi stabil durumda kalacaktır. Böylece memba sevi mansap seviyinden daha stabil hale gelecektir [10].

2.3. ÖYBKGD Barajların Dinamik Stabilitesi

Dolgu barajlarda deprem etkisiyle kalıcı deformasyonların tahmini için Newmark[11] yeni bir yöntem geliştirdi. Buna göre, potansiyel bir kayma kütlesi üzerindeki atalet kuvvetleri mevcut kayma yüzeyi boyunca olan kaymaya karşı direnci aştığında şev kaymaları başlamaktadır. Fakat Newmark bu kavramda kayan kütleyi rijit bir kütle olarak ele almıştı. Makdisi ve Seed [12] 1977 yılında Newmark'ın bu yaklaşımını geliştirerek dolgu barajların depreme karşı davranışını esnek (flexible) bir yapı olarak düşündüler ve buna dayalı yeni bir yöntemi ileri sürdüler. Bu yöntemde, ana kayadaki yer ivmesinin barajın kretine yaklaştıkça büyümesi (amplifikasyon) dikkate alınmaktadır. Bu durumda verilen bir zemin hareketi için maksimum pik kret ivmesi u_{max} 'ın tahmin edilmesine ve daha sonra potansiyel kayma kütlesi maksimum ivmesi k_{max} 'ın belirlenmesine dayanmaktadır.

2.4. Güvenli Tasarım Kriterleri

Beton plak yüksek elastisite modülü ve dayanıma sahip işlenmiş kaya dolgu tarafından desteklenir. Rezervuar suyunun dolgu içine girişi memba sevi üzerindeki beton plak tarafından engellendiğinden dolayı dolgu malzemesi doymuş halde olmayacaktır. Bu sebeple depremden dolayı ÖYBKGD barajların içerisindeki boşluk suyu basıncının gelişimi söz konusu değildir ve buna bağlı deformasyonlar oluşmaz [13], [14], [15].

Tasarım deprem etkilerine karşı koyucu ve koruyucu özellikleri içermelidir. Maksimum su seviyesinin üzerinde deprem etkisine karşı ayrıca bir hava payı da konulmalıdır. Hava payı, maksimum tasarım depreminde oluşacak tahmin edilen maksimum kret oturmasının 3 veya 4 katından az olmamalıdır. Barajın maksimum su seviyesi ise, genelde kret üzerindeki parapet duvarının beton plakla kesiştiği yatay derze tekabül ettirilmektedir [14], [15].

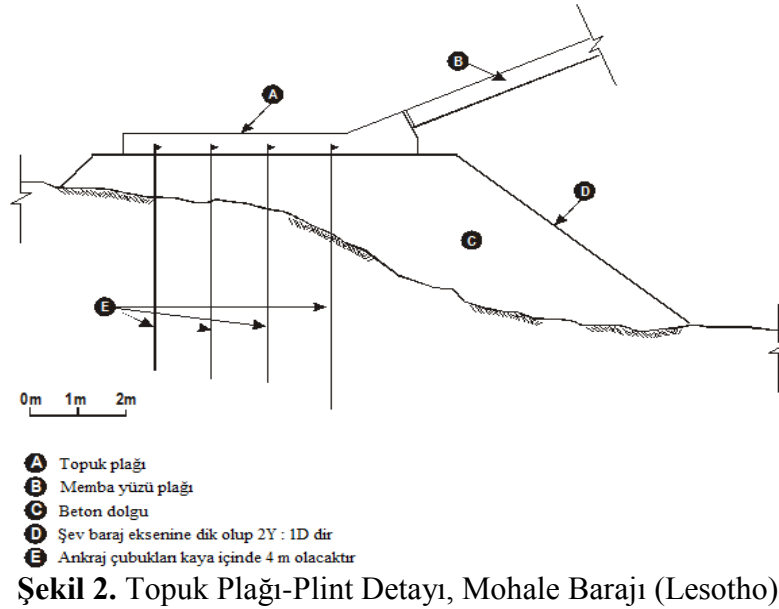
Deformasyon modülü kaya dolgunun boşluk oranı ve ana kaya malzemesine bağlı olarak geniş bir aralıkta değişmektedir. Sıkıştırılmış çakıl dolgu barajlar daha yüksek deformasyon modülüne sahiptir [13], [14], [15].

Rezervuar yükü altında maksimum plak deplasmanını tahmin etmek için Pinto ve Marques [16] 1998 yılında geliştirdiği deneysel bir yaklaşım kullanılmaktadır. Plak yüzeyine dik doğrultuda ölçülen maksimum plak deformasyonları yüksekliğin 0,4'ü ile 0,5'i arasında oluşmaktadır.

3. ÖYBKKD BARAJLARIN TEMEL ELAMANLARI

3.1. Topuk Plağı (plinth)

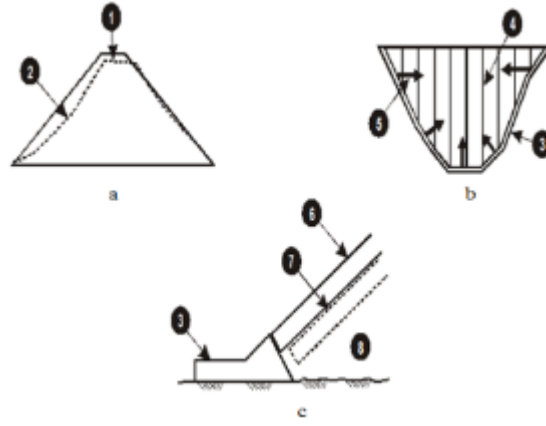
Uygun bir temele oturan topuk plağı, su geçirimsiz ön yüz beton plağını temele birleştirir (Şekil 2). Topuk plağının ana amacı, beton yüzeyle baraj temeli arasında geçirimsiz bir bağlantı sağlayarak, beton kaplamasını enjeksiyon yapılmış temel kayasına bağlamaktır. Bu kaplama temel enjeksiyon çalışmaları için bir radye veya başlık şeklini almakta, kaplama betonu ve kayar kalıp çalışmaları içinde başlama noktası olmaktadır. Radyenin mansap tarafında, kaya temel ve döşemenin alt yüzü arasında minimum bir dolgu derinliği veya yastık muhafaza edilmektedir. Kaya dolgunun su yükü altındaki basınç deformasyonu, kaplamanın radyeye bitişik olan yüzeyinde büyük eğilme momentlerinin meydana gelmesini önlemektedir. Topuk plağının tasarımı, boyutlandırılması, stabilitesi, yapımı ve temel iyileştirmesi, beton plağın işletme halindeki davranışları ve sızdırmazlık açısından çok önemlidir.



3.2. Memba Yüzü Plağı

ÖYBKKD barajlarda ana geçirimsizliği sağlayan beton plaktır. Bu plak kaya dolgu barajın üzerine dökülerek elde edilir. Çoğunlukla rezervuar yükleri altında çalışan bu plağın yamaçlarla birleştiği yerlerde çekme deformasyonları oluşur.

Şekil 3.a'da rezervuar yükleri altında ÖYBKKD barajın deformasyonu görülmektedir. Plağın deformasyonu plağı destekleyen baraj gövdesinin deformasyonuna uymaktadır. Bu gerçek kaya dolgu barajda malzeme seçiminin, yerleştirmesinin, sıkıştırılmasının ÖYBKD barajlarda plağın aşırı deformasyonlarının ve çatlamasının sınırlandırılmasındaki önemine işaret etmektedir.



1. Kret oturması
2. Memba yüzündeki oturma
3. Topuk plağı
4. Memba plağı derzleri
5. Plaktaki hareket doğrultuları
6. Memba yüzü plağı
7. Su yükünden dolayı plaktaki deplasman
8. Kaya dolgu

Şekil 3.a,b,c. Beton Plaktaki Deformasyonlar ve Hareketler [17]

Memba plağının tasarımı öncelikle plak kalınlığı ve genişlikleri ile yatay ve düşey derz yerlerinin seçimiyle başlar. Plak kalınlığı seçimi daha önceki tecrübeye, baraj yüksekliğine, pas payına ve yerleştirme tekniğine bağlıdır. Genellikle plak genişlikleri kayar kalıp ekipmanlarının boyutlarına ve plakların yamaçlara olan konumuna bağlıdır. Düşey inşa ve büzülme derzlerinin kullanımı ve buna bağlı yerleri, rezervuarın işletilmesi durumunda plakların birbirinden uzaklaşması veya birbirine yaklaşması durumuna göre seçilir. Yatay derzlerin lokasyonları ise temel olarak dökülebilecek plağın boyuna ve başlangıç plaklarının geometrisine bağlıdır.

Modern ÖYBKKD barajlar iyi sıkıştırılmış iyi derecelenmiş, kırılmış kayadan oluştuklarından rezervuar yükleri altında beton plağa sürekli bir temel oluşturmaktadır. Bu özellik projecilere daha ekonomik kalınlık seçimi imkanı sunmuştur. Minimum plak kalınlığı 30 cm olup, plak kalınlığı barajın yüksekliği ile orantılı biçimde $0.002H$ ila $0.004H$ arasında artırılmaktadır.

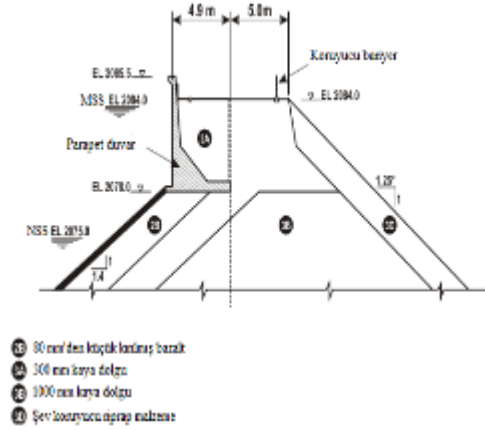
Panel genişlikleri 12 ile 18 m arasında değişmekte olup, genelde 15 m'dir (Şekil 4). Plak genişliğini belirleyen faktörlerin arasında kalıp genişlikleri ve betonlama kapasitesi sayılabilir. Daha dar paneller plint geometrisinde değişimlerin olması nedeniyle ve kaya topoğrafyası değişimleri nedeniyle seçilebilir. 18 m den daha geniş panellerin seçilmesi büzülme çatlaklarının sık görülmesine yol açar.



Şekil 4. Antamina Barajı Memba Yüzü Plağı İnşası, Düşey Derzler ve Çevresel Derz (109 m, Peru)

3.3. Paret Duvarı

ÖYBKKD barajların tamamında kaya dolgu hacmini azaltmak için kretin üzerinde memba boyunca L şeklinde bir istinat duvarı yapılmaktadır. İlk barajlarda parapet yüksekliği çoğunlukla 1.20 m alınmıştır. Günümüzdeki modern ÖYBKKD barajlarda bu yükseklik genellikle 4.50 m olarak alınmaktadır. Aşağıda Lesotho'da inşa edilen Mohale Barajına (Şekil 5) ait parapet duvar uygulamaları gösterilmiştir.



Şekil 5. Lesotho Mohale Barajı Pparapet Duvarı ve Kret Detayı [18]

3.4. ÖYBKKD Barajların İnşasında Karşılaşılan Problemler

ÖYBKKD barajlar da karşılaşılan problemler ve çözüm metotları şöyle sıralanabilir: Topuk plağı altında aşırı aşınmış ve erozyona uğramış kayaların bulunması, topuk plağı ile kayaç arasında rezervuardan borulanma ile sızmalar oluşturabilir. Bu sebeple bu tür kayaçlar, dikkatli bir şekilde kazılarak dış beton dolgusu ile veya enjeksiyonla ıslah edilmelidir. İkinci olarak topuk plağı olması gerekenden daha uzun yapılarak hem membada hem mansapta uzatılmalıdır. Ayrıca, perde enjeksiyon sayısı topuk plağı üzerinde artırılmalı ve perde enjeksiyon aralığı artırılmalıdır [13], [14], [15].

Faylanma olan yerlerde, topuk plağı genişliği üzerindeki hidrolik yüksekliğin 1/4 ü oranında artırılmalıdır. Bunun için beton veya shotcrete kullanılabilir [13], [14].

Topuk plağı derzleri ve derzlerdeki su tutucuların oluşturulmasında itina gösterilmelidir. Topuk plağının temel kayasına ankrajlanması plağın stabilitesi açısından önemlidir [13]. Ön yüz beton plağında ise mukavemetten ziyade durabilitesi önem arz etmektedir. Yüksek çimento oranlı yüksek beton mukavemetleri betonda büzülme çatlakları oluşturabilmektedir. Bu sebeple 20 MPa basınç dayanımlı bir beton genelde yeterlidir. Önyüz beton kaplamasında çok iri agrega kullanılmamalıdır. Maksimum agrega boyutu 38 mm yi geçmemelidir. Betonun durabilitesi ve yavaşça oluşması muhtemel çimento-agrega reaksiyon riskini azaltmak için puzolan kullanılması tavsiye edilir [14], [15].

Ön yüz beton kaplamasında yamaçlara yakın bölgelerde gerekirse genişleme derzlerin sayısı artırılarak betonun çatlaması ve kırılması önlenmelidir. Aynı şekilde beton yüzün merkezine doğru olan büzülme derzlerin sayısı da bu amaçla artırılabilir ve beton plak genişliği azaltılabilir. Özellikle dar vadilerde buna dikkat edilmelidir [14], [15].

Beton plak da donatı ağı genelde, plağın diferansiyel çatlaklarının önüne geçmek için, plak kesit merkezinden az üstte yerleştirilmelidir [13].

Önyüzü beton kaplaması esnasında betonun kayar kalıplarla dökümünde betonun segregasyona uğramamasına dikkat edilmelidir. Kayar kalıp, yaklaşık 13 m/s hızla hareket

ettirilmeli, beton slump'ı 6-8 cm kadar olmalıdır. Ortalama kayar kalıp hızı 1.5 m/s kadardır [14], [15].

Önyüzü beton kaplı barajlarda Beton plağın altında kullanılan geçiş 2A ve B zonu belli gradasyon özelliklerinde hazırlanması gerektiğinden, bu kısmı inşa esnasında eleme faaliyetleri dolayısıyla kısmen bir güçlük getirmektedir. Ancak, bu zonlarda kullanılan dolgu malzemesi miktarı tabaka genişliklerinin az olması nedeniyle fazla değildir. Dolayısıyla önemli oranda bir problem teşkil etmemektedir [15].

Ana kaya dolgu tabaka kalınlıkları 1 m üzerinde teşkil edilirse dolguda sıkıştırma güçlükleri ve dolayısıyla aşırı oturmalara sebebiyet vermektedir. Oturma miktarları memba da artarsa, beton plağın kırılma veya çatlama riski artar. Bu sebeple, tabaka kalınlıklarının ve tabakada kullanılacak maksimum agrega çapının 1 m'nin altında tasarlanması tavsiye edilir [13].

4. DÜNYADA VE TÜRKİYE'DE ÖYBKKD BARAJ UYGULAMALARI

Water Power and Dam Construction'ın 2008 yılına göre bugün dünyada 294'ünün yapımı tamamlanmış, 26'sı inşa halinde, 58 tanesi projelendirilmiş, diğer kısmı da fizibilite aşamasında olmak üzere yüksekliği 30 m'nin üzerinde olan 404 ÖYBKKD baraj vardır. Bunlardan 172 tanesi Çin'de, 11 tanesi ise Brezilya'dadır. Ülkemizde yapılan ilk ÖYBKKD baraj projesi ise 1994 yılında DSİ tarafından projelendirilen 134.5 m yüksekliğindeki Dim Barajıdır [19].

ÖYBKKD barajlar dünyanın pek çok ülkesinde yenilenen ve gelişen tasarımlarıyla 200 m'yi aşan yüksekliklerde inşa edilmektedir. Özellikle Çin'de yapımı tamamlanan 233 m yüksekliğindeki Shuibuya Barajı, inşa halindeki ve 250 m yüksekliğindeki Banduo Barajı ve ön fizibilitesi tamamlanan 253 m yüksekliğindeki Cihaxia Barajı ile yükseklikleri 300 m ye ulaşan ÖYBKKD barajların tasarımı gündeme gelmiştir [20].

Ülkemizde 1994 yılında ilk defa DSİ Genel Müdürlüğünce projelendirilen 134.5 m yüksekliğindeki Dim Barajı ve HES projesi ile başlayan ÖYBKKD baraj uygulamasına Kürtün, Atasu, Torul, Gördes, Yedigöze ve Marmaris Barajlarının inşa edilmesiyle devam edilmiştir. Halen DSİ ve özel sektör tarafından yapımı planlanan barajların çoğu ekonomik ve emniyetli olmasının yanında kolay ve hızlı yapılabilir olmasından dolayı ÖYBKKD olarak projelendirilmektedir. Bu barajlardan pek çoğunun adları, bulunduğu yer ve yükseklikleri Tablo 1'de görülmektedir.

Tablo 1. Ülkemizde İnşa Edilen ve Yapılması Planlanan ÖYBKKD Baraj Projeleri[21]

SIRA NO.	BARAJ ADI	YERİ	TEMELDEN YÜKSEKLİĞİ (m)
1	Aksu-Anakol	Erzurum	112
2	Alaköprü	Mersin	99
3	Alarahan I	Antalya	120
4	Botan-Alkumru	Siirt	130
5	Arkun	Artvin	188
6	Atasu	Trabzon	122
7	Bayram	Artvin	35
8	Burgaz	İzmir	115
9	Büyükçaraçay	Hatay	105
10	Çambaşı	Trabzon	106
11	Çamlıca	Artvin	98
12	Çankaya	Trabzon	160

13	Çayirdere	Kırklareli	63
14	Çetin	Siirt	165
15	Dereköy	Rize	125
16	Dim	Antalya	134.50
17	Gökçebel	Gümüşhane	144
18	Gördes	Manisa	95
19	Güneyce	Trabzon	93
20	Karacasu	Aydın	65
21	Karakurt	Kars	155
22	Kayabeyi	Ardahan	134
23	Kocabey	Uşak	57.50
24	Kürtün	Gümüşhane	133
25	Marmaris	Muğla	74
26	Melen	Sakarya	102
27	Narlı	Muğla	99.50
28	Pamukluk	Mersin	125
29	Silvan	Diyarbakır	174.5
30	Torul	Gümüşhane	152
31	Yedigöze	Adana	131

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada ÖYBKKD barajların önemi, yapım aşamaları, yapı elemanları ve bunların tasarım esasları araştırılmıştır. Konunun çok geniş olması, sürekli gelişme göstermesi, teknolojinin gelişmesine paralel, uygulamaların da sürekli bir yenilenme ile farklılaşması, ayrıntı ve detaylarda her bir projede farklılığı da ortaya çıkarmıştır. Fakat bu farklılıklar genel tasarım ilkelerine zaten aykırı olmadığından ve başarılı olan farklı uygulamalar daha sonra projelendirilecek ve inşa edilecek projelere örnek ve emsal olacağından, günümüzde gelinen son noktadaki uygulamalara ilişkin tasarım esasları genel hatlarıyla bu çalışmada yer almıştır.

Özellikle 2000’li yılların başlarından itibaren 200 m’nin üzerinde inşa edilen ÖYBKKD barajlar (Shibuya 233 m ve Bakun 205 m) ve 300 m yükseklik için yapılan tasarımlar, bu baraj tipinin yüksek barajlar için de pek çok avantaj ve üstünlüğünden dolayı tercih edildiğini göstermektedir[20].

Bu baraj tipinin en önemli avantaj ve üstünlükleri aşağıdaki gibi sıralanabilir:

Kil çekirdekli dolgu baraj şevlerinden daha dik şevde inşa toplam dolgu hacmi ile beraber, boşaltım tesisleri (dokusavak ve derivasyon yapıları) uzunlukları kısalmaktadır. Böylece baraj gövde hacmi ve diğer sanat yapılarının imalatları azaldığından hem zamandan hem de maliyetlerden önemli ölçüde tasarruf sağlanmaktadır.

Kil malzeme ihtiyacını ortadan kaldırdığından, tarım arazilerinin korunması ve etkin kullanımına yönelik uygulamaları desteklemektedir.

Her türlü hava şartlarında dolgu inşası gerçekleştirilebildiğinden, hava şartlarından etkilenmemektedir.

Enjeksiyon işleri topuk plağı temelinde yapıldığından, enjeksiyon işleri gövde dolgu inşaatı ile paralel olarak yürütülebilmektedir.

Diğer baraj tiplerine göre temel iyileştirme gereksinimi daha azdır. Genellikle topuk plağı altında temel iyileştirmesi yapılır, baraj gövdesi 20 m kalınlığındaki alüvyon tabakaya emniyetle oturtulabilmektedir.

Baraj gövdesinde kaldırma kuvvetleri ve boşluk suyu basınçları oluşmamaktadır. Yüksek kayma mukavemeti, boşluk suyu basıncı olmayışı ve dinamik yükler etkisi altında küçük deformasyonlar yapması bu baraj tipinin sismik etkiler açısından diğer baraj tiplerine karşı bir üstünlüğüdür.

Rezervuar su yükü + deprem yükleri altında malzeme parametrelerinin değişmemesi nedeniyle yüksek güvenlik sayıları elde edilmektedir.

Ön yüzdeki rezervuar su yükü baraj aksının daha membasında temel kayasına aktarılmaktadır. Su yükü baraj aksının membasında temele iletiğinden baraj mansabı için güvenlik sağlar.

Şantiye koşulları izin verdiğinde, kaya dolgu, nehrin derivasyonundan önce inşa edilebilir. Baraj gövdesi üzerinde herhangi bir doğrultuda rampalar yapılabilmektedir, böylece barajdaki ulaşım yolları en aza indirgenir.

Bu baraj tipinde karşılaşılabilecek tek göçme türü temel kayasının erozyonu ile barajın üzerinden su aşması olduğundan, hidroloji, dolusavak ve hava payı tasarımı bu riskleri en aza indirecek şekilde yapılmalıdır. Ayrışmış kaya ve alüvyon üzerine inşa edilen ÖYBKKD barajların tasarımında potansiyel göçme mekanizmalarından birisi olan temel erozyonuna karşı gerekli tedbirler alınmalıdır.

KAYNAKLAR

- [1] Cooke, J. B. (1984), "Progress in rockfill dams" (18th Terzaghi Lecture), Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 110, No. 10, 1383-1414.
- [2] Cooke, J. B., Sherard, J. L. (1987), "Concrete face rockfill dam": I. Assesment; II. Design, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 10.
- [3] Cooke, J. B. (April, 1997), "The concrete face rockfill dam, Non-Soil Water Barriers for Embakment Dams", 17th Annual USCOLD Lecture Series, San Diego, CA, 117-132.
- [4]. Lowe, J. (1964), "Shear strength of course embakment dam materials", Proc. 8th Int. Congress on Large Dams, 3, 745-761.
- [5] Marsal, R. J. (1967), "Large scale testing of rockfill materials", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 93, SM2, 27-43.
- [6] Seed, H. B., Seed, R. B., "Lai, S. S. ve Khamenehpour, B. (1985), Seismic design of concrete face rockfill dams, Concrete Face Rockfill Dams-Design, Costruction and Performance", Edited by Cooke, J. B., Sherard, J. L., ASCE, New York, 459-478.
- [7] Okamoto, T. (2004), "Evaluation of in-situ strenght of rock fill material taking into account of in-situ density and strenght by laboratory test, New Development in Dam Engineering", Edited by Wieland, Renand and Tan, Taylor & Francis Group, London, 693-704.
- [8] Charles, J. A., Watts, K. S. (1980), "The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill dams", Geotechnique, Vol. 29, No. 4.
- [9] ICOLD, (1993), "Rock materials of rockfill dams, International Comission of Large Dams", Bulletin 92.
- [10] Cruz, P. T., Materon, B., Freitas, M. (2009), "Concrete face rockfill dams", Taylor & Francis Group, London, xxix, 118, 139.
- [11] Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embakments", Rankine Lecture, Geotechnique, Vol. 15, No. 2, 139-160.
- [12] Makdisi, F. I., Seed, H. B. (August, 1977), "A Simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments", Report No. UCB/EERC-77/19, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.

- [13] Sherard, J.L., Cooke, J.B. (1987), “Concrete Face Rockfill dam” JGED, ASCE, Vol.113, No. 10. Pp. 1096.
- [14] Cavus, U.S. (1992), “Concrete Face Rockfill Dams: Design, Construction and Seismic Analysis”, Master of Science Thesis, University of Wisconsin, Madison, USA.
- [15] Cavus, U.S. (1994), “Dim Barajı Tasarımı Projesi ve Teknik Şartnamesi”.
- [16] Pinto, N. L., Marques, P. L. (1998), “Estimating the maximum face deflection in CFRDs, Hydropower & Dams”, Issue 6, 28.
- [17] Giudici, S., Herweynen, R., and Quinlan, P. (September, 2000), “HEC Experience in concrete faced rockfill dams, past, present and future”, Proceedings, International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams, ICOLD, China.
- [18] ICOLD, (2005), “Concrete face rockfill dams – Concepts for design and construction”, International Committee on Large Dams, Committee on Materials for Fill Dams (Draft).
- [19] Cavus, U.S. (2010), “Turkey’s First High CFRD-Dim Dam”, International Journal of Hydropower & Dams, Kuching, Sarawak, Malaysia.
- [20] Qian, C. (2008), “Immediate development and future of 300 m high CFRD”. CFRD World, Journal of CFRD International Society, Vol. 2, No. 1.
- [21] Su-Yapı, (2011), “Su-Yapı’nın 1975 yılından itibaren hizmet verdiği baraj ve HES tesisleri”, Su-Yapı 03A-Barajhes, Türkiye, 1-16.

TABAKALANMIŞ KİLLİ ZEMİNLER ÜZERİNDE YER ALAN DOLGULARDA KRİTİK YÜKSEKLİK

CRITICAL HEIGHT OF THE EMBANKMENTS ON STRATIFIED CLAYEY SOILS

Zülal AKBAY ARAMA¹

S. FEYZA ÇİNİCİOĞLU²

ABSTRACT

It is known that the presence of soft soils beneath the embankments may pose serious problems during embankment construction and plays as a decisive factor on the critical height that could be reached at the failure state, provided that the embankment has adequate stability in itself. However, some measures can be taken such as using geosynthetic layers beneath the embankments or inside the embankment to increase the possible critical height of embankment. Embankment slope gradients may also be influential. On the other hand, soft soils in nature may also be encountered as a layer of stratified soils. This paper presents a parametric study which aims to investigate the role of soft foundation soils when they exist as layers of varying thicknesses either topped or underlined by stiffer soils. The FEM analysis of Plaxis 2D were used in the calculations but three different material models (MC, HS, SS) were applied in order to be able to interpret the influence of the model properties on the results. The effect of different embankment slope gradients were also investigated. Moreover both embankment construction without any reinforcement and also embankment construction with reinforcement only at the bottom and with reinforcement at the bottom and at the mid-height were also considered as the variables of the problem. As a result, a multifold versatile numerical analyses were conducted to analyse the crucial facts of the problem of embankment construction on foundation soils involving soft soils. The results of the analyses indicates that stratification of foundation soils and chosen material model have a significant influence on behavioural characteristics of the embankment-foundation soils system. As a result, stress and deformation propagation properties and the critical height that could be reached change.

Keywords: Embankment, stratification, slope inclination, critical height, material models.

ÖZET

Dolgu altında temel zemini olarak yumuşak zeminlerin bulunması inşa çalışmaları sırasında ciddi problemlere yol açmaktadır. Dolgunun kendi içerisinde yeterli bir dengeye sahip olması halinde, göçme durumunda ulaşabilecek kritik yükseklik değeri için yumuşak zeminin varlığı ve geoteknik özellikleri belirleyici etken olmaktadır. Diğer bir yandan yumuşak zeminler doğada tabakalanmış zemin profiline bir katmanı olarak da bulunabilmektedirler.

¹ Araştırma Görevlisi, İstanbul Üniversitesi, zakbay@istanbul.edu.tr

² Prof. Dr., İstanbul Üniversitesi, feyzac@istanbul.edu.tr

Bu gibi durumlarda dolguya ait kritik yükseklik değerinin artırılması için etkili uygulamalardan biri dolgunun şev eğiminde yapılacak değişiklik olmakla birlikte, dolgu altına veya içerisine yerleştirilebilecek geosentetik donatılar ile de dolgu stabilitesi ve temel zemininin taşıma kapasitesi arttırılabilmektedir. Bu çalışmada, sert zemin üzerinde veya altında yer alan farklı kalınlıklarda tabakalanmış yumuşak zeminlerin dolgu yükleri altındaki davranışının parametrik bir çalışma ile sunulması amaçlanmıştır. Bildiri kapsamında sonlu elemanlar yöntemi ile çalışan iki boyutlu Plaxis programı kullanılmış olup malzeme modellerinin davranış üzerindeki etkisinin değerlendirilmesi için üç farklı malzeme modeli (MC, HS, SS) hesaplamalarda tanımlanmıştır. Bu hesaplamalar farklı şev eğimleri için tekrarlanmıştır. Analizler için seçilen dolgu üç farklı donatılandırma sistemi ile donatısız olarak, dolgu-zemin ara yüzeyine serilen geotekstil ile tek donatılı ve dolgu-zemin ara yüzeyi ile dolgu kritik yüksekliğinin yarısına serilen geotekstil ile çift donatılı olacak şekilde inşa edilmiştir. Sonuç olarak, yumuşak zemin içeren temel zeminleri üzerinde yer alan dolguların inşasına dair problemlerin analizi için çok detaylı sayısal analizler yürütülmüştür. Yapılan analizlerin sonuçları göstermiştir ki, temel zemininin tabakalanma özellikleri ve sayısal analizlerde seçilen malzeme modeli, uygulanabilecek maksimum dolgu yüksekliği, dolgu güvenlik sayısının düzeyi, gerilme dağılımı ve deformasyonlar gibi tipik davranış özellikleri üzerinde belirleyici öneme sahiptir.

Anahtar Kelimeler: Dolgu, tabakalanma, şev eğimi, kritik yükseklik, malzeme modelleri.

1. GİRİŞ

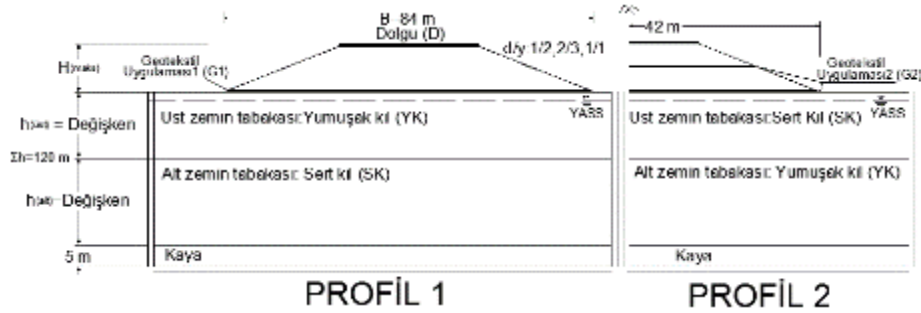
Ulaşım sistemlerindeki genişleme ve ulaşım ağının artan ihtiyaca bağlı olarak sıklaşması, problemleri olarak tanımlanan zeminler üzerinde de otoyol ve köprü yaklaşım dolguları, barajlar veya limanlar gibi önemli inşaat mühendisliği uygulamalarını yapmayı gerekli kılmaktadır. Bu uygulamalarda karşılaşılan geoteknik problemler zemin-yapı etkileşimi kapsamında tanımlanabilir, ancak bunların tipik ayırt edici özelliği yapı kısmının da zeminden oluşması ve normal yapılara kıyasla zemine aktardıkları yüklerin çok daha büyük olmasıdır. Büyük yük aktaran dolguların altındaki temel zemini yumuşak zemin özelliğindeyse bu zeminlerin yüksek deformasyon yeteneği sebebiyle aşırı deformasyonlar oluşmaktadır. Bu durum sonucunda servis yeterliliğinin sağlanamamakta veya taşıma gücü yetersizliğiyle toptan göçme problemleri oluşabilmektedir. Yumuşak zeminler doğada kalın tabakalar halinde bulunabileceği gibi farklı kalınlıklarda tabakalanmış olarak da yer alabilirler. Sadece yumuşak zeminden oluşan kil birimlerinde bile, zeminin yüzeyinde meydana gelen yaşlanma, ıslanma-kuruma çevrimleri ve diğer kimyasal etkiler gibi etkenler yüzünden, zemin yüzeyinde kabuk tabakası oluşumu gözlenmektedir. Kabuk tabakası, altında yer alan yumuşak kil tabakası ile kıyaslandığında; kil kabuk daha yüksek rijitlik ve dayanım değerine sahip olmaktadır. Bu sebeple, yumuşak homojen bir zemin üzerine inşa edilen yapıların göçme şekli ile kabuk tabakasına veya tabakalanmış bir profile sahip olan zeminler üzerine inşa edilen yapıların göçme şekli birbirinden farklı olmaktadır. Literatürde bu konuda yapılmış olan çalışmalarda; Merifield ve diğ. (1999) oluşacak olan göçme mekanizmasının kabuk tabakasının kalınlığının ve altta yer alan yumuşak zemin tabakasının dayanımının bir fonksiyonu olduğunu belirtmiş [1], Zheng ve diğ. (2014) santrifüj deneyleri ile üzerinde kabuk tabakası bulunduran yumuşak kil zeminlerde yük aktarımının şeklini, yatay ve düşey deplasmanların tabaka içerisindeki dağılımlarını incelemiş olup göçme mekanizması şekillerini irdelemiş [2], Wen ve diğ. (2007) ise laboratuvar deneyleri ile yatay gerilme dağılımlarını incelemiş ve tüm bu araştırmaların sonucunda; kabuk tabakasının

oluşturduğu hapsedme etkisi sonucunda kabuk altında yer alan yumuşak kil zeminde yatay gerilmelerin depolandığı ve bu sebeple gerilmelerin daha geniş alana dağılarak sönmüldükleri gösterilmiştir. Çalışmaların sonucunda kabuk tabakasının, üzerinde yer aldığı yumuşak zemini güçlendirdiği ve taşıma kapasitesini arttırdığı belirtilmiştir [3]. Sobhanmanesh ve diğ. (2015) ise MC malzeme modeli ile tanımladıkları yumuşak kil zemin üzerinde yer alan kabuk tabakasının maksimum dolgu yüksekliği üzerindeki etkisini yapmış oldukları iki ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizleri ile araştırarak, kabuk tabakasının temel zeminin dayanımını arttırdığını ve inşa edilecek olan dolgunun yüksekliğini %37'ye varan oranlarda arttırdığını göstermişlerdir [4]. Yukarıda da bahsedildiği gibi geoteknik uygulamalarında karşılaşılan birçok vakada, yapılar farklı rijitlik özelliklerine ve farklı kalınlıklara sahip olan tabakalanmış zeminler üzerine inşa edilmektedirler. Bu bağlamda, yapılan çalışmalar değerlendirildiğinde, Meyerhof (1963) killi bir zemin üzerinde yer alan sıkı kum şeklinde tabakalanmış zemin profili için taşıma gücü değerinin elde edilmesinde temeller için modifiye taşıma gücü faktörleri önermiş [5], Madhav ve Sharma (1991) sert bir zemin veya kabuk altında yer alan yumuşak kil zemin şeklinde tabakalanmış zemin profilinde yumuşak kilin yük taşıma kapasitesinin temel genişliği oranında sürşarj gerilmesi olarak dağıtıldığını hesaba katarak tahmin etmiş ve taşıma gücündeki artışı sürşarj gerilmesinin dağılımı ve büyümesinin bir fonksiyonu olarak ifade edilmiştir [6]. Conte ve Dente (1993) temellerde meydana gelen oturmalar üzerinde, farklı kalınlıkta bulunan yumuşak veya sert zeminlerin etkisini araştırmak için oturma analizleri yapmış ve tabakalı zeminlerin varlığının, gerilme ve deformasyon alanlarının konumunu ve dağılımını değiştirdiğini göstermiştir [7, 8]. Tabakalanmış zeminler için yapılmış olan literatür çalışmaları değerlendirildiğinde genellikle yüzeysel temel yüklerine tabi zemin profillerinin incelendiği görülmüş, tabakalanmış zeminler üzerinde yer alan dolgulara dair detaylı analizler bulunmadığı tespit edilmiştir. Homojen zemin ortamı üzerine inşa edilen dolguların göçme durumları incelendiğinde ise, göçme davranışında hem dolgu malzemesinin hem de dolgu altı temel zemininin özelliklerinin etkisi bulunduğu görülmektedir. Bu sebeple, yapılacak olan bir yol dolgusu projesinin analizinde, gerilme ve deformasyonların derinliği, yayılımı ve nihai taşıma gücü üzerinde temel zeminlerinin tabakalanma özelliklerinin çok etkili olduğu göz ardı edilmemelidir. Bildiri kapsamında, farklı tabaka kalınlıklarına ve rijitlik değerlerine sahip olan tabakalanmış kil zeminler değişik malzeme modelleri ile tanımlanarak, üzerinde yer alan dolguların göçme mekanizmalarının şekilleri, deformasyon oranları ve deformasyon dağılım bölgeleri ile dolgunun göçmeden inşa edilebileceği güvenli yükseklik değerleri araştırılmıştır. Ayrıca düşey/yatay mesafe oranları 1/1, 2/3, 1/2 değerinde olan şev eğimlerinin tabakalanmış zeminler üzerinde yer alan dolguların stabilitesi ve kritik yükseklik değerleri üzerindeki etkileri de analiz edilmiştir. Yumuşak zeminler üzerine inşa edilen dolgularda, gerek zati ağırlık gerekse dik şevlerde oluşan kayma etkileri sebebi ile dolgu içindeki stabilitenin bozulmasını önlemek ve oluşacak deformasyonları azaltmak için geosentetik donatı kullanımı her geçen gün daha da yaygınlaşmaktadır. Yumuşak kil zeminlerde granüler dolgu tabakası ve geogrid donatı serilerek yapılan iyileştirmeler konusunda son yıllarda literatürde sayısal, deneysel ve teorik birçok çalışmaya rastlanmaktadır (Kasim vd. 2013 [9], Borges ve Cardoso 2001 [10], Vashi vd. 2013 [11], Karagül 2007 [12], Çiçek ve Güler 2014 [13], İncecik vd. 2006 [14]). Tüm bu literatür çalışmaları değerlendirildiğinde; genellikle homojen zemin tabakaları üzerinde yer alan dolguların farklı donatılardırma durumları ile iyileştirilmesi sonucu dolgu içindeki stabilite durumlarının değerlendirilmekte olduğu görülmüştür. Tabakalanmış zeminler üzerinde yer alan dolgulara dair detaylı analizleri içeren çalışmalara rastlanmamıştır. Tabakalanmış zeminler için yapılmış olan literatür çalışmaları değerlendirildiğinde ise genellikle yüzeysel temel yüklerine tabi zemin profillerinin incelendiği görülmüş olup, tabakalanmış zeminler

üzerinde yer alan dolgulara dair detaylı analizler bulunmadığı tespit edilmiştir. Bu sebeplerle bu bildiri kapsamında, yumuşak killerin alt veya üst tabakada farklı kalınlıklarda yer aldığı tabakalanmış temel zeminleri ele alınarak; üzerlerine inşa edilebilecek olan güvenli dolgu yüksekliği değerleri araştırılmıştır. Söz konusu analizler için i) yumuşak kil (YK)-sert kil (SK) ve ii) sert kil (SK)-yumuşak kil (YK) şeklinde farklı iki rijitlikte kil katmanından oluşan ancak değişken tabaka kalınlıklarına sahip zemin profilleri belirlenmiştir. Ayrıca farklı malzeme modellerinin (i-Mohr Coulomb (MC), ii-Pekleşen Zemin (HS), iii- Yumuşak Zemin (SS)) farklı temel zemini profilleri üzerindeki etkisi tüm yapım süreci boyunca tek kademe yükleme için modellenerek takip edilmiştir. Her bir zemin profili için göçmeye sebep olan yük değerine karşılık gelen dolgu yüksekliği de yapılan dolgunun maksimum yüksekliği olarak elde edilmiştir. Dolguların şev eğimleri 1/1, 2/3, 1/2 olacak şekilde üç farklı eğim değeri uygulanarak, şev eğiminin sistem stabilitesine olan etkisi de araştırılmıştır. Çalışma kapsamında, geotekstil malzeme ile yapılan iki uygulamaya da yer verilmiş olup, i- dolgu/temel zemini ara yüzeyine serilen geotekstil malzeme (G1) ii-dolgu/temel zemini ara yüzeyi ve dolgu kritik yüksekliğinin yarısına serilen geotekstil malzeme (G2) ile güvenli inşa edilebilecek dolgu yüksekliği değerleri elde edilmiştir. Çalışmanın sonucunda, donatısız (D), tek donatılı (G1) ve çift donatılı (G2) olarak inşa edilen sistemlerin analizinden elde olunan kritik dolgu yüksekliği değerleri karşılaştırmalı bir şekilde malzeme modellerine ve değişken şev eğimlerine bağlı olarak sunulularak detaylı bir parametrik çalışma ile zemin-yapı bütünlük sisteminin davranışına ışık tutmak amaçlanmıştır.

2. DOLGUNUN VE TEMEL ZEMİNİNİN GEOMETRİK VE GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

Tabakalanmış kil zeminler üzerine inşa edilecek olan yol dolgularında kritik yükseklik değerlerinin belirlenmesi amacı ile yapılan çalışma kapsamında kil zeminlerin rijitlik durumlarına bağlı olarak iki farklı zemin profili değerlendirmeye alınmıştır (Şekil 1). Zemin profillerinin killerin rijitlik durumlarına göre ikiye ayrılmasının yanı sıra; üst tabaka kalınlıkları 1, 3, 5, 10, 20, 30, 40, 60, 80 metre olacak şekilde seçilerek farklı tabakalanma durumları için analizler yapılmıştır. Analiz için yapılan modellemelerde zemin ortamının toplam tabaka kalınlığı 120 m olacak şekilde seçilmiştir. Çalışmalarda kullanılan yolun geometrik kesiti ve geotekstil ile iyileştirme çalışmalarının uygulama detayları Şekil 1’de verilmiş olup inşa edilecek dolgunun şev eğimi, düşey/yatay oranını temsil edecek şekilde, 1/1, 1/2, 2/3 olarak üç farklı eğimde koordinatlandırılarak sayısal analiz programına tanımlanmıştır. Yol dolgusunun taban genişliği 84 metredir ve platform genişliği inşa yüksekliğine bağlı olarak değişmektedir. Dolgu simetriktir dolayısı ile sayısal analiz programında sistemin yarısı değerlendirmeye alınmış, simetri eksenindeki yatay deplasmanlar ve su akışı sınır elemanları ile engellenmiştir. Zemin profilinde yeraltı su seviyesi zemin üst yüzünden 1 m aşağıdadır.



Şekil 1. Zemin Profilleri ve Karayolu Geometrik Kesiti

Çalışmada kullanılan geotekstil malzemenin EA aksenal rijitlik değeri olarak 2400 kN/m kullanılmıştır. Tabakalanmış zemin durumunun dolgunun güvenli yüksekliği ve dolgu stabilitesi üzerindeki etkisi, birbirine zıt rijitlik özelliğine sahip kil tabakalarının iki farklı artarda sıralama durumu için araştırılmıştır. Parametre seçiminde literatürden geniş ölçüde yararlanılmıştır. Yol dolgusunun geoteknik özellikleri için, Tablo 1’de verilen kayma mukavemeti parametrelerinde s_u -SPT- N_{60} * değişiminden Bowles (1996) [15] ve Sivrikaya (2009) [16]’dan, Poisson oranı ve birim hacim ağırlıkları için Bowles (1996)’dan zemin türüne göre, permeabilite katsayıları için USCS’deki zemin granülometrisinden faydalanılmıştır [17]. Temel zemininin geoteknik özelliklerinin belirlenmesinde ise, Surarak (2010) ve Likitersuang (2013)’ın çalışmalarından faydalanarak yumuşak ve sert Bangkok kili için Mohr Coulomb (MC), pekleşen zemin (HS) ve yumuşak zemin (SS) malzeme modellerine göre laboratuvar ve arazi deneylerinden kalibre edilerek sayısal analizlere uyarlanan değerler kullanılmıştır [18, 19]. Surarak ve Likitersuang çalışmalarında, Bangkok’ta inşa edilmekte olan metro projeleri kapsamında yapılan sonlu elemanlar analizlerine yer vermişlerdir. İncelemelerinde amaçlanan, ölçülen zemin koşullarının yapısal zemin modellerine uygulanabilirliğinin denetlenmesidir. Kullanılan geoteknik parametreler yeraltı inşaatı çalışmaları kapsamında yapılan zemin etütlerindeki laboratuvar çalışmaları derlenerek elde edilmiştir. Üç eksenli basınç deneyi ile ödometre deneylerini Plaxis sonlu elemanlar programında modelleyerek başlangıç zemin koşulları olarak etütlerden derlenen parametreleri tanımlamışlardır. Sayısal analizlerin sonucunda elde ettikleri parametrelerin farklılığı; basitleştirilen yapısal geometriler, sınır koşullarının tanımlanması, başlangıçtaki zemin koşullarının tanımlanması, zemin ağırlığının oluşturulması ve zemin davranışının oluşturulmasına yarayan zemin modelinin seçilmesi vb. gibi birçok etkene bağlanmıştır. Bu sebeple tüm sonlu elemanlar analizleri arazi ölçüm sonuçları ile karşılaştırılarak doğrulukları denetlenmiştir [19, 20]. Bahsi geçen çalışmalarda tanımlanan parametreler derlenerek Tablo 1’de MC, HS, SS malzeme modelleri için bildiri kapsamında kullanılacak olan parametreler özetlenmiştir.

Tablo 1. Temel Zemini ve Yol Dolgusunun Geoteknik Özellikleri

Zemin türü	Malzeme Modeli	Drenaj Çeşidi	γ (kN/m ³)	E(kPa)	ν	c'(kPa)	ϕ (°)	s_u (kPa)	k(m ³ /gün)
Deneme Dolgusu	MC	Drenajlı	20	90000	0,35	8	30	-	0,6
Yumuşak Kil	MC	Drenajsız	16,5	10000	0,4	-	-	20	0,15
Sert Kil	MC	Drenajsız	19,5	40000	0,4	-	-	80	0,248
Kaya	MC	NP	21	-	0,2	1	40	-	-

Zemin türü	Malzeme Modeli	Drenaj Çeşidi	γ (kN/m ³)	E _{50ref} (kPa)	E _{oedref} (kPa)	E _{urref} (kPa)	ν_{ur}	c'(kPa)	ϕ (°)	k(m ³ /gün)
Yumuşak Kil	HS	Drenajsız	16,5	800	610	1600	0,2	1	23	0,15
Sert Kil	HS	Drenajsız	19,5	8500	9000	30000	0,2	25	26	0,248

Zemin türü	Malzeme Modeli	Drenaj Çeşidi	γ (kN/m ³)	λ^*	K^*	v_{ur}	c' (kPa)	ϕ' (°)	k (m/gün)
Yumuşak Kil	SS	Drenajsız	16,5	0,12	0,02	0,2	1	23	0,15
Sert Kil	SS	Drenajsız	19,5	0,045	0,009	0,2	25	26	0,248

3. SAYISAL MODELLEME, PARAMETRİK ANALİZLER VE DEĞERLENDİRMELER

Plaxis (2D) programında tabakalanmış zeminler üzerinde yer alan yol dolgularının çözümlenmesi için sistem sınırları Şekil 1’de gösterildiği gibi dolgu taban genişliğinin üç katı oranında seçilerek, sınır koşullarının sistem davranışı üzerindeki etkisi azaltılmaya çalışılmıştır. Analizler drenajsız olarak yapılmış olup, dolgunun ani yüklenmesi durumunda göçmeden ulaşabileceği maksimum yükseklik değeri kritik yükseklik değeri olarak tanımlanmıştır. Tablo 2’de çalışma kapsamında değişken parametreler kullanılarak yapılan 1620 adet analiz sonucunda elde edilen kritik yükseklik değerleri incelendiğinde; dolgu inşasında ulaşılacak olan kritik yükseklik değerini etkileyen parametrelere ve sistem davranışına dair aşağıdaki genel değerlendirmeler yapılabilmektedir:

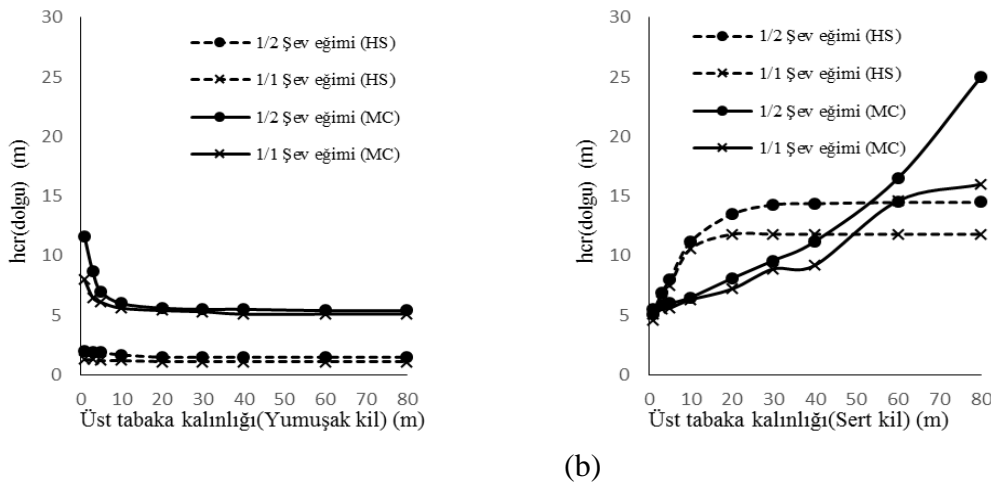
Dolgunun güvenli yüksekliğinin bulunması için, dolgu üzerine yük ilave edildikçe yumuşak zemin tabakası sıkışmakta ve yanlara doğru akmaya çalışmaktadır. Bunun sonucunda yatay yönde kayma deplasmanları oluşmaktadır.

Herhangi bir tip tabakalanma durumunda göçmeye sebep olan maksimum yükseklik kritik yükseklik olarak tanımlanmıştır.

İnşa edilen dolgu MC malzeme modeli ile tanımlanmış böylece dolgu zemini ile temel zemini arasındaki etkileşim hesaba katılabilmektedir. Bu çalışmada amaç temel zemininin yapılanma ve tabaklanmasının dolgu-zemin göçme davranışı üzerindeki etkisini araştırmaktır. Yapılan analizlerde dolgu içerisindeki göçmelerin de etkili olması durumunda hangi etkinin daha fazla rol oynadığını belirlemek mümkün olmayabilecektir. Bu yüzden, temel zemininin etkisinin daha net gözlemlenebilmesi için, dolgunun malzeme özellikleri kendi içerisinde herhangi bir sebeple göçme oluşmayacak düzeyde iyi olarak seçilmiştir. Yapılan analizlerde seçilen malzeme özelliklerinin doğal sonucu olarak, şev eğimindeki değişimin dolgu kritik yüksekliği üzerindeki etkisi diğer değişken parametrelere göre düşük seviyede bulunmuştur. Şev eğiminin artması ile gerek yumuşak zeminin üst tabakada gerekse alt tabakada tanımlanması durumlarında, ulaşılacak dolgu yüksekliği değeri azalma göstermiştir.

Bu bildiri kapsamında yapılan analizlerde elde edilen kritik yükseklik değerlerinin zemin tabakalanma sırası ve tabakaların kalınlığından büyük ölçüde etkilendiği görülmüştür. Bu sonuç genel davranış tanımı olarak geçerli olmakla birlikte elde edilen kritik yükseklik değerlerinin seçilen malzeme modelinden de büyük ölçüde etkilendiği belirlenmiştir. Bu durum, modeller arasında davranışı tanımlamak bakımından önemli farklılıkların bulunmasının sonucudur. Mohr Coulomb modeli zemin davranışını tanımlamakta kullandığı mukavemet ve rijitlik parametreleriyle gerilme ve deformasyona dayalı bir analiz modeli değildir ve bu yapısıyla daha basit ve genel bir yaklaşım seviyesindedir. Herhangi bir problemin öncül analizleri için daha uygundur, fakat problemin gerilme ve deformasyon davranışını gerçekçi bir şekilde takip etmek için daha gelişmiş seviyedeki HS veya SS modelleri tercih edilmelidir. Pekleşen zemin modelinde (HS) zemin rijitliği gerilme seviyesine bağlı olarak ve farklı yükleme ve boşaltma durumları için farklı rijitlik parametreleri ile tanımlanmaktadır, böylece deformasyon hesapları çok daha gerçekçi olarak yapılabilmektedir. Aynı şekilde yumuşak zemin modeli (SS) Kritik Durum Zemin Mekanikliği

çerçevesine oturtulmuş Cam kili tipi zemin modelidir. Yumuşak zeminin gerilme deformasyon davranışını tanımlamak bakımından güçlü bir modeldir. Bu bildiri elde edilen sonuçlarda, söz konusu model farklılıklarının etkisi belirgin bir biçimde görülmüştür. Seçilen profilin farklı rijitlikteki tabakalardan oluşması ve bu tabakaların kalınlığının değişken olması durumunda farklı modellerin yukarıda tanımlanan yaklaşımlarının etkisini de Tablo 2’de görüldüğü gibi anlamlı bir biçimde yansıtmıştır. Tablo 2’de çok fazla değişken ile çalışılmış olup söz konusu değişkenler arasında kurulabilecek çok fazla sayıda ilişki mevcuttur. Tablodaki veriler birçok grafikte veya değerlendirme ile ifade edilebilir. Bildirideki yer kısıtı sebebi ile elde edilen sonuçların anlamlı bir şekilde ilişkilendirilebilmesi bakımından, tablodan davranışı yansıtacak bazı tipik eğim ve malzeme modeli durumları seçilerek üst tabakada yumuşak zemin veya sert zemin bulunması etkisi, zemin modeli etkisi, şev eğiminin etkisi, dolgu donatısı etkisi grafiklerle görsel olarak ifade edilmeye çalışılmıştır.



(b)
Şekil 2. Üst Tabakanın (a) Yumuşak Kil (b) Sert Kil Olması Durumunda Tabaka Kalınlığının, 1/1 ve 1/2 Şev Eğiminde MC ve HS Malzeme Modellerinde, Dolgu (D) Kritik Yüksekliği Değerleri Üzerindeki Etkisi

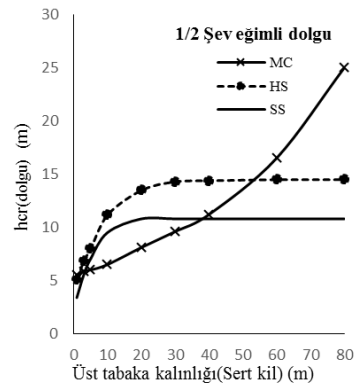
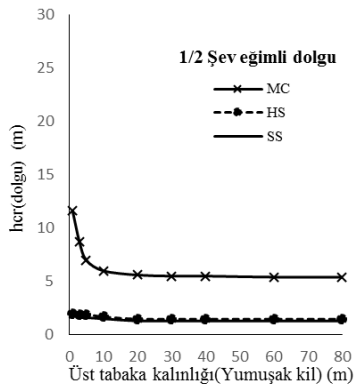
Şekil 2(a)’da üst tabakanın yumuşak kil olması durumunda kritik dolgu yüksekliğinin 1/1 ile 1/2 şev eğimi ve MC ile HS malzeme modeline göre değişimi verilmiştir. Grafikten de görülmektedir ki, MC malzeme modeli için yapılan analizlerde şev eğiminin artması yumuşak kil tabakası kalınlığının yaklaşık olarak 10 metre kalınlığına kadar, kritik dolgu yüksekliğini azaltmış olup söz konusu kalınlıktan fazla yumuşak zemin mevcudiyeti dolgu yüksekliğini şev eğimi değişse bile fazla oranda etkilememektedir. HS malzeme modelinde yapılan analizlerde ise şev eğimi değişimi kritik dolgu yüksekliğini önemsenmeyecek kadar az etkilemektedir. Ayrıca MC malzeme modeli ile yapılan analizlerden elde edilen kritik dolgu yüksekliği değeri HS malzeme modeli ile yapılan analizlerden elde edilenlerden bir kaç kat yüksek çıkmıştır. Bunun sebebi HS modelde gerilme durumuna ve plastik bölgede rijitlik azalışına bağlı olarak deformasyonların hesaplanabilmesi ve böylece deformasyonlara dayalı olarak göçmeye varan davranışın takip edilebilmesidir. Şekil 2(b)’de ise üst tabakanın sert kil olması durumunda kritik dolgu yüksekliğinin 1/1 ile 1/2 şev eğimi ve MC ile HS malzeme modeline göre değişimi verilmiştir. Üst tabakanın yumuşak zemin olmasından farklı olarak bu durumda, sert tabaka kalınlığının artması ile dolgu yüksekliği MC malzeme modelinde sürekli olarak artmaktadır. HS malzeme modelinde ise üstte yer alan sert zemin tabakası kalınlığının yaklaşık olarak 15 m değerinden sonra ulaşılacak maksimum dolgu yüksekliği değeri sabit kalmaktadır. Bu bulgular da HS modelde gerçekçi

bir şekilde değerlendirilebilen deformasyon etkisinden kaynaklanmaktadır. Çünkü sert kil tabakasının küçük kalınlık değerlerinde gerilme etkisi yumuşak tabakaya da transfer edilebilmekte ve deformasyonlar alttaki yumuşak zemin tabakası içinde yoğunlaşmaktadır. Altındaki tabakaya aktarılan gerilme artışı değerleri artan kabuk tabakası kalınlığına bağlı olarak azaldıkça, alttaki yumuşak tabakada azalan deformasyonların kritik yüksekliği etkileme seviyesi düşmektedir. Kabuk tabakası kalınlığı 15 metreye ulaştığında ise (bu problemde tanımlanan gerilme seviyeleri için geçerli olmak koşuluyla) temel zemini görevini esas olarak sert tabaka üstlenmektedir. Yukarıda anlatılan davranışlar Şekil 3(a)'da üst tabakanın yumuşak kil olması durumu için Şekil 3(b)'de üstteki tabakanın sert kil olması durumu için, grafiklerle de sabit şev eğiminde malzeme modelinin etkisini betimleyecek şekilde gösterilmiştir.

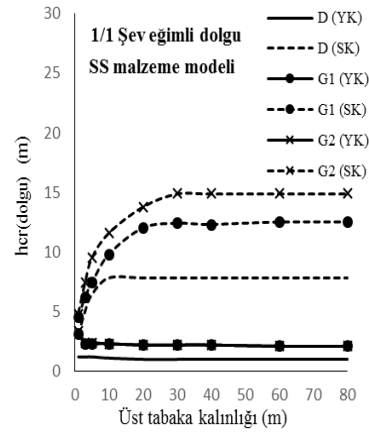
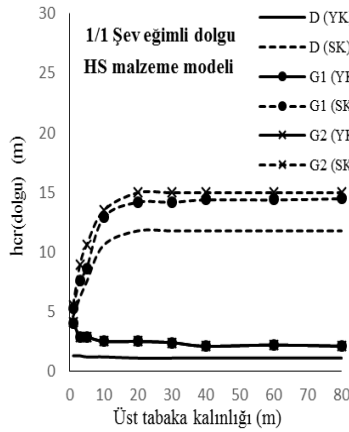
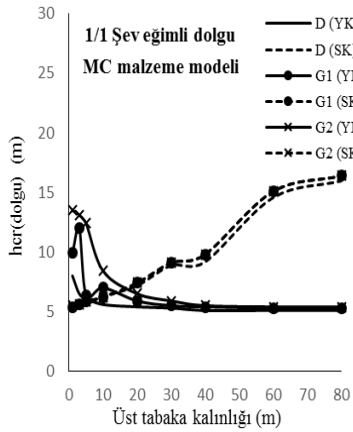
Tablo 2. Farklı Temel Zemini Tabakalanma Durumları, Farklı Malzeme Modelleri İle Farklı Eğimlerdeki Donatısız (D) ve Donatılı (G1,G2) Dolgular için Elde Edilen Kritik Yükseklik Değerleri

	Üst tabaka kalınlığı (m)	MC			HS			SS		
		Dolgu (D)	Geotekstil Uygulaması 1/(G1)	Geotekstil Uygulaması 2/(G2)	Dolgu (D)	Geotekstil Uygulaması 1/(G1)	Geotekstil Uygulaması 2/(G2)	Dolgu (D)	Geotekstil Uygulaması 1/(G1)	Geotekstil Uygulaması 2/(G2)
1/1 ŞEV EĞİMİ	Yumuşak kil	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)
	1	8	9,9	13,5	1,3	4	4,1	1,2	3,1	3,4
	3	6,5	12	13,1	1,3	2,9	2,9	1,2	2,3	2,4
	5	6,1	6,4	12,4	1,2	2,9	2,9	1,2	2,3	2,4
	10	5,6	7	8,4	1,2	2,5	2,5	1,1	2,3	2,3
	20	5,4	5,9	6,5	1,1	2,5	2,5	1	2,2	2,2
	30	5,3	5,5	5,9	1,1	2,4	2,4	1	2,2	2,2
	40	5,1	5,4	5,5	1,1	2,1	2,1	1	2,2	2,2
	60	5,1	5,3	5,4	1,1	2,2	2,2	1	2,1	2,1
	80	5,1	5,3	5,4	1,1	2,1	2,1	1	2,1	2,1
	Sert kil	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)
	1	5,1	5,4	5,5	4,6	5,3	5,5	3	4,5	4,8
	3	5,5	5,6	5,6	6,2	7,6	8,9	5	6,2	7,4
	5	5,6	5,9	5,9	7,5	8,6	10,6	6,4	7,4	9,5
	10	6,3	6,2	6,2	10,6	12,9	13,5	7,8	9,8	11,6
	20	7,2	7,4	7,4	11,8	14,2	15	7,8	12	13,8
	30	8,9	9,1	9,1	11,8	14,2	15	7,8	12,4	14,9
	40	9,2	9,8	9,8	11,8	14,4	15	7,8	12,3	14,9
60	14,6	15,1	15,1	11,8	14,4	15	7,8	12,5	14,9	
80	16	16,4	16,4	11,8	14,5	15	7,8	12,5	14,9	
2/3 ŞEV EĞİMİ	Yumuşak kil	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)
	1	9,6	10,6	11,9	1,4	5,9	5,9	1,3	3,5	3,6
	3	7,7	12,6	12,6	1,4	3,4	3,4	1,3	2,5	2,5
	5	6,5	11,1	13,1	1,3	3	3	1,3	2,5	2,5
	10	5,9	7,6	7,8	1,3	2,7	2,7	1,1	2,5	2,5
	20	5,5	6,6	6,6	1,2	2,7	2,7	1,1	2,4	2,4
	30	5,4	5,7	5,7	1,2	2,7	2,7	1,1	2,4	2,4
	40	5,3	5,5	5,5	1,2	2,5	2,5	1,1	2,4	2,4
	60	5,3	5,1	5,1	1,2	2,5	2,5	1,1	2,2	2,2
	80	5,3	5,1	5,1	1,2	2,3	2,3	1,1	2,2	2,2
	Sert kil	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)
	1	5,3	5,6	5,6	5	5,9	5,9	3,2	4,8	4,9
	3	5,7	5,8	5,8	6,7	8,4	8,4	5,4	6,3	6,9
	5	6	5,9	5,9	7,8	9,8	9,8	6,9	7,6	7,8
	10	6,3	6,2	6,2	10,9	13,3	13,3	9	11,2	11,8
	20	7,6	8	8	13,1	16	16	9,2	12,4	12,6
	30	9,2	9,1	9,1	13,1	16,2	16,2	9,4	12,4	12,6
	40	11,3	11,1	11,1	13,1	16,5	16,5	9,4	12,6	12,9
60	16,2	16,6	16,6	13,1	16,5	16,5	9,4	12,6	12,9	
80	24	24	24	13,1	18	18	9,4	13	13,1	
1/2 ŞEV EĞİMİ	Yumuşak kil	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)
	1	11,6	12,3	12,9	2	8,4	9,6	1,8	5,2	5,7
	3	8,7	12,8	14	1,9	3,5	3,8	1,6	2,8	2,8

5	7	12,5	13,4	1,9	3,3	3,3	1,6	2,8	2,8
10	6	7,8	7,9	1,7	3,3	3,3	1,5	2,8	2,8
20	5,6	6,7	6,7	1,5	2,9	2,9	1,3	2,6	2,6
30	5,5	6,2	6,2	1,5	2,9	2,9	1,3	2,6	2,6
40	5,5	5,4	5,4	1,5	2,9	2,9	1,3	2,6	2,6
60	5,4	5,4	5,4	1,5	2,9	2,9	1,3	2,3	2,4
80	5,4	5,3	5,3	1,5	2,8	2,9	1,3	2,2	2,4
Sert kil	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)	hcr(D)	hcr(G1)	hcr(G2)
1	5,5	5,9	6,2	5,1	6	6,3	3,4	5,2	5,4
3	5,9	6	6	6,9	8,5	8,9	5,5	6,8	7,3
5	6	6,1	6,1	8	11,4	11,6	7	8,4	8,9
10	6,5	6,5	6,5	11,2	13,9	13,9	9,5	12	12,4
20	8,1	8,4	8,4	13,5	18,4	18,4	10,8	17,3	17,6
30	9,6	9,4	9,4	14,3	19,6	19,6	10,8	18,1	18,6
40	11,2	11,4	11,4	14,4	19,8	19,8	10,8	18,1	19
60	16,5	16,9	16,9	14,5	20	20	10,8	18,2	19
80	25	25	25	14,5	20	20	10,8	18,5	19



(a) (b)
Şekil 3. Üst Tabaka (a) Yumuşak Kil (b) Sert Kil Olması Durumunda Tabaka Kalınlığının ve Malzeme Modelinin, 1/2 Sabit Şev Eğiminde, Kritik Yükseklik Üzerindeki Etkisi



(b) (c)
Şekil 4. 1/1 Sabit Şev Eğiminde, (a)MC (b)HS (c)SS Malzeme Modellerinde, Üst Tabaka Kalınlığının Donatısız (D) ve Donatılı (G1,G2) Dolguların Kritik Yüksekliği Üzerindeki Etkisi

Şekil 4 (a, b, c)'de aynı (1/1) şev eğimindeki dolgu inşaatlarının üst tabakada sert veya yumuşak kilin yer aldığı zeminler üzerine donatısız (D), sadece dolgu tabanına yerleştirilen geosentetik örtüyle donatılı (G1), tabanda ve dolgu orta seviyesinde donatılı (G2) olarak

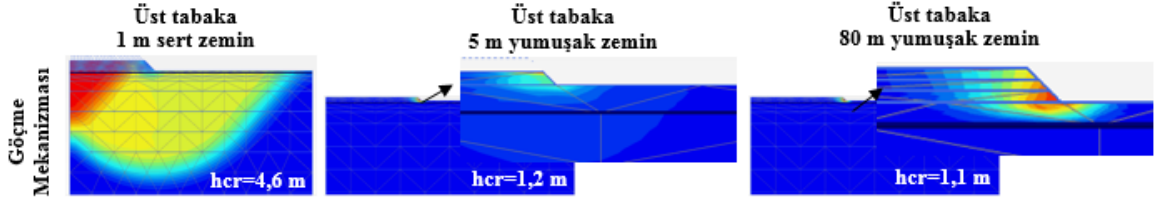
yapılması durumlarında elde edilen kritik yükseklik değerleri üst tabaka kalınlığına bağlı olarak grafikler şeklinde sunulmuştur. Şekil 4(a) incelendiğinde, üst tabakanın yumuşak kil olması durumunda en fazla kritik yükseklik değerine çift donatılı güçlendirme ile en ince yumuşak tabaka kalınlığında ulaşıldığı ve tabaka kalınlığı arttıkça D, G1, G2 uygulamalarının her üçü için de 20 metre kalınlığından sonra inşa edilebilecek kritik dolgu yüksekliğinin aynı olduğu görülmektedir. Üst tabakanın sert kil olması durumunda ise güçlendirme etkisinin kritik dolgu yüksekliği üzerinde kayda değer bir etkisinin bulunmadığı, üst tabakadaki sert kil kalınlığının artması ile her üç uygulamada da aynı oranda yükseklikte artış meydana geldiği söylenebilmektedir. Şekil 4(b)'de üst tabakanın yumuşak kil olması durumunda geotekstil malzeme ile güçlendirmenin dolgu yüksekliğini belirli bir oranda etkilediği ancak tek veya çift donatı kullanılması durumunda kritik dolgu yüksekliği açısından farklılık yaratmadığı görülmektedir. Üst tabakanın sert kil olması durumunda ise güçlendirme uygulamasının kritik dolgu yüksekliği üzerinde arttırıcı bir etkisi olduğu ancak yine tek veya çift donatılandırmanın etkisinin az olduğu belirlenmektedir. Şekil 4(c)'de üst tabakanın sert kil olması durumunda güçlendirme uygulamalarının tek veya çift donatılı olarak yapılmasının kritik yükseklik üzerindeki etkisi açıkça görülmektedir.

Tablo 3. Üst Tabakanın 80 m Yumuşak Kil veya 1 m Sert Kil Olması Durumlarına Bağlı Olarak 1/1-2/3-1/2 Şev Eğimlerinde MC-HS-SS Malzeme Modelleri İçin Kritik Yükseklik Değerleri

	hcr (m)					
	MC		HS		SS	
	80 m yumuşak kil	1 m sert kil	80 m yumuşak kil	1 m sert kil	80 m yumuşak kil	1 m sert kil
1/1 Şev eğimi	5,1	5,1	1,1	4,6	1	3
2/3 Şev eğimi	5,3	5,3	1,2	5	1,1	3,2
1/2 Şev eğimi	5,4	5,5	1,5	5,1	1,3	3,4

Tablo 3'de üst tabakanın 80 metre kalınlığındaki kil zeminden oluşması veya 1 metre kalınlığındaki sert kilden oluşması durumları için farklı şev eğimleri ve malzeme modellerinde elde edilen kritik yükseklik değerleri verilmiştir. Söz konusu tablolaştırmanın amacı; zemin yüzeyinde belirli bir kalınlıkta bulunan kabuk tabakasının, zeminin dayanımı ve kritik dolgu yüksekliği üzerindeki etkisinin araştırılmasıdır. Verilen kritik yükseklik değerleri incelendiğinde, MC malzeme modeli için her iki tabakalanma durumunda ve farklı şev eğimlerinde elde edilen analiz sonuçları yaklaşık olarak aynıdır. HS ve SS ile yapılan analizlerde ise yumuşak zemin yüzeyinde bulunan 1 m kalınlığındaki kabuk tabakasının etkisi açık bir şekilde görülmektedir. Zemin üst yüzeyinde bulunan 1 metre kalınlığındaki sert kil tabakası temel zemininin taşıma gücünü ve kayma dayanımını arttırarak, inşa edilebilecek olan dolgu yüksekliğini HS malzeme modelinde 3-4, SS malzeme modelinde ise 2-3 kat oranında fazlalaştırmaktadır. Bu sonuçlar göstermektedir ki, zemin yüzeyinde bulunan kabuk tabakası sistem stabilitesi üzerinde pozitif bir etkiye sahip olmakla birlikte kabuk tabakasının kalınlığı inşa edilebilecek dolgu yüksekliği ile doğru orantılı bir ilişkiye sahiptir. Kabuk tabakasının zemin-yapı davranışına etkisinin doğrudan gözlemlenebilmesi

amacı ile Şekil 5’de, HS malzeme modeli için 1/1 şev eğiminde, üst tabakanın 80 metre yumuşak kilden oluşması ve 1 metre sert kilden oluşması durumları için elde edilen göçme mekanizmaları, toplam-yatay-düşey deplasman konturları ve değerleri karşılaştırmalı bir şekilde verilmiştir.



Şekil 5. Üst Tabakanın 1 m Sert Kil, 5 m Yumuşak Kil ve 80 m Yumuşak Kil ve Olması Durumlarına Bağlı Olarak 1/1 Şev Eğiminde HS Malzeme Modelinde Oluşan Göçme Mekanizmaları

Şekil 5’den de görülmektedir ki yumuşak zemin yüzeyinde bulunan 1 metre kalınlığındaki kabuk tabakası dolgu yüklerini altta bulunan yumuşak zemin tabakası içerisine hapsederek bu tabaka içerisinde daha geniş alana yayılmasını dağılmasını sağlamakta, bu yolla, oluşan toplam, yatay, düşey deplasman değerlerini de azaltmaktadır (Tablo 4).

Tablo 4. Üst tabakanın 1 m sert kil ve 80 m yumuşak kil ve olması durumlarına bağlı olarak 1/1 şev eğiminde HS malzeme modelinde hesaplanan toplam, yatay ve düşey deplasman değerleri

1/1 Şev eğimi	HS malzeme modeli	
	1 m sert kil	80 m yumuşak kil
Toplam deplasman (m)	0,9717	1,567
Yatay deplasman (m)	0,3853	1,565
Düşey deplasman (m)	0,4336	0,4888

4. SONUÇLAR

Bu bildiride, farklı rijitlik özelliklerine sahip kil zeminlerin değişik tabakalanma durumlarında üzerlerinde yer alan değişken şev eğimine sahip donatısız ve geosentetik donatılı yol dolgularının drenajsız koşullarda göçmeden inşa edilebileceği maksimum yükseklik değeri araştırılmıştır. Analizlerde Plaxis sonlu elemanlar bilgisayar programı kullanılarak iki boyutlu çalışılmış ve eksenel simetrik koşullarda modelleme gerçekleştirilmiştir. Bu analizler ışığında aşağıdaki sonuçlara ulaşılabilmektedir:

Analizlerde seçilen dolgu malzemesinin geoteknik özelliklerine bağlı olarak şev eğimlerindeki değişimin dolgu kritik yüksekliği üzerindeki etkisi diğer değişken parametrelere göre düşük seviyede bulunmuştur. Şev eğiminin artması ile gerek yumuşak zeminin üst tabakada gerekse alt tabakada tanımlanması durumlarında, ulaşılabilecek dolgu yüksekliği değeri azalma göstermiştir.

Mohr Coulomb modeli zemin davranışını tanımlamakta kullandığı mukavemet ve rijitlik parametreleriyle gerilme ve deformasyona dayalı bir analiz modeli değildir ve bu yapısıyla daha basit ve genel bir yaklaşım seviyesindedir, problemin gerilme ve deformasyon davranışını gerçekçi bir şekilde takip etmek için daha gelişmiş seviyedeki HS veya SS modelleri tercih edilmelidir. Bu bildiride elde edilen sonuçlarda, söz konusu model farklılıklarının etkisi belirgin bir biçimde görülmüştür. MC malzeme modelinden elde edilen yükseklik değerleri ile HS ve SS modellerinden elde edilen kritik yükseklikler arasında 2-4 kata varan oranlarda farklılık gözlenmiştir.

MC malzeme modeli ile yapılan analizlerde yumuşak zeminin üst tabakada bulunduğu zemin profillerinde, tabaka kalınlığının 15-20 metre değerine kadar inşa edilebilecek olan dolgu yüksekliği değeri azalırken, bu kalınlıktan sonra sabit kalmaktadır.

MC malzeme modelinde sert zeminin üstte bulunduğu tabakalanma durumları için yapılan değerlendirmelerde tabaka kalınlığı arttıkça elde edilebilen kritik dolgu yüksekliği değeri de sürekli artmaktadır.

MC malzeme modelinde tek ve çift donatılı olarak inşa edilen dolguların inşa edilebileceği kritik yükseklik değerleri incelendiğinde ise, dolgunun yumuşak zemin üzerinde yer alması durumunda üst tabaka kalınlığının 20 metreye kadar varan değerlerinde donatılma çalışmalarının kritik yükseklik değerini arttırdığını ancak 20 metreden daha kalın olan yumuşak tabaka üzerine inşa edilen dolgulara donatılmanın dolgu kritik yüksekliğini etkilemediği görülmüştür. Donatılı dolgunun sert zemin üzerine inşa edildiği durumlar incelendiğinde ise donatı eklenmesinin yükseklik üzerinde etkisi bulunmadığı belirlenmiştir. HS ve SS malzeme modelleri ile tanımlanmış yumuşak kil zeminin üst tabakada bulunduğu durumlar incelendiğinde, HS malzeme modeli ile elde edilen yükseklik değerlerinin SS malzeme modeli ile elde edilen yükseklik değerlerinden daha fazla olduğu görülmüştür.

Üstteki zemin tabakasının hem sert hem de yumuşak olması durumlarında HS ve SS malzeme modelleri kullanılarak modellenen zemin profili üzerine dolgunun donatılı olarak inşa edilmesi kritik yükseklik değerini belirgin bir şekilde etkilemektedir ancak güçlendirmede kullanılan donatı miktarının etkisi bulunmamaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] Merifield, R. S. Sloan, S. W. and Yu, H. S., “Rigorous Plasticity Solutions for the Bearing Capacity of Two Layered Clay Soils”, *Geotechnique*, Vol. 49(4), pp. 471-490, 1999.
- [2] Zhang, J. Yao, Y. Zheng, J. Zhou, C., “Centrifugal Model Test of Failure Mode and Addition Stress Distribution of a Soft Foundation with an Upper Crust”, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE)*, Vol. 19, pp. 9309-9322, 2014.
- [3] Wen, Y. Zhou, J. Jia, M., “Critical Edge Pressure of Soft Clay Foundation Considering Closure Effect and Stress Dispersion of Crust”, *Rock and Soil Mechanics*, Vol., 28(8), 2007.
- [4] Sobhanmanesh, A., Nazir, R., Saadatkah, N., “Effect of Weathered Surface Crust Layer on Stability of Muar Trial Embankment”, *Jurnal Teknologi*, Vol. 76(2), pp. 31-38, 2015.
- [5] Meyerhof, G.G., “Some Recent Research on Bearing Capacity of Foundations”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1(1), pp. 16, 1963.
- [6] Madhav, M.R. and Sharma, J.S.N., “Bearing Capacity of Clay Overlain by Stiff Soil”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 117, No. 12, pp. 1941-1948, 1991.
- [7] Conte, E. and Dente, G., “Settlement Analysis of Layered Soil Systems by Stiffness Method”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 119, No. 4, pp.780-785, 1993.
- [8] Deb, K., Dey, A. and Chandra S., “Modeling of Layered Soil System”, *First Indian Young Geotechnical Engineers Conference (IYGEC)*, 2007.

- [9] Kasim, F., Marto, A., Othman, B.A., Bakar, I., Othman, M.F., “Simulation of Safe Height Embankment on Soft Ground Using Plaxis”, International Conference on Environmental Science and Development, APCBEE Procedia, Vol. 5, pp. 152-156, 2013.
- [10] Borges, J.L. and Cardoso, A.J., “Structural Behaviour and Parametric Study of Reinforced Embankments on Soft Clays”, Computers and Geotechnics, Vol. 28, pp. 209-233, 2001.
- [11] Vashi, J.M., Desai, A.K., Solanki, C.H., “Evaluation of PET and PP Geotextile Reinforced Embankment on Soft Soil”, Procedia Engineering, Vol. 51, pp.19-24, 2013.
- [12] Karagül, B., “Yol Dolgularının Geogrid Kullanılarak İyileştirilmesi”, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 2007.
- [13] Çiçek, E. ve Güler, E., “Geosentetik ile Donatılandırılmış Şevde Donatı Uzunluğu ve Sayısının Etkisi”, Altıncı Ulusal Geosentetikler Konferansı, Boğaziçi Üniversitesi, 2014.
- [14] İncecik, M., Balkaya, M., Tunca, G., “Yumuşak-Orta Katı Kil Zemin Üzerine İnşa Edilen Yüksek Dolgulara Geosentetik Donatı Uygulanması”, İkinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, Boğaziçi Üniversitesi, 2006.
- [15] Bowles, J.E., “Foundation Analysis and Design”, New York McGraw Hill, 1996.
- [16] Sivrikaya, O. ve Toğrol, E., “Arazi Deneylemleri ve Geoteknik Tasarımda Kullanımları”, Birsen Yayınevi, 2009.
- [17] Akbay A., Z., Yaramış, M., Çinicioğlu, S.F., “Tabakalaşmış Zeminler Üzerinde Yer Alan Genişletilmiş Yol Dolgularının Nümerik Analizi”, 5. Geoteknik Sempozyumu, 2013.
- [18] Surarak, C., “Geotechnical Aspects of the Bangkok MRT Blue Line Project”, Griffith University Griffith School of Engineering, PhD thesis, 2010.
- [19] Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E., Balasubramaniam, A., “Finite Element Analysis of a Deep Excavation: A Case Study from the Bangkok MRT”, Soils and Foundations, Vol. 53(5), pp. 756-773, 2013.
- [20] Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., Guan, H., “Stiffness and Strenght Parameters for Hardening Soil Model of Soft and Stiff Bangkok Clays”, Soils and Foundations, Vol. 52(4), pp. 682-697, 2012.

ZEMİNLERİN HACİMSEL BÜZÜLME LİMİTİNİN PARAFİN KAPLAMA YÖNTEMLERİYLE BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF VOLUMETRIC SHRINKAGE LIMIT OF SOILS USING WAX COATING METHODS

Mustafa ÖZER¹

Talat Kasım YAVUZ²

ABSTRACT

Volumetric shrinkage limit of soils was widely determined by mercury method. However, ASTM D427 (2004), which is covered the mercury method, was withdrawn in 2008, since mercury is a hazardous substance for human health. Instead of the mercury method, paraffin coating method described in ASTM D4943 (2008) has been used for the determination of shrinkage limit of soils. However, paraffin coating method described in ASTM D4943 (2008) has some shortcomings that need to be developed. These can be listed as: determining density of the paraffin, the most suitable paraffin temperature and the procedure for coating the soil samples with paraffin. In this study, experimental studies for the elimination of these shortcomings were conducted. Different paraffins supplied from different locations of the Ankara and different natural soil samples taken from different locations of Ankara were used in the experiments.

Keywords: Atterberg limits, mercury, paraffin, shrinkage limit, soil.

ÖZET

Zeminlerin hacimsel büzülme limiti yaygın olarak cıva taşıma yöntemiyle belirlenmektedir. Ancak cıvanın insan sağlığına zararlı bir madde olması nedeniyle cıva taşıma yönteminin yer aldığı ASTM D 427 (2004) standardı 2008 senesinde yürürlükten kaldırılmıştır. Bunun yerine ASTM D4943 (2008)'de tanımlanan parafin kaplama yöntemi kullanılmaya başlanmıştır. Ancak ASTM D4943 (2008)'de tanımlanan parafin kaplama yönteminin geliştirilmesi gereken bazı eksik yönleri bulunmaktadır. Bunlar; parafinin birim hacim kütesinin, örneklerin parafinle kaplanması için en uygun parafin sıcaklığının ve örneklerin parafinle kaplanması sırasında uygulanması gereken işlem adımlarının belirlenmesi olarak sıralanabilir. Bu çalışmada, bu eksikliklerin giderilmesine yönelik deneysel çalışmalar yapılmış olup, deneylerde Ankara'nın dört farklı noktasından temin edilen parafinler ve Ankara'nın farklı bölgelerinden alınan doğal zemin örnekleri kullanılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Atterberg limitleri, büzülme limiti, cıva, parafin, zemin.

¹ Doç. Dr. Gazi Üniv. Teknoloji Fak. İnş. Müh. Böl. ozerm@gazi.edu.tr

² İnşaat Tek. Öğrt. KARTALLAR Harita İmar İnşaat Müh., talat61@hotmail.com

1. GİRİŞ

Büzülme limiti; Atterberg limitleri olarak da bilinen kıvam limitlerinden birisi olup, zeminlerin en düşük hacme ulaştığı andaki su içeriği olarak tanımlanır. Zemin mekaniğinde bilinen iki farklı büzülme limiti mevcuttur. Bunlar; doğrusal büzülme limiti ve hacimsel büzülme limitidir. Doğrusal büzülme limitinde; yarım daire enkesitine sahip ince, uzun çubuk şeklinde hazırlanan bir örneğin kuruma sonucunda boyunda meydana gelen kılma dikkate alınırken, hacimsel büzülme limitinde ise yassı bir silindir veya pul şeklinde hazırlanan bir örneğin kuruma sonucunda hacminde meydana gelen azalma dikkate alınmaktadır. Doğrusal büzülme limitinin belirlenmesi bu araştırma konusunun dışında olup, bu çalışma boyunca “büzülme limiti” ifadesi “hacimsel büzülme limiti” anlamında kullanılmıştır.

Büzülme limiti, geoteknik mühendisliğinde en az kullanılan parametrelerden birisi olup genellikle şişen zeminlerde, şişme özelliklerinin değerlendirilmesi amacıyla kullanılmaktadır. Periyodik olarak büzülme ve şişme davranışı gösteren aktif bölgelerdeki zeminlerin, şişme ve büzülmeden kaynaklanan hacim değişiklikleri hafif yapılarda ve yollarda önemli hasarlara sebep olmaktadır [1]. Sıcığa maruz kaldığında gözeneklerindeki suyun buharlaşmasıyla büzülen zeminler yağış, sulama vb. sebeplerle ıslandığı zaman şişmekte ve hacimlerinde önemli ölçüde artış meydana gelmektedir. 1973 senesinde yapılan bir araştırmada, Amerika Birleşik Devletlerinde büzülme-şişme davranışı gösteren zeminlerin meydana getirdiği maddi zararın sel, fırtına, kasırga ve depremlerden kaynaklanan hasarların verdiği maddi zararın toplamının iki katından fazla olduğu ileri sürülmüştür [1].

Büzülme limitinin belirlenmesinde en önemli aşama büzülmüş olan ve düzensiz bir geometriye sahip olan zemin örneğinin görünen hacminin ölçülmesidir. Bunun için yaygın olarak uygulanan yöntemlerden birisi, örneği bir sıvının içine batırmak ve taşıdığı sıvının hacmini ölçerek örneğin hacmini belirlemektir. Bu amaçla yaygın olarak kullanılan sıvı cıvadır. Cıvanın yaygın bir şekilde kullanılmasının sebebi ise moleküller arası çok yüksek bir kohezyona sahip olması ve bu özelliği sayesinde zemin örneğini ıslatmamasıdır [2]. Bu sayede büzülmüş olan zemin örneği, herhangi bir maddeyle kaplanmasına gerek duyulmadan doğrudan cıvanın içine daldırılabilir. Ancak cıvanın ve cıva buharının insan sağlığına zararlı olduğu 2007’de Dünya Sağlık Örgütü (WHO) tarafından beyan edildikten sonra [3] laboratuvar uygulamalarında da cıva kullanımı terk edilmeye başlanmıştır. Bu durumda, zemin örneğinin suyun içine daldırılarak hacminin ölçülmesi seçeneği ön plana çıkmıştır. Ancak su, zemin örneğini ıslatan bir madde olduğu için, suya daldırmadan önce zemin örneğinin suyla temasını önleyecek bir maddeyle kaplanması gerekmektedir. Bu amaçla kullanılacak en uygun madde ise parafindir. Bu bağlamda büzülme limitinin belirlenmesinde uygulanan yöntemleri “cıvalı yöntemler” ve “parafinli yöntemler” olmak üzere ikiye ayırmak mümkündür.

Büzülme limitinin belirlenmesinde yaygın olarak uygulanan cıvalı yöntemler; ASTM D427 (2004)’te [4] tanımlanan cıva taşıma yöntemi ve BS 1377-2 (1990)’da [5] tanımlanan cıvalı cihazı (TRRL) yöntemidir. Bunların yanı sıra Ülkemizin zemin mekaniği laboratuvar deneyleri konusundaki milli standardı olan TS 1900-1 (2006)’da [6] verilen yöntem ise ASTM D427 (2004)’te tanımlanan cıva taşıma yönteminin aynısıdır. Parafinli yöntem olarak ise günümüzde bilinen tek standart yöntem ASTM D4943 (2008)’de tanımlanan parafin kaplama (suya daldırma) yöntemidir [7]. BS 1377-2 (1990)’da ve TS 1900-1 (2006)’da parafinli yöntem bulunmamaktadır.

Dünya Sağlık Örgütü’nün [3] açıklamalarından sonra büzülme limitinin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan ASTM D427 (2004), cıvanın insan sağlığına zararlı olması

sebebiyle 2008 senesinden yürürlükten kaldırılmıştır. Cıva taşıma yönteminin yürürlükten kalmasıyla ortaya çıkan boşluk ise, ASTM D4943 (2008)'de tarif edilen parafin kaplama (suya daldırma) yöntemiyle doldurulmuştur. Esasında ASTM D4943 standardı 1989'dan bu yana yürürlükte olan bir standarttır. Ancak bu yöntem cıva taşıma yöntemi kadar pratik ve hızlı bir yöntem olmaması sebebiyle cıva taşıma yöntemi yürürlükten kalkıncaya değin pek rağbet görmemiş ve üzerinde fazla çalışma yapılmamıştır. ASTM D4943 standardı 1995, 2002 ve 2008'de üç kez yenilenmiş ve en son yapılan yenilemede ise parafininin birim hacim kütlelerinin belirlenmesi için bir yöntem ilave edilmiştir.

Bilindiği gibi Türkiye'nin de içinde bulunduğu 33 Avrupa ülkesinin üye olduğu Avrupa standartlar birliği (CEN) çeşitli konularda standartlar yayınlamakta ve yapılan sözleşme gereği bu standartlar yürürlüğe girdiğinde üye ülkeler tarafından bu standartlara "milli standart" statüsü verilmektedir. Ayrıca, yayımlanan herhangi bir Avrupa standardının üye ülkenin mevcut herhangi bir milli standardı ile çakışması durumunda, üye ülkenin kendi milli standardını iptal ederek Avrupa standardını milli standardı olarak yürürlüğe koyması gerekmektedir. Bu bağlamda, CEN'in Uluslararası Standartlar Birliği (ISO) ile işbirliği içinde bölümler halinde hazırladığı ve henüz bir çok bölümü tasarı aşamasında olan zemin mekaniği laboratuvar deneyleri standardı EN ISO 17892 serisine ait "Bölüm 12 Atterberg Limitleri" standardı yürürlüğe girdiğinde BS 1377-2 (1990) ve TS 1900-1 (2006)'da verilen cıvalı yöntemler de iptal edilecektir.

Hali hazırda tasarı olarak yayımlanan CEN ISO/TS 17892-12'de büzülme limitinin belirlenmesine dair bir yöntem yer almadığından [8], milli standartlarında cıvalı yöntemlerin dışında başka bir yöntem bulunmayan Türkiye ve İngiltere gibi ülkelerde büzülme limitinin belirlenmesinde cıvalı yöntemler kullanılmaya devam edilmekte veya ASTM D4943 (2008)'de tarif edilen parafin kaplama (suya daldırma) yöntemi kullanılmaktadır.

2014 senesinde yürürlüğe giren ve esas itibarıyla düzgün bir geometriye veya düzensiz şekle sahip (blok şeklindeki) zeminlerin birim hacim kütlelerinin belirlenmesine dair bir Avrupa Standardı olan TS EN ISO 17892-2 (2014)'te blok şeklindeki örneklerin parafinle kaplanarak hacimlerinin ölçülmesine dair yöntemler yer almaktadır [9]. Bu çalışmada, TS EN ISO 17892-2 (2014)'te verilen bu yöntemlerden su taşıma yönteminin de büzülme limitinin belirlenmesinde kullanıma potansiyeli araştırılmıştır.

Parafinli yöntemlerde, kuru kütlesi tatılarak kaydedilmiş olan deney örneği parafinle kaplanmaktadır. Daha sonra deney örneğinin hacminin belirlenmesi için iki yol vardır: Birincisi deney örneğini önce havada daha sonra su içerisinde tartarak Archimedes ilkesine göre suyun kaldırma kuvvetinden yararlanarak kaplanmış örneğin hacminin belirlenmesi, diğeri ise kaplanmış numuneyi suyun içine daldırarak taşıdığı suyun dikkatli bir şekilde toplanması ve tartılması suretiyle suyun ağırlığının hacmine eşit olduğu ilkesinden yararlanılarak kaplanmış örneğin hacminin belirlenmesidir. Bu işlemlerin her ikisinde de, parafinle kaplanmış örneğin hacminden etrafına kaplanan parafinin hacmi düşüldüğünde örneğin görünür hacmi hesaplanmaktadır. Örneğin etrafına kaplanan parafinin hacmi ise; kaplanan parafinin kütlelerinin, parafinin birim hacim kütlelerine bölünmesiyle hesaplanmaktadır. Buradan da anlaşıldığı gibi parafinli yöntemlerde kullanılan başlıca maddeler parafin ve sudur. Suyun fiziksel özellikleri çok iyi bilinmesine karşın parafinin fiziksel özellikleri hakkındaki bilgilerimiz ise oldukça kısıtlıdır. Bu nedenle, parafinli yöntemlerle büzülme limitinin belirlenmesinde mevcut standartlarda üzerinde yeterince durulmayan veya hiç değinilmeyen ancak doğru ve güvenilir sonuçlar elde edilmesi için netleştirilmesi gereken bazı hususlar bulunmaktadır. Bunların başlıcaları; (i) parafinin birim hacim kütlelerinin belirlenmesi, (ii) Kuru haldeki (büzülmüş olan) örneklerin bağlanması, (iii) zemin örneklerinin kaplanması için en uygun parafin sıcaklığının belirlenmesi, (iv) örneklerin erimiş parafinin içine batırılmasının usul ve esasları, (v) deney örneklerinin

etrafına kaplanan parafinin katılaşması için ne kadar süre bekletilmesi gerektiğidir. Bu çalışmada bu eksikliklerin giderilmesine yönelik deneysel çalışmalar yapılmış olup, parafin kaplama yöntemini kullanacak olan uygulamacıların işine yarayacak pratik sonuçlar elde edilmeye çalışılmıştır. Böylece, standartlarda eksik bırakılan hususların tamamlanması ve yanlışlıkların giderilmesi amaçlanmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR VE YÖNTEM

Deneysel çalışmalar, öncelikle parafinin karakteristik özelliklerinin belirlenmesi, daha sonra örneklerin parafinle kaplanması ve son olarak da parafinle kaplanmış örneklerin büzülme limitinin belirlenmesi şeklinde gerçekleştirilmiştir.

2.1. Parafinin Erime ve Katılaşma Sıcaklığının Belirlenmesi

Parafin eritildikten sonra tekrar katılaşmadan önce örneklerin kaplanması için kaç dakikalık bir zaman diliminin olduğu ve bu sürede kaç adet örneğin kaplanabileceğinin belirlenmesi için yeteri kadar parafin kütlesi alınıp eritilmiş ve erime adındaki sıcaklığı ölçülerek kaydedilmiştir. Daha sonra, sıvı haldeki parafin katılaşana kadar oda sıcaklığında (yaklaşık 20 °C) bekletilmiş ve bu esnada belli zaman aralıklarında sıcaklığı ölçülerek kaydedilmiştir. Sıcaklık ölçümleri sırasında termometrenin ucunun eritme tavasının tabanına ve kenarlarında değmemesi için özel bir düzenek kullanılmıştır (Şekil 1). Böylece parafinin erime ve katılaşma sıcaklıkları ve bu ikisinin arasında geçen süre tespit edilmiştir.



Şekil 1. Parafinin Erime ve Katılaşma Sıcaklıklarının Ölçülmesi

2.2. Parafinin Birim Hacim Kütlesinin Belirlenmesi

ASTM D4943 (2008)'de parafinin birim hacim kütlesinin temin edildiği imalatçısından (veya tedarikçiden) öğrenilebileceği, bunun mümkün olmadığı durumlarda ise ASTM D4943 (2008) Ek A2'de belirtilen yöntemle belirlenebileceği ifade edilmekte ve her iki durumda da başlangıçta ve belli aralıklarla kontrol edilmesi gerektiği belirtilmektedir [7]. Bu çalışmada, Ankara'nın dört farklı noktasından kalıp şeklinde temin edilen parafinlerin birim hacim kütleleri ASTM D4943 (2008) Ek A2'de [7] belirtilen yöntemle uygun olarak belirlenmiştir. Bu yöntemle göre, parafin kalıbından yeteri kadar kesilerek bir tavada eritilmiş, 5 cm çapında 4 cm yüksekliğindeki bir silindirin içine dökülmüş, katılaştıktan sonra (yaklaşık 16 saat sonra) bir piston yardımıyla silindirin içinden çıkartılmış ve gönye kutusu kullanılarak baş kısımları düzgün bir şekilde kesilmiştir (Şekil 2). Bu şekilde elde edilen parafin silindirinin çapı ve yüksekliği TS EN ISO 17892-2 (2014)'e [9] uygun olarak

hassas bir kumpasla ölçülmüş ve hacmi hesaplanmıştır. Parafin silindirinin kütlesi hacmine bölünerek birim hacim kütlesi hesaplanmıştır.



Şekil 2. Parafinin Birim Hacim Kütlesinin Belirlenmesi

Eritilip silindirik kalıbın içine döküldükten sonra kalıbın içinde katılaşmaya başlayan parafinin orta kısmında bir çöküntü meydana geldiği ve katılaşma süreci tamamlandığında bu çöküntünün derinliğinin yaklaşık 15 mm'ye ulaştığı tespit edilmiştir (Şekil 3). ASTM D4943 (2008)'de [7] bahsedilmeyen bu durum bir "hata" olarak algılanmış ve bu hatanın (i) eritilmiş parafinin sıcak haldeyken kalıbın içine dökülmesinden ve/veya (ii) parafinin kendisinden kaynaklanan bir kusurdan (belki de bir imalat hatasından) kaynaklanmış olabileceği düşünülmüştür. Bu olasılıklar, planlı deneyler gerçekleştirilerek araştırılmıştır.



Şekil 3. Parafinin Ortasında Meydana Gelen Çöküntünün Şematik Görünümü ve Bu Çöküntünün Derinliğinin Ölçülmesi

ASTM D4943 (2008)'de [7] parafinin birim hacim kütlesinin başlangıçta ve belli aralıklarla kontrol edilmesi gerektiğinin ifade edilmesi, parafinin birim hacim kütlesinin zamanla değişebileceği kanaatini uyandırmış ve bunun doğruluğunu araştırmak için temin edilen parafinlerin birim hacim kütleleri 1 yıl aradan sonra tekrar belirlenmiştir.

2.3. Kuru (Büzülmüş) Örneklerin Bağlanması

ASTM D 4943 (2008)'de kurumuş örneklerin parafinin içine batırılması için dikiş ipliği ile bağlanması önerilmiştir [7]. Ancak bu bağlama işleminin nasıl ve ne tür bir zemin üzerinde gerçekleştirileceği hususunda herhangi bir öneride bulunulmamıştır. Bu çalışmada örnekler, öncelikle ASTM D 4943 (2008)'de önerildiği gibi dikiş ipliği kullanılarak laboratuvar tezgahı üzerinde bağlanmıştır. Örneklerin bağlanmasında yaklaşık 30 cm uzunluğunda dikiş

ipliği kullanılmıştır. Bağlama işlemi tamamlandıktan sonra, ipin diğer ucundan tutup örnek havaya kaldırıldığında, örneğin kendi eksenini etrafında döndüğü, bir yöndeki dönme işlemi bittikten sonra örneğin bu sefer diğer yönde dönmeye başladığı ve bunun bir o yana bir bu yana durmaksızın devam ettiği görülmüştür. Örneğin parafinle kaplanmasını zorlaştıran bu durumun, ipin makaradan çıkartılması, kesilmesi ve bağlanması sırasında burulmasından kaynaklandığı düşünülmüştür.

Ayrıca, örneğin laboratuvar tezgahı üzerinde bağlanması sırasında laboratuvar tezgahının sert olması nedeniyle örneğin keskin kenarlarının kırılmaması ve/veya tamamen kırılıp ikiye veya daha fazla parçaya bölünmemesi için azami gayret sarfedilmiştir. Bu gayret sebebiyle örneğin bağlanması bir eziyete dönüşmüş ve bağlama süresi çok uzamıştır.

2.4. Örneklerinin Parafinle Kaplanması

Örneklerinin düzgün bir şekilde parafinle kaplanması için parafinin hangi sıcaklık aralığında olması gerektiği, kaç kere parafinin içine batırılıp çıkartılması gerektiği, her batırmada kaç dakika parafinin içinde bekletilmesi gerektiği, parafinin içinden çıkartıldıktan sonra tekrar batırmadan önce kaç dakika havada bekletilmesi gerektiği, kaplama işlemi tamamlandıktan sonra suya daldırmadan önce (kaplanan parafin tabakasının soğuyup katılaşması için) ne kadar süre bekletilmesi gerektiği gibi hususlarının belirlenip bir kurala bağlanması için bir dizi planlı deneyler yapılmıştır.

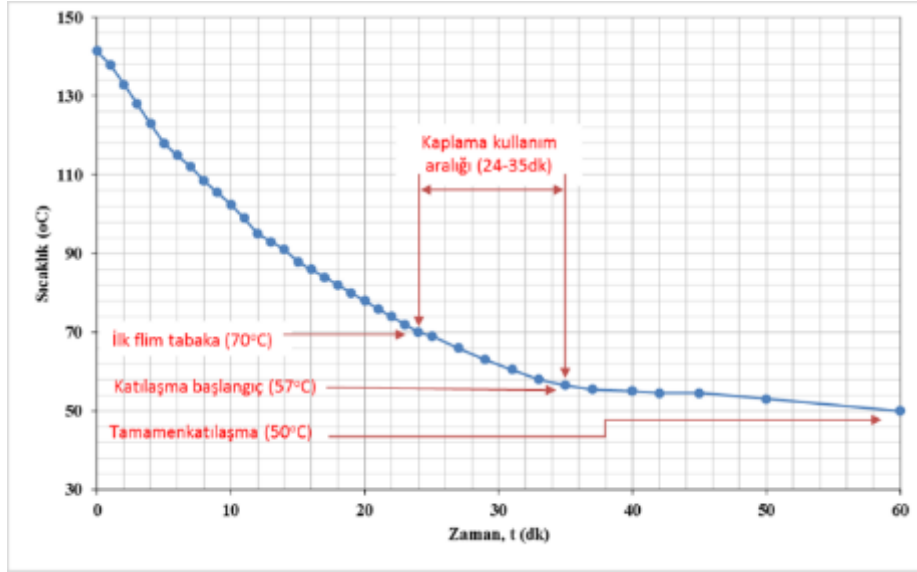
2.5. Büzülme Limitinin Belirlenmesi

Parafinle kaplanmış örneklerin hacmi ASTM D 4943 (2008) [7] ve TS EN ISO 17892-2 (2014)'te [9] belirtildiği gibi bulunmuş ve büzülme limiti ASTM D 4943 (2008)'de [7] belirtildiği gibi hesaplanmıştır. ASTM D 4943 (2008)'e [7] göre parafinle kaplanmış örnek önce havada daha sonra su içerisinde tartılmakta ve Archimedes ilkesine göre iki tartım arasındaki fark örneğin hacmi olarak değerlendirilmektedir. Bu deney için alttan tartım yapabilen bir terazi kullanılmıştır. TS EN ISO 17892-2 (2014)'e [9] göre ise parafinle kaplanmış örnek su içerisine daldırılmakta ve örneğin taşıdığı su toplanarak tartılmaktadır. Suyun ağırlığı hacmine eşit olduğundan tartılan suyun gram cinsinden ağırlığı cm^3 cinsinden örneğin hacmine eşit kabul edilmektedir. Bu deneyde, örneğin hacmi kadar suyu taşımasını sağlamak için TS EN ISO 17892-2 (2014)'te [9] tarif edilen özelliklere uygun olarak yaptırılmış bir sifonlu cam kap kullanılmıştır.

3.DENEYSEL BULGULAR VE TARTIŞMA

3.1. Parafinin Erime ve Katılaşma Sıcaklığı

Bütün katı parafin parçaları eridiğinde sıcaklığının $140\text{ }^{\circ}\text{C}$ 'a ulaştığı saptanmıştır. Oda sıcaklığında soğumaya bırakılan parafinin sıcaklığı yaklaşık $70\text{ }^{\circ}\text{C}$ 'a düştüğünde üst kısmında kaymak tabakası gibi bir katman oluşmaya başladığı ve $57\text{ }^{\circ}\text{C}$ 'ta parafinin katılaşmaya başladığı tespit edilmiştir. Sıcaklığı $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ 'a düştüğünde ise artık akıcılığını kaybetmiş ve katı hale dönüşmüştür (Şekil 4). Oda sıcaklığında (yaklaşık $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 'ta) gerçekleştirilen bu ölçümlerin sonucunda parafinin sıcaklığı $140\text{ }^{\circ}\text{C}$ 'tan $70\text{ }^{\circ}\text{C}$ 'a yaklaşık 25 dakikada, $70\text{ }^{\circ}\text{C}$ 'tan $57\text{ }^{\circ}\text{C}$ 'a ise yaklaşık 10 dakikada düştüğü de tespit edilmiştir (Şekil 4)



Şekil 4. Parafinin Erime ve Katılaşma Sıcaklıklarının Ölçülmesi

3.2. Parafinin Birim Hacim Kütleleri

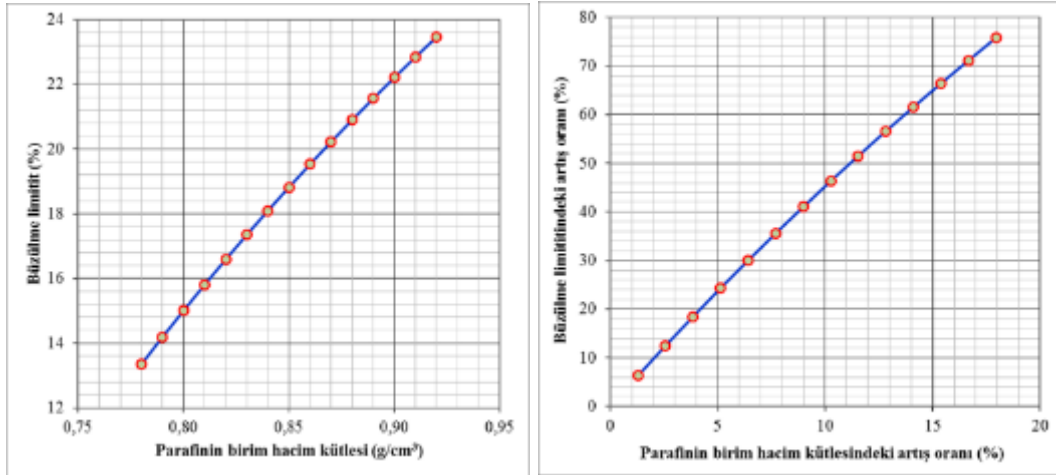
Dört farklı noktadan temin edilen parafinlerin birim hacim kütleleri Çizelge 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Farklı Noktalardan Temin Edilen Parafinlerin Birim Hacim Kütleleri

Parafinin temin edildiği bölge	Parafin silindirin hacmi (cm ³)	Parafin silindirin kütlesi (g)	Parafinin birim hacim kütlesi, ρ (g/cm ³)
Siteler/ANKARA	42,66	33,40	0,78
Ulus/ANKARA	49,32	40,18	0,81
Ostim-1/ANKARA	62,85	53,42	0,85
Ostim-2/ANKARA	32,96	30,11	0,91

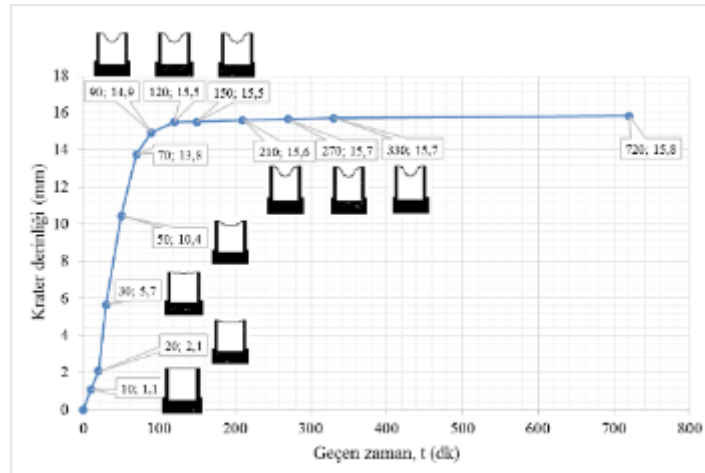
Çizelge 1'den görüldüğü gibi farklı hırdavatçılardan temin edilen parafinlerin birim hacim kütleleri 0,78 ila 0,91 g/cm³ arasında değişmektedir. Bu değişimin örneklerin büzülme limiti üzerindeki etkisinin ne düzeyde olduğunu belirlemek için, büzülme limiti belirlenen örneklerden birisi ele alınarak, diğer tüm değerler sabit tutulup parafinin birim hacim kütlesi 0,78 g/cm³ ile 0,92 g/cm³ arasında değiştirilmiş ve büzülme limiti değerleri hesaplanarak sonuçları grafik halinde Şekil 5'te sunulmuştur. Bu hesaplardan elde edilen sonuçları genelledebilmek için birim hacim kütle ve büzülme limiti değerleri değişim oranları cinsinden ifade edilmiş ve sonuçları yine Şekil 5'te grafik halinde sunulmuştur.

Şekil 5 incelendiğinde, parafinin birim hacim kütlelerindeki küçük bir değişimin, büzülme limiti sonuçlarında büyük bir değişime sebep olduğu görülmektedir. Örneğin; parafinin birim hacim kütlelerindeki yaklaşık %10'luk bir artış, büzülme limiti değerinde yaklaşık %45'lik bir artışa neden olmuştur (Şekil 5).



Şekil 5. Büzülme Limiti Değerinin Parafinin Birim Hacimkütlesine Olan Hassasiyeti

Parafinin ortasında meydana gelen çöküntünün parafinin sıcak halde (140 °C'ta) iken kalıba dökülmesinden kaynaklanmış olup olamayacağını belirlemek için parafin eritildikten sonra sıcaklığı 70 °C'a düşüncüye kadar bekletilmiş ve daha sonra kalıba dökülmüştür. Parafinin ortasındaki çöküntünün ne zaman meydana gelmeye başladığı ve ne zaman tamamlandığını tespit etmek için kalıptaki parafin sürekli gözlenmiş ve belli zamanlarda çöküntü derinliği ölçülerek kaydedilmiştir. Ostim-1'den (Ankara) temin edilen parafin üzerinde gerçekleştirilen bu gözlem ve ölçümlerin sonuçları Şekil 6'da sunulmuştur.



Şekil 6. Katılma Sırasında Parafinin Ortasında Meydana Gelen Çöküntünün Derinliğinin Zamanla Değişimi (Ostim-1'den temin edilen parafin)

Yapılan gözlem ve ölçümlerin sonuçlarına göre; parafinin ortasında gelişen çökme yaklaşık 20 dakika sonra başlamış, 2 saat boyunca devam etmiş ve yaklaşık 2 saatin sonunda gelişimini tamamlayarak hemen hemen sabit hale gelmiştir (Şekil 6).

Parafin sıcaklığı 60 °C'a düşürülerek bir gözlem daha yapılmış ve yine yaklaşık 15 mm derinliğinde bir çöküntü meydana geldiği tespit edilmiştir. 60 °C'tan sonra parafin katılma sürecine girdiğinden daha düşük sıcaklıklarda deneme yapılamamıştır. Böylece, 140, 70 ve 60 °C'ta yapılan denemelerin her üçünde de katılma parafinin orta kısmında yaklaşık 15 mm çapında bir çöküntü meydana geldiği gözlemlenmiştir. Bu sonuçlara göre katılma

parafinin ortasında meydana gelen çöküntünün, parafinin kalıba dökülme sıcaklığı ile bir ilgisinin olmadığı anlaşılmıştır.

Bununla birlikte, 140, 70 ve 60 °C sıcaklıklarda kalıba dökülen parafinin birim hacim kütleleri de belirlenmiş ve sırasıyla 0,84; 0,85 ve 0,86 g/cm³ olduğu tespit edilmiştir. Parafinin kalıba dökülme anındaki sıcaklığı azaldıkça birim hacim kütlesi bir miktar artmış olsa da artış miktarı çok az olduğu için, parafinin birim hacim kütlesinin kalıba dökülme anındaki sıcaklıktan etkilenmediği sonucuna varılmıştır.

Çöküntünün imalat hatasından kaynaklanıp kaynaklanmadığını anlamak için, diğer noktalardan temin edilen parafinler de eritilip, sıcaklığı yaklaşık 70 °C'a düştüğünde hacim ölçme kalıbına dökülmüş ve katılaşma sürecinde çöküntü meydana gelip gelmediği gözlenmiştir. Bu gözlemler sonucunda diğer noktalardan temin edilen parafinlerde de çöküntü meydana geldiği tespit edilmiş ve katılaşma sonunda çökme miktarları ölçülerek sonuçları Çizelge 2'de sunulmuştur.

Tablo 2. Farklı Noktalardan Temin Edilen Parafinlerin Birim Hacim Kütleleri

Parafinin temin edildiği bölge	Katılaşma sonunda Çöküntü derinliği (mm)
Siteler/ANKARA	16,1
Ulus/ANKARA	15,4
Ostim-1/ANKARA	15,6
Ostim-2/ANKARA	15,8

Farklı noktalardan temin edilen parafinlerde de katılaşma sürecinde çöküntü meydana gelmesi, bu çöküntünün imalat hatasından kaynaklanmadığı veya parafinin bir kusuru olmadığı, aksine karakteristik bir özelliği olduğu sonucunu doğurmuştur. Başka bir bakış açısıyla bakılacak olursa, katılaşma sürecinde parafinin ortasında meydana gelen bu çöküntü, parafinin sıvı halden katı hale geçerken hacminde azalma meydana geldiğini göstermektedir (Tıpkı suyun sıvı halden katı hale geçerken hacminde artış meydana gelmesi gibi).

Parafinin birim hacim kütlesinin zamanla değişip değişmediğini belirlemek için parafinlerin birim hacim kütleleri 1 yıl sonra tekrar ölçülmüş ve sonuçları Çizelge 3'te sunulmuştur.

Tablo 3. Farklı Noktalardan Temin Edilen Parafinlerin 1 Yıl Arayla Ölçülen Birim Hacim Kütleleri

Parafinin temin edildiği bölge	Parafinin birim hacim kütlesi (g/cm ³)	
	05.05.2014'te ölçülen	15.05.2015'te ölçülen
Siteler/ANKARA	0,78	0,78
Ulus/ANKARA	0,81	0,81
Ostim-1/ANKARA	0,85	0,85
Ostim-2/ANKARA	0,91	0,91

Çizelge 3 incelendiğinde, 1 yıl arayla yapılan ölçümlerin sonucunda parafinlerin birim hacim kütlelerinde hiçbir değişim meydana gelmediği görülmektedir.

3.3. Kuru (Büzülmüş) Örneklerin Bağlanması

İpten kaynaklanan dönme sorununun üstesinden gelemek için, deney örneklerinin bağlanmasında elektrik kablolarının içinde bulunan bakır tellerin kullanılmasına karar verilmiştir. Bu amaçla yaklaşık 30 cm boyunda kesilen bir elektrik kablosunun içinden çıkartılan bakır teller birbirinden ayrılmış ve örneğin bağlanmasında kullanılmıştır. Bakır tel, dikiş ipliği kadar ince olduğundan dolayı rahatlıkla düğüm atılabilmiş ve örneğin bağlanması işlemi kolaylıkla gerçekleştirilebilmiştir. Bağlama işlemi tamamlandıktan sonra telin diğer ucundan tutup havaya kaldırıldığında örneğin dönmediği görülmüştür.

Sert zeminden kaynaklanan güçlükleri ve örneğin kırılma endişesinin oluşturduğu stresi ortadan kaldırmak için bağlama işleminin yumuşak bir zemin üzerinde gerçekleştirilmesi gerektiği düşünülmüş ve bu amaçla laboratuvar tezgahının üzerine bir temizlik bezi serilerek bağlama işlemi bu bezin üzerinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 7). Böylece, hem örneğin kırılma riski azaltılmış hem de bağlama esnasında telin örneği daha iyi kavraması sağlanmış ve bağlama işlemi kolaylaşmıştır.

Bu iyileştirmelere ilave olarak, deney örneğinin parafinin içine batırılmasını kolaylaştırmak amacıyla bağlama telinin diğer ucuna bir kanca bağlanmış ve bir askı çerçevesine asılmıştır. Örnekleri birbirinden ayırt etmek için kancalara numaralı pullar asılmıştır (Şekil 7). Çalışmada kullanılan kanca hırdavatçılardan hazır olarak temin edilmiş, numaralandırma pulu ve askı çerçevesi ise bu çalışma kapsamında yaptırılmıştır (Şekil 7). Kanca ve askı çerçevesi sayesinde aynı anda birden fazla örneğin parafinle kaplanması ve kaplanmış olan örneklerin etrafındaki parafin katılaşmaya kadar güvenli bir şekilde bekletilmesi sağlanmıştır. Ayrıca kancanın, deneyin ilerleyen adımlarında örneğin terazinin altına asılarak su içerisinde tartılmasını kolaylaştırıcı bir etkisi de olmuştur.



Şekil 7. Örneğin Bağlanması, Kancalarla Askı Çerçevesine Asılması ve Numaralandırılması

3.4. Örneklerinin Parafinle Kaplanması

Telle bağlanıp askı çerçevesine asılan pilot örneklerin kaplanmasına 140 °C sıcaklığındaki parafinle başlanmıştır. Parafinin sıcaklığı 140 °C'ta iken oldukça akıcı bir durumda olduğu için, deney örneği parafinin içine batırılıp çıkartıldığında örneğin üzerinde gözle görülür (kalıcı) bir film (kaplama) tabakası bırakmadığı gözlenmiştir. Arka arkaya yapılan denemeler sonucunda parafinin sıcaklığı yaklaşık 70 °C'a düştüğünde örneğin üzerinde dikkate değer bir film tabakası bırakmaya başladığı tespit edilmiştir. Ayrıca 140 °C gibi oldukça sıcak bir haldeki parafinin içine daldırıldığında bazı örneklerin köşelerinde ufak tefek kırılmalar ve dökülmeler meydana geldiği görülmüştür. Bu durum, aniden sıcak bir ortama girdiğinde örneğin çatlaması ve kırılması riskinin bulunduğunu da düşündürmüştür.

Parafinin sıcaklığı yaklaşık 57 °C'un altına düştüğünde ise, parafin katılma sürecine girdiği için kaplama tabakasının içinde hava kabarcıkları kalmaya başladığı ve parafin akıcılığını kaybettiği için deney örneğinin kaplanması başarısız olduğu gözlemlenmiştir. Elde edilen bu sonuçlara göre, deney örneğinin kaplanması için en uygun parafin sıcaklık aralığının 70 °C ila 57 °C olduğu belirlenmiştir.

Parafinin sıcaklığının eritildikten yaklaşık 25 dk sonra 70 °C'a, 35 dk sonra ise 57 °C'a düştüğü daha önce belirlenmişti (Şekil 4). Bu durumda, deney örneklerinin kaplanması için yaklaşık 10 dakikalık bir zaman diliminin olduğu anlaşılmaktadır. Elde edilen bu bulgulara göre; deney örneklerinin kaplanması 10 dk içinde tamamlanamaz ise, parafinin tekrar eritilmesi ve kaplama işlemine başlanmadan önce sıcaklığının tekrar yaklaşık 70 °C'a düşürülmesi gerektiği sonucuna varılmıştır.

Pilot örnekler üzerinde yapılan denemeler sonucunda örneklerin parafinle kaplanması için parafinin içine her daldırıldığında üzerinde parafin tabakasının kalması için 4-5 saniye kadar parafinin içinde bekletilmesi, parafinin içinden yavaşça çıkartılması, çıkartıldıktan sonra kaplama tabakasının katılması için en az 1 dk havada bekletilmesi ve örneğin etrafında su geçirmez bir parafin tabakasının oluşması için bu işlemlerin (parafine daldırma işleminin) en az 4-5 kez tekrarlanması gerektiği sonucuna varılmıştır.

Parafinin katılma sürecinde hacminde bir miktar azalma meydana geldiği önceki bölümlerde belirlenmişti. Bu nedenle, kaplama işlemi tamamlandıktan sonra örneği suya daldırmadan önce kaplanan parafin tabakasının soğuyup katılması ve bu suretle hacminin kararlı hale gelmesi için bir gece boyu (yaklaşık 12 saat) bekletilmesinin faydalı olduğu düşünülmektedir. Bu sürenin sonunda suya daldırma işlemlerine geçmeden önce, kaplama sürecinde oluşan parafin sarkıtları maket bıçağıyla dikkatlice kesilerek atılmalıdır.

3.5. Büzülme Limitinin Belirlenmesi

Ankara'nın farklı bölgelerinden temin edilmiş 6 adet doğal zemin numunesi ASTM D4943 (2008)'de [7] tarif edildiği gibi hazırlanıp bu çalışmada anlatılan yöntemle uygun olarak parafinle kaplanmıştır. Parafinle kaplanmış örneklerin hacimleri ASTM D4943 (2008)'de [7] tarif edildiği gibi suya daldırma yöntemiyle ve TS EN ISO 17892-2 (2014)'te [9] belirtildiği su taşıma yöntemiyle ayrı ayrı bulunmuş ve büzülme limitleri ASTM D4943 (2008)'de [7] belirtildiği gibi hesaplanmıştır. Her bir numuneden beşer adet örnek hazırlanmış ve bu örneklerden bulunan büzülme limitlerinin ortalaması alınarak numunenin büzülme limiti olarak verilmiştir. Bu şekilde elde edilen büzülme limitleri ve örneklerin indeks özellikleri Çizelge 4'te sunulmuştur.

Tablo 4. Doğal Zemin Örneklerinin Bazı İndeks Özellikleri ve Büzülme Limitleri

Örnek No	Numune alınan bölge	Likit Limit (%)	Plastik Limit (%)	USCS*	Büzülme limiti (%)	
					ASTM D 4943 (2008)'e göre	TS EN ISO 17892-2 (2014)'e göre
1	Çukurambar	89,1	38,3	CH	18,3	18,3
2	Bilkent	41,5	24,9	CL	16,6	16,6
3	Temelli giriş	45,7	23,1	CL	15,5	15,5
4	Temelli-Türkobası	83,2	31,7	CH	18,3	18,4
5	Temelli-Yenihisar	87,9	30,2	CH	15,3	15,3
6	Eğmir gölü kenarı	76,4	28,0	CH	18,3	18,3

*Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemi

Tablo 4'ten görüldüğü gibi, ASTM D4943 (2008) [7] ve TS EN ISO 17892-2 (2014)'te [9] belirtilen yöntemler uygulanarak ölçülen hacimler kullanılarak hesaplanan büzülme limitleri birbiriyle aynıdır.

4.SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

Bu çalışmadan elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda verildiği gibidir.

Bütün katı parafin parçaları eridiğinde parafinin sıcaklığı 140 °C'a ulaşmaktadır. Parafinin sıcaklığı 70 °C'a düştüğünde üst kısmında kaymak tabakası gibi ince bir katman oluşmakta, 57 °C'a düştüğünde katılaşmaya başlamakta, 50 °C'a düştüğünde ise akıcılığını kaybedip katı hale dönüşmektedir.

Oda sıcaklığında (yaklaşık 20 °C'ta) iken yaklaşık 25 dakikada parafinin sıcaklığı 140 °C'tan 70 °C'a, 10 dakikada ise 70 °C'tan 57 °C'a ise düşmektedir.

Farklı noktalardan temin edilen parafinlerin birim hacim kütleleri birbirinden önemli ölçüde farklı olabilmektedir. Bu nedenle; internette elde edilen veya tedarikçinin/imalatçının beyan ettiği değerler kullanılmamalı, her yeni temin edilen (hatta farklı zamanlarda aynı tedarikçiden temin edilse bile) parafinin birim hacim kütlesi ASTM D4943 (2008) Ek A'de tanımlanan yöntem uygulanarak muhakkak belirlenmeli ve hesaplarda bu değer kullanılmalıdır.

Büzülme limiti değeri parafinin birim hacim kütlesine karşı oldukça hassastır. Parafinin birim hacim kütlesindeki küçük bir değişim, büzülme limiti değerinde önemli ölçüde değişime yol açmaktadır. Örneğin; parafinin birim hacim kütlesindeki %10'luk bir artış, büzülme limitinde %45'lik bir artışa neden olmaktadır.

Parafin sıvı halden katı hale geçerken hacminde bir miktar azalma meydana gelmektedir. Bu nedenle, sıvı halde iken ASTM D4943 (2008) Ek A2'de tanımlanan silindirik kalıbın içine dökülen parafin katılaşırken orta kısmında yaklaşık 15 mm derinliğinde bir çöküntü meydana gelmektedir.

Parafinin birim hacim kütlesi silindirik kalıbın içine döküldüğü andaki sıcaklıktan etkilenmemektedir. Ancak örneklerin kaplandığı parafin sıcaklığı ile silindirik kalıbın içine döküldüğü andaki sıcaklığının aynı olması için, silindirik kalıba döküldüğü andaki sıcaklığın da 70 °C olması önerilir.

Parafinin birim hacim kütlesi zamanla değişmemektedir. Bu nedenle ASTM D4943 (2008)'de belirtildiği gibi parafinin birim hacim kütlesinin belli aralıklarla kontrol edilmesine gerek yoktur.

Örneklerin bağlanması için ASTM D4943 (2008)'de belirtilen dikiş ipliği kullanışlı değildir. Bunun yerine elektrik kablolarının içinden çıkartılan bakır teller daha kullanışlıdır.

Örneklerin bağlanması işlemi yumuşak bir zemin üzerinde gerçekleştirilmelidir. Bunun için laboratuvar tezgâhına serilecek yumuşak bir temizlik bezi yeterlidir.

Örneklerin parafinle kaplanması ve daha sonra su içerisinde tartılması işlemlerini kolaylaştırmak için örneğin bağlandığı bakır telin diğer ucuna uygun boyutlarda bir kanca bağlanmalı ve bir askı çerçevesine asılmalıdır. Bu işlemler sırasında örneklerin birbirine karışmaması için numaralandırma pulu vb. kullanılmalıdır.

Örneklerin kaplanması için en uygun parafin sıcaklık aralığı 70 °C ila 57 °C'tur. Parafin sıcaklığı 70 °C'tan fazla iken aşırı akıcı durumda olduğundan örneğin üzerinde film tabakası bırakmamakta ve bu nedenle kaplama çabaları boşa gitmektedir. Parafin sıcaklığı 57 °C'un altına düştüğünde ise parafin katılaşma sürecine girdiği için kaplama tabakasının içinde hava kabarcıkları kalmaktadır.

Örneklerin parafınle kaplanması için parafının içine her daldırıldığında 4-5 saniye kadar parafının içinde bekletilmeli ve daha sonra parafının içinden yavaşça çıkartılmalıdır. Parafının içinden çıkartıldıktan sonra kaplama tabakasının katılaşması için en az 1 dk havada bekletilmelidir. Örneğin etrafında su geçirmez bir parafin tabakasının oluşması için bu işlemlerin (parafine daldırma işleminin) en az 4-5 kez tekrarlanması gerekmektedir.

Örneğin etrafına kaplanan parafin tabakasının soğuyup katılaşması ve bu suretle hacminin kararlı hale gelmesi için, kaplama işlemi tamamlandıktan sonra örnek, bir gece boyu (yaklaşık 12 saat) havada bekletilmelidir.

Kaplama sürecinde oluşan parafin sarkıtları maket bıçağıyla dikkatlice kesilerek atılmalıdır. ASTM D4943 (2008)'de tanımlana suya daldırma ve TS EN ISO 17892-2 (2014)'te belirtilen su taşıma yöntemi uygulanarak belirlenen örnek hacimleriyle hesaplanan büzülme limitleri aynıdır.

KAYNAKLAR

- [1] Jones, D.E. and Holtz, W.G. "Expansive soils - The hidden disaster". Civil Engineering – ASCE. Vol. 43 (8), pp. 49-51, 1973.
- [2] Prakash, K., Sridharan, A., Baba, J. ve Thejas, H. K. "Determination of Shrinkage Limit of Fine-Grained Soils by Wax Method". Geotechnical Testing Journal, Vol. 32 (1), pp. 1-4, 2008.
- [3] World Health Organization (WHO). "Exposure to mercury: Major public health concern". Geneva, Switzerland, 2007
- [4] ASTM D 427: 2004, (Withdrawn in 2008). Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method. Annual Book of ASTM Standards, Vol.4.08, ASTM, West Conshohocken, PA.
- [5] BS 1377: Part 2: 1990. Methods of testing soils for civil engineering purposes. British Standards Institution, London.
- [6] TS 1900-1: 2006. İnşaat Mühendisliğinde Zemin Deneyleri, TSE, Kızılay, Bakanlıklar-Ankara.
- [7] ASTM D 4943: 2008. Standard Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Wax Method. Annual Book of ASTM Standards, Vol.4.08, ASTM, West Conshohocken, PA.
- [8] TS EN ISO 17892-12: 2004. Geoteknik etüt ve deneyler - Zemin laboratuvar deneyleri - Bölüm 2: Atterberg limitlerinin belirlenmesi. TSE, Kızılay, Bakanlıklar-Ankara.
- [9] TS EN ISO 17892-2: 2014. Geoteknik etüt ve deneyler - Zemin laboratuvar deneyleri - Bölüm 2: Birim hacim kütleinin belirlenmesi. TSE, Kızılay, Bakanlıklar-Ankara.

BİR VE ÜÇ BOYUTLU KONSOLİDASYON DENEYİ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

THE ASSESSMENT OF ONE AND THREE-DIMENSIONAL CONSOLIDATION TESTS RESULTS

Hüseyin YILDIRIM¹

Ayşen ÇELEBİ²

ABSTRACT

In this study, a sufficient number of consolidation test results were assessed. The preconsolidation pressures on the two groups of results were determined by using different procedures. The settlement curves were assumed to be two parts, before and after P_c . In order to obtain an idea about soil consistency, at which the soil subjected to geologic pressure and the settlement behavior before P_c , the relationships between P_c determined with different procedures, and e_0/e_L including the initial water contents W_0 were investigated. It was observed that, in the relationship on the oedometer results between the P_c determined by Casagrande and e_0/e_L , the values of e_0/e_L got higher the P_c got higher. While in the relation between the P_c and W_0 in the same test results, the observed conclusion was, the values of W_0 got higher the P_c got smaller. The behavior between e_0/e_L and compression index C_c was examined on each group of test results to obtain an idea about the settlement behavior after P_c . The conclusion reached, with the coefficients of correlation 0.901 on the oedometer and 0.957 on the three-dimensional consolidation test results, was that when the e_0/e_L became smaller the C_c became higher. The relation between the W_0 and C_c was also examined and the behavior observed on oedometer test results, with the correlation coefficient 0.962 was when the W_0 got higher the C_c got higher. Similarly, assuming the preconsolidation stress a boundry, the relationships between e_c/e_L and P_c including e_c/e_L and C_c were also examined. In the relationship between the P_c , determined by Casagrande on the oedometer figures, and e_c/e_L , the conclusion reached was that when the e_c/e_L got higher the P_c got higher. The reached result on the same group was; when the e_c/e_L got smaller the C_c got higher.

Keywords: consolidation tests, preconsolidation pressures, relationships.

ÖZET

Yeterli sayıdaki konsolidasyon deneyi sonuçları çalışmada değerlendirilmiştir. İki grubun deney sonuçlarında ön konsolidasyon basınçları P_c , farklı yöntemler kullanılarak belirlenmiştir. Oturma eğrileri P_c 'ye kadar ve sonrası biçiminde iki ayrı bölüm olarak dikkate alınmıştır. Zeminin etkisinde kaldığı gerilme durumunda kıvamı ve P_c öncesi oturma

¹ Prof. Dr., İ. T. Ü, İnşaat Fak., yildirimh@itu.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

² Dr., Özyeğin Üniversitesi, aysen.celebi@ozyegin.edu.tr.

davranışı hakkında görüş temin edilebilir düşüncesiyle farklı yöntemler ile belirlenen P_c ile e_0/e_L ve deney başı su muhtevaları, W_0 arasında bağıntılar araştırılmıştır. Ödometre deneyi sonuçlarında Casagrande yöntemi ile belirlenen P_c ile e_0/e_L arasında e_0/e_L arttıkça P_c 'nin arttığı görülürken, aynı deney grubunda aynı yöntem ile belirlenen P_c ile W_0 arasında ise, W_0 arttıkça P_c 'nin azaldığı gözlenmiştir. P_c sonrası oturma davranışı için her iki grubun deney sonuçlarında e_0/e_L ile C_c arasındaki davranış incelenmiş ve ödometre deneyi sonuçlarında korelasyon katsayısı 0.901, üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında 0,957 olan davranış e_0/e_L azaldıkça C_c 'nin arttığı biçiminde bulunmuştur. W_0 ile C_c arasındaki bağıntı araştırılmış ve 0,962 regresyon katsayısı ile W_0 arttıkça C_c 'nin arttığı biçiminde ödometre deneyi sonuçlarında görülmüştür. Benzer biçimde P_c sınır kabul edilerek P_c basıncında normalize edilmiş boşluk oranları e_c/e_L ile P_c ve e_c/e_L ile C_c arasındaki bağıntılarda incelenmiştir. Ödometre deneyi sonuçlarında Casagrande yöntemi ile belirlenen P_c 'ler ile e_c/e_L arasında e_c/e_L 'nin artımı ile P_c 'nin arttığı gözlenmiştir. Aynı grup deney sonuçlarında e_c/e_L azaldıkça C_c 'nin arttığı bulunmuştur.

Anahtar Kelimeler: Konsolidasyon deneyleri, ön konsolidasyon basınçları, bağıntılar.

1. GİRİŞ

İnce daneli zeminlerin oturma özelliklerinin araştırılması amacıyla çalışmada yeterli sayılarda yapılan bir ve üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçları değerlendirilmeye çalışılmıştır. Konsolidasyon deneylerinin yapımında laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan 10 farklı plastisite indisli numuneler kullanılmıştır. Üç boyutlu deney aleti hakkında detaylı bilgi [1], [2] ve [3] yayınlarında bulunabilmektedir. Burada kullanılan deneysel çalışmada, üç boyutlu deney aletinde merkez bölge çapı 50 mm kullanılmıştır. Deney sonuçlarının karşılaştırılabilmesi için aynı numune çapı ödometre deneylerinde de kullanılmıştır. Numune yüksekliği hem bir hem de üç boyutlu konsolidasyon deneylerinde 20 mm dir.

Yeterli sayılarda yapılan bir ve üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarından yaklaşık 200~300 kPa düşey gerilme değerlerinden daha büyük gerilmelerde üç boyutlu oturma miktarlarının ödometre oturma miktarlarından daha büyük oldukları bulunmuştur [4]. Ayrıca her iki grup deney sonuçlarında $\ln(1+e)$ -log. P , Casagrande ve sıkışma modülü-log. P yöntemleri ile ön konsolidasyon basınçları belirlenmiştir.

Zemin sınıflandırma deneylerinin konsolidasyon deneyine oranla daha kolay ve daha kısa sürede yapılabildikleri dikkate alınarak sınıflandırma özellikleri ile oturma özellikleri arasında olası bağıntıların varlığı araştırılmıştır. Bu amaçla tüm deney sonuçlarında deney başı boşluk oranları, deney sonu su muhtevaları kullanılarak yeniden hesaplanarak düzeltilmiştir. Likit limitte numuneler suya doymun kabul edilip, likit limitteki boşluk oranları da hesaplanmıştır. Killi zeminlerin oturma miktarlarının deney başı boşluk oranlarına bağımlı olduğu bilindiğinden deney başı boşluk oranları likit limitteki boşluk oranları ile normalize edilmiştir. Çalışmada oturma eğrileri ön konsolidasyon basıncına kadar ve ön konsolidasyon basıncı sonrası olarak iki ayrı bölüm olarak dikkate alınmıştır. Normalize edilen deney başı boşluk oranları ile üç farklı yöntem kullanılarak iki grup deney sonuçlarında belirlenen ön konsolidasyon basınçları arasında olası bağıntıların varlığı araştırılmıştır. İnce daneli zeminlerin oturma miktarlarının deney başı su muhtevalarına da bağımlı olduğu dikkate alınarak deney başı su muhtevaları ile ön konsolidasyon basınçları arasında da davranış incelenmiştir. Ödometre deneyi sonuçlarında Casagrande yöntemi ile

belirlenen P_c ile e_0/e_L arasında e_0/e_L arttıkça P_c 'nin arttığı görülürken, aynı deney grubunda aynı yöntem ile W_0 arttıkça P_c 'nin azaldığı gözlenmiştir. Araştırılan bu bağıntıların ön konsolidasyon basıncı öncesi oturma davranışı hakkında görüş verebileceği kabul edilmektedir. Konu ile ilgili literatürde yapılan çalışmada da [5] benzer sonuç deney başı su muhtevası arttıkça W_0 ön konsolidasyon basıncının P_c azaldığı şekilde gözlenmiştir. Ayrıca ön konsolidasyon basıncındaki boşluk oranının ön konsolidasyon basıncı öncesi ve sonrası oturma davranışı için sınır olabileceği dikkate alınarak, ön konsolidasyon basıncındaki boşluk oranlarında likit limitteki boşluk oranları ile normalize edilmiştir. Üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında ise ön konsolidasyon basıncındaki düşey deformasyon değerleri ilgili bağıntılarda kullanılmıştır.

Arazi oturma eğrisinin yarı logaritmik eksenlerde doğru olduğu bilinmektedir. Dolayısıyla her iki grup deney sonucunda e_0/e_L ile sıkışma indisleri arasında da bağıntılar araştırılmıştır. Bu bağıntıların ön konsolidasyon basıncı sonrası oturma davranışları hakkında bilgi verebileceği kabul edilmektedir. İlgili bağıntıların regresyon sayıları ödometre deneyi sonuçlarında 0,901 bulunurken üç boyutlu merkez bölge sonuçlarında 0,957 bulunmuştur. Deney başı su muhtevaları ile sıkışma indisleri arasındaki bağıntılarda da korelasyon katsayıları yüksek bağıntılar su muhtevası arttıkça sıkışma indisinin arttığı biçiminde gözlenmiştir.

2. NUMUNELER

Gerek bir gerekse üç boyutlu konsolidasyon deneylerinin yapımında laboratuarda yaklaşık 125 kPa düşey gerilme etkisinde en az üç ay konsolide edilerek hazırlanan numuneler kullanılmıştır. Yeniden konsolide edilerek numune hazırlama işlemi; etüvde yeterli süre kurutulan numuneler dövülerek danelerine ayrılmış, 40 numaralı elekten geçirilen malzemeler likit limit değerlerinin iki katı su muhtevasında arıtılmış su ile karıştırılarak homojen karışım temin edilmiştir. Bu karışım eksenel gerilme uygulamasına olanak sağlayan çamur konsolidasyon aletine alınıp gerilme uygulanarak konsolide edilmiştir. İstenen düşey gerilme değerine olası numune kaybını önlemek amacı ile ortalama 2~3 hafta sürede ulaşılmıştır. Çamur konsolidasyon aletinde en az üç ay konsolide edildikten sonra numuneler bu aletten alınarak konsolidasyon deneylerinin yapımında kullanılmışlardır.

Deneylerin yapımında kullanılan her numune ile yeterli sayılarda likit limit, plastik limit, hidrometre ve piknometre deneyleri yapılarak numuneler birleşik zemin sınıflandırma yöntemine göre sınıflandırılmıştır. Numunelerin sınıflandırma özellikleri Tablo 1'de görülebilmektedir.

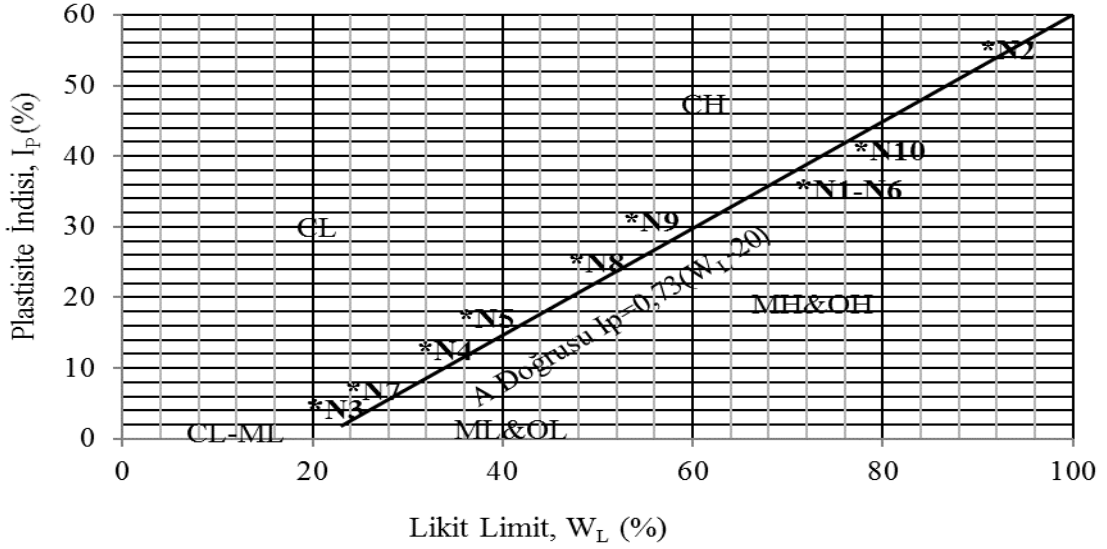
Tablo 1. Numunelerin Sınıflandırma Özellikleri

Numune Numarası	W_n	γ_s	W_L	W_p	I_p	I_L	I_c	İnce Kum	Silt	Kil	Zemin Grubu
-	(%)	kN/m^3	(%)	(%)	(%)	-	-	(%)	(%)	(%)	-
N1	51.8	27.6	71.6	35.3	36.3	0.46	0.55	6.0	75.2	18.8	MH
N2	57.3	27.6	90.5	36.1	54.4	0.39	0.61	11.0	49.0	40.0	CH
N3	19.0	28.1	20.0	15.0	5.0	0.80	0.20	19.5	69.3	11.2	CL-ML
N4	27.2	27.5	31.8	18.3	13.5	0.66	0.34	16.5	72.0	11.5	CL
N5	30.2	28.1	36.2	18.3	17.9	0.66	0.34	19.0	71.0	10.0	CL
N6	51.8	27.4	71.4	35.3	36.1	0.46	0.54	10.2	77.6	12.2	MH

N	W _n	γ _s	W _L	W _P	I _P	I _L	I _c	KL	PL	LL	US
N7	19.0	28.0	22.0	15.0	7.0	0.81	0.19	4.8	80.2	15.0	CL-ML
N8	34.8	26.7	48.0	22.0	26.0	0.49	0.51	9.3	75.8	14.9	CL
N9	35.8	27.7	54.5	23.0	31.5	0.41	0.59	1.0	74.0	25.0	CH
N10	52.8	27.3	77.4	35.6	41.8	0.41	0.59	12.5	77.5	10.0	MH

Tablo 1’de, W_n: Su muhtevası, γ_s: Dane birim hacim ağırlığı, W_L: Likit limit, W_P: Plastik limit, I_P: Plastisite indisi, I_L: Likitlik indisi, I_c: Kıvam indisidir.

Ayrıca deneylerin yapımında kullanılan numunelerin plastisite kartında yerleri ile hepsinin A doğrusuna yakın buldukları Şekil 1’de gösterilmiştir.



Şekil 1. Numunelerin Plastisite Kartında Yerleri

3. BİR VE ÜÇ BOYUTLU KONSOLİDASYON DENEYLERİ

Üç boyutlu konsolidasyon deney aleti standart ödometre deney aletinin geliştirilmiş modeli olarak düşünülebilir. İki moment kolu yardımı ile 120 mm çapındaki numuneye düşey gerilme uygulanabilmektedir. Moment kollarından biri Şekil 2’den görüldüğü üzere 50 mm çapındaki merkez bölgeye aksenal gerilme uygularken diğeri, merkez bölgenin çevresinde genişliği 35 mm olan bölgeye düşey gerilme uygulamaktadır. Deney başlangıcında aynı zamanda her iki kola ağırlık ilave edilerek numune 100 kPa aksenal gerilme değerinde 24 saat konsolide edilmiştir. Daha sonra standart gerilme artımları (25, 50, 100, 200, 400, 800 kPa) merkez bölgeye uygulanmıştır.



Şekil 2. Üç Boyutlu Konsolidasyon Deney Aleti

Şekil 2 ve 3'den görüldüğü üzere 50 mm çapındaki merkez bölgeye standart gerilme artımları uygulandığında bu bölgenin çevresinde yanal yönde yer değiştirmeyi engelleyen ring bulunmamaktadır. Dolayısıyla yanal yönde yer değiştirmeye izin verilmektedir ve üç boyutlu deney olarak isimlendirilmektedir. Ancak söz edildiği üzere merkez bölgenin etrafında 100 kPa düşey gerilme etkisinde bulunan numune bulunmaktadır.



Şekil 3. Numunenin Çevre Bölgesine Gerilme Uygulayan Başlıklar ile Merkez Bölgeye Gerilme Uygulayan 20, 30, 40, 50 ve 60 mm Çapında Pistonlar

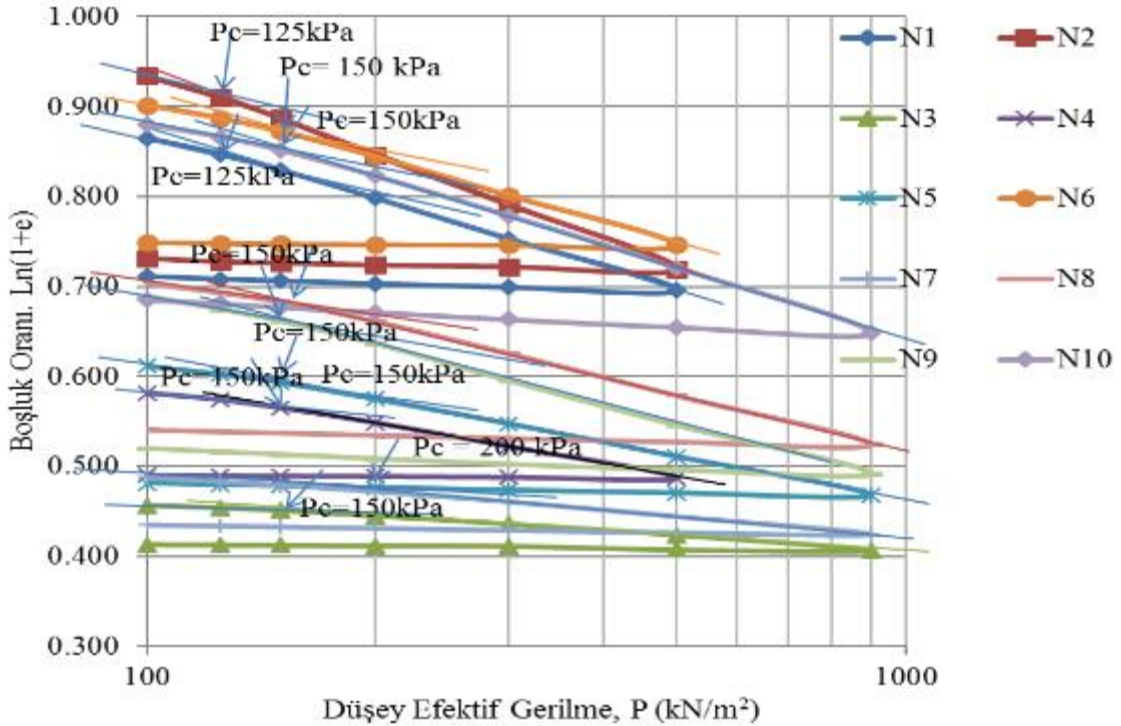
Aynı gerilme artımları deney sonuçlarının karşılaştırılabilmesi amacı ile standart ödometre deneylerinde de kullanılmıştır. Deney aletlerinin deney sonuçlarını etkileyebileceği dikkate alınarak üç boyutlu deney aleti kullanılarak ödometre deneyleri de çalışmada yapılmıştır. Numuneye her ilave gerilme artımı uygulandığında standart zaman aralıklarında düşey yöndeki yer değiştirmeler kaydedilmiştir. Oturma eğrilerinin çiziminde 24 saat sonundaki oturma miktarları kullanılmıştır. Hem üç boyutlu deney aleti ile yapılan ödometre hem de standart ödometre deneylerinden şekil olarak aynı oturma eğrileri gözlenmiştir [4]. Dolayısıyla burada bu deney sonuçları gösterilmeyecektir. Standart ödometre deney sonuçları e-log. P eksenleri yerine Ln(1+e)-Log. P eksenlerinde Şekil 4'te gösterilmiştir. İlgili eksenlerde oturma eğrilerinin yaklaşık iki doğru oldukları Şekil 4 ve ayrıca [6], [7] ve [8] yayınlarında görülebilmektedir. İki doğrunun kesim noktasındaki gerilme değeri yine [6], [7] ve [8] yayınlarına bağımlı olarak zeminin bu yöntemle göre ön konsolidasyon basıncıdır. Gelecek bölümde bu yöntemle göre belirlenen ön konsolidasyon basınçları korelasyonlarda kullanılacağından ödometre deneyi sonuçlarının Ln(1+e)-Log. P eksenlerinde gösterimi tercih edilmiştir.

Şekil 4'ten görüldüğü üzere 10 numunenin hepsinin de ön konsolidasyon basıncı N7 hariç 125- 150 kPa gerilme aralığındadır. Şekil 4'teki ön konsolidasyon basıncı değerleri, her

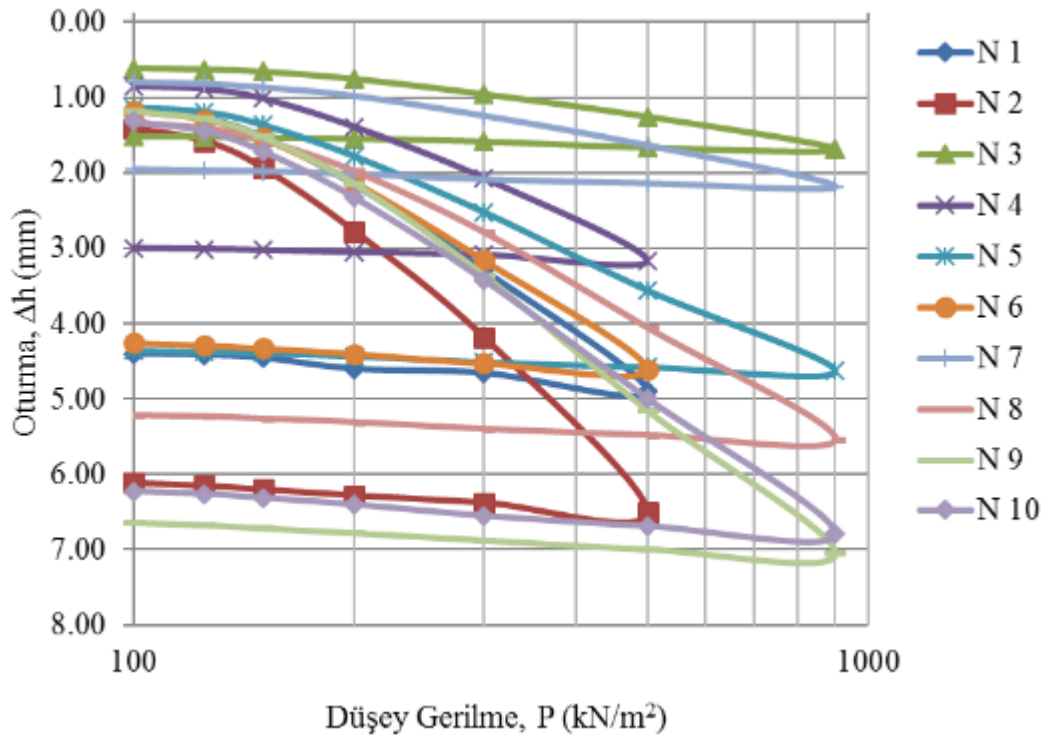
numunenin oturma grafiği ilgili eksenlerde ayrı biçimde çizilerek belirlenmiş ve Şekil 4'te gösterilmiştir. Her deney sonucunun ayrı biçimdeki çiziminde oturma eğrilerinin iki doğru oldukları daha net görülebilmektedir [4], [9].

Üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçları önceden söz edildiği üzere deney esnasında yanal yer değiştirmeye izin verilmesi dolayısıyla Şekil 5'den görülebileceği üzere oturma Δh -Log. P eksenlerinde gösterilmiştir. Şekil 4'te gösterilen bir boyutlu deney sonuçları ile karşılaştırıldığında hepside bir bölgede bulunmaktadır. Genel olarak 300 kPa aksenal gerilme değerinden daha büyük gerilme değerlerinde oturma eğrilerinin doğru oldukları Şekil 5'de görülebilmektedir. Şekil 4'te yeterli biçimde açık olmamakla birlikte ödometre deneyi sonuçları yaklaşık 200 kPa aksenal gerilme değerinden daha büyük gerilmelerde doğrudur [4].

Oturma miktarları hakkında genel görüş Şekil 4 ve 5'teki doğruların eğimlerinden tahmin edilebilmektedir. Ayrıca Şekil 4'te üst bölgedeki 4 oturma eğrisi plastisite indisi yüksek olan numunelerin deney sonuçlarıdır. İlgili grafikte diğer eğriler plastisite indisi orta ve düşük olan numunelerindir.



Şekil 4. Ln(1+e)-Log. P Yöntemi ile Standart Ödometre Deney Sonuçları



Şekil 5. Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Sonuçları

Şekil 4 ve 5'te gösterilen oturma eğrileri ile numunelerin ön konsolidasyon basınçları $\ln(1+e)$ -Log. P, Casagrande ve sıkışma modülü-Log. P yöntemleri ile belirlenip sırasıyla Tablo 2 ve 3'de özetlenmiştir. Ön konsolidasyon basınçlarının sözü edilen yöntemlere göre nasıl belirlendiği hakkında detaylı bilgi [4], [9] yayınlarında bulunmaktadır. Casagrande yöntemi yaygın biçimde kullanıldığından burada konu edilmeyecektir. Sıkışma modülü-Log. P yönteminde deney sonuçları sıkışma modülüne $1/m_v$ karşılık logaritma düşey gerilme eksenlerinde çizildiğinde eğride önemli azalma görüldükten sonra en küçük sıkışma modülü değerine ulaşıp daha sonra gerilme ile lineer artım görülmektedir. En küçük modül değerine karşılık gelen gerilme değeri ön konsolidasyon basıncı olarak tanımlanmaktadır. Yöntemin kullanımına örnek olması dolayısıyla N10 deney sonuçlarında P_c değerinin belirlenmesi Şekil 6'da gösterilmiştir. Şekil 6'da üç boyutlu konsolidasyon deney aleti ile yapılan ödometre ve üç boyutlu deney sonuçlarında sıkışma modülünün gerilme ile azalma gösterip daha sonra kabaca sabit kaldığı ve gerilme ile lineer artım gösterdiği bölgeler net olarak görülmektedir. Diğer numunelerin deney sonuçlarında da benzer biçimde ön konsolidasyon basınçları belirlenmiş ve Tablo 3'de gösterilmiştir.

Tablo 2. $\ln(1+e)$ -Log. P ve Casagrande Yöntemleri ile Ön Konsolidasyon Basınçları

Deney Yöntemi	Standart Deney Aleti ile Ödometre Deneyi	Üç Boyutlu Deney Aleti ile Ödometre Deneyi	Üç Boyutlu Deney Aleti ile Ödometre Deneyi	Üç Boyutlu Deney Aleti ile Konsolidasyon Deneyi*
Hesap Yöntemi	$\ln(1+e)$ -Log. P	$\ln(1+e)$ -Log. P	Casagrande	Casagrande
Numune Numarası	Ön Konsolidasyon	Ön Konsolidasyon	Ön Konsolidasyon	Ön Konsolidasyon

	Basıncı (kN/m ²)	Basıncı (kN/m ²)	Basıncı (kN/m ²)	Basıncı (kN/m ²)
N1	125	-	-	160
N2	125	125	135	165
N3	150	150	180	200
N4	150	150	150	160
N5	150	140	150	160
N6	150	150	130	160
N7	200	200	180	190
N8	150	150	145	190
N9	150	150	140	170
N10	150	150	130	170

*Üç boyutlu konsolidasyon deneyi merkez bölge oturma eğrilerinde Casagrande yöntemi ile ön konsolidasyon basınçları belirlenmiştir.

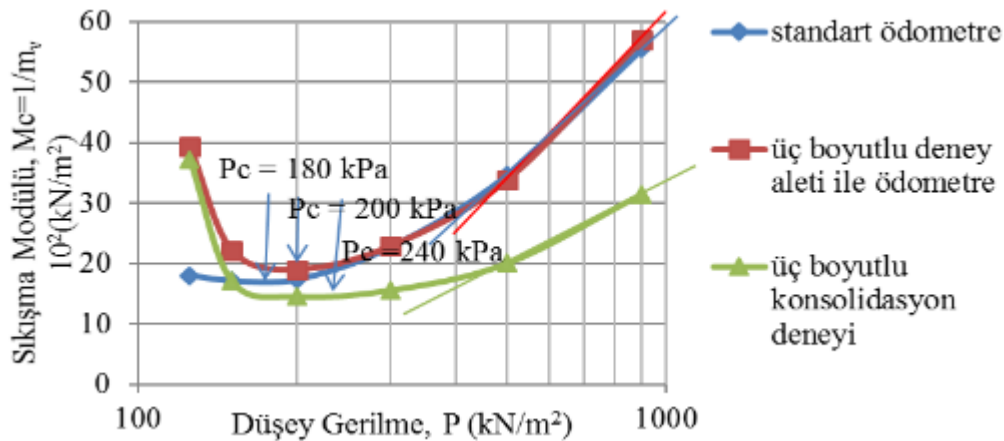
Ayrıca ilgili korelasyonlar için gerekli olan bir ve üç boyutlu konsolidasyon deneyi oturma parametreleri Şekil 4 ve 5'teki eğriler yardımı ile belirlenip Tablo 4'de özetlenmiştir. Deney başı boşluk oranları e_0 önceden söz edildiği üzere deney sonunda numuneler suya daha doygun kabul edilerek deney sonu su muhtevaları ile yeniden hesaplanıp Tablo 4'de gösterilmiştir. Likit limitteki boşluk oranlarının hesaplanmasında numuneler suya doygun kabul edilmiştir. Ön konsolidasyon basınçları, ön konsolidasyon basıncı öncesi ve sonrası oturma davranışları için sınır kabul edilip, standart ödometre deneyi sonuçlarında $\ln(1+e)$ -Log. P ve üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında Casagrande yöntemleri ile belirlenen basınç değerlerindeki boşluk oranları e_c ve oturma miktarları Δh_c Tablo 4'te gösterilmiştir.

Tablo 3. Sıkışma Modülü-Log. P Yöntemi ile Ön Konsolidasyon Basınçları

Deney Yöntemi	Standart Deney Aleti ile Ödometre Deneyi	Üç Boyutlu Deney Aleti ile Ödometre Deneyi	Üç Boyutlu Deney Aleti ile Konsolidasyon Deneyi
Numune Numarası	Ön Konsolidasyon Basıncı (kN/m ²)	Ön Konsolidasyon Basıncı (kN/m ²)	Ön Konsolidasyon Basıncı (kN/m ²)
N1	140	-	230
N2	130	180	210
N3	180	160	250
N4	150	165	220
N5	180	160	200
N6	125	160	220
N7	125	160	280
N8	180	180	250
N9	125	180	240
N10	180	200	240

Tablo 4. Korelasyonlar için Gerekli Bir ve Üç Boyutlu Oturma Parametreleri

Deney ve Hesaplama Yöntemi	Deney Başı Boşluk Oranı	Likit Limitte Boşluk Oranı	Standart Ödometre	Üç Boyutlu Konsolidasyon	Standart Ödometre	Üç Boyutlu Konsolidasyon
			Ln(1+e)-Log. P	Casagrande	Sıkışma İndisi	Sıkışma İndisi
Numune Numarası	e_0	e_L	e_c	Δh_c (mm)	C_c	C_c
N1	1.576	1.976	1.334	1.55	0.545	7.21
N2	1.671	2.498	1.486	2.00	0.696	10.46
N3	0.662	0.562	0.570	0.72	0.089	1.35
N4	0.869	0.875	0.760	1.00	0.259	4.96
N5	0.980	1.017	0.810	1.35	0.276	4.69
N6	1.602	1.956	1.390	1.60	0.548	6.49
N7	0.728	0.616	0.604	0.90	0.111	1.80
N8	1.126	1.247	0.980	1.65	0.387	5.72
N9	1.115	1.510	0.938	1.55	0.414	8.07
N10	1.567	2.094	1.344	1.80	0.553	7.10



Şekil 6. Sıkışma Modülü-Log. P Yöntemi ile Ön Konsolidasyon Basıncının Belirlenmesi

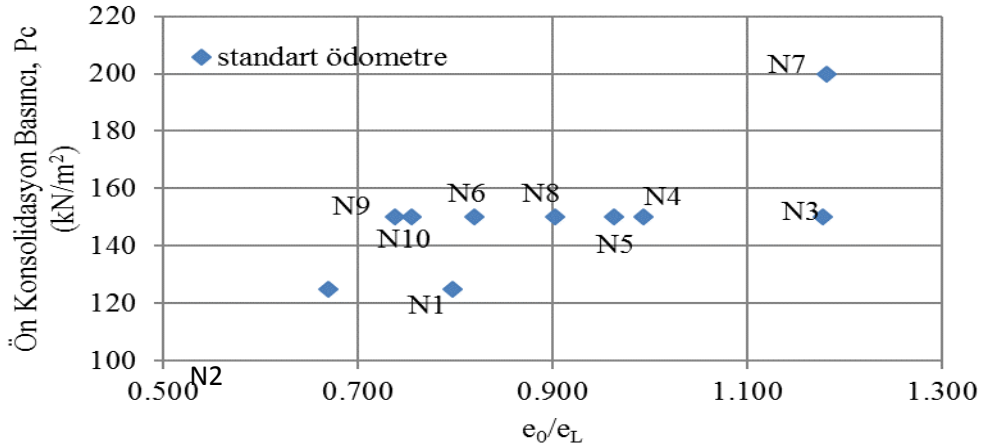
4. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

İnce daneli zeminlerin oturma miktarlarının gerilme geçmişlerine, etkisinde kaldıkları jeolojik gerilmenin büyüklüğüne, deney başı boşluk oranlarına ve deney başı su muhtevalarına bağlı olduğu bilinmektedir. Herhangi düşey gerilmenin numuneye uygulanması durumunda boşluk oranının değiştiği göz önüne alındığında deney başı boşluk oranlarının likit limitteki boşluk oranları ile normalize edilmesinin uygun olacağı çalışmada kabul edilmiştir.

Konsolidasyon deney yöntemleri ile ön konsolidasyon basıncının belirlenmesinde kullanılan farklı yöntemler ön konsolidasyon basıncını etkilemektedir. Konu ile ilgili detaylı açıklama [4], [9] yayınlarında bulunmaktadır.

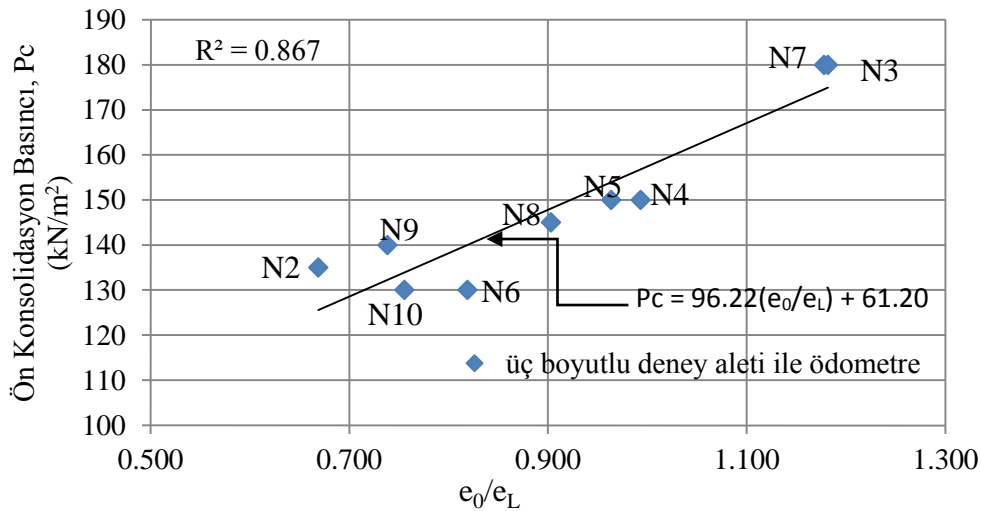
Önceden söz edildiği üzere e_0/e_L ile üç farklı yöntem kullanılarak belirlenen ön konsolidasyon basınçları P_c arasındaki davranış çalışmada araştırılmıştır. Standart ödometre deneyi sonuçlarında Ln(1+e)-Log. P yöntemi ile bulunan P_c 'ler ile e_0/e_L arasında gözlenen

sonuç Şekil 7’de gösterilmiştir. Tablo 2’den görüldüğü üzere konu yönteme göre numunelerin çoğunluğunun P_c değerleri aynıdır. Dolayısıyla iyi bir korelasyon sonucu gözlenememiştir.

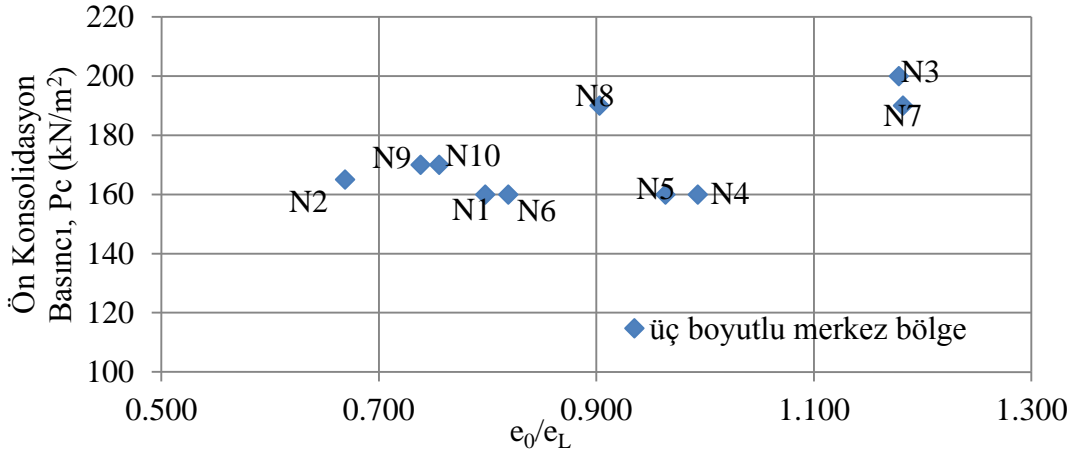


Şekil 7. Standart Ödometre Deneyi Sonuçlarında $\ln(1+e)$ -Log. P ile Bulunan P_c ile e_0/e_L Arasındaki Bağını

Benzer biçimde standart ödometre ve üç boyutlu konsolidasyon deney aleti kullanılarak yapılan ödometre ve üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında $\ln(1+e)$ -Log. P ve sıkışma modülü-Log. P yöntemleri ile bulunan P_c ile e_0/e_L arasında da Tablo 2 ve 3’deki veriler göz önünde bulundurularak Şekil 7’de gösterilen davranışa benzer sonuçlar bulunmuştur. Dolayısıyla grafikler burada gösterilmeyecektir. Bununla birlikte hem bir hem de üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında Casagrande yöntemi ile bulunan P_c ile e_0/e_L arasında gözlenen sonuçlar Şekil 8a ve 8b’de gösterilmiştir. Diğer iki yöntem ile bulunan sonuçlara oranla daha iyi sonuçların bulunduğu Şekil 8a ve 8b’de görülebilmektedir. Ödometre deneyi sonuçlarında gözlenen davranış Şekil 8a’dan da görüldüğü üzere yeterli büyüklükte korelasyon katsayısı olmamakla birlikte e_0/e_L arttıkça P_c ’nin arttığı biçimdedir. Şekil 8b’de görüldüğü üzere üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında gözlenen davranış ödometre deneyi sonuçları kadar açık ve net değildir.



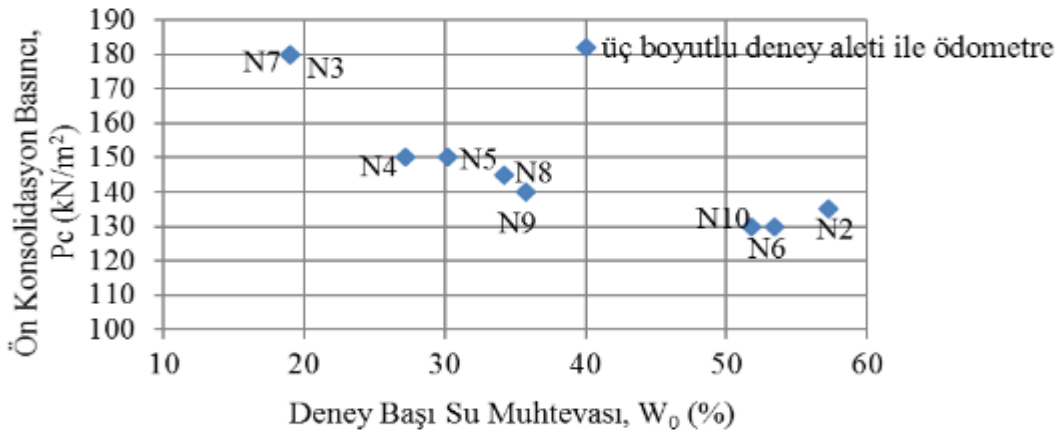
Şekil 8a. Casagrande Yöntemi ile Belirlenen P_c ile e_0/e_L Arasında Ödometre Deneyi Sonuçlarında Gözlenen Bağını



Şekil 8b. Casagrande Yöntemi ile Belirlenen P_c ile e_0/e_L Arasında Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Sonuçlarında Gözlenen Bağntı

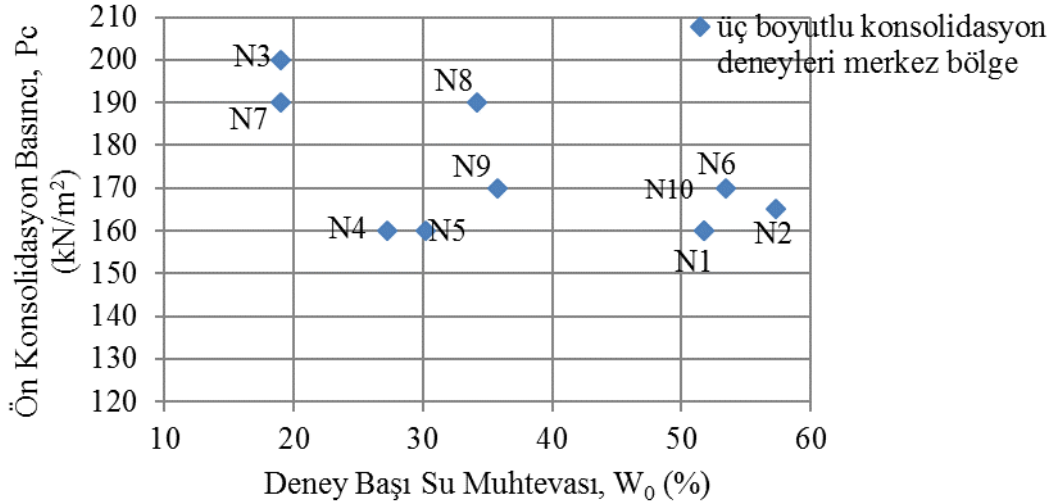
Bu çalışmada yapılan ödometre deneyi sonuçlarında $\ln(1+e)$ -Log. P yöntemine göre numunelerin çoğunluğunun ön konsolidasyon basınçlarının aynı bulunması dolayısıyla Tablo 2 ve Şekil 7'den de görüldüğü üzere e_0/e_L ile P_c arasında düzenli davranış gözlenmemiştir. Oysa [5] yayınında $\ln(1+e)$ -Log. P yöntemi ile belirlenen ön konsolidasyon basınçları ile e_0/e_L arasında korelasyon katsayısı 0,96 olan bağntı bulunmuştur. Ancak [5] yayınında deney başlangıcında yüksek su muhtevasına sahip farklı numuneler yalnızca ödometre deney aletinde konsolide edilmiştir. Buradaki çalışmada ise [5] yayınına benzer biçimde hazırlanan numuneler ilk çamur konsolidasyon aletinde 125 kPa aksenal gerilme değerinde konsolide edilmiş daha sonra bu aletten alınarak ödometre ve üç boyutlu konsolidasyon deneylerinin yapımında kullanılmıştır. Dolayısıyla bu çalışmada farklı sonuç bulunmuştur.

Deney başı su muhtevaları W_0 ile ön konsolidasyon basınçları P_c arasındaki davranışlarda ön konsolidasyon basıncı öncesi oturma davranışı hakkında görüş temin edilebilir amacı ile araştırılmıştır. En iyi davranış üç boyutlu deney aleti ile yapılan ödometre deneyi sonuçlarında Casagrande yöntemi kullanılarak belirlenen P_c ile W_0 arasında bulunmuştur. W_0 arttıkça P_c 'nin azaldığı biçimdeki davranış Şekil 9a'da görülebilmektedir. Aynı sonuç W_0 arttıkça P_c 'nin azalması biçiminde [5] yayınında da bulunmuştur.



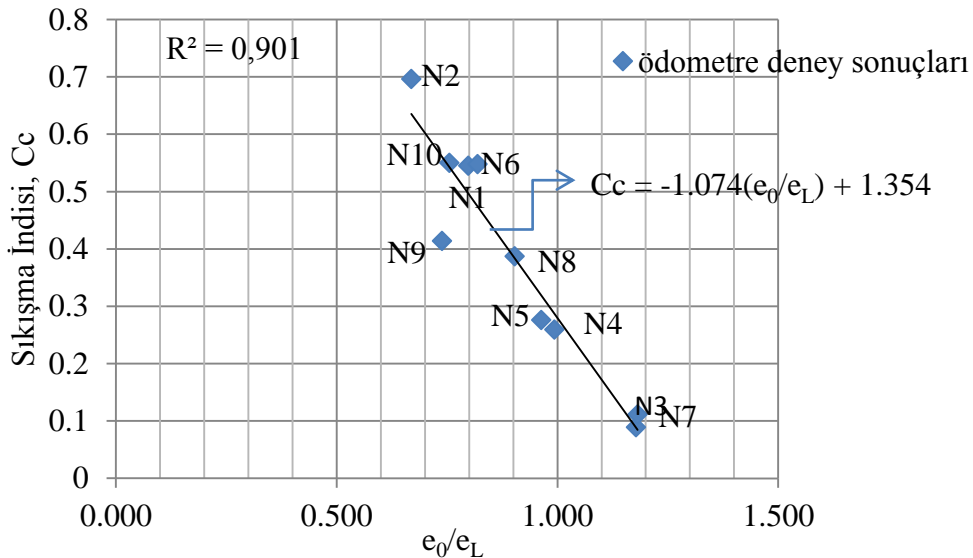
Şekil 9a. Ödometre Deneyi Sonuçlarında Casagrande Yöntemi ile Bulunan P_c ile W_0 Arasında gözlenen Davranış

Aynı yöntem ile üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında bulunan P_c ile W_0 arasındaki bağıntı araştırıldığında bulunan sonuç Şekil 9b’de gösterildiği biçimdedir. Ödometre deneyi sonuçlarında gözlenen sonuç kadar net olmadığı Şekil 9b’de görülmektedir. Araştırılan bağıntıların ödometre deneyi sonuçlarında üç boyutlu deney sonuçlarına oranla daha iyi olmaları iki deney sistemindeki yer değiştirme koşullarının farklı olmasına bağlanmaktadır.



Şekil 9b. Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Sonuçlarında Casagrande Yöntemi ile Bulunan P_c ile W_0 Arasında Bağntı

Sıkışma modülü-Log. P yöntemi ile her iki grubun deney sonuçlarında bulunan P_c ile W_0 arasında araştırılan bağıntılardan da Şekil 9b’ye benzer sonuçlar gözlenmiştir. Bulunan sonuçların çok net olmaması dolayısıyla ilgili grafikler burada gösterilmeyecektir. Arazi oturma eğrisinin e-Log. P eksenlerinde doğru olduğu bilinmektedir. Laboratuvar oturma eğrisinin de ön konsolidasyon basıncı sonrası ilgili eksenlerde doğru olduğu göz önünde bulundurularak e_0/e_L ile C_c arasındaki davranışlar her iki grubun deney sonuçlarında araştırılmıştır. Ödometre deneyi sonuçlarında görülen davranış Şekil 10a’da da görüldüğü üzere e_0/e_L azaldıkça C_c ’nin arttığı biçimindedir. İlgili korelasyon katsayısı 0.901 olarak kabul edilebilir değerdedir.

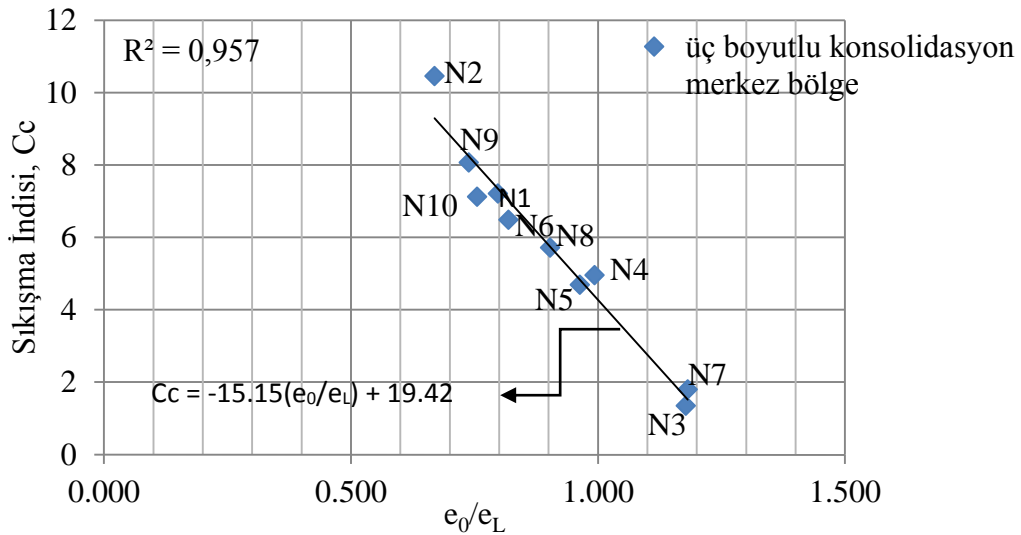


Şekil 10a. Standart Ödometre Deneyi Sonuçlarında e_0/e_L ile C_c Arasında Bağntı

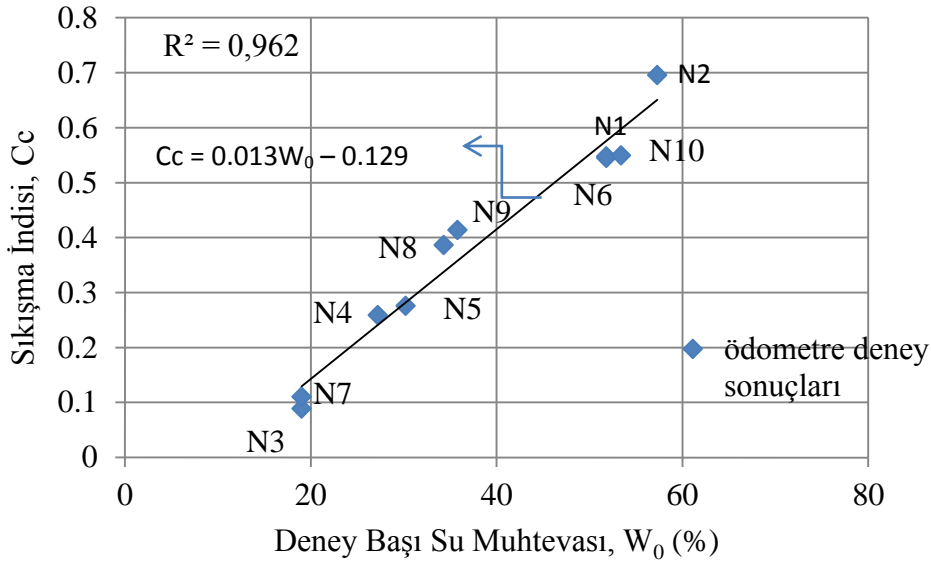
Aynı bağıntı üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında da araştırılmış ve gözlenen sonuç Şekil 10b'de gösterilmiştir. Ödometre deneyi sonuçlarına benzer biçimde e_0/e_L azaldıkça C_c 'nin arttığı biçimindeki davranışın regresyon sayısı Şekil 10b'de de görüldüğü üzere 0.957 olarak ilk defa ödometre deneyi sonuçlarından daha iyidir. Bir ve üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında araştırılan bağıntılarda numune sayılarının yeterli olmadığı unutulmamalıdır. Ayrıca [5] yayınında tam ters davranış e_0/e_L arttıkça C_c 'nin arttığı biçimde bulunmuştur.

Benzer biçimde deney başı su muhtevaları W_0 ile C_c arasında incelenen bağıntılarda hem ödometre hem de üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında W_0 'ın artması ile C_c 'nin arttığı biçimdeki davranışlar Şekil 11a ve Şekil 11b'de görülebilmektedir. Araştırılan diğer bağıntı sonuçlarına benzer biçimde regresyon sayısının ödometre deneyi sonuçlarında daha iyi olduğu aynı şekillerde görülebilmektedir.

Açıklanmaya çalışılan bağıntılar zeminlerin sınıflandırma deneylerinin konsolidasyon deneylerine oranla daha kolay ve daha kısa sürede yapılabildikleri dikkate alınarak zeminlerin oturma davranışları hakkında ön görüş temin edilebilir amacı ile araştırılmıştır. Ancak uygulamada numune sayısının fazla olduğu korelasyonların tercih edilmesi gerektiğine inanılmaktadır.

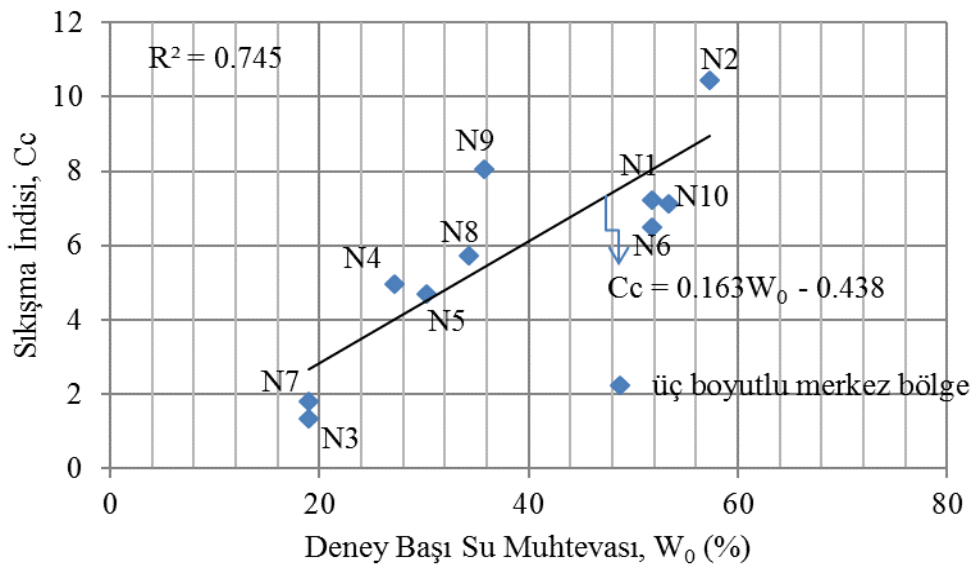


Şekil 10b. Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Sonuçlarında e_0/e_L ile C_c Arasında Bağntı

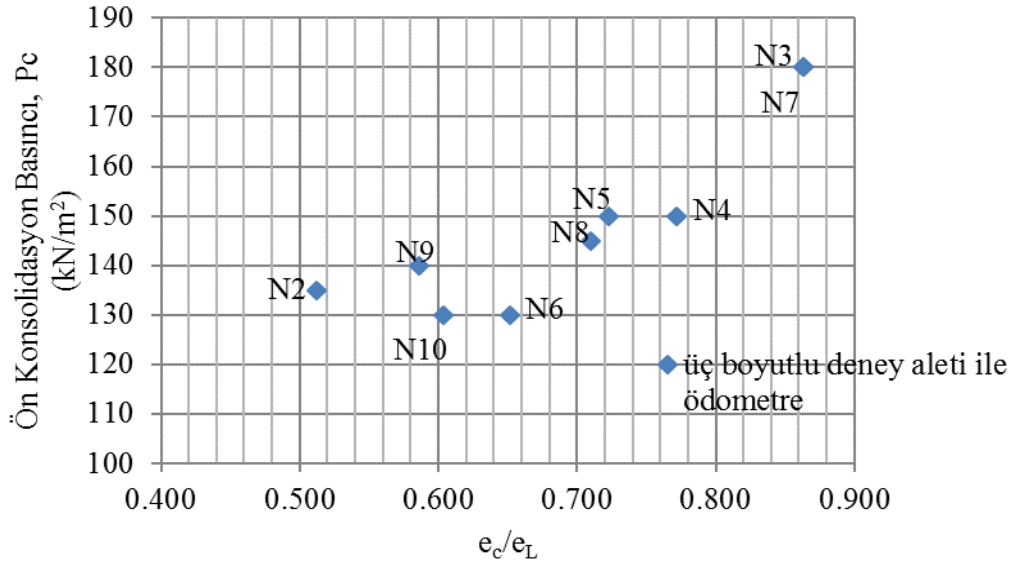


Şekil 11a. Standart Ödometre Deneyi Sonuçlarında W_0 ile C_c Arasında Bağntı

Oturma eğrilerinin ön konsolidasyon basıncına kadar ve ön konsolidasyon basıncı sonrası olmak üzere iki bölüm olarak dikkate alındığından daha önceden söz edilmiştir. Ön konsolidasyon basıncındaki boşluk oranı e_c çalışmada iki bölgeyi ayıran sınır olarak dikkate alınmıştır. Dolayısıyla ön konsolidasyon basıncındaki boşluk oranı da e_c likit limitteki boşluk oranı e_L ile normalize edilebilir. Çalışmada ödometre deneyi sonuçlarında Casagrande yöntemi kullanılarak bulunan ön konsolidasyon basınçlarındaki e_c 'ler e_L ile normalize edilmiştir. Belirlenen e_c/e_L ile aynı deney grubunda aynı yöntem ile bulunan P_c 'ler arasındaki davranış araştırılmış ve sonuç Şekil 12'de gösterilmiştir. Şekil 12'den e_c/e_L 'nin artımı ile P_c 'nin arttığı görülmektedir. Oysa standart ödometre deneyi sonuçlarında $\ln(1+e)$ -Log. P yöntemi ile bulunan ön konsolidasyon basınçlarında belirlenen e_c 'ler e_L ile normalize edilerek aynı deney grubundaki sıkışma indisleri C_c ile aralarındaki davranış araştırıldığında e_c/e_L azaldıkça C_c 'nin arttığı görülmüştür Şekil 13.

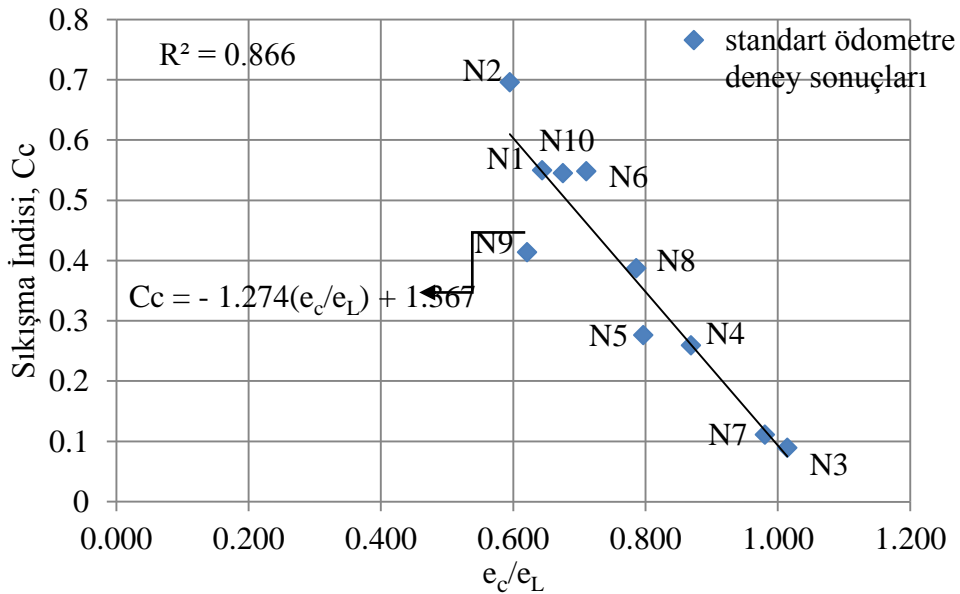


Şekil 11b. Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Sonuçlarında W_0 ile C_c Arasında Bağntı

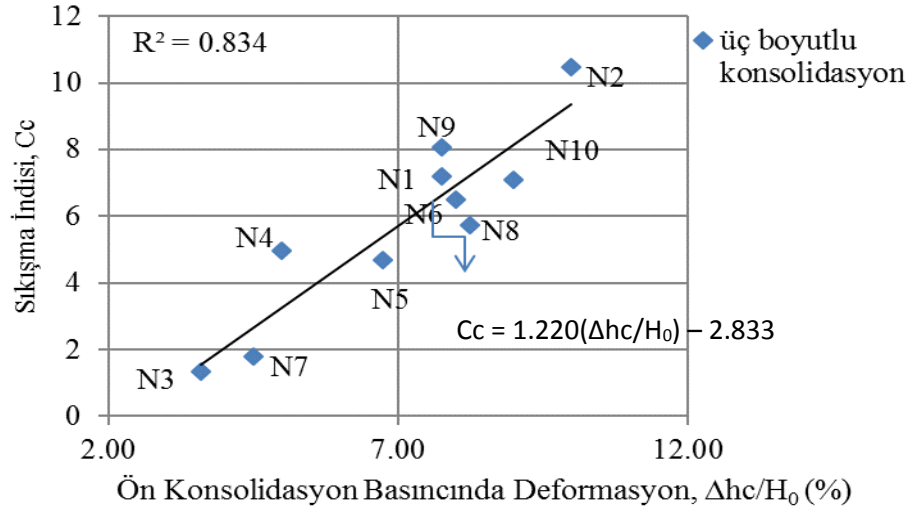


Şekil 12. Ödometre Deneyi Sonuçlarında Casagrande Yöntemi ile Ön Konsolidasyon Basıncılarında e_c/e_L ile P_c Arasında Bağını.

Şekil 13'te gösterilen e_c/e_L ile C_c arasındaki lineer davranışın korelasyon katsayısı çok kötü değildir. Ön konsolidasyon basıncındaki e_c yerine oturma miktarı kullanılarak Δh düşey deformasyon ile P_c ve C_c arasında araştırılan bağıntılardan, düşey deformasyon ile ön konsolidasyon basıncı P_c arasında net sonuç görülmezken, düşey deformasyon ile sıkışma indisi arasında düşey deformasyon arttıkça sıkışma indisinin arttığı biçiminde davranış görülmüştür. Konu edilen lineer bağıntının denklemi regresyon sayısı ile birlikte Şekil 14'te görülebilmektedir. Bu bağıntının regresyon sayısı ödometre deneyi sonuçlarından bulunana yakındır Şekil 13. Üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında düşey deformasyon ile ön konsolidasyon basıncı arasında net sonucun görülmemesi dolayısıyla ilgili grafik gösterilmemiştir.



Şekil 13. Standart Ödometre Deneyi Sonuçlarında Ln(1+e)-Log. P Yöntemi ile Belirlenen Ön Konsolidasyon Basıncılarında e_c/e_L ile C_c Arasında Bağını



Şekil 14. Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Sonuçlarında Casagrande Yöntemi ile Belirlenen Ön Konsolidasyon Basıncılarında $\Delta h_c/H_0$ ile C_c Arasında Bağını

5.SONUÇLAR

Ödometre deneyi sonuçları $\ln(1+e)$ -Log. P eksenlerinde çizildiğinde oturma eğrilerinin yaklaşık iki doğru oldukları bilinmektedir. Ön konsolidasyon basıncına kadar ve ön konsolidasyon basıncı sonrası oturma davranışları hakkında görüş edinilebilir amacıyla çalışmada yeniden konsolide edilerek hazırlanan numunelerle yapılan bir ve üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında farklı bağıntılar araştırılmıştır.

Oturma miktarlarının deney başı boşluk oranlarına bağımlı oldukları göz önüne alınarak deney başı boşluk oranları likit limitteki boşluk oranları ile normalize edilmiştir. Ödometre deneyi sonuçlarında $\ln(1+e)$ -Log. P yöntemine dayalı ön konsolidasyon basınçları pek çok numunenin aynı değer olarak bulunmuştur. Dolayısıyla bu yöntemle göre ön konsolidasyon basınçları ile e_0/e_L arasında e_0/e_L arttıkça P_c sabit devam ediyor biçiminde davranış bulunmuştur. Casagrande yöntemine göre ödometre deneyi sonuçlarında belirlenen ön konsolidasyon basınçları ile e_0/e_L arasında e_0/e_L arttıkça P_c 'nin arttığı biçiminde davranış gözlenmiştir. Aynı sonuç ödometre deneyi sonuçlarındaki kadar net olmamakla birlikte üç boyutlu konsolidasyon deneyi merkez bölge sonuçlarında da görülmüştür.

Oturma miktarlarının deney başı su muhtevalarına bağımlı olduğu dikkate alınarak üç farklı yöntem ile belirlenen ön konsolidasyon basınçları ile deney başı su muhtevaları arasında da bağıntılar araştırılmıştır. $\ln(1+e)$ -Log. P yöntemi ile standart ödometre deneyi sonuçlarında W_0 arttıkça P_c 'nin genel olarak sabit kaldığı görülmüştür. Oysa üç boyutlu deney aleti ile yapılan ödometre deneyi sonuçlarında W_0 arttıkça P_c 'nin azaldığı görülmüştür. Üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında Casagrande yöntemi ile bulunan ön konsolidasyon basınçları ile W_0 arasındaki bağıntı araştırıldığında ödometre deneyi sonuçları kadar net sonuç görülmemiştir. e_0/e_L ile C_c arasında hem bir hem de üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında korelasyon katsayıları 0,9'dan büyük bağıntılar e_0/e_L azaldıkça C_c 'nin arttığı biçiminde gözlenmiştir. Benzer biçimde sıkışma indisleri ile W_0 arasındaki bağıntılar incelenmiş ve her iki grubun deney sonuçlarında W_0 arttıkça C_c 'nin arttığı görülmüştür.

Ön konsolidasyon basıncındaki boşluk oranının P_c öncesi ve sonrası oturma davranışları için sınır olabileceği dikkate alınarak e_c/e_L ile P_c değerleri arasında da bağıntıların varlığına

bakılmıştır. Casagrande yöntemi ile ödometre deneyi sonuçlarında belirlenen P_c ile e_c/e_L arasında e_c/e_L arttıkça P_c 'nin arttığı görülmüştür. Oysa standart ödometre deneyi sonuçlarında hem $\ln(1+e)$ -Log. P hem de Casagrande yöntemleri ile belirlenen ön konsolidasyon basınçlarında e_c/e_L ile C_c arasındaki davranış araştırıldığında e_c/e_L azaldıkça C_c 'nin arttığı biçimindedir. Ön konsolidasyon basıncındaki düşey deformasyon miktarlarının kullanıldığı üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarında Casagrande yöntemi ile belirlenen P_c 'ler ile $\Delta h_c/H_0$ arasında gözlenen davranış ödometre deneyi sonuçları kadar net değildir. Bununla birlikte ön konsolidasyon basıncındaki düşey deformasyon ile sıkışma indisi arasındaki davranış araştırıldığında $\Delta h_c/H_0$ arttıkça C_c 'nin arttığı görülmüştür. Genel olarak ödometre deneyi sonuçlarında üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarına oranla daha iyi bağıntılar gözlenmiştir. İlgili sonuca neden olarak iki deney sisteminin yer değiştirme koşullarının farklı olması kabul edilmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Adıyaman, İ. B. (2005), “Üç Boyutlu Konsolidasyon Deney Sistemi”, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [2] Baydoğan, H. (2007), “Üç Boyutlu Konsolidasyon”, Yüksek Lisans tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [3] Yıldırım, H. ve Sezen, A. (2010), “Yeni Geliştirilen Deney Aleti ile Laboratuarda Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi”, Tübitak, Araştırma Projesi.
- [4] Çelebi, A. (2015), “Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyleri”, Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [5] Hong, Z. S., Yin, J. & Cui, Y. J. (2010), “Compression Behavior of Reconstituted Soils at High Initial Water Contents”, *Géotechnique* 60, No. 9, pp. 691-700.
- [6] Butterfield, R. (1979), “A Natural Compression Law for Soils, *Géotechnique* 29, No. 4 pp. 469-480.
- [7] Germaine, J. T. (1985), “Laboratory Measurements of Clay Behavior, MIT, Special Summer Course, Cambridge.
- [8] Burland, J. B. (1990), “On The Compressibility and Shear Strength of Natural Clays”, *Géotechnique* 40, No. 3, pp. 329-378.
- [9] Yıldırım, H ve Çelebi, A. (2014), “Ön Konsolidasyon Basıncı”, Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, 29(2), pp. 39-53.
- [10] Nash, D. F. T., Sills, G. C. ve Davison, L. R. (1992), “One-Dimensional Consolidation Testing of Soft Clay from Bothkenner”, *Géotechnique* 42, No. 2, pp. 241-256.
- [11] Holtz, R. D., Jamiolkowski, M. B. & Lancellotta, R. (1986), “Lessons from Oedometer Tests on High Quality Samples”, *Journal of Geotechnical Engineering*, .ASCE, Vol.112, No. 8, pp. 768-776.
- [12] Nakase. A., Kamei, T. & Kusakabe, O. (1988), “Constitutive Parameters Estimated by Plasticity Index”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 7, pp. 844-858.
- [13] Atkinson, J. (2007), “The Mechanics of Soils and Foundations”, 2nd edition, Taylor & Francis, London and New York.
- [14] Kumbasar, V. Ve Kip, F. (1999), “Zemin Mekaniği Problemleri”, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.

DÜŞEY GERİLME ETKİSİNDEKİ DAİRESEL ALANIN ÇEVRE BÖLGESİNDEKİ OTURMALAR

THE SETTLEMENTS AT AROUND THE VERTICALLY- LOADED CIRCULAR AREA

Hüseyin YILDIRIM¹

Ayşen ÇELEBİ²

ABSTRACT

A sufficient number of tests on different soil samples, with a new test device which is considered to be a modified form of standard oedometer device and permits the lateral strains in the loaded area to occur when a stress increment is applied to the central part of the specimen, circular in shape, 120 mm in diameter, 20 mm high, were carried out. By the help of two weight hangers the first vertical stress increment, 100 kPa, was applied to the specimen simultaneously. One of the hangers is used for applying the load to the central part, 50 mm in diameter, and the other is used for applying the load to the area around the central part. While the standard stress increments were being applied to the central part, there was a soil material subjected to 100 kPa around the central part. Vertical displacements at the standard time intervals both in the central and the part around the central part, were recorded, when a stress increments was applied to the central part. If the stress increments were small enough, no vertical displacements in the surrounding part could be observed at the beginning of the process. However, if the test procedure progresses up to the 7~8 hours, the small settlements in the surrounding part could be observed. When the stress increments are high enough, small settlements in the surrounding part could be observed at the beginning of the process. On all the test results performed, while the stress increments were being applied to the central part, small settlements in the surrounding part were observed. On the other hand, during the removal of the applied loads from the central part, the observed settlements in the surrounding part remained generally constant.

Keywords: Circular area subjected to vertical load, settlements around the central part.

ÖZET

Dairesel biçimde 120 mm çap ve 20 mm yükseklikte numunenin merkez bölgesine düşey gerilme artımları uygulandığında gerilme etkisinde kalan bölgenin yanal yönde yer değiştirmesine olanak sağlayan ve ödometre deney aletinin geliştirilmiş modeli kabul edilebilen yeni deney aleti ile farklı numuneler kullanılarak yeterli sayılarda deneyler yapılmıştır. 100 kPa değerinde ilk gerilme artımı iki moment kolu yardımı ile aynı zamanda numuneye uygulanmıştır. Moment kollarından biri 50 mm çapındaki merkez bölgeye diğeri

¹ Prof. Dr. İTÜ, İnşaat Fak. yildirimh@itu.edu.tr

² Dr., Özyeğin üniversitesi, aysen.celebi@ozyegin.edu.tr

merkez bölge çevresindeki bölgeye düşey gerilme artımı uygulamasında kullanılmaktadır. Çevre bölgede 100 kPa düşey gerilme etkisinde numune bulunurken standart gerilme artımları merkez bölgeye uygulanmıştır. Her gerilme artımı merkez bölgeye uygulandığında standart zaman aralıklarında düşey yer değiştirmeler hem merkez bölgede hem de simetrik iki noktadan olmak üzere çevre bölgede kaydedilmiştir. Gerilme artımları küçük olduğunda çevre bölgede ilk zamanlarda herhangi düşey yer değiştirme görülmemesine rağmen, genel olarak 7~8 saat sonrasında çok küçük oturmalar görülebilmektedir. Gerilme artımları yeterli miktarda olduğunda ilk dakikalarda da çevre bölgede küçük düşey yer değiştirmeler gözlenmiştir. Bütün deney sonuçlarında merkez bölgeye ilave gerilme artımları uygulanırken çevre bölgede küçük miktarlarda oturmalar görülmüştür. Bununla birlikte merkez bölgeden uygulanan gerilmelerin geri alınması esnasında ise çevre bölgede gözlenen oturmaların genel olarak sabit kaldıkları gözlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Düşey gerilme etkisindeki dairesel alan, çevre bölge oturmaları.

1.GİRİŞ

Zemin yüzeyine herhangi yapı nedeni ile ilave gerilme uygulandığında zemin içerisinde derinlikle üç yönde de toplam gerilmelerde değişim olacaktır. Uygulanan ilave gerilmeden dolayı zemin içerisinde belirli bölgelerde olması beklenen gerilme artımları uygulanan gerilmenin büyüklüğüne, etkiye şekline, ilave gerilmenin uygulandığı alanın biçimine bağlıdır. İlave gerilmeden dolayı uygulamada dikkate alınan, genellikle düşey yöndeki gerilme artımıdır ve bu bileşenin neden olduğu düşey yer değiştirme değeri oturma olarak isimlendirilmektedir. Zemin yüzeyine uygulanan ilave gerilme artımı derinlikle ve yanal yönlerde yüzeye uygulanan alandan daha büyük alanlarda etkili olacaktır. Belirli bölge dışında etkisi olmayacaktır. Elastisite teorisine dayalı pek çok araştırmacının formülleri ile zemin içerisinde üç yönde de gerilme artımları hesaplanabilmektedir. Bazı formüllerde zemin özellikleri de dikkate alınmaktadır Boussinesq ve Westergaard.

Bu çalışmada plastisite indisi 5~55 arasında değişen, ince daneli yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler kullanılarak yeterli sayılarda deneyler yapılmıştır. 120 mm çapında, 20 mm yüksekliğinde numune, ilk olarak iki farklı moment kolu ile 100 kPa düşey gerilme etkisinde 24 saat konsolide edilmiştir. Daha sonra 50 mm çapındaki merkez bölgeye standart gerilme artımı uygulanmıştır. İlave gerilme artımları merkez bölgeye uygulandığında 35 mm genişlikteki çevre bölgede de küçük ilave oturmalar gözlenmiştir. Düşey yer değiştirmeler hem merkez hem de çevre bölgede simetrik iki noktadan olmak üzere orta noktalardan ölçülmektedir. Hem merkez hem de çevre oturma eğrilerinin çiziminde 24 saat sonundaki oturma miktarları kullanılmıştır. Deneyler esnasında herhangi gerilme artımı merkez bölgeye uygulandığında standart zaman aralıklarında oturma miktarları merkez ve çevre bölgede kaydedilmektedir. Küçük gerilme artımları 25, 50 kPa gibi merkez bölgeye uygulandığında ilk saatlerde çevre bölgede yer değiştirme değerlerinde herhangi bir değişim görülmemiştir. Daha sonra numunenin grubuna bağlı olarak 0,05 mm dolaylarında ilave oturmalar görülmüştür. İlgili sonuca neden olarak numunenin ilk 100 kPa düşey gerilme etkisinde 24 saat konsolide edilmiş olması düşünülmektedir. Merkez bölgeye uygulanan gerilme artımları arttırıldığında çevre bölgede de oturmalar ilk dakikalarda çok küçük miktarlarda görülmektedir. Yüksek plastisiteli numunelerde 900 kPa gibi yüksek gerilme kademesi doğrudan değil adım-adım uygulanmıştır. Oturma miktarlarının küçük görüldüğü düşük plastisiteli kil-silt numunelerde doğrudan uygulanmıştır. Bazı numunelerde ise bu gerilme değeri hiç uygulanmamıştır.

Deneilerin yapımında konu edildiği üzere yüksek plastisiteli killi numunelerin yanı sıra düşük plastisiteli kil-silt numunelerde kullanılmıştır. Oturma eğrilerinin çiziminde 24 saat sonundaki düşey yer değiştirmeler dikkate alınmıştır. 10 farklı numunenin hepsinde ve çalışmada yapılan bütün deneylerde merkez bölgeye ilave gerilme artımları uygulanırken çevre bölgede oturmaların olduğu, merkez bölgeden uygulanan ilave gerilmelerin geri alınması esnasında ise çevre bölgede gözlenen oturma miktarlarının yaklaşık sabit kaldıkları gözlenmiştir.

2.NUMUNELER

Deneilerin yapımında laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler kullanılmıştır. Numune hazırlama aşamasında ilk olarak numunenin miktarına göre etüvde 24~48 saat aralığında kurutulan numuneler daha sonra dövülerek danelerine ayrılmış ve 40 numaralı elekten elenerek elek altına geçen malzemeden yeterli miktar alınmıştır. Daha sonra likit limit değerlerinin 2 katı su ile karıştırılarak homojen karışım hazırlanmıştır. Hazırlanan karışım çamur konsolidasyon aletine alınarak 125 kPa eksenel basınç etkisinde en az üç ay konsolide edilmiştir. 125 kPa gerilme değerine piston ile metal kabın iç yüzeyi arasından olası numune kaybını önlemek için 2 ~3 hafta içerisinde ulaşılmıştır. Çamur konsolidasyon aleti Şekil 1'den görüldüğü üzere, askıya ilave edilen ağırlıklar yardımı ile numuneye düşey gerilme uygulamaktadır. Şekil 1'de ağırlık uygulamasının ilk aşaması görülmektedir. Ayrıca çamur konsolidasyon aleti alt ve üst yüzeylerinde bulunan geçirimli taşlar yardımı ile numunenin her iki yönden drenajına olanak sağlamaktadır. Konsolidasyon gerilmesinin 125 kPa seçilmesinin nedeni; yeni deney aletinde uygulanacak ilk düşey gerilmenin 100 kPa olarak deney programı başında seçilmiş olması dolayısıyladır.



- Gerilme uygulamakta kullanılan askı.
- İç çapı 19 cm, yüksekliği 81 cm çamur konsolidasyon aleti.
- Karışımı hazırlamakta kullanılan kaplar.
- Toplam 320 kg ağırlık kullanılmaktadır. 40 kg görülmektedir.

Şekil 1. Çamur Konsolidasyon Aleti

Açıklandığı biçimde yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler çamur konsolidasyon aletinden alınarak deneylerin yapımında kullanılmıştır. Numunelerin çamur konsolidasyon aletindeki konsolidasyon süreleri Tablo 1’de gösterilmiştir.

Tablo 1. Deneylerin Yapımında Kullanılan Numunelerin Çamur Konsolidasyon Aletinde Konsolidasyon Süreleri

Numune Numarası	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10
Süre(ay)	3.0	3.6	3.2	3.0	7.0	6.0	12.0	5.5	6.0	
Süre(ay)	3.5	5.2	8.0							

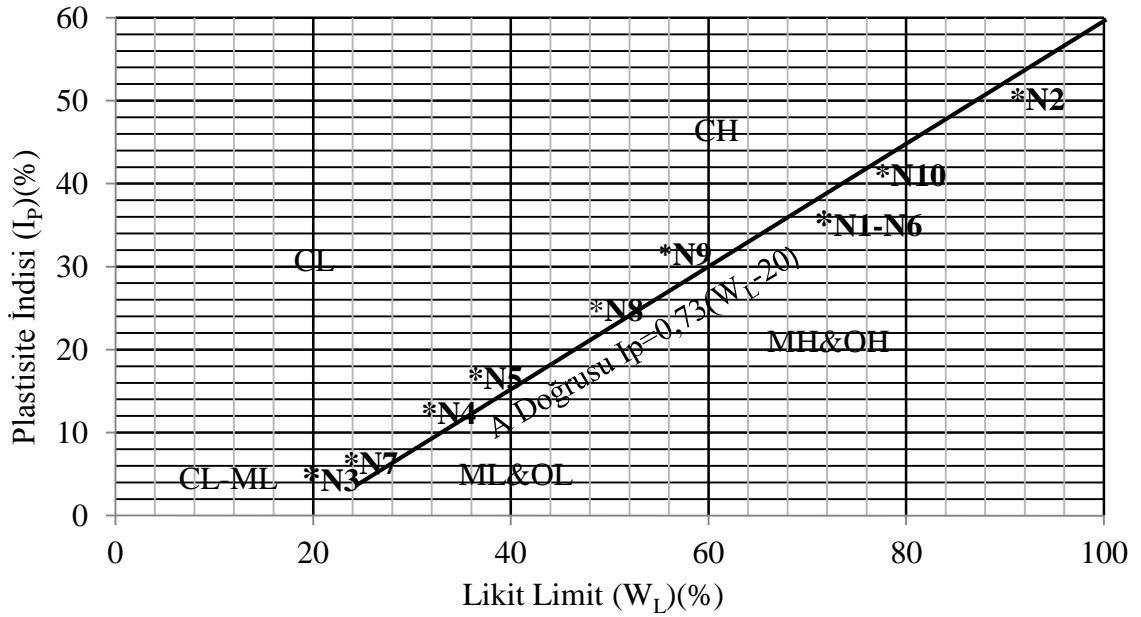
Ayrıca her numune ile yeterli sayılarda likit limit, plastik limit, hidrometre ve piknometre deneyleri yapılarak numuneler birleşik zemin sınıflandırma yöntemine göre sınıflandırılmıştır. Sınıflandırma özellikleri Tablo 2’de özetlenmiştir.

Tablo 2. Deneylerin Yapımında Kullanılan Numunelerin Sınıflandırma Özellikleri

Numune Numarası	W _n	γ _s	W _L	W _P	I _P	I _L	I _c	İnce Kum	Silt	Kil	Zemin Grubu
-	(%)	kN/m ³	(%)	(%)	(%)	-	-	(%)	(%)	(%)	-
N1	51.8	27.6	71.6	35.3	36.3	0.46	0.55	6.0	75.2	18.8	MH
N2	57.3	27.6	90.5	36.1	54.4	0.39	0.61	11.0	49.0	40.0	CH
N3	19.0	28.1	20.0	15.0	5.0	0.80	0.20	19.5	69.3	11.2	CL-ML
N4	27.2	27.5	31.8	18.3	13.5	0.66	0.34	16.5	72.0	11.5	CL
N5	30.2	28.1	36.2	18.3	17.9	0.66	0.34	19.0	71.0	10.0	CL
N6	51.8	27.4	71.4	35.3	36.1	0.46	0.54	10.2	77.6	12.2	MH
N7	19.0	28.0	22.0	15.0	7.0	0.81	0.19	4.8	80.2	15.0	CL-ML
N8	34.8	26.7	48.0	22.0	26.0	0.49	0.51	9.3	75.8	14.9	CL
N9	35.8	27.7	54.5	23.0	31.5	0.41	0.59	1.0	74.0	25.0	CH
N10	52.8	27.3	77.4	35.6	41.8	0.41	0.59	12.5	77.5	10.0	MH

Tablo 1’de, W_n: Su muhtevası, γ_s: Dane birim hacim ağırlığı, W_L: Likit limit, W_P: Plastik limit, I_P: Plastisite indisi, I_L: Likitlik indisi, I_c: Kıvam indisidir.

Suya doygun oldukları kabul edilen numunelerin plastisite kartında yerleri ile A doğrusuna yakın buldukları Şekil 2’de görülebilmektedir.

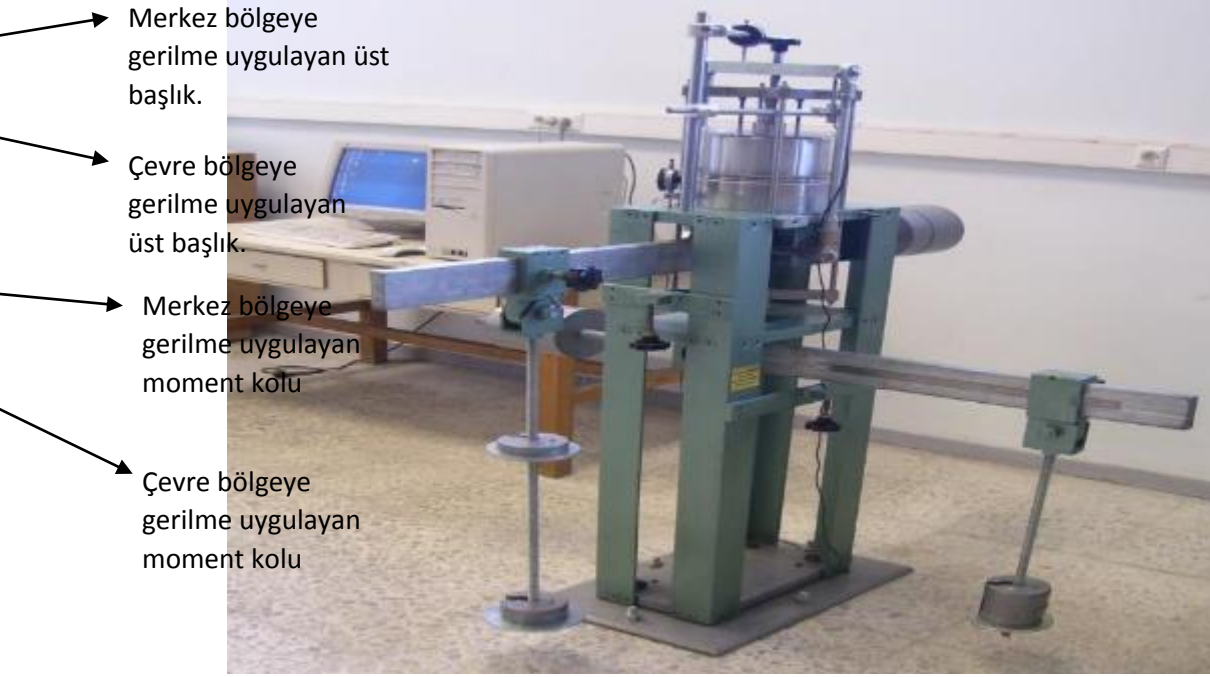


Şekil 2. Deneyselerde Kullanılan Numunelerin Plastisite Kartında Yerleri

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

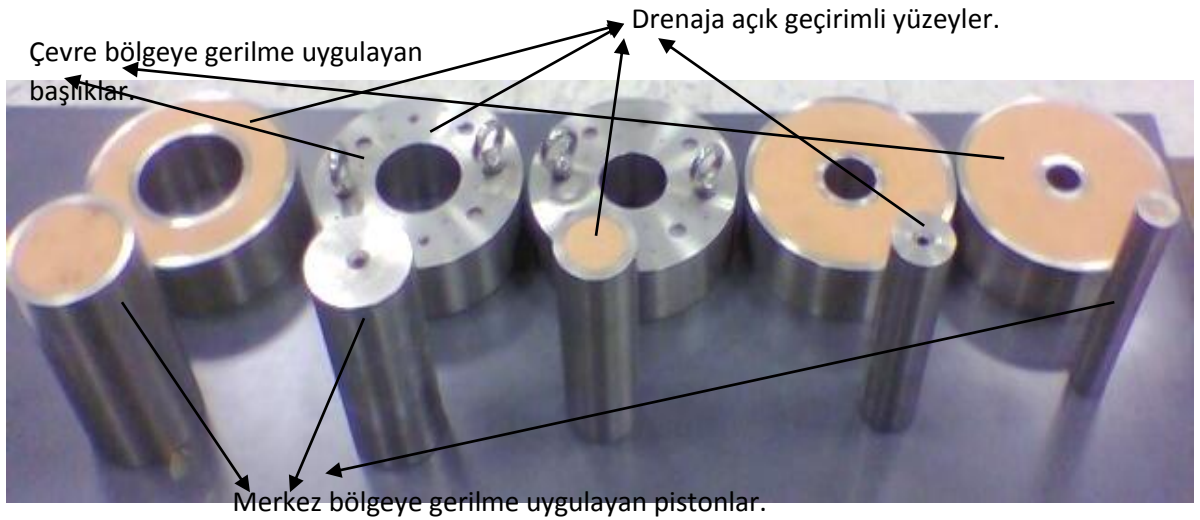
Standart ödometre deneyinde bilindiği üzere yanal yönde şekil değiştirmesi ring kullanılarak engellenen numuneye düşey yönde ilave gerilme artımları uygulanmaktadır. Uygulanan gerilmenin etkisi ile numunede görülen düşey yer değiştirmeler yine aynı yönden ölçülmektedir. Eksenel gerilme uygulandığında numunenin yanal yönde de yer değiştirmesine olanak sağlayan ve buna bağımlı olarak ödometre deney aletinin geliştirilmiş modeli olarak tanımlanan alet Prof. Dr. Hüseyin Yıldırım tarafından tasarlanmıştır. Deney aleti hakkında detaylı bilgi [1], [2], ve [3] yayınlarında bulunmaktadır.

Deneysel çalışmada 120 mm çapında, 20 mm yükseklikteki numuneye Şekil 3, ve Şekil 4'den görüleceği üzere iki moment kolu yardımı ile aynı zamanda 100 kPa düşey gerilme uygulanmaktadır. 100 kPa düşey gerilme değeri moment kollarındaki ayarlanabilen vidalar yardımı ile amaca uygun farklı seçilebilir. Numune ilk olarak bu basınç etkisinde 24 saat konsolide edilmiştir. Bu gerilme artımında olduğu üzere diğer gerilme artımlarında da standart zaman aralıklarında düşey yer değiştirmeler hem simetrik iki noktadan çevre bölgede hem de merkez bölgeden kaydedilmiştir. Daha sonra 25, 50, 100, 200 kPa gibi standart gerilme artımları merkez bölgeye uygulanmıştır.



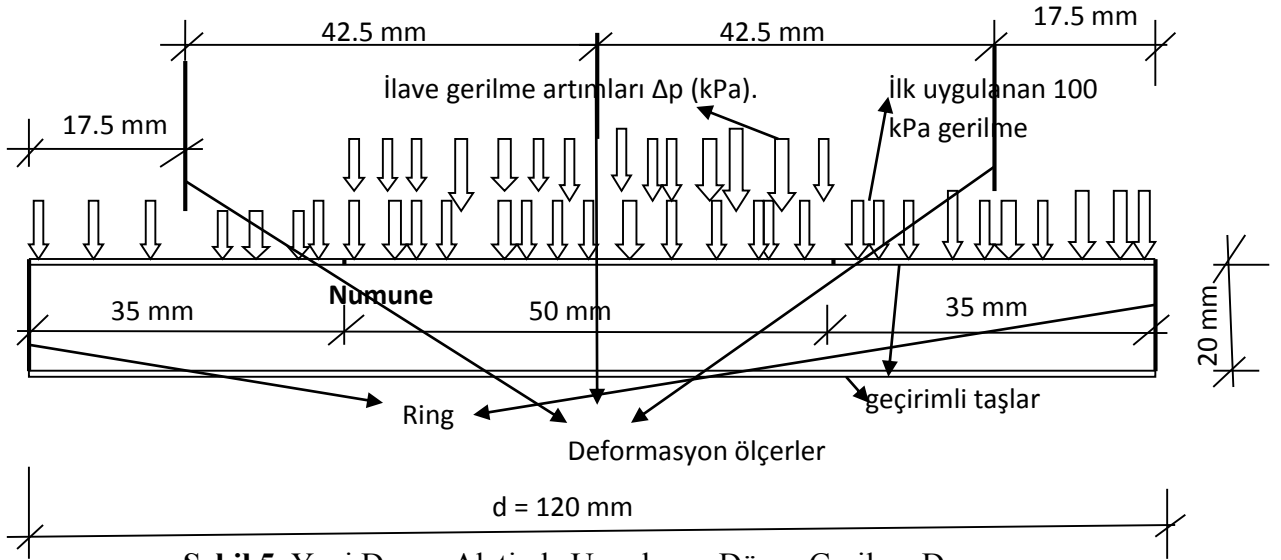
Şekil 3. Yeni Konsolidasyon Deney Aleti

Bu çalışmada merkez bölge çapı olarak 50 mm kullanılmıştır. Merkez bölgeye herhangi ilave gerilme artımı uygulandığında bu bölgenin çevresinde yanal yönde yer değiştirmeyi engelleyen ring bulunmamaktadır. Dolayısıyla aksenal gerilme artımına maruz bölgede yanal yönde de yer değiştirmelere izin verilmektedir. Ancak 50 mm çapındaki merkez bölgenin etrafında 100 kPa düşey gerilme etkisinde bulunan 35 mm genişlikte olan numune bulunmaktadır. Yeni deney aletindeki gerilme durumunun, arazide herhangi yapı nedeni ile zemine düşey gerilme artımı uygulanmasındaki durumu daha iyi temsil ettiğine inanılmaktadır. Ayrıca deney başında numune kalınlığının 20 mm olması ve her iki yönden drenaja açık olması dolayısıyla ilave boşluk suyunun izleyeceği yol için aynı şeyi söyleyebilmek uygun bulunmamaktadır.



Şekil 4. Numunenin Çevre Bölgesine Gerilme Uygulayan Üst Başlıklar ile Merkez Bölgeye Gerilme Uygulayan 20, 30, 40, 50 ve 60 mm Çapında Pistonlar

Merkez bölgeye uygulanan ilave gerilmelerin neden olduğu düşey yer değiştirmeler standart zaman aralıklarında Şekil 5’de görüldüğü üzere simetrik iki noktadan olmak üzere hem çevre hem de merkez bölge orta noktalarından kaydedilmektedir. Yeni deney aletinde numuneye uygulanan aksenal gerilme durumu da ayrıca Şekil 5’te gösterilmiştir. Şekil 5 ayrıca deney başında yüksekliği 20 mm olan numunenin her iki yönden drenaja açık olduğunu da göstermektedir.



Şekil 5. Yeni Deney Aletinde Uygulanan Düşey Gerilme Durumu

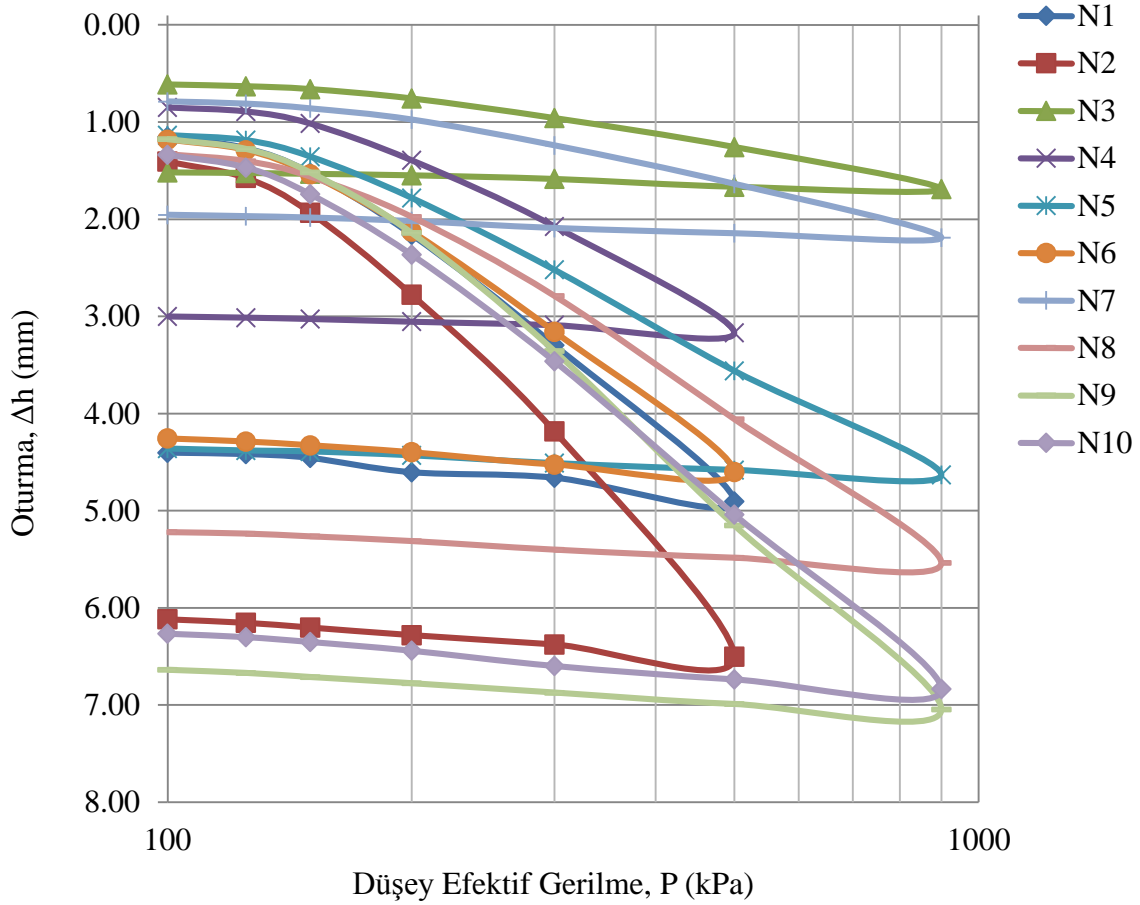
Çamur konsolidasyon aletinde hazırlanan numune miktarlarının yeterli ve deney aletinin yeni olması dolayısıyla aynı numune ile fazla sayıda deney çalışmada tekrar edilmiştir. Deney sayıları Tablo 3’de özetlenmiştir.

Tablo 3: Konsolidasyon Deneyi Sayıları

Numune Numarası	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10
Deney Sayısı	19	11	22	12	10	8	7	6	5	8

4. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Aynı numune kullanılarak yapılan deney sonuçlarının ortalama miktarları ile daha önceden söz edildiği üzere 24 saat sonundaki oturma miktarları oturma eğrilerinin çiziminde kullanılmıştır. Numunelerin merkez bölge oturma eğrileri Şekil 6’da gösterilmiştir.

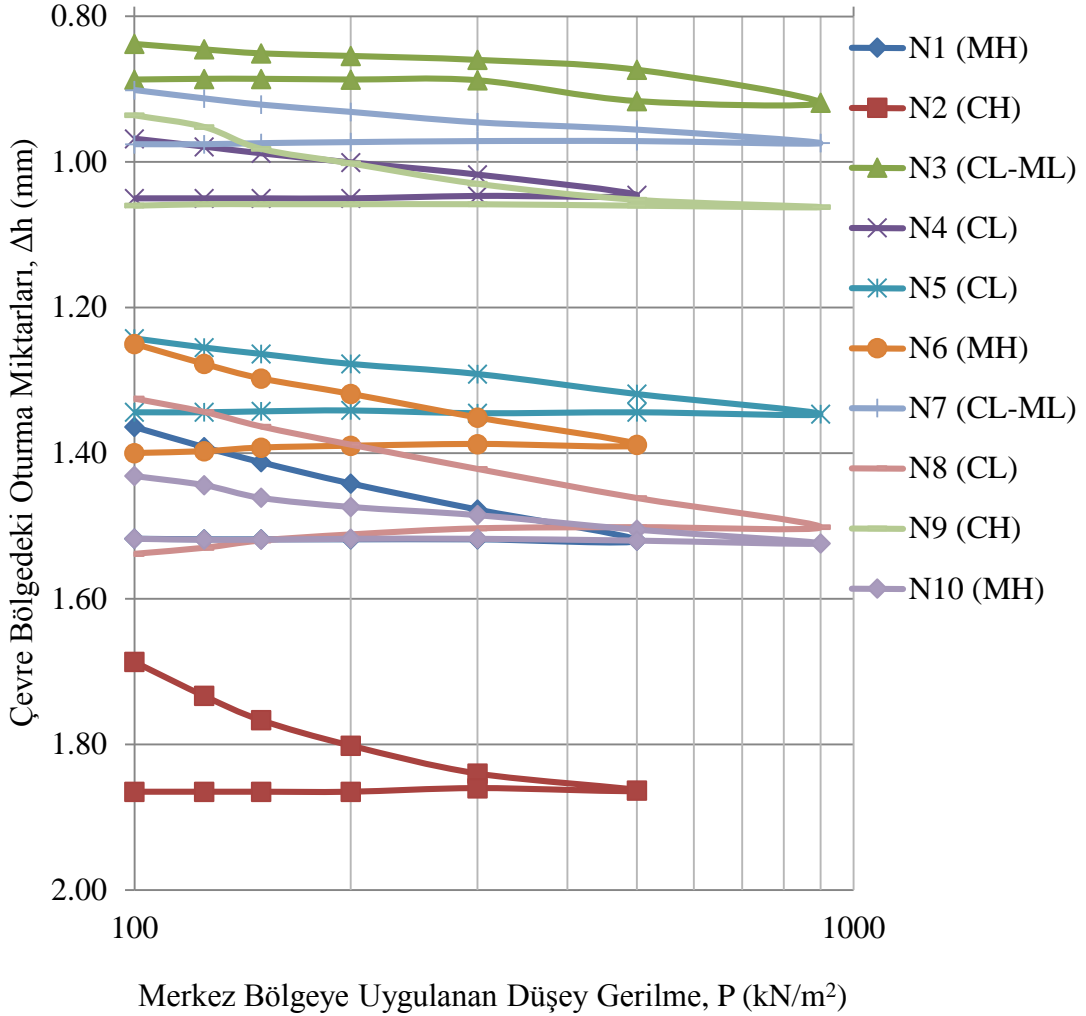


Şekil 6. Konsolidasyon Deneyi Sonuçları, Merkez Bölge Oturma Miktarları

Her numunenin eğimine dikkat edildiğinde, olması beklenen oturmalar hakkında ön tahmin Şekil 6 yardımı ile yapılabilmektedir. Plastisite indisi düşük olan numuneler yüksek plastisite indisi numunelerden kolaylıkla fark edilmektedir. Bu deney grubunda gözlenen hacimsel sıkışma sayıları, aynı numunelerin ödometre deneyi sonuçlarında 150~200 kPa gerilme aralığında ve sonraki gerilme değerlerinde daha büyüktür. İlgili sonuçta daha fazla oturma miktarı anlamındadır. Konu ile ilgili detaylı bilgi [4]'te bulunabilmektedir.

Bilindiği üzere Şekil 6'daki eğriler ilave gerilme artımları merkez bölgeye uygulandığında merkez bölgede ölçülen oturma miktarlarına bağlı çizilmiştir. Bir önceki bölümde açıklandığı üzere, ilave gerilme artımları merkez bölgeye uygulandığında çevre bölgede de ilave küçük miktarlarda oturmalar görülmüştür. Bütün numunelerin çevre bölge oturma eğrileri Şekil 7'de görülmektedir. Plastisite indisi yüksek olan numunelerin çevre bölge oturma miktarları da düşük plastisiteli olanlara oranla daha büyüktür Şekil 7. Farklı plastisite indisi numunelerin hepsinde Şekil 7'den görüldüğü üzere merkez bölgeye ilave gerilme artımları uygulanırken çevre bölgede küçük miktarlarda oturmalar görülmüştür. Merkez bölgeye uygulanan ilave gerilmelerin geri alınması aşamasında ise çevre bölge oturma miktarlarının genel olarak sabit kaldıkları benzer biçimde Şekil 7'de görülmektedir. Ayrıca bazı numunelerin çevre bölge oturma eğrilerinde 200~25 kPa gerilme aralığında düzensiz davranışın varlığı da Şekil 7'de dikkat edilmelidir. Düzensiz davranışa neden olarak, çok sayıda deney sonucunun ortalama miktarının kullanımı ve su içerisinde bulunan numunelerde gerilme azalması sonucu numunelerin su muhtevalarının artması dolayısıyla etkisinde kaldıkları gerilmelere yeterli direnci gösterememeleri düşünülmektedir. Ayrıca

N3’de görülen düzensiz çevre bölge oturma davranışının nedeni; deney başı su muhtevasının likit limit değerine yakın olmasından kaynaklandığına inanılmaktadır.



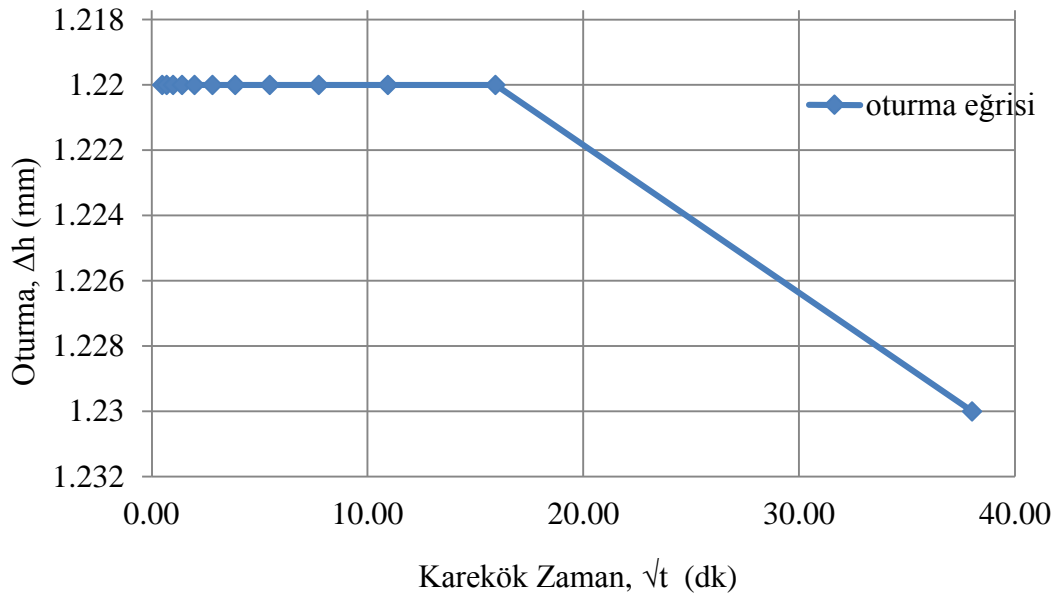
Şekil 7. Merkez Bölgeye ilave Gerilme Artımları Uygulanırken, Çevre Bölgede Görülen Oturma Miktarları

Merkez bölgeye uygulanan ilave gerilme artımları küçük miktarlarda iken ilk saatlerde çevre bölgede herhangi bir yer değiştirme genel olarak bütün deneylerde görülmemiştir. İlerleyen saatlerde küçük miktarlarda oturmalar görülebilmektedir. Konu edilen davranış çalışmada yapılan tüm deneylerde görülmüştür. Dolayısıyla örnek olması amacı ile N5 ile yapılan herhangi bir deney sonucu Şekil 8’de gösterilmiştir. Şekil 8’de gösterilen davranış hem N5 ile yapılan diğer deneylerde hem de çalışmada kullanılan diğer numunelerin sonuçlarında genel olarak görülmüştür. Merkez bölgeye ilave gerilme artımı uygulandığında çevre bölgede ilk saatlerde her hangi düşey yer değiştirme görülmemektedir. Daha sonra ilave

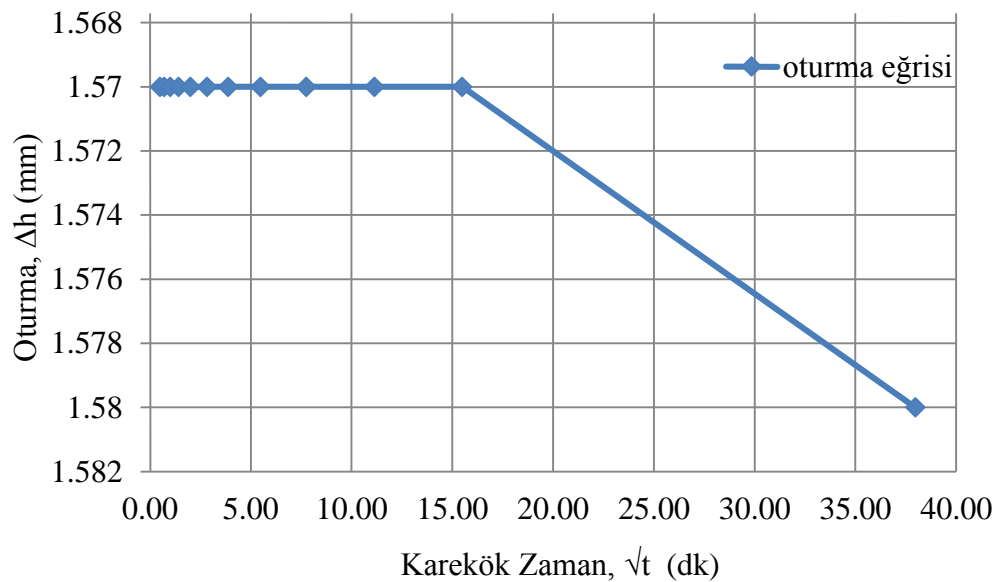
küçük oturmalar görülmektedir. Sonuçların daha iyi görülebilmesi için zaman eksenini karekök kullanılmıştır.

Şekil 8. 125-150 kPa Gerilme Aralığında Çevre Bölge Oturma Miktarları, N5 (CL)

Benzer biçimde N8 kullanılarak yapılan herhangi bir deneyin 125~150 kPa gerilme aralığında zaman ile çevre bölge oturma miktarlarının değişimi Şekil 9'da görülebilmektedir.



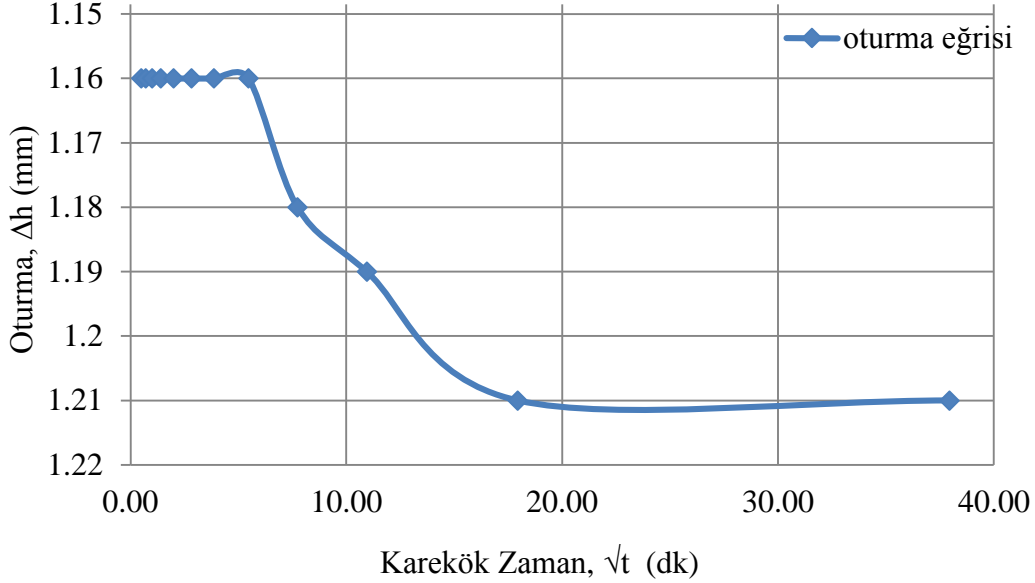
İlk saatlerde oturma değerlerinin sabit kalıp daha sonra küçük ilave oturmaların görülmesi biçimindeki davranış Şekil 8 ile aynıdır.



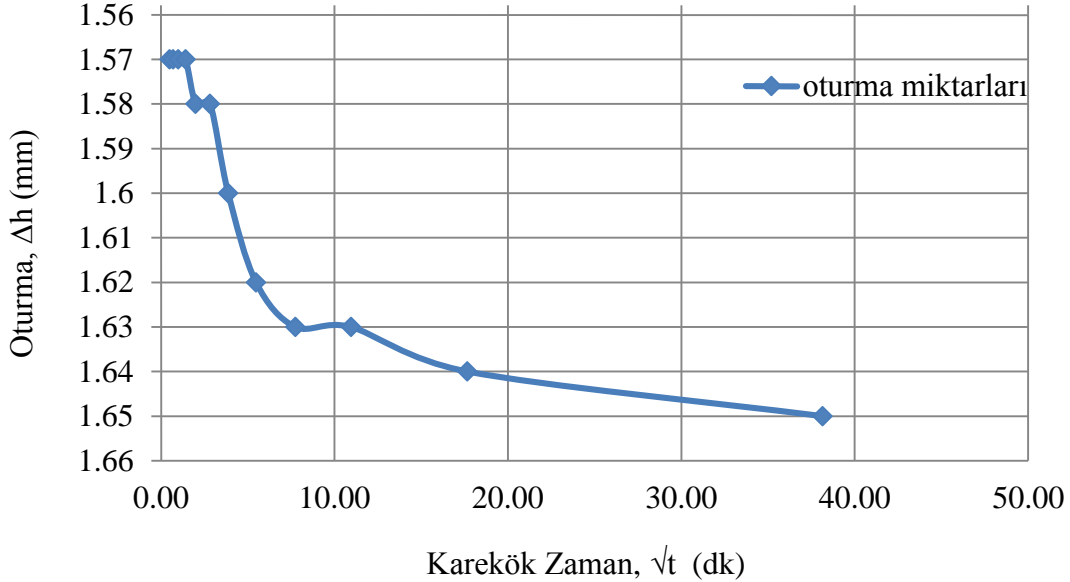
Şekil 9. 125~150 kPa Gerilme Aralığında Çevre Bölge Oturma Miktarları, N8 (CL)

Merkez bölgeye uygulanan gerilmelerin miktarları arttırıldığında ilk dakikalarda da çevre bölgede küçük miktarlarda yer değiştirmelerin görülebildiğinden söz edilmiştir. Açıklanan oturma davranışı benzer biçimde çalışmada yapılan tüm deneylerde görülmüştür. Örnek olabilir görüşü ile iki numunede gözlenen davranış sırasıyla Şekil 10 ve 11'de gösterilmiştir. Merkez bölgeye uygulanan gerilme artımı Şekil 10'da görüldüğü üzere 300'den 500 kPa

arttırıldığında 35 mm genişlikteki çevre bölgenin orta noktasında ölçülen ilave oturmalar Şekil 8 ve 9 ile karşılaştırıldığında daha erken zamanlarda görülebilmektedir. Benzer biçimde aynı gerilme aralığında yüksek plastisiteli silt (MH) olarak isimlendirilen N10 da görülen davranışta Şekil 11’de gösterilmiştir. Merkez bölgeye uygulanan 900 kPa düşey gerilme değerinde dahi çevre bölgede çalışmada yapılan hiçbir deneyde kabarma görülmemiştir. Orta bölgede yapılan ölçümlerde ilgili şekillerden de görüldüğü üzere küçük miktarlarda oturmalar görülmüştür.



Şekil 10. 300~500 kPa Gerilme Aralığında Çevre Bölge Oturma Miktarları, N9 (CH)



Şekil 11. 300~500 kPa Gerilme Aralığında Çevre Bölge Oturma Miktarları, N10 (MH)

Çok sayıda yapılan deney sonuçlarına bağlı olarak, merkez bölgeye uygulanan gerilme artımları küçük olduğunda 35 mm genişlikte olan çevre bölgenin ölçüm alınan orta noktası ile dış ring arasında bulunan bölgesinde, gerilme durumunda önemli değişimin olmadığı kabul edilmektedir. Ayrıca numune yüksekliğinin deney başında 20 mm olduğu,

numunelerin her iki yönden drenaja açık oldukları ve yeniden konsolide edilerek laboratuarda hazırlandıkları unutulmamalıdır. Yeterli sayılarda numuneler ile yeterli deney yapılarak konu edilen bölgede ölçümler sonucu daha doğru açıklamalar yapılabilir. Ayrıca çevre bölgede görülen küçük oturmalar, ölçüm alınan orta nokta ile merkez bölge arasındaki bölgede küçük ilave gerilme artımlarının neden oldukları kabul edilmektedir. Deney aletindeki gerilme durumunun, zemin yüzeyine düzgün yayılı, düşey gerilme uygulanması durumunda, zemin içerisinde düşey ve yatay yönlerde gerilme dağılımına uygun olduğu [11] kabul edilmektedir.

5.SONUÇLAR

Eksenel gerilme artımı etkisinde bulunan numunenin yanal yönde yer değiştirmesine izin veren yeni deney aleti kullanılarak yeterli sayılarda konsolidasyon deneyleri, yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler ile çalışmada yapılmıştır. Yeni deney aletinde 120 mm çap, 20 mm yükseklikteki numune 50 mm çapında merkez bölge olmak üzere iki ayrı bölge biçiminde ilk olarak 100 kPa düşey gerilme etkisinde 24 saat konsolide edilmiştir. Daha sonra 50 mm çapında olan merkez bölgeye standart gerilme artımları ödometre deneyine benzer uygulanmıştır. Merkez bölgeye uygulanan ilave gerilme artımları esnasında düşey yer değiştirmeler simetrik iki noktadan olmak üzere hem çevre hem de merkez bölgede orta noktalardan ölçülmüştür.

10 farklı plastisite indisli yeniden konsolide edilerek hazırlanan numunelerin hepsinde de merkez bölgeye uygulanan ilave gerilme artımları esnasında çevre bölgede küçük miktarlarda oturmalar görülmüştür. Oturma miktarlarının çok büyük olmayacağı beklenen düşük plastisiteli kil-silt numunelerde bile çevre bölgede küçük miktarlarda oturmalar görülmüştür. Merkez bölgeye uygulanan ilave gerilme artımlarının geri alınması aşamasında ise çevre bölgede görülen oturmaların numunelerin gruplarına bağımlı olarak yaklaşık sabit kaldıkları görülmüştür. Ayrıca merkez bölgeye uygulanan ilave gerilme artımları küçük olduğunda ilk saatlerde çevre bölgede herhangi bir düşey yer değiştirme görülmemiştir. İlerleyen saatlerde küçük oturmalar görülmüştür. Uygulanan gerilme artımları yeterli büyüklükte olduğunda ilk dakikalarda da çevre bölgede küçük oturmalar gözlenmiştir. 900 kPa gibi büyük eksenel gerilmelerin uygulandığı, deneylerde bile çevre bölgede herhangi kabarma görülmemiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Adıyaman, İ. B. (2005), “Üç Boyutlu Konsolidasyon Deney Sistemi”, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [2] Baydoğan, H. (2007), “Üç Boyutlu Konsolidasyon”, Yüksek Lisans tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [3] Yıldırım, H. ve Sezen, A. (2010), “Yeni Geliştirilen Deney Aleti ile Laboratuarda Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi”, Tübitak, Araştırma Projesi.
- [4] Çelebi, A. (2015), “Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyleri”, Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [5] Holtz, R. D., Jamiolkowski, M. B. ve Lancellotta, R. (1986), “Lessons from Oedometer Tests on High Quality Samples”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.112, No. 8, pp. 768-776.
- [6] Burland, J. B. (1990), “On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays”,

- Géotechnique 40, No. 3, pp. 329-378
- [7] Nash, D. F. T., Sills, G.C. ve Davison, L, R. (1992), “One-Dimensional Consolidation Testing of Soft Clay from Bothkennar”, Géotechnique 42, No. 2, pp. 241-256
- [8] Graham, J. ve Li, C. C. (1985), “Comparison of Natural and Remolded Plastic Clay”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No.7, pp.865-880
- [9] Clayton, C. R. I., Hight, D. W. ve Hopper, R. J. (1992), “Progressive Deconstructing of Bothkennar Clay: Implications for Sampling and reconsolidation procedure”, Géotechnique 42, No. 2, pp.219-239
- [10] Caquot, A. ve Kerisel, J. (1956), “Traité de Mécanique des Sols”, 3e édition, Gauthier-Villars, Paris
- [11] Craig, R. F. (1983), “Soil Mechanics”, 3rd Edition, Van Nostrand Reinhold, UK
- [12] Atkinson, J. (2007), “The Mechanics of Soils and Foundations”, 2nd Edition, Taylor& Francis, London and New York
- [13] Kumbasar, V. ve Kip, F. (1999), “Zemin Mekaniği Problemleri”, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.

SIKIŞTIRILMIŞ ZEMİNLERİN ŞİŞME POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİNDE DİREKT YÖNTEMLER

DIRECT METHODS FOR THE DETERMINATION OF SWELL POTENTIAL OF COMPACTED SOILS

Murat TÜRKÖZ¹

Hasan TOSUN²

Hasan SAVAŞ³

ABSTRACT

As the importance of in-situ test methods performed to determine the soil behavior, there are big differences in terms of the test methods and varieties done in the laboratory conditions. In particular, actual values are different as a result of the concentration of test equipment on a single device used in laboratory to classify and identify the swelling soils. Direct measurements which constitute the subject of this study provide a very useful quantitative data for design engineers, and they are simply applied and not required complex laboratory equipment. In the study, swell percentage and swell pressure defined as swell potential of compacted soils variables were determined using modified Expansion Index meter and Potential Volume Change meter equipment, respectively. Experiments were performed on a standard Proctor energy level to determine the compaction characteristics of 40 different soil samples. It was determined a relationship between swell percentage and swell pressure from tests done on soil samples prepared by compressing compaction characteristics. It was also observed that swell potential variables can be approximated depending on the plasticity index of the samples.

Keywords: Compaction, plasticity index, swell percentage, swell pressure.

ÖZET

Zemin davranışının belirlenmesine yönelik olarak yapılan arazi deney yöntemlerinin önemi kadar, laboratuvar şartlarında yapılan deney yöntemi ve çeşitliliği açısından büyük farklar bulunmaktadır. Özellikle, şişen zeminlerin tanımlanması ve sınıflanmasında kullanılan laboratuvar deney ekipmanının tek bir alet üzerinde yoğunlaşması gerçek değerlerinin farklı çıkmasına neden olmaktadır. Bu çalışmanın konusunu teşkil eden direkt ölçümler, basitçe uygulanabilir olması ve karmaşık laboratuvar ekipmanlarına gerek duyulmamasına rağmen, tasarım mühendisleri için çok faydalı nicel verileri sağlamaktadır. Çalışmada, sıkıştırılmış zeminlerin şişme potansiyeli değişkenleri olarak tanımlanan, şişme yüzdesi ve şişme basıncı sırasıyla dönüştürülmüş Genleşme İndisi ölçüm ekipmanı ve dönüştürülmüş Potansiyel Hacim Değişimi ölçüm ekipmanı kullanılarak belirlenmiştir. 40 ayrı zemin numunesinin kompaksiyon karakteristiklerinin belirlenmesine yönelik standart Proctor enerjisi seviyesinde

¹ Doç. Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, mturkoz@ogu.edu.tr

² Prof. Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, htosun@ogu.edu.tr

³ Yrd. Doç. Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, hsavas@ogu.edu.tr

deneyler yapılmıştır. Kompaksiyon karakteristiklerinde sıkıştırılarak hazırlanan zemin numuneleri üzerinde yapılan şişme deneylerinden şişme yüzdesi ve şişme basıncı arasında önemli seviyede bir ilişki olduğu belirlenmiştir. Numunelerin plastisite indisine bağlı olarak da şişme potansiyeli değişkenlerine yaklaşımda bulunulabileceği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Kompaksiyon, plastisite indisi, şişme yüzdesi, şişme basıncı.

1. GİRİŞ

Suya doymun olmayan bazı kil zeminlerin su ile etkileşimde bulunarak bünyelerine su alması ve buna bağlı olarak gelişen hacim artışı ve ortaya çıkacak ilave basınç, kilin şişme özelliği olarak tanımlanmaktadır. Oluşan bu basınçlar; temel sisteminde veya döşeme elemanında mimari ve hatta yapısal hasarlar oluşturabilmektedir. Zati ağırlığı oldukça düşük olan kaldırımlarda, karayollarında ve havaalanı pistlerinde, bu problem sık sık görülmektedir. Konuyla ilgili olarak Çin’de yapılan bir çalışmada, şişen zemin probleminin neden olduğu, az katlı yapılarda oluşan hasarın yıllık ortalama olarak 1.0 milyar doların üzerinde olduğu belirtilmektedir [1].

Zeminlerin şişme özellikleri, su ve kil taneleri arasındaki etkileşime bağlıdır. Örselenmemiş durumda bazı killer belirli şişme-büzülme özelliği gösterir, fakat bu durumdaki zeminlerin şişme derecesi düşüktür. Zeminler, dolgularda kullanılmak için yüksek enerji seviyesinde sıkıştırıldıklarında, doğal yapıları bozulur ve çimento bağları kırılır, su muhtevaları azalır, kuru yoğunlukları yükselir ve şişme indisleri artar. Bu sebepten dolayı şişme yüksek bir değere ulaşabilir [2]. Bu duruma bir örnek olarak, Li ve Du [3], plastik limitleri %13–17 arasında ve likit limitleri %35–40 arasında değişen kil zeminin yoğrulup sıkıştırıldıktan sonra, yapay olarak şişen zemin davranışı gösterebileceğini ifade etmişlerdir. Mekanik enerji uygulayarak sıkıştırılan zeminlerin kuru yoğunlukları örselenmemiş zeminlerinkinden daha büyük, buna karşın su muhtevaları daha düşük olmaktadır. Zeminin şişmesi üzerinde suya doymunluk derecesi önemli rol oynamakta buna ilaveten sıkıştırılarak hazırlanan zeminin özellikleri üzerinde kil tane muhtevası da önemli bir etkiye sahip olmaktadır [4].

Çok sayıda ülkede şişen zemin problemine bağlı olarak ortaya çıkan hasarlarla ilgili çalışmalar yapılmış ve tasarım kriterleri önerilmiştir [5-10]. Buna karşın konuyla ilgili yapılan araştırmalar neticesinde şişen zeminlerin neden olduğu hacim değişiminin belirlenmesine yönelik standart bir ölçüm ve tanımlama yöntemi belirlenmemiştir. Şişen zeminlerle ilgili olarak, geliştirilen tanımlama ve sınıflama teknikleri, problemleri olduğundan şüphelenilen zeminlerin olası hacim değiştirme davranışlarının nitel olarak belirlenmesinde kullanılır [11].

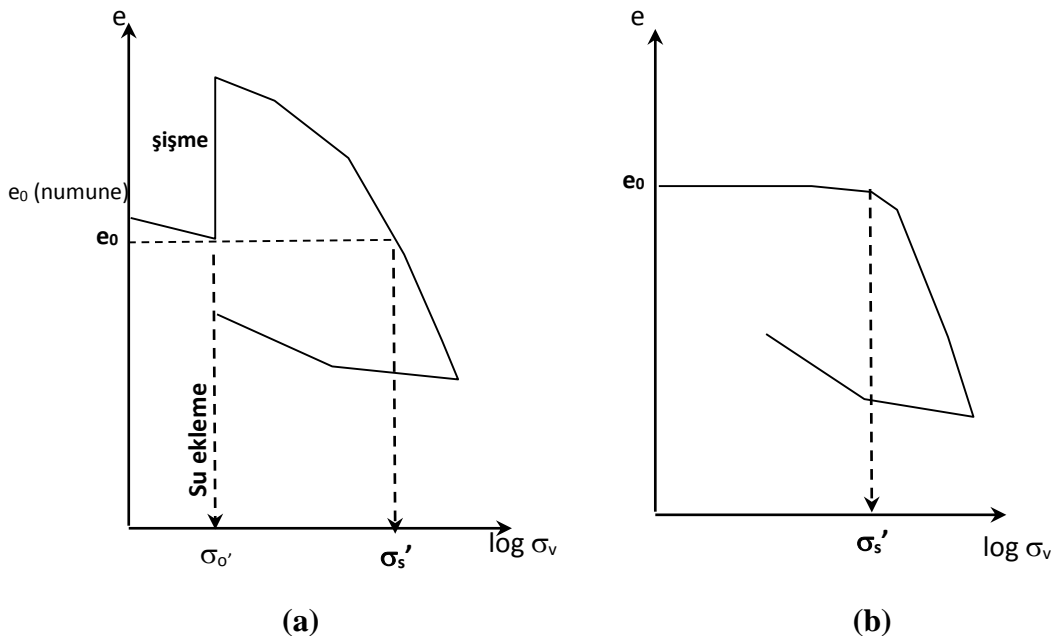
Zeminlerin şişme yüzdesi ve şişme basıncının birlikte değerlendirildiği şişme potansiyelinin belirlenmesinde kullanılan en uygun ve en başarılı yöntem, direkt ölçümlerdir. Su muhtevastaki değişime bağlı olarak bir zemindeki şişme potansiyelinin direkt olarak değerlendirilmesinde birkaç laboratuvar deney yöntemi geliştirilmiştir. Bu yöntemler; serbest şişme, Genleşme Indisi (EI), Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR), Potansiyel Hacim Değişimi (PVC) ve odometre deney yöntemlerinin laboratuvar şartlarında değerlendirilmesidir.

Bu çalışmada, sıkıştırılmış zeminlerin şişme potansiyeli değişkenlerinin aynı çap ve yükseklikteki numuneler üzerinde yapılmasına olanak sağlamak ve karşılaştırmanın anlamlı olması için genleşme indisi (Expansion Index: EI) ve potansiyel hacim değişimi (Potential Volume Change :PVC) ölçüm ekipmanları esasları korunarak dönüştürülmüş ve aynı özellikteki numunelerin şişme yüzdeleri ve basınçları belirlenerek bir karşılaştırma yapılmıştır.

2. ŞİŞME POTANSİYELİ

Şişme potansiyeli; şişme basıncı ve şişme yüzdesi anlamında kullanılan bir tanımlamadır. Şişme yüzdesi deneyi, zemin ısladığı zaman oluşacak düşey kabarma veya şişmenin değerini belirler. Bu deney, istenilen yoğunluk ve su muhtevasında sıkıştırılarak hazırlanmış örselenmiş numuneler üzerinde yapılır. Numune küçük bir basınç (7 kN/m^2) ile yüklenir ve sonra suya boğulur. Numunenin bu basınç altında şişmesi, 48 saat sonra veya şişme tamamlanmaya kadar kaydedilir. Deney sonunda oluşacak şişmenin, numunenin ilk yüksekliğine oranı yüzde olarak şişme yüzdesini verir [12]. Şişme basıncı deneyi ise, şişme yüzdesi deneyinde olduğu gibi hazırlanmış numuneler üzerinde yapılır. Numune üzerine küçük bir basınç (7 kN/m^2) uygulanır, ilk ölçüm alınır ve numune suya boğulur. Bu deneyde numunenin şişmesine müsaade edilmez. Deney, numunenin şişmesini önleyecek basıncın bulunması esasına dayanır. Deney sonunda bulunan değer, şişmeyi önleyen basınç değeridir ve şişme basıncı olarak tanımlanır [13].

Genel olarak yukarıda ifade edilen ölçüm ve değerlendirme yöntemleri yanında, zeminlerin şişme potansiyelinin belirlenmesi, klasik bir boyutlu konsolidasyon cihazı ile de yapılır. En yaygın şekliyle zeminlerin şişme potansiyelinin tahmininde bir boyutlu konsolidasyon (ödometre) ekipmanı kullanılır. Birçok uygulamada deney aşamasında kullanılan numune ve yükleme durumu, araziyi temsil açısından farklılık gösterir. Değişik yükleme sırası ve uygulanan sürsarj basınçları arazi durumunu temsil etmeye çalışmada kullanılır. Klasik bir boyutlu konsolidasyon cihazı kullanarak yapılan deneyler farklı tiptedir. ASTM D 4546 [14], standardında tanımlanan şekliyle tek eksenli şişme deneylerinin klasik konsolidasyon cihazı kullanılarak zeminlerde uygulanması tanımlanmaktadır.



Şekil 1. Ödometre (a) Serbest Şişme ve (b) Sabit Hacimde Şişme Deney Sonuçları.

İlgili standart yöntem, killi zeminlerin şişme ve oturma potansiyelinin belirlenmesine yönelik olarak üç tipte deney yöntemini kapsar: (i) serbest şişme deneyi, (ii) sabit hacimde şişme deneyi ve (iii) mevcut örtü basıncı altında şişme deneyi. Şekil 1a ve 1b'de sırasıyla

yöntem (i) ve (ii) için ödometre deney sonuçlarına dayalı şişme basıncının belirlenmesi gösterilmiştir. Bu yöntemlerde numunenin başlangıç boşluk oranına gelmesi için gereken basınç, şişme basıncı olarak tanımlanmaktadır.

3. ŞİŞME POTANSİYELİNİN ÖLÇÜLMESİNDE DİREKT YÖNTEMLER

Nihai olarak en gerçekçi ve doğru şişme potansiyeli arazi ortamında yapılan çalışmalardan elde edilmektedir ki, bu da oldukça fazla maliyet ve iş gücü gerektiren bir yaklaşımdır. Bu nedenle birçok bilimsel çalışma, şişme potansiyelinin laboratuvar ortamında arazi şartlarını yansıtabilecek şekilde belirlenmesine yönelik kullanılan ekipmanlarla elde edilen sonuçların karşılaştırılmasını içerir.

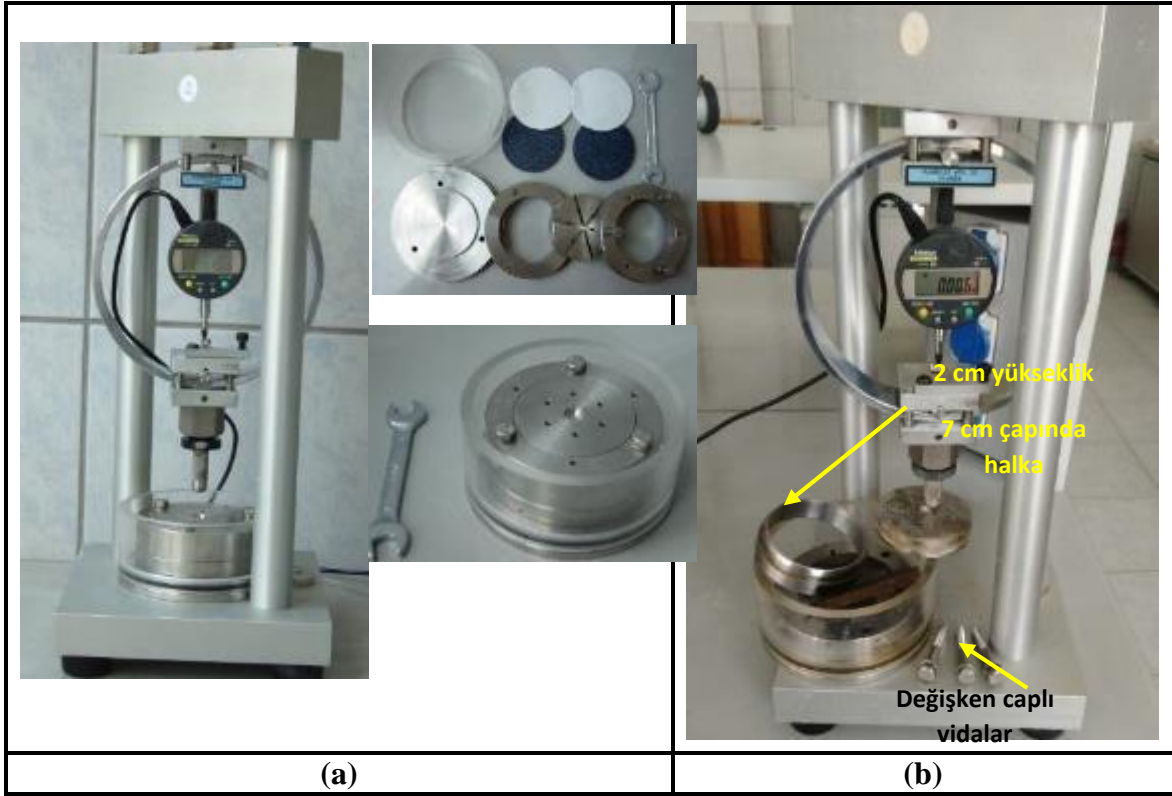
3.1. Potansiyel Hacim Değişikliği (PVC) Ölçüm Ekipmanı

PVC metre, ABD Federal Konut Yönetiminin katkıları ile Lambe [15], tarafından zeminin potansiyel hacim değişikliğini tespit etmek amacı ile geliştirilmiştir. Deneyin esası, sıkıştırılmış zemin numunesinin ıslatılmasından sonra gelişen şişmenin engellenmesiyle oluşan ve “şişme indisi” olarak tanımlandığı şekliyle kullanılan şişme basıncının belirlenmesidir. Su muhtevastaki değişime bağlı olarak belirlenen şişme indisi değeri; en büyük olası hacim değişimini ifade eden PVC değerine dönüştürülerek değerlendirilir. Killi zeminlerde karşılaşılan ve tehlike oluşturacak seviyede gelişen şişme veya büzülme durumlarını değerlendirmek için kullanılan potansiyel hacim değişikliği ölçme ekipmanı, sıkıştırılmış numunelerin şişme basıncının ölçümü için standart hale gelmiş bir ekipman olup, genelde yoğrulmuş numuneler kullanılarak yapılır. Uygulamada sık kullanılan bir kriter olan PVC değeri; basit ve standart olması gibi üstünlüklere sahiptir.

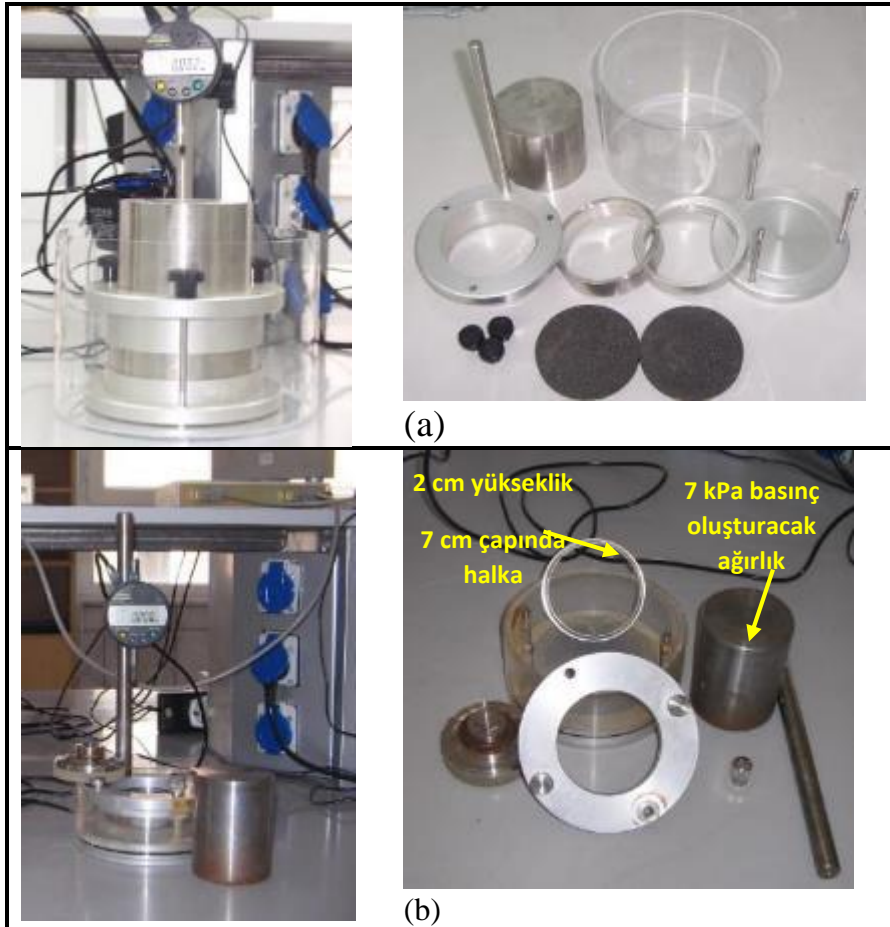
Bu çalışmada şişme basıncının belirlenmesinde kullanılan PVC metre kalıbı içeriği karşılaştırmaya esas olması açısından dönüştürülmüştür (Şekil 2). Numunenin içine sıkıştırıldığı orijinal halka yerine konsolidasyon deneyi için örselenmemiş numunelerin alınmasında kullanılan 7 cm çapında ve 2 cm yüksekliğindeki halka kullanılmıştır. Halkanın yatayda sabitlenmesi için değişen çaplı özgül vidalar imal edilmiştir. Aynı özellikteki halka, şişme yüzdesinin belirlendiği genişleme indisi (Expansion Index: EI) ölçüm ekipmanında da kullanılarak karşılaştırmanın yapılabilmesi amaçlanmıştır.

3.2. Genleşme İndisi (EI) Ölçüm Ekipmanı

Bu deney, PVC deneyi ile aynı esaslara sahiptir. Ancak deneyde sabit bir sürşarj yükü altında direkt şişmeye müsaade edilmektedir. Genleşme İndisi (EI), karakteristik bir tanımlama olması nedeniyle, likit limit (LL), plastik limit (PL) ve plastisite indisi (PI) gibi zeminin diğer indis özellikleriyle karşılaştırmalı analizler sunar. Deney yöntemi, 1960'lı yılların ortalarında geliştirilmiş ve Kaliforniya'da standart bir yöntem olmuştur. 1988 yılında da genel standart (ASTM D 4829) haline dönüşmüştür.



Şekil 2. (a) Dönüştürülmemiş (b) Dönüştürülmüş PVC Metre Kalıbı ve Detayları



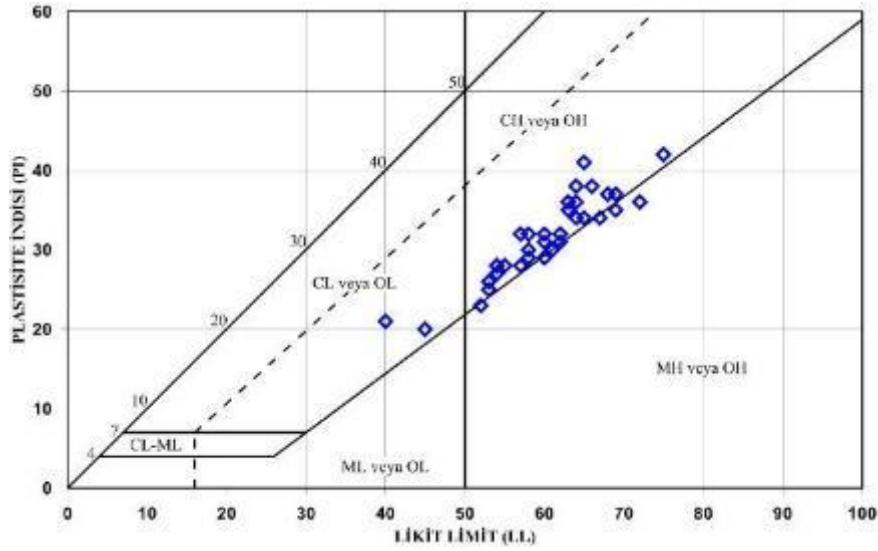
Şekil 3. (a) :Dönüştürülmemiş (b): Dönüştürülmüş EI Metre Kalıbı ve Detayları
PVC metre bölümünde ifade edildiği şekliyle, EI metre kalıbı da PVC metre kalıbı esasında dönüştürülmüştür. Şöyle ki; Şişme potansiyelin önemli bir diğer değişkeni olan şişme yüzdesi, 7 kPa basınç altında suya boğulan numunenin 24 saat veya şişme tamamlanana kadar gelişen nihai deformasyonun, numunenin başlangıç boyuna oranı olarak tanımlanır. Bu esasta, şişme potansiyeli değişkenlerinin aynı çap ve yükseklikteki numuneler üzerinde yapılmasına olanak sağlamak ve karşılaştırmanın anlamlı olması için EI metre kalıbı dönüştürülmüştür. 7 cm çapında ve 2 cm yüksekliğinde ince cidarlı halka içine alınan numunelerin üzerine 7 kPa'lık basınç oluşturacak ağırlık imal edilmiştir (Şekil 3). Şişme yüzdesi ve şişme basıncının standart Proctor enerji seviyesinde farklı su muhtevasında sıkıştırılmış numuneler için değerlendirmesinde, nihai olarak dönüştürülmüş ekipmanlar kullanılmış ve karşılaştırmalar bu esasta yapılmıştır.

4. DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

Çalışma kapsamında kullanılan numuneler Eskişehir, Şanlıurfa ve Afyon illerinden alınmıştır. Numunelerin tanımlanması ve sınıflaması amacıyla tane dağılımı, hidrometre analizi (ASTM D 422-63), kıvam limitleri (ASTM D 4318-00) ve özgül gravite (ASTM D 854-00) deneyleri ilgili standartlar esasında yapılmıştır [13]. Kompaksiyon karakteristiklerinin belirlenmesine yönelik standart Proctor enerji seviyesinde kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Tablo 1'de kullanılan numunelere ait tanımlama deney sonuçları sunulmaktadır. Tanımlama deney sonuçlarına bağlı olarak numuneler Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemi'ne (USCS) göre yüksek plastisiteli kil (CH), yüksek plastisiteli silt (MH) ve düşük plastisiteli kil (CL) olarak sınıflandırılmıştır. Şekil 4'de numunelerin plastisite kartındaki yerleri gösterilmekte olup likit limit değerleri %40-75 ve plastisite indisi değerleri %20-42 arasında değişmektedir.

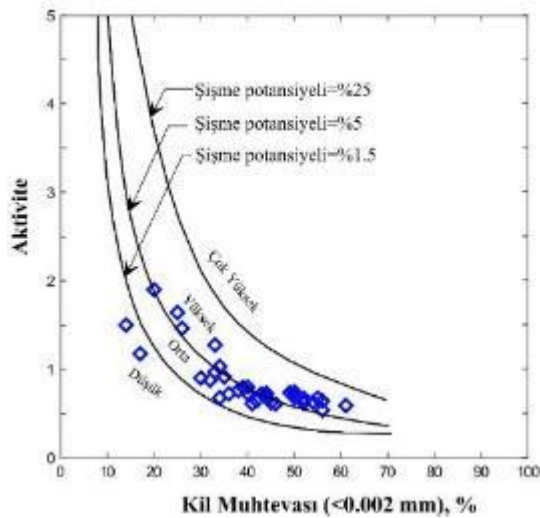
Tablo 1. Deneysel Çalışma Sonuçları

Zemin Özellikleri	Numune Sayısı	DEĞER			
		En küçük	En büyük	Ortalama	Standart sapma
Tane dağılımı					
- 0.002 mm den geçen (%)	40	14.0	61.0	41.9	11.5
- 0.075 mm den geçen (%)	40	46.8	96.2	87.8	7.6
- 4.75 mm den geçen (%)	40	84.7	100.0	98.0	3.4
Kıvam limitleri					
- Likit limit (%)	40	40.0	75.0	60.6	7.0
- Plastik limit (%)	40	19.0	36.0	28.7	3.0
- Plastisite indisi (%)	40	20.0	42.0	31.9	5.1
Kompaksiyon					
-Standart proktor					
- ρ_{dmaks} (Mg/m ³)	40	1.400	1.653	1.534	0.05
- w_{opt} (%)	40	18.2	29.4	23.9	2.19
Özgül gravite	40	2.60	2.83	2.76	0.04
Şişme deneyleri					
- Şişme basıncı (kPa)	40	11.3	89.9	39.4	15.8
- Şişme yüzdesi (%)	40	0.84	12.2	3.44	2.19

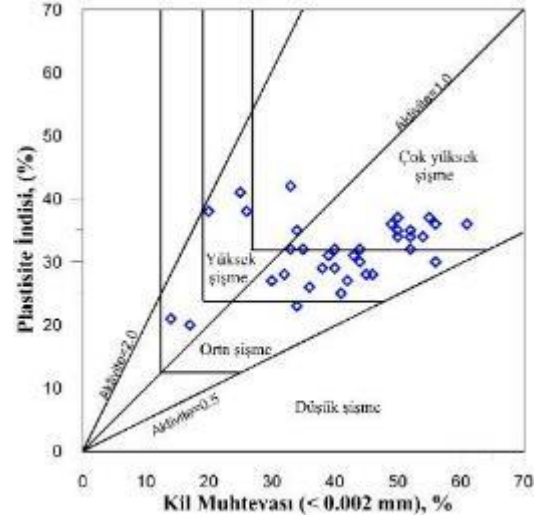


Şekil 4. Numunelerin Plastisite Kartındaki Yerleri

Tanımlama deney sonuçlarından elde edilen fiziksel özellikler şişme potansiyelinin öncelikli göstergesi olması açısından değerlendirildiğinde, Şekil 5'deki ilişkiler elde edilmiştir. Şekil 5'den aynı plastisite indisi değeri için farklı şişme potansiyeli tanımlamalarının elde edildiği görülebilmektedir. Bunun nedeni olarak şişme potansiyelinin sınıflanmasında kullanılan bu ilişkilerin farklı zemin tiplerinde ve gerilme durumlarında, farklı zamanlarda geliştirilmiş olması olarak değerlendirilmektedir.



(a) Seed vd., [16].

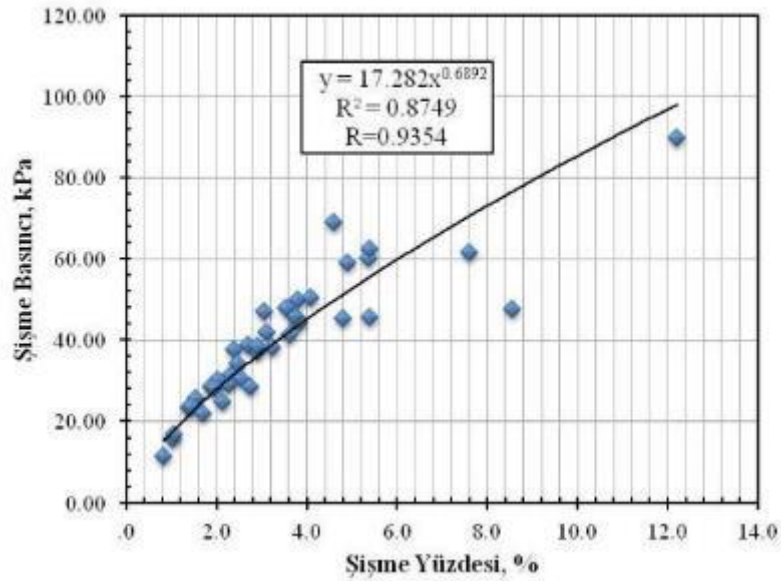


(b) Van der Merve, [17].

Şekil 5. Numunelerin, Şişme Potansiyelinin Değerlendirildiği, Farklı Sınıflama Kartlarındaki Yerleri

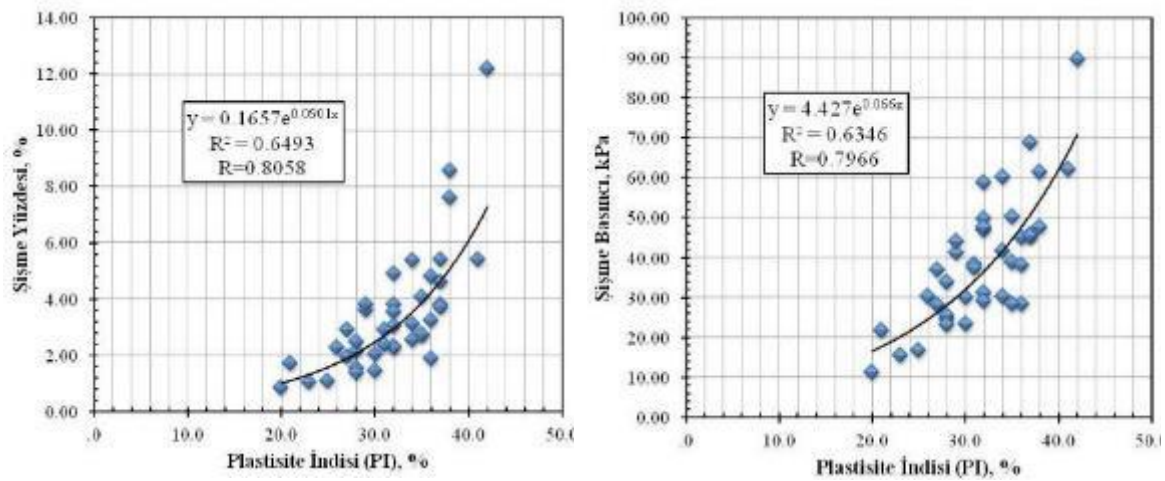
Kırk (40) adet numune için kompaksiyon karakteristiklerini belirlemek amacıyla Standart Proctor (600 kJ/m³) enerji seviyesinde deneyler yapılmıştır [13]. Bu deneyler sonucunda, her bir numunenin hazırlanmasında kullanılacak en büyük kuru yoğunluk ve optimum su

muhtevası değerleri bulunmuştur. En büyük kuru yoğunluk ve optimum su muhtevası değerleri; sırasıyla 1.400-1.653 Mg/m³ ve %18.2-29.4 aralıklarında değişmektedir. Kompaksiyon karakteristikleri bulunan numunelerin şişme potansiyelinin belirlenmesine yönelik deneyler yapılmıştır. Şişme basıncının belirlenmesinde dönüştürülmüş PVC metre ve şişme yüzdesinin belirlenmesinde de dönüştürülmüş EI metre ekipmanları kullanılmıştır. Ekipmanlara yerleştirilen ve suya boğulan numunelerin şişme basıncı ve yüzdesindeki değişimler belirli aralıklarla (0.5, 1, 2, 4, 8, 16, 32, 60, 120, 240, 360, ... , 2880 dak.) veri depolayıcıya bağlı dijital deformasyon ölçerlerle kayıt edilmiştir.



Şekil 6. Sıkıştırılmış Numunelerin Şişme Yüzdesi-Şişme Basıncı İlişkisi

Sıkıştırılmış numunelerin şişme yüzdesi ve şişme basıncına ait minimum ve maksimum değerler sırasıyla, %0.84-12.2 ve 11.3-89.9 kPa aralığında değişmiştir. Şişme yüzdesi ve şişme basıncı arasındaki ilişki Şekil 6'da sunulmaktadır. Şekil 6'dan da görülebileceği gibi şişme potansiyeli değişkenleri arasında önemli seviye de bir ilişki bulunmaktadır. Özellikle düşük şişme potansiyeli seviyelerinde ilişki daha belirgin olarak gerçekleşmiştir.



Şekil 7. Numunelerin Plastisite İndisi ve Şişme Potansiyeli İlişkisi

Benzer değerlendirme plastisite indisi (PI) değişkenine bağlı olarak yapıldığında Şekil 7'deki ilişkiler elde edilmiştir. Şekil 7'den şişme yüzdesi ve basıncı değişkenlerinin plastisite indisi değeri kullanılarak da yaklaşımda bulunabileceği görülmüştür.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada standart Proctor kompaksiyon karakteristiklerinde sıkıştırılarak hazırlanan zemin numunelerinin, şişme potansiyeli olarak tanımlanan şişme yüzdesi ve şişme basıncı değişkenleri dönüştürülmüş ekipmanlar kullanılarak direkt olarak ölçülmüştür. Sıkıştırılmış numunelerin şişme yüzdesi ve şişme basıncına ait minimum ve maksimum değerler sırasıyla, %0.84-12.2 ve 11.3-89.9 kPa aralığında değişmiştir. Elde edilen şişme potansiyeli değişkenleri ve plastisite indisi arasındaki ilişkileri incelemek amacıyla istatistiksel bir çalışma yapılmıştır. Şişme basıncı-şişme yüzdesi, şişme yüzdesi-plastisite indisi ve şişme basıncı-plastisite indisi değişkenleri arasında sırasıyla $R=0.94$, $R=0.81$, $R=0.80$ korelasyon katsayıları elde edilmiş olup, numunelerin plastisite indisine bağlı olarak şişme potansiyeli değişkenlerine yaklaşımda bulunulabileceği belirlenmiştir. Çalışma sonucunda özellikle düşük şişme potansiyeli değerlerinde şişme yüzdesi ve şişme basıncı arasında çok daha önemli seviyede bir ilişki görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Shi, H., Jianh, Z., Liu, H., and Y., Fang, (2002), "Engineering Geological Characteristics of Expansive Soils in China", Engineering Geology, Vol.67, 63 – 71.
- [2] Du, Y., Li, S., and Hayashi, S., (1999), "Swell-shrinkage properties and soil improvement of compacted expansive soil, Ning-Liang Highway, China", Engineering Geology, Vol.53, 351-358.
- [3] Li, S., and Du, Y., "On the swelling-shrinkage properties and mechanisms of compacted expansive soils. Proceeding of the 30th Int. Geological Congress, 1997, China.
- [4] Du, Y.J., and Hayashi, S., (2000), "Study on the swell properties and soil improvement of compacted expansive soil", Unsaturated Soils for Asia, .639-644.
- [5] Parker, C., Amos, D.F., and Kaster, D.L., (1977), "An Evaluation of Several Methods of Estimating Soil Volume Change", Soil Science Society of America Journal, Vol.1 (41), 1059-1064.
- [6] Chen, F.H., (1988), "Foundation on Expansive Soils", Elsevier, Amsterdam, the Netherlands.
- [7] Basma, A.A., Al-Hamoud, A.S., and Husein, A., (1995), "Laboratory Assessment of Swelling Pressure of Expansive Soils", Applied Clay Science, Vol.9, 355-365.
- [8] Abdullah, W.S., Alshibli, K.A., ve Al-Zou'bi, M.S., (1999), "Influence of Pore Water Chemistry on the Swelling Behavior of Compacted Clays", Applied Clay Science, Vol.15, 447-462.
- [9] Al-Rawas, A.A., Taha, R., Nelson, J.D., Al-Shap, T.B., and Al-Siyabi, H., (2002), "A Comparative Evaluation of Various Additives Used in The Stabilization of Expansive Soils", Geotechnical Testing Journal, Vol 25(2), 199-209.
- [10] Türköz, M., (2007), "Yüksek Plastisiteli Killerin Şişme Potansiyelinin Direkt Deneyle Belirlenmesi ve Karşılaştırmalı Analiz", Doktora Tezi, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir.

- [11] Nelson, J.D and Miller, J.D., (1992), “Expansive Soils-Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering”, J. Willey and Sons, New York, 259 p.
- [12] Sivapullaiah, P.V., Sitharam, T.G. and Rao, K.S., (1987), “Modified Free Swell Index for clay”, Geotechnical Testing Journal, ASTM, V.11, No.2, 80-85.
- [13] Sridharan, A., Rao, A.S. and Sivapullaiah, P.V. (1986), “Swelling pressure of clays”, Geotechnical Testing Journal, ASTM, V.9, No.1, 24-33.
- [14] ASTM, (1994), “Annual Book of ASTM Standards. Soil and Rock”, Vol. 0 4.08. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- [15] Lambe, T.W., (1960), “The Character and Identification of Expansive Soils, Soil PVC Meter”, Federal Housing Administration, Technical Studies Program, FHA 701.
- [16] Seed H.B., Woodward R.J., and Lundgren R., (1962), “Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays”, Journal of Soil Mechanics and Foundation Dis., ASCE, Vol.88(3), 53-87.
- [17] Van der Merve D.H., (1964), “The Prediction of Heave from the Plasticity Index and The Percentage Clay Fraction of Soils”, Civil. Eng. South Africa, 103-107.

KONİ PENETRASYON TESTİ YÖNTEMİYLE BAZI ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN NÜMERİK ANALİZİ

A NUMERICAL ANALYSIS OF SOME SOIL PROPERTIES BY MEANS OF CONE PENETRATION TEST

Haluk IŞIK¹

Ali Fırat ÇABALAR²

ABSTRACT

Cone Penetration Test (CPT) is a method that was developed in Soil Mechanics Laboratory in Delft to research on soft soils. The test which appeared in 1930's is a common engineering test today. There are diverse selection of correlations available, which were proposed by different researchers. The correlations give good estimates about soil properties allowing classification and finding of certain properties of large soil deposits without the need of laboratory tests. However, the method is not always easy to apply, considering it is dependent on many parameters which require going through many tables and equations. In this paper we aimed to compile various correlation formulas for CPT developed by different researchers in order to find a systematic way to obtain the soil properties. We showed the results by means of a computer program.

Keywords: Cone penetration test, numerical analysis.

ÖZET

Yumuşak zeminleri araştırmak amacıyla 1930'lu yıllarda Delft'te Hollanda Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda ortaya çıkmış bir deney olan Koni Penetrasyon Testi (CPT) günümüzde çok pratik kullanım sahasına sahiptir. Hollanda Koni Testi olarak da bilinen CPT ile zemin parametrelerini elde edebilmek ve zemin sınıflandırması yapabilmek için çeşitli araştırmacıların geliştirdiği korelasyonlar mevcuttur. Bu korelasyonlar oldukça tatmin edici sonuçlar verir, dolayısıyla büyük miktarlardaki zeminler için laboratuvar testlerine gerek duyulmadan zemin sınıflandırması yapmak ve istenilen zemin özelliklerini kolayca bulmak mümkündür. Ancak, genellikle çok fazla parametreye bağlı olan ve her bir parametre için farklı tabloları ve denklemleri incelemek gerektiren bu yöntemin de zorlukları vardır. Bu bildiride çeşitli araştırmacıların CPT için geliştirdiği korelasyonları derlenerek, zemin sınıflandırmasının ve bazı zemin parametrelerine ulaşmanın sistematik bir yöntemi incelendi ve sonuçlar prosedürü kolaylaştıran bir bilgisayar programı yardımıyla gösterildi.

Anahtar Kelimeler: Koni penetrasyon testi, nümerik analiz.

¹ Gaziantep Üniversitesi, halukisik@gantep.edu.tr

² Doç. Dr. Gaziantep Üniversitesi, cabalar@gantep.edu.tr

1. GİRİŞ

Koni Penetrasyon Testi (CPT), günümüzde özellikle Amerika'nın bazı eyaletlerindeki ulaştırma bakanlıkları tarafından da benimsenen güvenilir bir arazi deneyi niteliğindedir [1, 2]. Arazi deneyi olması nedeniyle, zemin örselenmesi ile ilgili çekinceleri ortadan kaldırmaktadır. Benzer bir arazi testi olan Standart Penetrasyon Testi (SPT) ile karşılaştırıldığında birçok bakımdan avantajlı olduğu göze çarpmaktadır. SPT, darbe sayısının operatöre bağlı olması, tekrar edilememe, sonuçları yorumlamak için yeterli teorik zemin olmaması gibi sınırlamaları barındırmaktadır [1, 2]. CPT, bahsedilen konulardaki üstünlüğünden dolayı zeminlerin mühendislik özelliklerini elde etmede daha yaygın kullanılması gereken bir testtir. CPT ile korelasyon bağıntıları kullanılarak zemin davranışları çok kısa sürede ve etkili bir şekilde bulunabilir.

CPT ile zeminlerin mühendislik özelliklerini bulmakta ve zemin sınıflandırması yapmakta kullanılan yöntemler henüz gelişme aşamasındadır. Dolayısıyla arazide bir CPT deneyi yapılsa bile çoğunlukla CPT verilerini SPT darbe sayılarına çeviren korelasyonlar kullanılır. Daha sonra bu korelasyonlardan yola çıkarak SPT için halihazırdaki tasarım yaklaşımları kullanılarak gerekli zemin özelliklerine ulaşılabilir. Ancak, CPT ile doğrudan zemin özellikleri ve sınıfları arasında kurulmuş olan korelasyonlar kullanılarak çok daha sağlıklı ve etkili sonuçlara ulaşmak mümkündür. Bu çalışmadaki amaç, literatürdeki Koni Penetrasyon Testi ile ilgili korelasyonları inceleyerek bu test yardımıyla zemin davranışını ve karakteristiğini belirleyen nümerik bir yöntemi araştırmaktır.

2. NÜMERİK YÖNTEM

CPT ile nümerik yöntem geliştirirken ilk başta dikkat edilmesi gereken konu, oluşturulacak olan sistemde hangi değişkenlerin ekipmana ait, hangilerinin zemin ait olduğunu belirlemektir. Bunu yapmak için öncelikle CPT ekipmanına bakılması gerekir. CPT ekipmanı genellikle yaklaşık 1 m uzunluğunda ve 10 cm² kesit alanına sahip silindirik çubuklardan oluşur. Bu çubuklara sürtünme kuvveti etki eder ve çubukların konik ucunda sürtünme uç direnci meydana gelir.



Şekil 1. Kablolü Sismik CPT Sondası

İkinci adım olarak; boşluk suyu basıncı, tabakalaşma, jeolojik gerilme gibi CPT'nin yapıldığı zemine ait parametrelerin de hesaba katılması gerekir. Her farklı duruma ait düzeltme denklemleriyle yeni katsayılar ve değişkenler bulunur; bu şekilde nümerik yöntemin üçüncü adımı olan korelasyonlar için kullanılacak formüllere geçilebilir. Her

zemin özelliği için farklı araştırmacıların geliştirdiği formüller mevcuttur [3-7]. Bu nümerik analizde relatif sıkılık, kayma mukavemeti açısı, drenajsız kayma mukavemeti, kayma dalgası hızı gibi zemin parametrelerinin nasıl bulunduğu, ayrıca kolaylıkla sınıflama analizi ve zemin sınıflandırması yapılabildiği gösterildi.

2.1. Ekipman değişkenlerinin incelenmesi

Koni Penetrasyon Testinde ekipmana bağlı olan ve nümerik yöntem kullanılmadan önce hesaplanması gereken iki değişken vardır. Bunlar, uç direnci (u_c) ve sürtünme direnci (f_c) olup aşağıdaki formüllerle hesaplanır [8].

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (1)$$

$$f_c = \frac{Q_s}{A_s} \quad (2)$$

Burada A_s koni sürtünme ceket yüzey alanını, A_c ise koni ucu alanını ifade etmektedir. Q_c ve Q_s ise ekipmana ait spesifik taşıma kapasitesi parametreleridir.

Mekanik, elektronik, piyezokon, sismik, akustik, kablolu veya kablosuz olmak üzere çok çeşitli CPT ekipmanları [9] olabildiği için kullanılan ekipmanlarla ilgili teknik özellikler ayrıntılarıyla bilinmeli ve deney gerçekleştirilen zeminin ekipmanla olan etkileşiminden kaynaklanacak argümanlar da dikkate alınmalıdır. Nümerik analizin oluşturulabilmesi için bu başlangıç adımı çok önemlidir.

2.2. Korelasyonların incelenmesi

Sir Francis Galton'un 1885 yılında regresyon ve korelasyonu istatistik konuları olarak sunmasının üzerinden 100 yılı aşkın süre geçmiş ve günümüzde korelasyon kavramı birçok disiplin tarafından bilimadamlarının kullandığı istatistiksel metodoloji olmuştur [10]. İki değişken arasındaki ilişkiyi belirleyen bir ölçü olan korelasyonlar, zemin mekaniğinde de önemli bir yere sahiptir. Özellikle SPT ve CPT gibi arazi deneylerinde korelasyonlar mühendislere zeminle ilgili bilgilere ulaşma bakımından büyük kolaylıklar sağlar. Bu çalışmanın konusu olan CPT ile ilgili korelasyonları incelemek için ilk olarak ekipmanın çalışması sırasında elde edilen parametreler araştırıldı ve örnek veri kullanılarak nümerik yöntem bilgisayar programı yardımıyla gösterildi.

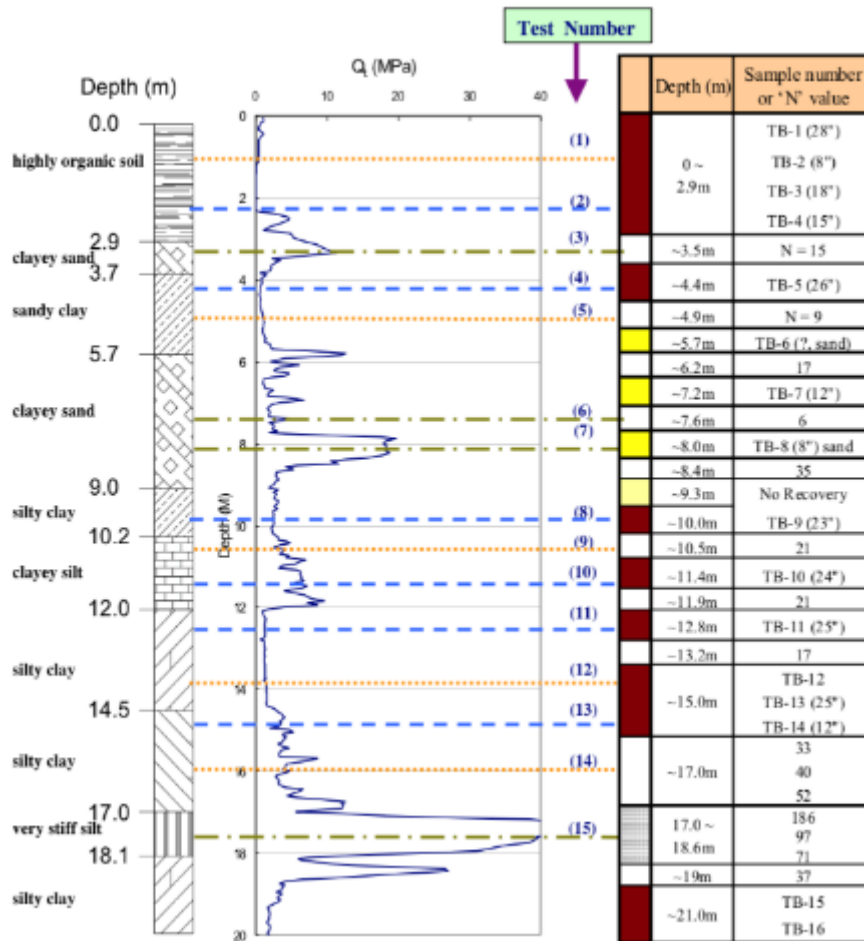
Koni Penetrasyon Deneyinde genellikle sonda saniyede 1 ila 2 m hızla zemin içerisine itilir. Sondanın zemin katmanlarından geçmesi sırada (1) ve (2) denklemlerinde bahsedilen parametrelerin değişimi kaydedilir. Kaydedilen verileri yorumlamak için öncelikle ekipmana etki eden bazı faktörlerin dikkate alınması gerekir. Bu faktörler boşluk suyu basıncı, tabakalaşma ve jeolojik gerilme olup bunlarla ilgili düzeltme formülleriyle normalize edilmiş q_c , f_c ve diğer parametreler bulunur. Bu adımdan sonra nümerik analize esas olan korelasyonlar kullanılabilir.

Çeşitli araştırmacılar tarafından, CPT deneyi sırasında elde edilen verilerle zeminlerin mühendislik özellikleri ve zeminlerin sınıfı arasında dolaylı ilişki kuran bağıntılar veya korelasyonlar geliştirilmiştir [6-10]. Bu korelasyonlar kullanarak, önceki adımda bulunan normalize edilmiş parametrelerden zemin özelliklerine ve zemin sınıflandırmasına geçildi. İncelenen zemin özellikleri, relatif sıkılık (D_r), kayma mukavemeti açısı (ϕ), drenajsız kayma mukavemeti (s_u) ve kayma dalgası hızı (v_s) oldu. Bununla birlikte CPT

korelasyonları yardımıyla yapılan sıvılaştırma analizi ve zemin sınıflandırması da örnek veri ile gösterildi.

2.3. Örnek veri

Nümerik analiz için Kim ve Shin vd. tarafından 2010 yılında yapılan CPT ve PMT (Presiyometre Deneyi) çalışmasında elde edilen verilerden faydalanılmıştır. Bu çalışmada, Amerika Birleşik Devletleri'nin Indiana eyaletine bağlı Madison County bölgesinde örselenmemiş zemin üzerinde Koni Penetrasyon Deneyi yapılmış ve daha sonra Shelby tüplerindeki numuneler laboratuvar ortamında incelenmiştir.

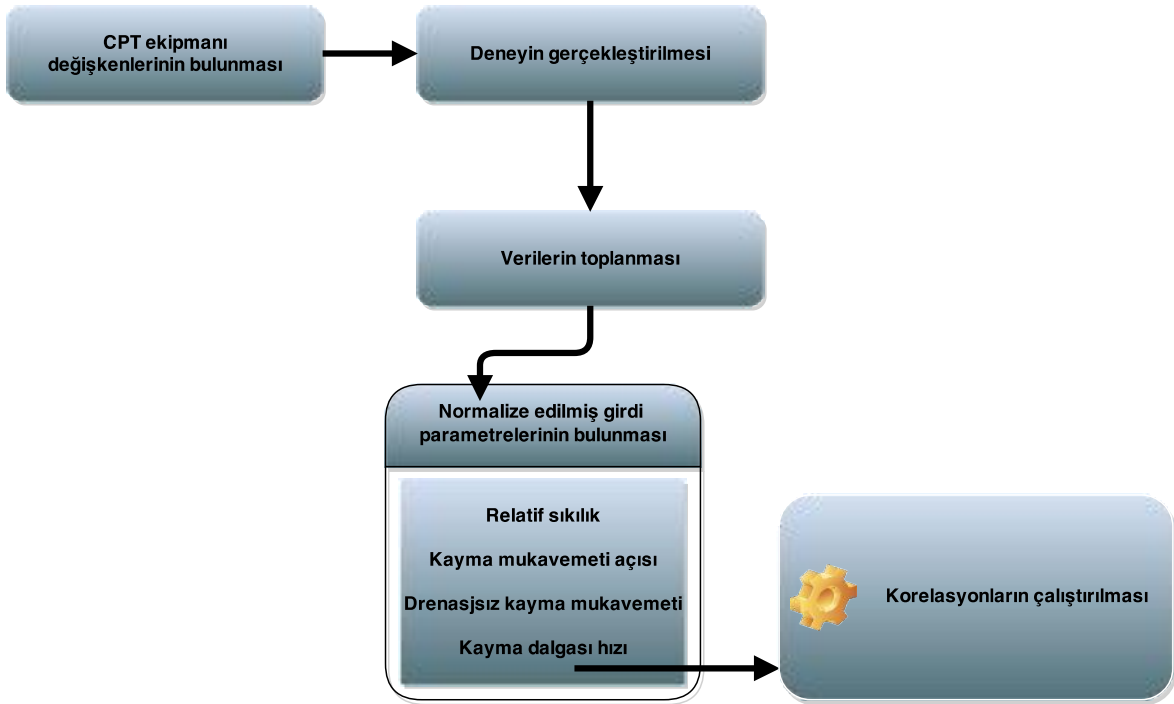


Şekil 2. CPT Zemin Profili (Kim vd., 2010).

Şekil 2'de Jasper County Indiana'daki bir arazide gerçekleştirilen CPT deneyi sonucu elde edilen zemin profili görülmektedir. Zeminin üst katmanı çok çeşitli zemin türlerinden oluşmakta olup yeraltı su seviyesi 1 metrede olduğu saptanmıştır. Şekilde Q_t (taşınma kapasitesi) değerlerinin ölçüldüğü görülmektedir. Bu değerler korelasyon formüllerinde yerlerine konularak ilgili zemin parametreleri elde edildi.

3. PROGRAMIN ÇALIŞMASI

Nümerik analiz Microsoft Excel için Visual Basic dilinde yazılmış bir programda gösterildi. Programa önceki bölümde anlatılan ekipmana bağlı parametreler girilir. Daha sonra, Koni Penetrasyon Deneyi sonucu oluşan veriler de aynı şekilde programa aktarılır. Ardından, normalize edilmiş parametreleri bulan program buradan ilgili zemin özelliklerine ve deney sonuçlarına göre korelasyonları kullanır. Bu korelasyonlar sonucu, zeminin relatif sıklık (D_r), kayma mukavemeti açısı (ϕ), drenajsız kayma mukavemeti (s_u) ve kayma dalgası hızı (v_s) parametreleri ile sınıfı ve sınıflama analizi sonucu elde edilerek bütün bu bilgiler ekrana yazılır (Şekil 3).



Şekil 3. Nümerik Program Çalışma Diyagramı

Son aşama olan korelasyonların çalıştırılması bahsedilen zemin parametrelerinin, zemin sınıfının ve sınıflama analizinin yapıldığı bölümü kapsar. Bu aşamada program CPT ile nümerik analiz yaparak zeminin bazı mühendislik özelliklerinin bulunması, zemin sınıflandırması ve sınıflama analizinde önemli ölçüde hız kazandırır.

Literatürde çeşitli araştırmacıların elde ettiği ampirik formüller programa yüklenmiştir. Girilen veriler sonucunda bu formüllerden uygun olanlarını program seçerek sonuçları kullanıcının bilgisine sunar. Ayrıca farklı araştırmacıların geliştirdiği formüller programda her bir zemin parametresi için ayrıca seçilebildiği gibi farklı formüllerin birlikte yer aldığı çıktı da elde edilebilmektedir.

	A	B	C	D	E	F
1		hesapla				
2						
3	CPT GİRDİLERİ	test 1	test 2	test 3	test 4	
4	Koni direnci					
5	katman 1	18	4	20		
6	katman 2	10	5	25		
7	katman 3	8		32		
8	katman 4	9		28		
9	katman 5	24		31		
10	katman 6	30		32		
11	katman 7			36		
12	katman 8			35		
13						
14	Zemin spesifik ağırlığı					
15	katman 1	18		17.5		
16	katman 2	18		17.5		
17	katman 3	18		17.5		
18	katman 4	18		17.5		
19	katman 5	18		17.5		
20	katman 6	18		17.5		
21	katman 7			17.5		
22	katman 8			17.5		
23						
24	Yeraltı su seviyesi	7.5		10		
25	katman yüksekliği	1.5		1.5		
26	çubuk uzunluğu	7.5		7.5		
27	çap	100		100		

Şekil 4. Verilerin Girildiği Sayfaya Ait Ekran Görüntüsü

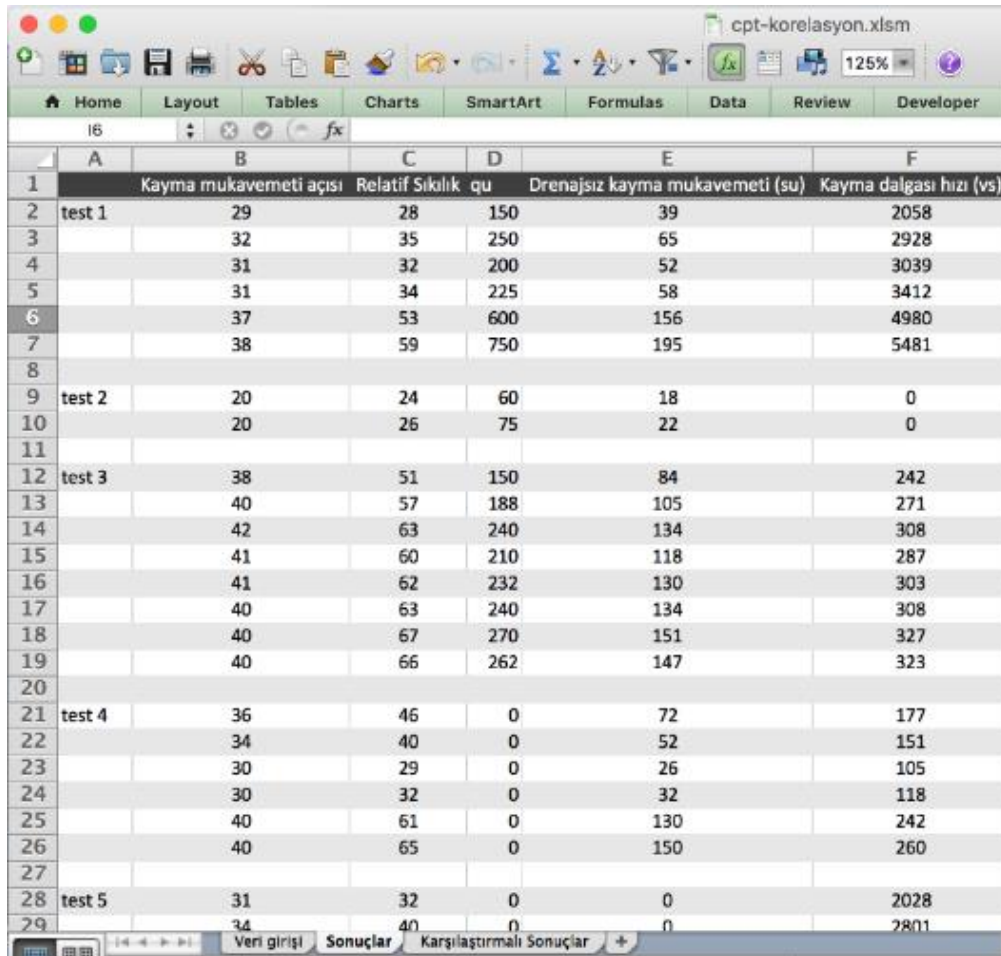
Şekil 4'te program ile ilgili Excel dosyasının ilk sayfası görülmektedir. Bu sayfada "CPT Girdileri" yazan kolonda ekipmanla ilgili parametreler ve zemin değişkenleri girilir. İstenilen sayıda katmanla çalışılabildiği gibi aynı zamanda birden fazla test için de hesaplama yapılabilir. Şekil 4'teki "hesapla" butonuna tıklandıktan sonra bulunan zemin parametreleri Şekil 5'te görülmektedir. Sonuçlar ilk sayfada seçilen korelasyon formüllerine göre listelenebildiği gibi karşılaştırmalı olarak da ekrana yansıtılabilmektedir.

Örneğin, bir arazide yapılan CPT sonuçlarına göre, $q_c = 8$ MPa, $f_c = 250$ MPa olarak ölçülmüş ve buradan alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri sonucunda likit limit 50, plastisite endeksi 20 ve birim hacim ağırlığı 20 kN olarak tespit edilmiştir. Buna göre, ampirik metotlarla zemin sınıfı ve drenajsız kayma mukavemeti aşağıdaki şekildeki gibi bulunmuştur.

$$R_f = \frac{f_c}{q_c} 100 = \frac{8000}{250} 100 = \%4 \supset \text{killi silt - siltli kil} \quad (3)$$

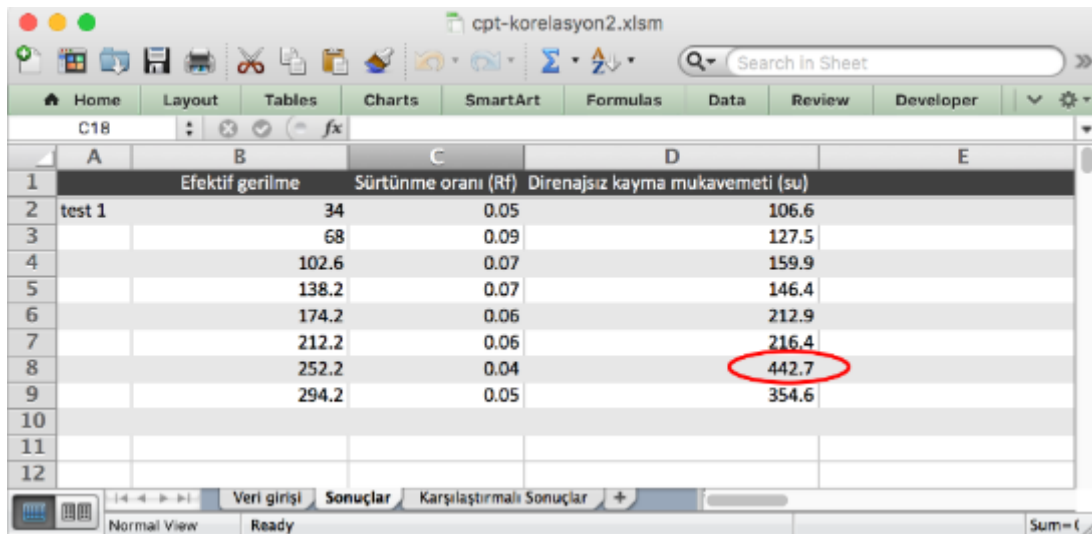
$$s_u = \frac{q_c - s_v}{N_k} = \frac{8000 - 140}{18} = 436,6 \text{ kPa} \quad (4)$$

Burada sunulan program, aynı zemin profili üzerindeki parametrelerle çalıştırıldığında aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir. İki farklı yaklaşımla elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında benzer neticelere ulaşıldığı görülmüştür (Şekil 6).



	A	B	C	D	E	F
1		Kayma mukavemeti açısı	Relatif Sıklık	qu	Drenajsız kayma mukavemeti (su)	Kayma dalgası hızı (vs)
2	test 1	29	28	150	39	2058
3		32	35	250	65	2928
4		31	32	200	52	3039
5		31	34	225	58	3412
6		37	53	600	156	4980
7		38	59	750	195	5481
8						
9	test 2	20	24	60	18	0
10		20	26	75	22	0
11						
12	test 3	38	51	150	84	242
13		40	57	188	105	271
14		42	63	240	134	308
15		41	60	210	118	287
16		41	62	232	130	303
17		40	63	240	134	308
18		40	67	270	151	327
19		40	66	262	147	323
20						
21	test 4	36	46	0	72	177
22		34	40	0	52	151
23		30	29	0	26	105
24		30	32	0	32	118
25		40	61	0	130	242
26		40	65	0	150	260
27						
28	test 5	31	32	0	0	2028
29		34	40	0	0	2801

Şekil 5. CPT Korelasyon Formüllerine Göre Yapılan Hesaplamaların Sonuçlarının Gösterildiği Ekran Görüntüsü



	A	B	C	D	E
1		Efektif gerilme	Sürtünme oranı (Rf)	Drenajsız kayma mukavemeti (su)	
2	test 1	34	0.05	106.6	
3		68	0.09	127.5	
4		102.6	0.07	159.9	
5		138.2	0.07	146.4	
6		174.2	0.06	212.9	
7		212.2	0.06	216.4	
8		252.2	0.04	442.7	
9		294.2	0.05	354.6	
10					
11					
12					

Şekil 6. CPT Korelasyon Formüllerine Göre Yapılan Örnek Sonuçlarının Gösterildiği Ekran Görüntüsü

4. SONUÇLAR

CPT günümüzde yaygınlığı gittikçe artan bir arazi deneyidir. Birçok parametreye bağlı olan bu deney ile zeminlerin mühendislik özelliklerini bulmak ve zemin sınıflandırması yapmak için parametreleri ve korelasyonları çok iyi analiz etmek gerekir. Bu çalışmada, CPT ile istenilen sonuçları elde edebilmek için izlenilmesi gereken adımlar aşamalara ayrılarak belirtildi. Gösterilen yöntemin bilgisayar programı için kolaylıkla kullanılabilceği örneklerle anlatıldı. Nümerik analizde kullanılan Microsoft Excel için Visual Basic dilinde yazılmış program yardımıyla etkili bir şekilde CPT korelasyonu yapılabildiği ve kısa sürede sonuçlar alındığı gösterildi.

KAYNAKLAR

- [1] Kim, D., Shin, Y. and Siddiki, N. (2010) “Geotechnical Design Based on CPT and PMT”, Joint Transportation Research Program.
- [2] Coduto, D. P. (2001) “Foundation design. Upper Saddle River”, N.J.: Prentice Hall.
- [3] Lunne, T., Robertson, P. K. and Powell, J. J. M. (1997) “Cone penetration testing in geotechnical practice”, London: Blackie Academic & Professional.
- [4] Elkateb, T. and Ali, H. (2010) “CPT-SPT correlations for calcareous sand in the Persian Gulf area”.
- [5] Emai, Z. (2013) “Correlation of undrained shear strength and CPT resistance”, 57 (1), pp. 39--44.
- [6] Mahler, A. (2003) “Use of cone penetration test in pile design' Periodica Polytechnica, Civil Engineering”, 47 (2), pp. 189--197.
- [7] Sivrikaya, O. and Toğrol, E. (2009) “Arazi deneyleri ve geoteknik tasarımda kullanımları”, İstanbul: Birsen Yayınevi.
- [8] Hunt, R. E. and Hunt, R. E. (2005) “Geotechnical engineering investigation handbook”, Boca Raton, Fla.: Taylor & Francis.
- [9] Look, B. (2007) “Handbook of geotechnical investigation and design tables”, London: Taylor & Francis.
- [10] Lee Rodgers, J., Nicew and Er, W. A. (1988) “Thirteen ways to look at the correlation coefficient”, The American Statistician, 42 (1), pp. 59--66.

MİKROTREMOR QUASI TRANSFER SPEKTRUMLARI PİK GENLİK PERİYOT DEĞERLERİ İLE ZEMİN DEFORMASYON DEĞİŞİMLERİNİN TANIMLANMASI

DEFİNİNG OF SURFACE LAYER DEFORMATION CHANGINGS VIA MİCROTREMOR QUASI TRANSFER SPECTRA PERİOD VALUES,

Evren KIRNIÇ¹

Mustafa AKGÜN²

Cavit ATALAR³

Özkan Cevdet ÖZDAĞ⁴

Yaprak İPEK⁵

ABSTRACT

Soil deformation (γ) will play an active role on probable earthquake damage where earthquake source parameters and structure quality were similar. Nakamura has defined vulnerability index (Kg) parameter about soil deformation properties in 1997. According to this definition soil deformations is not within the elastic limits ($\gamma > 10^{-5}$) when Kg higher than 20. In this context, This study aimed to obtain information about the behavior of the soil while impacting dynamic loads where Balçova District/İzmir and surrounding area by using geophysical methods. Also, 2D Vs distribution was obtained by benefiting Rayleigh Wave's dispersion distinctive. In conclusion, soil's deformation behavior has not proved in elastic limits. Also, according to the results of a MASW study, the dominant characteristic of the soil was observed in first 40 meters. This situation means that Vs30 value can not be used for study area. In-situ desing should be highlighting for study area.

Keywords: Transfer function, quasi transfer spectrum, lineer system, microtremor.

ÖZET

Deprem kaynak özellikleri ve yapı kalitesinin benzer olduğu yerlerde dinamik koşullar altındaki zeminin birim şekil değiştirme (γ) özelliği, olası hasarın belirlenmesinde etkin bir rol oynayacaktır. Nakamura (1997) çalışmasında zeminlerin birim şekil değiştirme özelliğiyle ilgili olarak hasar indeks değerini (Kg) tanımlamıştır. Bu tanıma göre Kg değerleri 20'nin üzerinde olduğunda zeminlerin birim şekil değiştirme özelliğinin elastik sınırlar içinde olmadığı ($\gamma > 10^{-5}$) kabul edilmektedir. Bu kapsamda Balçova İlçesi İzmir ve yakın çevresinin yerel zemin koşulları, jeofizik yöntemlerle irdelenerek, zeminin dinamik yükler altındaki davranışı hakkında bilgi edinilmesi amaçlanmıştır. Ayrıca Rayleigh dalgalarının dispersif özelliğinden yararlanılarak 2 boyutlu derinlik-hız haritaları oluşturularak, Vs

¹ Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Jeofizik Mühendisliği Anabilim Dalı

² Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü

³ Yakın Doğu Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü

⁴ Dokuz Eylül Üniversitesi Rektörlüğü

⁵ Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü

değişimi gözlenmiştir. Yapılan çalışmalar sonucunda, zemin birim şekil değiştirme özelliğinin elastik yapıda olmadığı görülmüştür. Ayrıca MASW seviye haritaları incelendiğinde zeminin 40 m de dahi baskın olduğu ve bu yüzden yönetmeliklerde kullanılan V_{s30} hızının söz konusu alan için geçersiz olduğu anlaşılmış olup yerinde tasarım kavramının ön plana çıkarılması tavsiye edilmektedir.

Anahtar Kelimeler: Transfer spektrum, quasi transfer spektrum, lineer sistem, mikrotremor.

1. GİRİŞ

Sismik dalgalar, kaynağından çıkarak yeryüzüne ulaşıncaya kadar olan seyahatlerinin önemli bir bölümünü yer kabuğunun oluşturan sert ana kaya (sismik ana kaya) içinde geçirirler. Seyahatlerinin son aşaması, özellikleri sismik ana kayaya göre oldukça farklı olan mühendislik ana kayası ile gevşek tutturulmuş ve zemin olarak adlandırılan yüzeye yakın tabakaları içinde gerçekleşir. Zemin yüzeyinde bulunan bir yapının deprem sırasında yapacağı zemin yapı ortak davranışını, bu zemin tabakalarının fiziksel özellikleri yeryüzünde gözlenen titreşimin karakteristiğini büyük ölçüde belirler (Yalçınkaya,2010). Zemin olarak adlandırılan yüzey tabakasında S dalgası hızı 700 m/s den az olduğu kabul edilir. S dalgası hızının 700 m/s den büyük olduğu yerler mühendislik ana kayası olarak, 3000 m/s den büyük olduğu yerler ise sismik ana kaya olarak adlandırılmaktadır. Mühendislik ana kayası olarak adlandırılan bölgede zeminin dinamik yapısının değişmediği yani S dalga hızı değerlerinin değişmediği kabul edilir.(NEHRP 1997; Kramer 1996). Sismik ana kaya olarak adlandırılan tabakada ise, söz konusu tabakaya ait derinlik seviyesinden itibaren yanal yönde fiziksel değişimlerin olmadığı ve üst derinlik seviyelerine göre daha homojen bir yapının var olduğu kabul edilir.

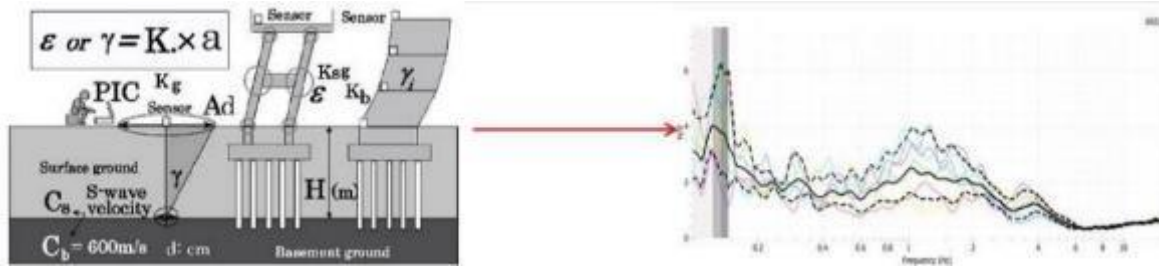
Yapı-zemin özelliklerine bağlı olarak deprem anında yapısal hasara neden olan üç temel faktör bulunmaktadır. Bu faktörler yerel zemin koşulları, deprem özellikleri ve yapı özellikleridir. Deprem kaynak özellikleri ve yapı kalitesinin benzer olduğu yerlerde, yerel zemin koşulları, oluşabilecek hasarın belirlenmesinde etkin bir rol oynamaktadır. Dinamik etkiler altında oluşan zemin davranışlarını tanımlamak için mühendislik ana kayası, zemin, zemin transfer fonksiyonu, mühendislik ana kayası ve zemin içinde ve yüzeyindeki dinamik yükler ile bu yüklerle bağlı olarak oluşacak stress-strain ilişkisinin tanımlanması gerekir. Bunun için önce, in-situ (yerinde) yöntemler kullanılarak yeraltının zemin ana kaya modellenmesi yapılır. Model oluşturmak için kullanılan temel parametre P ve S dalga hızları ile yoğunluk değerleridir. Bu parametre değerlerine ulaşmak için çeşitli jeofizik yöntemler kullanılır. Bu yöntemler sismik yüzey ve kuyu içi çalışmalar yapılarak uygulanır. Daha sonra, zeminde yanal yönde dinamik etki yaratan deprem kuvvetini tanımlamak için zemin transfer spektrum kavramı kullanılır. Zemin transfer fonksiyonu kuramsal ve gözlemsel olarak elde edilebilir. Gözlemsel olarak Nakamura (1989), kuramsal olarak Herak (2008) çalışmasında tanımlanan izlenice uygulanır. Son olarak stress-strain ilişkisine bağlı olarak zemin deformasyon tanımları yapılır (elastik, elastoplastik ve plastik).

2. UYGULAMA

Çalışmanın izlencesinde kullanılan Gözlemsel Quasi Transfer Spektrumu, K_g haritası ile MASW seviye haritalarının elde edilmesi, aşağıdaki sıraya göre gerçekleştirilmiştir.

2.1 Quasi Transfer Spektrumu ile Kg Haritasının Elde Edilmesi

Yapılan çalışmada, zeminin dinamik yük altındaki davranışını belirlemek adına mikrotremor ölçümlerinden yararlanılmıştır. Ayrıca, çalışma alanında 23 noktada hızölçer, 30 dk süre ile broadband ölçümü de yapılmıştır. Mikrotremor verileri değerlendirilirken Nakamura'nın 1989 yılında geliştirdiği HVSR bir başka adıyla Quasi Transfer Spektrumu tekniğinden yararlanılmıştır. Değerlendirme sırasında pencere boyu 81,92 s olacak şekilde Quasi Transfer Spektrumları hesaplanmıştır.



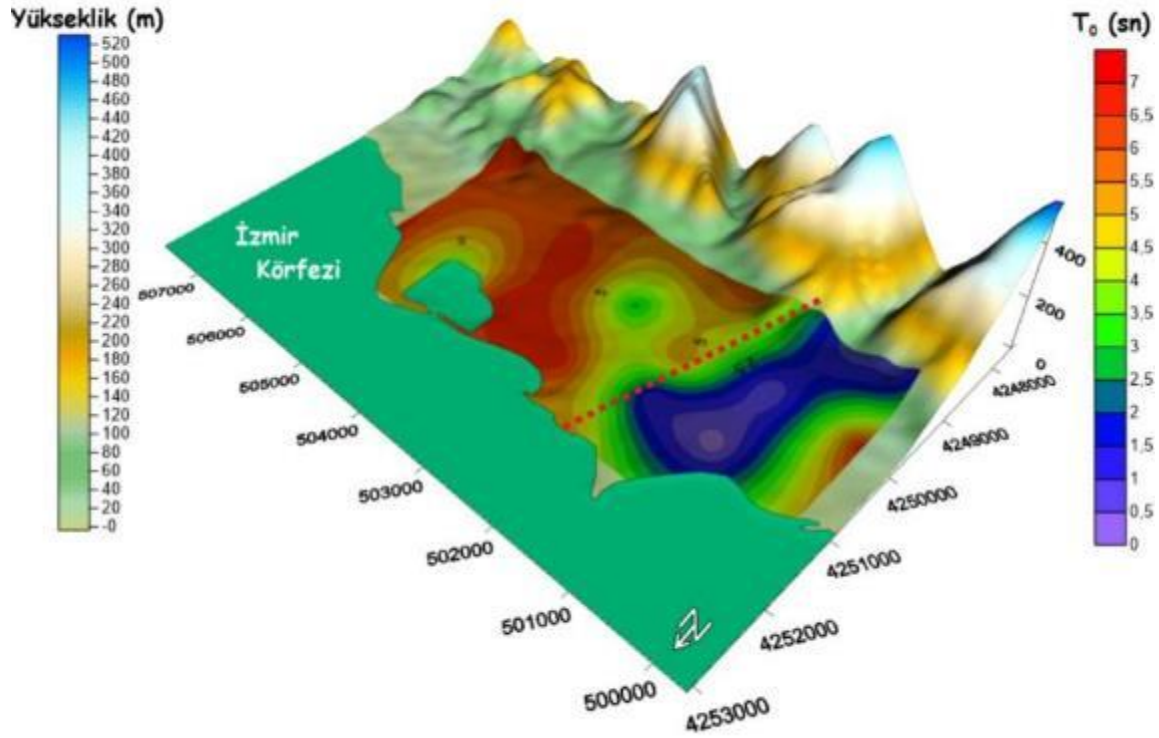
Şekil 1. Quasi Transfer Spektrumu Elde Edilişi

Nakamura (1997) çalışmasında zeminlerin birim şekil değiştirme özelliğiyle ilgili olarak hasar indeks değerini (K_g) tanımlamıştır. Bu tanıma göre K_g değerleri 20'nin üzerinde olduğunda zeminlerin birim şekil değiştirme özelliğinin elastik sınırlar içinde olmadığı ($\gamma > 10^{-5}$) kabul edilmektedir.

QTS hesaplamalarından elde edilen pik periyot ve K_g dağılım haritaları şekil 2 ve 3 te verilmiştir.



Şekil 2. Çalışma Alanı



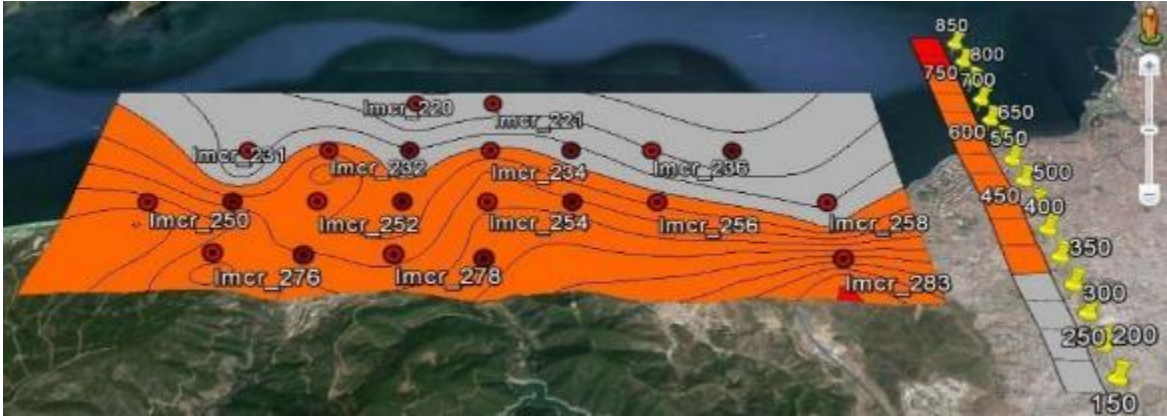
Şekil 3. Pik Periyot Dağılım Haritası

2.2. MASW Seviye Haritalarının Elde Edilmesi

MASW ölçümlerinde 24 kanallı Geometrics Geode cihazı kullanılmış olup, kayıt süresi 2 s, jeofon Aralığı 5 m, yığma sayısı 3 olacak şekilde ölçüler alınmıştır. MASW verilerinin değerlendirilmesinde Seisimager programı kullanılmış olup, 10, 20, 30 ve 40 m için seviye haritaları oluşturulmuştur (Şekil 4-7).



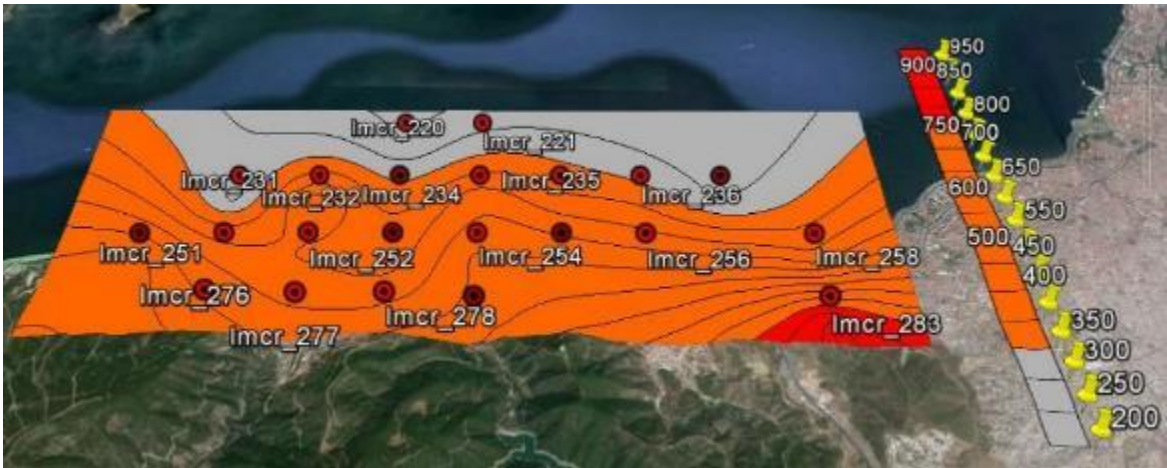
Şekil 4. 10 m derinlik için Vs30 Hız Dağılım Haritası



Şekil 5. 20 m derinlik için Vs30 Hız Dağılım Haritası



Şekil 6. 30 m derinlik için Vs30 Hız Dağılım Haritası



Şekil 7. 40 m derinlik için Vs30 Hız Dağılım Haritası

3.SONUÇLAR

Mikrotremör ölçüm çalışmasında Nakamura tek istasyon ölçüm tekniği uygulanmıştır. Ölçümlerde GURALP CMG-6TD broadband hızölçer sensör kullanılmıştır. Ölçü alımında zaman örnekleme aralığı Örnekleme aralığı 100 Hz (saniyede 100 okuma) olarak seçilmiştir. Ölçüm süresi olarak, her noktada ortalama 30 dk seçilmiştir. Ölçüm yapılırken çevre şartları

konusunda Sesame kriterleri dikkate alınmıştır. Alınan veriler Sesame Projesi kapsamında geliştirilen Geopsy paket programıyla değerlendirilmiştir.

MASW çalışmalarında 24 kanallı Geometrics Geode cihazı kullanılmıştır. Her ölçüm noktasında yapılan sismik serimin baş orta ve son noktalarında atış yapılarak her noktada ölçü alınmıştır. Her bir serim için elde veriler Seisimager programı ile değerlendirilmiştir.

Yapılan değerlendirmeler sonucunda elde edilen çıktılarına göre, QTS spektrumlarındaki pik genlik değerlerinin denize yaklaştıkça, 0,1 Hz-0,33 Hz frekans aralığında daha baskın olduğu Bunun anlamı çalışma alanının denize yakın kesimlerinin deprem sırasında yer değiştirmeye duyarlı yapı zemin ortak davranışının olma olasılığı yüksektir.

Kg Hasar endeks değerleri incelendiğinde yine denize doğru ve genel olarak 20 değerinin çok üstüne çıktığı görülmekte yani eşik değerini aştığı gözlemlenmiştir. Yani deprem sırasında, bu alanlarda zemin yanal deformasyonunun çoğunlukla elastik sınırlar dışında oluşma olasılığı yüksektir.

Çalışma alanında zeminin hakim olduğu kesimlerde ana kayadaki PGA değeri ile zemin yüzeyi PGA değerleri arasında ortalama 1,5-2 kat büyütme olma olasılığı yüksektir.

S dalga hızı seviye haritaları incelendiğinde 40 m seviyelerde bile hızın 760 m/s den düşük olduğu görülmektedir. Bunun anlamı ise zemin kalınlığının en az 40 m değildir. Bu durumda depreme dayanıklı yapı tasarımında kullanılacak ve yönetmeliklerde tanımlanan Vs30 bu bölge için geçerliliğini yitirmektedir. Bu alanlarda yapılacak yapılarda yönetmeliklerdeki tasarım spektrumları yerine yerinde hazırlanmış tasarım spektrumlarının kullanılması önerilir.

S dalga hızı ve Kg değerleri arasındaki değişimler birlikte irdelendiğinde; S hızının artmış olduğu bölgelerde Kg hasar indeksi değerlerinde azalma meydana gelmiştir. Buradaki fiziksel gözlemin nedeni, S dalgası hızı derinlik ve zeminin baskın frekansıyla doğrudan ilişkilidir. Derinlik-hız haritalarında derinlikler sabit ve her istasyon için aynı değerde olduğunu düşünürsek, buradaki hız artışı baskın frekans olan F_0 değişime neden olacaktır. Kg değeri yani hasar indeks değeri ise, zemin transfer fonksiyonundan elde edilen genlik ve baskın frekans içeriğiyle doğrudan ilişkili olup, genliğin aynı kalması koşuluyla, frekans birimindeki azalma indeks değerinin artışına neden olacaktır.

Yapılan değerlendirmeler sonucunda, bölgeye ilişkin mikrotremor verilerinin yer değiştirmeye frekans Aralığına (0,1 Hz-0,33 Hz) daha duyarlı olduğu görülmüştür. Hasar değerleri incelendiğinde genel olarak 20 değerinin çok üstüne çıktığı görülmekte yani eşik değerini aştığı gözlemlenmiştir. Yani deprem sırasında, bölgedeki zemin yapısının çoğunlukla elastik bir davranış göstermeyeceği ön görülmektedir.

MASW seviye haritaları incelendiğinde 40 m de dahi çoğunlukla S hızının 760 m/s den düşük olduğu görülmektedir. Bunun anlamı ise zemin tabakasının 40 m derinlikte de baskın bir şekilde gözlenmesidir. Bu durumda Vs30 bu bölge için geçerliliğini yitirmektedir ve yerine yerinde tasarım kavramı ön plana çıkmaktadır. Gelecekte yapılacak çalışmalar için MASW ölçüm Aralığının 100 m ye düşürülmesi ve araştırma derinliğinin artırılması tavsiye edilmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Akgün, M., Gönenç, T., Pamukçu, O., Özyalın, Ş., Özdağ, Ö.C., Mühendislik Ana Kayasının Belirlenmesine Yönelik Jeofizik Yöntemlerin Bütünleşik Yorumu: İzmir Yeni Kent Merkezi Uygulamaları, *Jeofizik Dergisi*, doi 13.b02 jeofizik-1304-12, 2013a.

- [2] Akgün, M., Gönenç, T., Tunçel, A., Pamukçu, O., A multi-approach geophysical estimation of soil dynamic properties in settlements: a case study in Güzelbahçe-İzmir (Western Anatolia), *J. Geophys. Eng.*, **10** (2013b.) 045001 [doi:10.1088/1742-2132/10/4/045001](https://doi.org/10.1088/1742-2132/10/4/045001)
- [3] Herak, M., Model HVSR-A Matlab® tool to model horizontal-to-vertical spectral ratio of ambient noise, *Computer and Geosciences*, **34**, 1514-1526. 2008
- [4] Kramer, S.L. 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall, 653 pp
- [5] Nakamura, Y., A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface, *Quarterly report of the Railway Technical Research Institute* **30:1**, 25-33. 1989.
- [6] Nakamura, Y., Seismic Vulnerability Indices for Ground and Structures using Microtremor, World Congress on Railway Research in Florence, Italy, 1997.
- [7] Nath, S.K., Seismic Microzonation Framework – Principles & Applications, Proceedings of Workshop on Microzonation, Indian Institute of Science, Bangalore, pp 9-35 2007.
- [8] NEHRP (1997), “Recommended Provisions for Seismic Regulations For New Buildings and Other Structures, FEMA-303”, Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [9] Yalçınkaya, E., Bir boyutlu modeller için zemin büyütmesine etki eden parametrelerin incelenmesi. İstanbul Üniv. Müh. Fak. Yerbilimleri Dergisi, C. 17, S. 1, SS. 47-56. 2004.
- [10] Yalçınkaya, E., Zemin neden bu kadar önemli?. jeofizik.org, 2010

KİLLERİN ZAMANA BAĞLI DAVRANIŞI VE YENİ GELİŞMELER

TIME DEPENDENT BEHAVIOUR OF CLAYS AND RECENT DEVELOPMENTS

Abdulazim YILDIZ¹ Minna KARSTUNEN² Mohammad
REZANIA³ Zen Yu YIN⁴

ABSTRACT

The stress-strain behaviour of natural soft clay is very complex and time dependent, as different fundamental features of natural soil behaviour, such as viscosity, anisotropy and destructuration. In recent years, there have been considerable developments in constitutive modelling of soft clays. A number of visco-plastic constitutive models incorporating effects of these features have been published in the literature. These models have been used successfully on the modelling long term behaviour of embankments on soft soils. This paper investigates the long term settlement of two different embankments on soft clays with the finite element method using a recently developed new constitutive models. For comparison, the problem is also analysed with Modified Cam Clay model. The results of the numerical analyses are compared with the field measurements. The results show that neglecting effects of anisotropy, destructuration and creep may lead to inaccurate predictions of soft clay response.

Keywords: Anisotropy, destructuration, creep, numerical modelling, embankment, soft clay.

ÖZET

Yumuşak killerin gerilme-deformasyon davranışı zamana bağlı olarak gerçekleşir ve anizotropi, bağ kuvvetleri, krip gibi özellikler nedeniyle karmaşık bir yapı arz eder. Son yıllarda zemin modelleri konusunda önemli gelişmeler yaşanmakta olup özellikle kil davranışıyla ilgili yeni modeller geliştirilmiştir. Bu bildiri de kil davranışı ile ilgili geliştirilen yeni zemin modelleri ve onların sayısal analizlerdeki uygulamaları konu edilmiştir. Farklı araştırmacılar tarafından Finlandiya'da inşa edilen Haarajoki ve Murro test dolgularının sayısal analizleri bu yeni zemin modelleri ile analiz edilmiş ve hesaplanan oturmalar ölçüm değerleri ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma amacıyla analizlerde Modifiye Cam Kili modeli de kullanılmıştır. Araştırma sonuçları, killerin zamana bağlı davranışının

¹ İnşaat Mühendisliği, Çukurova Üniversitesi Adana, azim@cu.edu.tr

² Dept. of Civil and Environmental Engineering, Chalmers Univ. of Technology, Sweden, minna.karstunen@chalmers.se

³ Nottingham Centre for Geomechanics, Dept. of Civil Eng., Univ. of Nottingham, U.K., mohammad.rezania@nottingham.ac.uk

⁴ Center for Marine Geotechnics Research, Dept. of Civil Eng., Shanghai Jiao Tong Univ., China, zhenyu.yin@gmail.com

hesaplanmasında anizotropi, yapı bozulması ve krip gibi etkilerin önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Anizotropi, yapı, krip, sayısal modelleme, dolgu, yumuşak kil.

1. GİRİŞ

Günümüzde geoteknik tasarımlar artık sonlu elemanlar, sonlu farklar yöntemi gibi sayısal analizler yardımıyla yapılmaktadır. Bu analizlerde en hassas konu zemin davranışının gerçeğe en yakın şekilde modellenmesidir. Zeminlerin katı, sıvı, gaz gibi üç değişik fazda bileşenden meydana gelmesi onu diğer inşaat mühendisliği malzemelerinden farklı kılmaktadır. Genel olarak zeminler heterojen, süreksiz ve anizotropik malzemeler olup yük altında zamana bağlı elasto-viskoplastik davranış gösterirler. Ayrıca yükleme ve drenaj koşulları, jeolojik tarihçesi, oluşum şartları, yapı ve dokusal özellikler zemin davranışı üzerinde önemli etkilere sahiptir. Bu nedenle zeminlerin mekanik davranışını tanımlayan modellerde bu sayılan özelliklerin dikkate alınması gerekir.

Özellikle yumuşak killerin gerilme-deformasyon davranışı zamana bağlı olarak gerçekleşir. Anizotropi, bağ kuvvetleri, krip gibi özellikler nedeniyle kil zemin davranışı karmaşık bir yapı arz eder. Kil zeminlerin kendine has doku ve yapısal özellikleri onun davranışı üzerinde önemli rol oynar. Kil danelerinin plaka şeklinde olması ve killerin oluşumu sırasında çökme ve onu izleyen konsolidasyon koşulları, killerin önemli ölçüde anizotropik özellik göstermesine neden olur (Wheeler vd. 2003). Bir diğer önemli özellik ise, killerin oluşumu sırasında çökme koşullarına bağlı olarak gelişen ve diyajenez olarak tanımlanan olaydır. Yani, çökme ortamının jeolojik şartları, bunu izleyen jeolojik ve gerilme tarihçesi, çevre koşullarındaki değişimler, çökme sırasında meydana gelen geo-kimyasal olaylar zamanla daneler arasında bağ kuvvetlerinin oluşmasına neden olur. Bu bağ kuvvetleri kil zeminlere ilave dayanım kazandırır ve killerin akmaya karşı direncini artırır. Yük etkisinde oluşan plastik deformasyonlar ise zamanla daneler arasındaki bu bağ kuvvetlerinin kademeli olarak çözülmesine neden olur (Burland 1990; Leroueil ve Vaughan 1990). Killerin bir diğer önemli özelliği ise, gerilme-deformasyon ilişkisinin zamana ve deformasyon hızına bağlı olarak gerçekleşmesidir (Liingaard vd. 2004). Krip olarak tanımlanan bu olay zeminlerde bir çeşit yapısal viskoziteden kaynaklanır. Konsolidasyon sırasında boşluk suyu basınçları sönmüldükten sonra yük, zemin iskeletine aktarılır ve ikincil konsolidasyon olarak adlandırılan oturmalar başlar. Bazı araştırmacılar krip etkisinin birincil konsolidasyon sırasında başladığını öne sürmektedir.

Literatürde son yıllarda kil zeminler ile ilgili bu özellikleri (anizotropi, bağ kuvvetlerindeki çözülme ve krip) dikkate alan yeni zemin modelleri geliştirilmiştir (Banerjee ve Yousif 1986; Dafalias 1987; Gens ve Nova 1993; Wheeler vd. 2003; Koskinen vd. 2002, Leoni vd. 2008, Hinchberger ve Qu, 2009, Yin et al. 2010, Grimstad vd. 2010, Yin vd. 2011). Bu zemin modelleri, farklı araştırmacılar tarafından yumuşak kil üzerine inşa edilmiş dolguların uzun süreli konsolidasyon analizlerinde kullanılmış ve oldukça başarılı sonuçlar verdiği görülmüştür (Karstunen vd. 2005, Yıldız vd. 2009, Karstunen ve Yin 2010, Yin vd. 2011). Bu bildiride; literatürdeki bu araştırmalar incelenmiş, farklı dolguların sayısal analizlerinde yeni geliştirilen zemin modelleri ile hesaplanan zamana bağlı konsolidasyon oturmalarının arazi ölçüm değerleri ile karşılaştırması ve sonuçlar üzerinde model etkisi araştırılmıştır. Sayısal analizlerde killer ile ilgili anizotropi, bağ kuvvetlerindeki çözülme ve krip gibi özelliklerin ihmal edilmesinin sonuçlar üzerindeki etkisi irdelenmiştir.

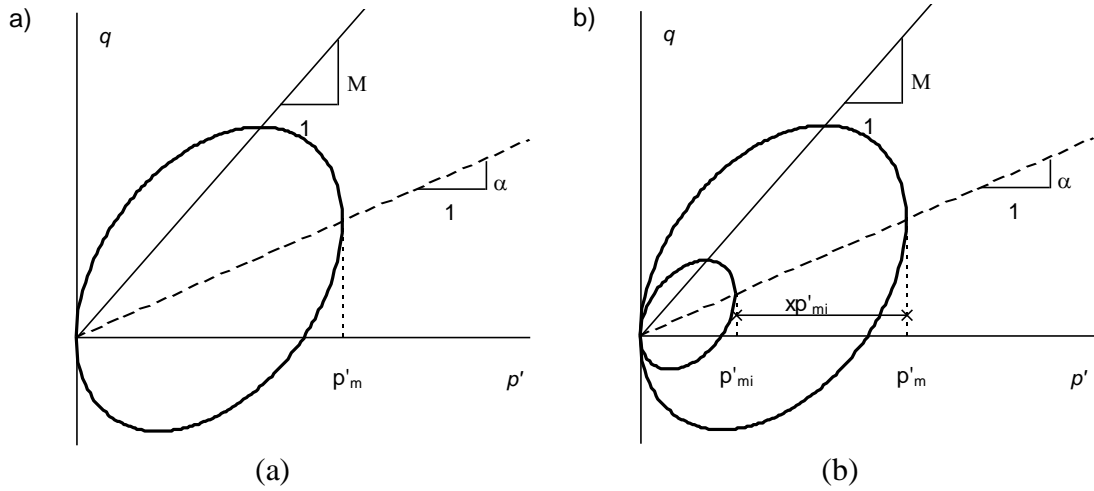
2. YAPISAL ZEMİN MODELLERİ

2.1. S-CLAY1 Zemin Modeli

Genellikle sonlu elemanlar yöntemine dayalı sayısal analizlerde, kil zemin davranışını modellemek için yaygın olarak Modifiye Cam Kili (MCC) zemin modeli tercih edilir. MCC, kritik durum teorisi çerçevesinde geliştirilmiş, izotropik akma yüzeyini esas alan, elasto-plastik bir zemin modelidir. Bir önceki bölümde ifade edildiği gibi kil danelerinin geometrik şekli, dizilimi, yönelimi ve daneler arasındaki temas şekilleri dokusal anizotropiyi oluşturur (Sekiguchi ve Ohta 1977). Killerin oluşumu sırasında çökme nedeniyle meydana gelen plastik deformasyonlar danelerin kaymasına ve temas şekillerinin değişmesine ve yeniden yönelim göstermesine neden olur. Bu nedenle gerek gerilme gerekse de dokusal anizotropi nedeniyle akma yüzeyi yön değiştirir ve kademeli olarak daneler arasındaki bağlar da çözülmeye başlar. Bu konuda son yıllarda yapılan araştırmalar elips şeklindeki izotropik akma yüzeyinin doğal kil zeminlerin gerçek gerilme-deformasyon davranışını modellemekte yetersiz kaldığını göstermiştir. Dafalias (1987), killerin akma yüzeyinin düzgün elips şeklinde olmadığını, başlangıç dokusal anizotropiye ve sonrasında gelişen plastik deformasyonlara bağlı olarak sürekli değişim gösterdiğini öne sürmüştür. Wheeler vd. (2003) ise, Dafalias (1987) tarafından önerilen anizotropik akma yüzeyini esas alarak S-CLAY1 zemin modelini geliştirmiştir. Modelde, plastik deformasyonlar nedeniyle anizotropiye bağlı olarak akma eğrisindeki değişim dönel pekleşme (rotational hardening) kuralı ile dikkate alınmaktadır. Modelin esas aldığı akma eğrisi, Dafalias (1987) tarafından önerilen kesilmiş bir elips şeklindedir (Şekil 1a) ve aşağıdaki bağıntı ile tanımlanır:

$$f = (q - \alpha p')^2 - (M^2 - \alpha^2)(p'_m - p')p' = 0 \quad (1)$$

Bu eşitlikte, P'_m akma eğrisinin boyutunu, α akma eğrisinin yönelimini tanımlar. M ise $\eta=q/p'$ gerilme oranının göçme anındaki değeridir. Eşitlik 2'de, $\alpha=0$ alınırsa model izotropik MCC modeline indirgenmiş olur (Model ile ilgili detaylı bilgi için bkz: Wheeler vd. 2003).



Şekil 1. SCLAY1 and SCLAY1S Modelleri İçin Akma Eğrileri

2.2. S-CLAY1S Zemin Modeli

S-CLAY1S modeli, S-CLAY1 modelinin uzantısı olup anizotropiye ilave olarak daneler arası bağ kuvvetlerindeki çözülme dikkate alır (Koskinen vd. 2002). Bağ kuvvetler nedeniyle zeminin kazandığı ilave dayanım, içsel akma eğrisi kavramı (bağ kuvvetleri tamamen kaybolmuş) ile açıklanır. İçsel akma eğrisinin şekli ve eğimi, doğal zeminin akma eğrisi ile aynıdır. Fakat içsel akma eğrisinin boyutunu gösteren P'_{mi} , doğal zeminin akma eğrisinin boyutunu gösteren P'_m 'den daha küçüktür ve sensitiviteye bağlı olarak aşağıdaki bağıntı ile ifade edilir:

$$p'_m = (1+x)p'_{mi} \quad (2)$$

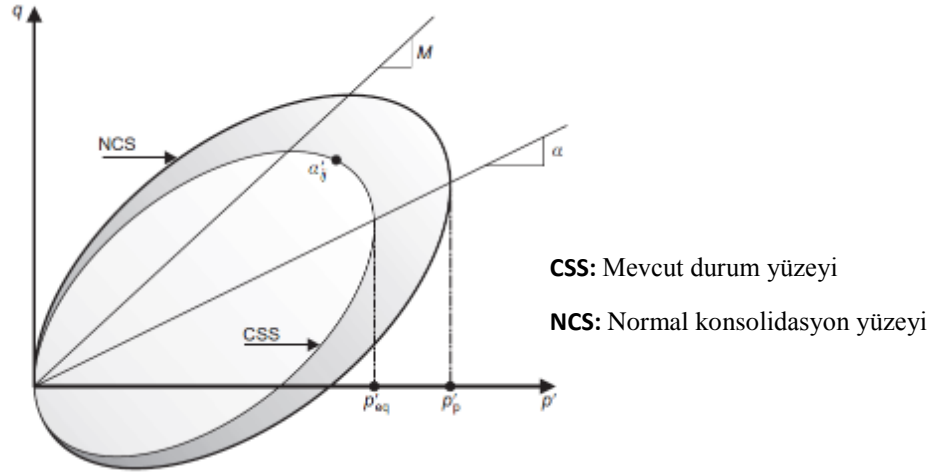
buradaki x terimi bağ kuvvetlerinin büyüklüğünü ifade eder (Şekil 1b). S-CLAY1S modeli de S-CLAY1'de olduğu gibi aynı pekleşme kurallarını kullanır. Fakat burada, P'_m 'nin yerini P'_{mi} ve doğal sıkışma eğrisinin eğimi, λ' 'nin yerine λ_i alır. (Model ile ilgili detaylı bilgi için bkz: Koskinen vd. 2002).

2.3. Anizotropik Krip Zemin Modeli (ACM)

Killerin önemli bir özelliği, gerilme-deformasyon ilişkisinin zamana ve deformasyon hızına bağlı olarak gerçekleşmesidir. Krip olarak tanımlanan bu olay zeminlerde bir çeşit yapısal viskoziteden kaynaklanır. Killerin krip davranışı için Vermeer ve Neher (1999), izotropik MCC modelini esas alarak Soft Soil Creep (SSC) modelini geliştirmiştir. PLAXIS bilgisayar programı model kütüphanesine standart bir program olarak eklenmiştir. Leoni vd. (2008), SCLAY1 ile SSC zemin modellerini birleştirerek anizotropik krip zemin modelini (ACM) geliştirmiştir. Yani model, SSC modelindeki bünye denklemlerini ve Wheeler vd. (2003) tarafından SCLAY1 zemin modelinde önerilen anizotropik akma yüzeyini esas almaktadır. Şekil 2'de görülen dıştaki eğrisel akma yüzeyi normal konsolidasyon yüzeyi (NCS) olarak tanımlanmaktadır. Bu eğrinin yatay eksenini kestiği nokta izotropik ön konsolidasyon basıncı P'_p 'dir. Bu eğrisel elipsin boyutu pekleşme kuralı gereğince hacimsel krip deformasyonlarına bağlı olarak genişler. Bu genişleme aşağıdaki bağıntı ile formüle edilmiştir.

$$p'_p = p'_{p0} \cdot \exp\left(-\frac{\varepsilon_{vol}^c}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (3)$$

$\lambda^* = \lambda / (1 + e_0)$ ve $\kappa^* = \kappa / (1 + e_0)$ parametreleri sırasıyla modifiye sıkışma ve kabarma indisleridir.



Şekil 2. ACM İçin Akma Yüzeyi (Leoni vd. 2008)

İçteki eğrisel yüzey mevcut gerilme yüzeyidir (CSS) ve yatay eksenini kestiği nokta eşdeğer ortalama gerilme p'_{eq} olarak tanımlanır. Eşdeğer ortalama gerilme p'_{eq} için aşağıdaki bağıntı önerilmektedir:

$$p'_{eq} = p' + \frac{(q - \alpha \cdot p')^2}{(M^2 - \alpha^2) \cdot p'} \quad (4)$$

α katsayısı akma eğrisindeki değişimi ve dönmeyi tarif eden bir katsayı, M kritik durumdaki gerilme oranıdır. $p'_{eq} = p'_p$ olması durumunda mevcut gerilme, normal konsolidasyon yüzeyi üzerinde yer alır ve zeminin normal konsolide olduğu anlamına gelir. p'_{eq}/p'_p oranı ise aşırı konsolidasyon oranı (OCR^*) olarak tanımlanır ve CSS ile NCS arasındaki mesafenin ölçüsüdür. Eşitlik (4)'deki hacimsel deformasyon hızı için aşağıdaki bağıntı önerilmektedir.

$$\dot{\epsilon}_{vol}^c = \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{1}{OCR^*} \right)^\beta \quad (5)$$

$$\mu^* = \frac{C_\alpha}{\ln 10(1 + e_0)} \quad (6)$$

μ^* modifiye kripi indisi. τ ise referans zamanıdır. Genellikle standart ödometre deneyleri kullanılarak NCS belirlendiği için bu süre 24 saat (1 gün) olarak alınır. Skaler bir büyüklük olan α katsayısı pekleşme kuralına bağlı olarak kripi deformasyonları tarafından idare edilir.

$$\dot{\alpha} = \omega \left[\left(\frac{3q}{4p'} - \alpha \right) \dot{\epsilon}_{vol}^c + \omega_d \left(\frac{q}{3p'} - \alpha \right) \dot{\gamma}^c \right] \quad (7)$$

Burada $\dot{\gamma}^c$ kayma kripi deformasyon hızı olup $\dot{\gamma}^c = |\dot{\epsilon}_1^c - \dot{\epsilon}_2^c|$ ile tanımlanır. Zemin sabitleri ω ve ω_d ise akma yüzeyinin dönme hızını kontrol eder. Normal konsolide kil zeminlerde K_0

katsayısı Jaky's formülü ($K_0^{NC} = 1 - \sin\phi'_{cv}$) ile hesaplanır. ϕ'_{cv} kritik durumdaki sürtünme açısıdır (Model ile ilgili detaylı bilgi için bkz: Leoni vd. 2008).

Kamrat-Pietraszewska (2011), bağ kuvvetlerindeki çözülme etkisini de kapsayacak şekilde modeli modifiye edilerek ACM-S'i geliştirmiştir. Yani, Koskinen vd. (2002) tarafından SCLAY1-S zemin modelinde esas alınan içsel akma eğrisi kavramı ACM-S için de kullanılmıştır. İçsel (intrinsic) terimi burada daneler arasındaki bağların tamamen yok olduğu durumu tanımlamaktadır. İçsel akma eğrisinin şekli ve eğimi, CSS ve NCS eğrileri ile aynı fakat boyut olarak çok daha küçüktür. Daneler arasındaki bağ kuvvetleri hacimsel ve kayma kriplere deformasyonlara bağlı bir şekilde azalarak çözüldüğü kabul edilmektedir. Modelde bu azalmanın hızı aşağıdaki bağıntı ile formüle edilmiştir:

$$d\chi_0 = -\xi \cdot \chi_0 \cdot (d\varepsilon_v^c + \xi_d \cdot d\varepsilon_d^c) \quad (8)$$

Burada χ_0 parametresi başlangıç arazi koşullarındaki bağ kuvvetlerinin derecesini tanımlar. Hassasiyet (sensitivity) derecesine (S_t) bağlı olarak $\chi_0 = S_t - 1$ bağıntısı ile hesaplanabilir. Modelde λ^* yerine içsel sıkışma eğrisinin eğimi λ_i^* kullanılmaktadır. Eşitlik (8)'deki ξ ve ξ_d katsayıları bağ kuvvetlerindeki çözülme hızını tanımlayan iki zemin parametresidir. ξ bağ kuvvetlerinde çözülmenin mutlak etkinliği, ξ_d ise bağ kuvvetlerinde çözülmenin bağıl etkinliği olarak tanımlanmaktadır.

2.4. EVP-SCLAY1S Zemin Modeli

Karstunen ve Yin (2010), SCLAY1S modelini modifiye ederek zeminlerde viskos davranışla birlikte anizotropi ve yapısal çözülme dikkate alan EVP-SCLAY1S (Elasto-Viscoplastic SCLAY1S) zemin modelini geliştirdiler. Modelin ACM'den en önemli farkı Perzyna (1963, 1966) tarafından önerilen aşırı gerilim (overstress) teorisini esas almasıdır. Buna göre elastik bölgedeki deformasyonlar zamandan bağımsız iken elastik olmayan deformasyonlar zamana bağımlıdır. Modelde toplam deformasyon hızı aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$$

ε_{ij}

: toplam deformasyon hız tensörünün (i, j) bileşeni

e : elastic bileşen

vp : visco-plastik bileşen

Bu denklemdeki visko-plastik deformasyon hızı, Perzyna (1963, 1966) tarafından önerilen dinamik yükleme yüzeyi ile ilgili çakıştırılmış akış kuralına göre aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial f_d}{\partial \sigma'_{ij}}$$

Denklemdeki μ , akışkanlık parametresi; $\Phi(F)$; dinamik yükleme yüzeyi ve statik akma yüzeyi arasındaki farkı temsil eden aşırı gerilim fonksiyonu, f_d ise dinamik yükleme yüzeyini temsil eden visko-plastik potansiyel fonksiyonudur (Model ile ilgili detaylı bilgi için bkz: Karstunen ve Yin 2010).

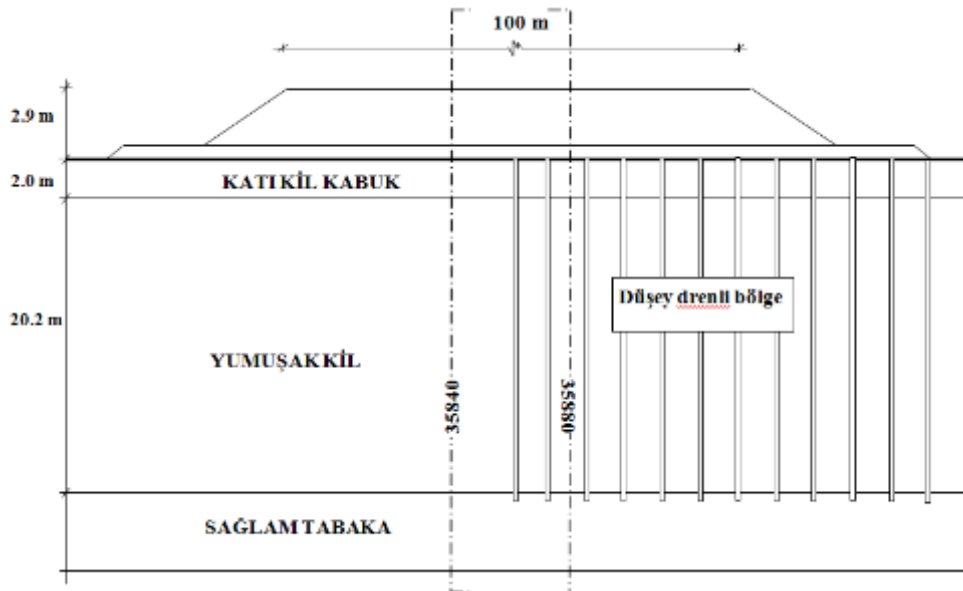
3. DOLGULARIN SAYISAL ANALİZİ

Finlandiya’da inşa edilmiş olan Murro ve Haarajoki test dolguları farklı araştırmacılar tarafından yeni geliştirilen zemin modelleri kullanılarak analiz edilmiştir. Bu analizlerde sonlu elemanlar yöntemine dayalı PLAXIS programı kullanılmıştır. Bu zemin modelleri PLAXIS bilgisayar programına kullanıcı tanımlı modeller olarak eklenmiştir. Analizlerde; MCC, SSC, S-CLAY1, S-CLAY1S, EVP-SCLAY1S ve ACM-S gibi farklı zemin modelleri ile hesaplanan zamana bağlı oturmalar dolgu altında ölçülen oturma değerleri ile karşılaştırılmıştır.

3.1. Haarajoki Test Embankment

Haarajoki test dolgusu 2.9 m yüksekliğinde, 100 m uzunluğunda olup tepe genişliği ise 8 m’dir. Dolgunun yarısı doğal kil zemin üzerine diğer yarısı ise düşey drenli bölge üzerine inşa edilmiştir. Test dolgusunun altında farklı noktalara oturma plakaları, piyezometreler, inklonometreler ve ektensometreler yerleştirilmiştir. Dolgunun inşa edildiği bölgede zemin profili; en üstte yaklaşık 2 m kalınlığında aşırı konsolide kil kabuk (dry crust), altında ise yaklaşık 20 m kalınlığında yumuşak kil tabakası yer almaktadır (Şekil 3). Yumuşak kil tabakasının organik madde içeriği %1.4 - %2.2 arasındadır. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyindedir. Su muhtevası değerleri %67 – 112 arasında değişmekte olup genellikle likit limit değerine eşit veya daha yüksek değerlerdedir. Yumuşak kil tabakasında hassasiyet değerleri 20-45 arasında değişmekte olup kil zemin genellikle normal konsolide veya az aşırı konsolide konumdadır (Yildiz vd. 2009).

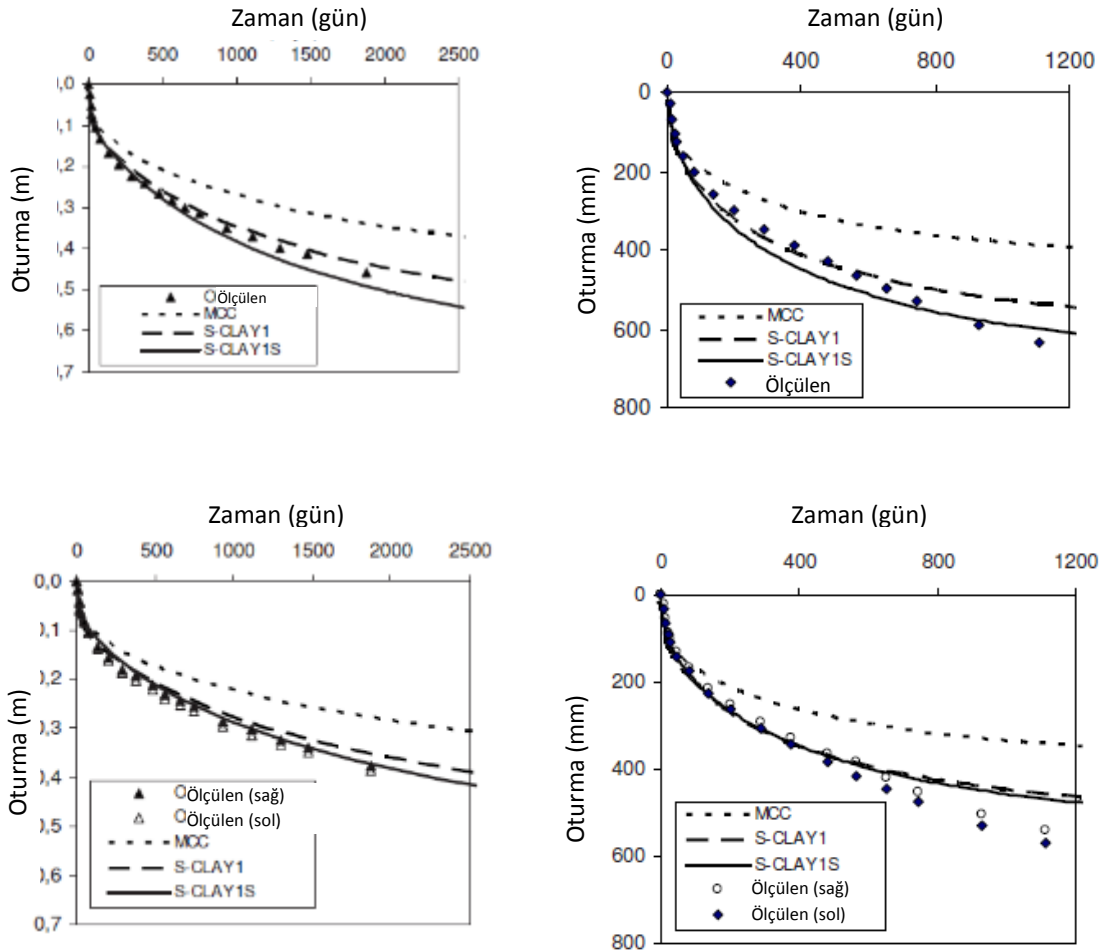
Yildiz vd. (2009) tarafından gerçekleştirilen analizlerde farklı zemin modelleri ile hesaplanan zamana bağlı oturmalar Şekil 4’de ölçüm değerleri ile karşılaştırılmıştır. Grafikte üstte yer alan oturmalar dolgu merkezindeki, alttaki oturmalar ise kret noktası altındaki oturmalarlardır.



Şekil 3. Haarajoki Test Dolgusu (Yildiz vd. 2009)

Bu analizlerde MCC, SCLAY1 ve SCLAY1S zemin modelleri kullanılmıştır. Sayısal analizlerde kullanılan model parametreleri bu araştırma makalesinde detaylı olarak

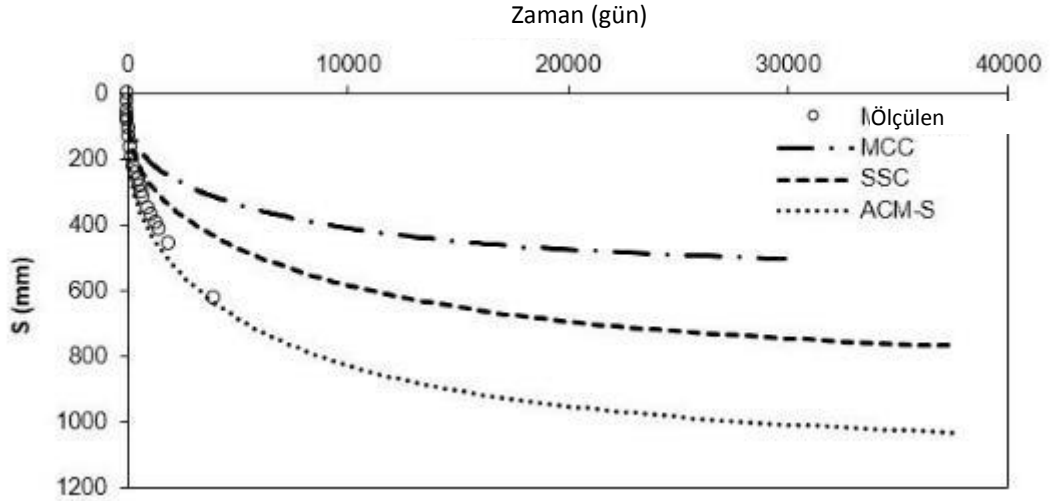
sunulmuştur (Yildiz vd. 2009). Şekil 4’te, SCLAY1 ve SCLAY1S zemin modellerinin izotropik MCC modeline göre ölçüm değerleri ile daha iyi uyum içerisinde olduğu görülmektedir. Bu sonuçlar sayısal analizlerde anizotropi ve bağ kuvvetlerinin ihmal edilmesinin oturma hesaplarında önemli hatalara neden olacağını göstermektedir. Ayrıca bu araştırmada, düşey drenli bölgede ölçülen oturmalar halen devam ederken SCLAY1 modelleri ile hesaplanan oturmaların ise ilave boşluk suyu basınçlarının sönmülenmesi nedeniyle sabit kaldığı gözlenmiştir. Bunun nedeni olarak SCLAY1 zemin modellerinin kriپ etkisini ihmal etmesi gösterilmiştir. Yıldiz vd. (2015) tarafından aynı dolgu, SCLAY1 zemin modellerinin kriپ etkisini dikkate alan yeni versiyonu ACM-S ile analiz edilmiştir. ACM-S için gerekli model parametreleri Yıldiz vd. (2015) tarafından hazırlanan makalede tablolar halinde sunulmuştur. Şekil 5’de izotropik MCC ve SCC modelleri ile hesaplanan oturmaların ölçüm değerlerinin çok altında hesaplandığı görülmektedir. Kriپ etkisini dikkate alan SSC modeli ile hesaplanan oturmaların MCC’ye göre nispeten ölçüm değerlerine daha yakın olduğu görülmektedir. Fakat SSC zemin modeli anizotropi ve bağ kuvvetlerindeki çözülme etkisini dikkate almadığı için hesaplanan oturmalar ölçülen değerlerin altında kalmıştır. ACM-S ile hesaplanan oturmalar ise ölçüm değerleri ile daha iyi uyum göstermektedir.



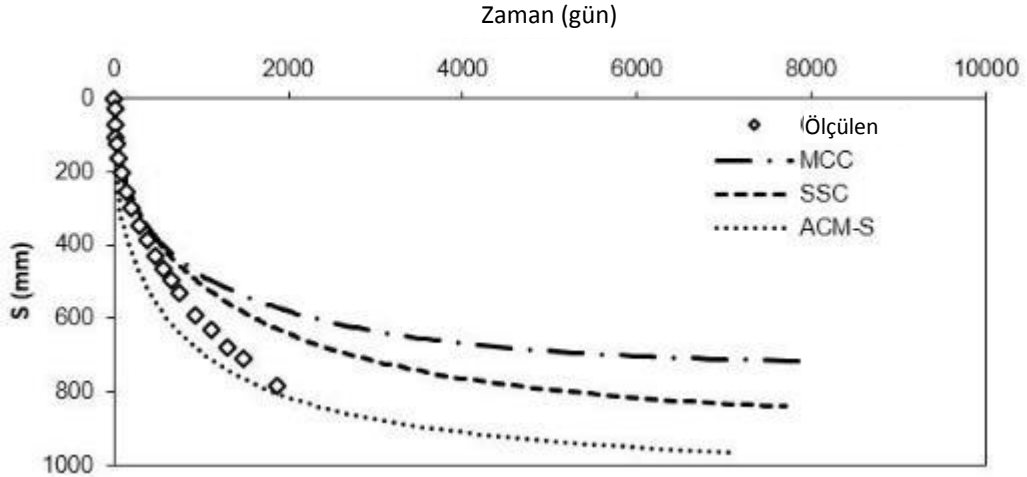
(a) Düşey drensiz bölge

(b) Düşey drenli bölge

Şekil 4. Haarajoki Dolgusunda Hesaplanan Oturmaların Ölçüm Değerleri İle Karşılaştırılması (Yildiz Vd. 2009)



a) Düşey Drensiz Bölge

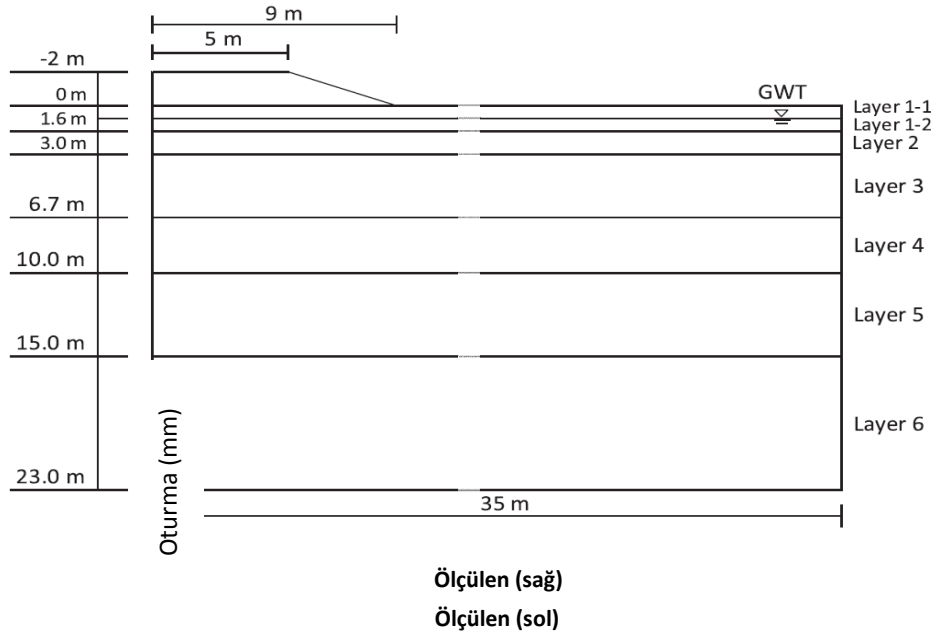


b) Düşey Drenli Bölge

Şekil 5. Haarajoki Dolgusunda Hesaplanan Oturmaların Ölçüm Değerleri İle Karşılaştırılması (Yildiz ve Uysal 2015)

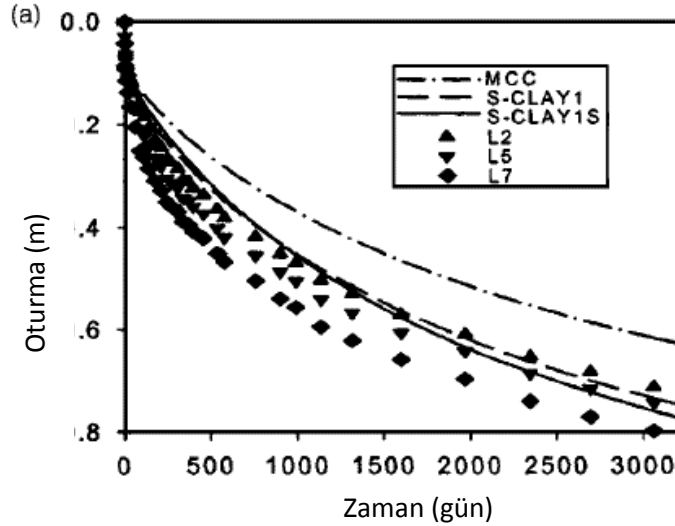
3.2. Murro Test Embankment

1993 yılında inşa edilen Murro test dolgusu 2.0 m yüksekliğinde olup tepe genişliği 5 m'dir (Şekil 6). Dolgu altında yaklaşık 23 m kalınlığında kil tabakası yer almaktadır. Dolgunun inşa edildiği bölgede zemin profili; en üstte yaklaşık 2 m kalınlığında kil kabuk (dry crust), altında ise yaklaşık 21 m kalınlığında yumuşak siltli kil tabakası yer almaktadır. Yumuşak kil tabakasının drenajsız kayma mukavemeti 10 – 30 kPa arasında değişmektedir. Organik madde içeriği %2 - %3 arasındadır. Sensivite değerleri 3-10 arasında değişmektedir. Yeraltı su seviyesi 1.6m derinliktedir. Su muhtevası değerleri %65 – 100 arasında değişmekte olup genellikle likit limit değerine eşit veya daha yüksek değerlerdedir. Yumuşak kil tabakası genellikle normal konsolide veya az aşırı konsolide konumdadır (Herald vd. 2006). Test dolgusunun altında ölçüm amaçlı olarak farklı noktalara oturma plakaları, piyezometreler, inklinometreler ve ektensometreler yerleştirilmiştir.



Şekil 6. Murro Test Dolgusu (Herald vd. 2006)

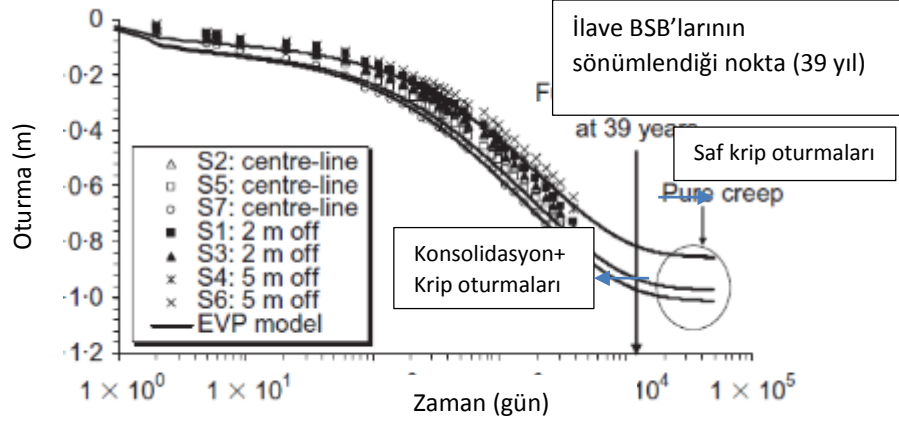
Herald vd. (2006), Murro test dolgusunu MCC, SLAY1 ve SCLAY1S modelleri ile analiz etmişlerdir. Analiz sonuçları ölçüm değerleri ile karşılaştırılmış olup izotropik MCC modeli ile hesaplanan oturmalar ölçüm değerlerinin oldukça altında kaldığı görülmektedir (Şekil 7). SLAY1 ve SCLAY1S ile hesaplanan oturmalar ise ölçüm değerleri ile daha iyi uyum içerisindedir. Bu araştırmada da yine kripi etkisine dikkat çekilmiş ve SCLAY1S zemin modellerinin kripi etkisini dikkate alacak şekilde geliştirilmesinin gerekli olduğu vurgulanmıştır.



Şekil 7. Murro Test Dolgusunun SCLAY1 Zemin Modelleri İle Analizi (Herald vd. 2006)

Murro test dolgusu, Karstunen ve Yin (2010) tarafından EVP-SCLAY1S zemin modeli ile de analiz edilmiştir. Şekil 8'de EVP-SCLAY1S ile hesaplanan uzun süreli oturmaların arazi ölçüm değerleri ile oldukça iyi bir uyum içerisinde olduğu görülmektedir. Şekil 8'deki oturma grafiğinden, konsolidasyon süresince boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesiyle

birlikte uzun süreli oturmalar hızla gelişirken yaklaşık 39 yıl sonunda tamamlandığı görülmektedir. İlave boşluk suyu basınçlarının sönmülmesinden sonra ise zemin viskositesi nedeniyle saf krip oturmalarının azalan bir hızda devam ettiği anlaşılmaktadır.



Şekil 8. Murro Test Dolgusunun EVP-SCLAY1S Zemin Modeli İle Analizi
(Karstunen ve Yin 2010)

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, Finlandiya'da yumuşak kil zemin üzerine inşa edilen Haarajoki ve Murro test dolgularının literatürde yer alan farklı zemin modelleri ile sayısal analizleri konu edilmiştir. Sayısal analizlerde MCC, SSC, SCLAY1, SCLAY1S, EVP-SCLAY1S ve ACM-S olmak üzere farklı zemin modeli kullanılmıştır. Bu modeller kritik durum teorisi çerçevesinde geliştirilmiş zemin modelleri olup bildiride modeller ile ilgili bilgiler kısaca özetlenmiştir. Literatürde yer alan ve farklı araştırmacılar tarafından dolguların sayısal analizlerinde bu zemin modelleri kullanılarak gerçekleştirilen sayısal analiz sonuçları ve bunların ölçüm değerleri ile karşılaştırılması bu bildiride derlenerek yorumlanmıştır. Dolguların uzun süreli oturma davranışı üzerinde anizotropi, bağ kuvvetleri ve krip gibi özelliklerin etkisi araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- Genellikle geoteknik mühendisliği ile ilgili sonlu elemanlar yöntemine dayalı bilgisayar programlarında standart bir model olan izotropik MCC zemin modeli kullanılmaktadır. Fakat araştırma sonuçları MCC ile hesaplanan oturmaların ölçüm değerlerinin çok altında kaldığını göstermektedir. Bunun nedeni anizotropi, bağ kuvvetlerindeki çözülme ve krip etkilerini ihmal etmesidir.
- İzotropik bir model olan SSC zemin modeli krip etkisini dikkate almaktadır. Fakat SSC zemin modeli anizotropi ve bağ kuvvetlerindeki çözülme etkilerini ihmal ettiği için hesaplanan oturmalar MCC'ye göre nispeten iyi sonuç vermesine rağmen ölçüm değerlerinin altında kalmaktadır.
- S-CLAY1S zemin modeli ile hesaplanan oturmalar MCC zemin modeline göre ölçüm değerleri ile daha iyi uyum göstermektedir. Bu sonuçlar kil davranışı üzerinde anizotropi ve bağ kuvvetlerindeki çözülmenin önemli etkiye sahip olduğunu göstermektedir. Fakat uzun süreli oturma davranışında bu model viskoz davranışı dikkate almadığı için yetersiz kalmaktadır.

- ACM-S ve EVP-SCLAY1S zemin modelleri, SCLAY1 zemin modellerinin krip etkisini dikkate alan modifiye edilmiş versiyonlarıdır. İki model arasındaki temel fark krip etkisini modellemede farklı teorik yaklaşımların esas alınmasıdır. Bu visko-elastoplastik modeller ile hesaplanan uzun süreli oturmalar ölçüm değerleri ile çok iyi uyum gösterdiği görülmektedir.
- Farklı zemin modelleri ile gerçekleştirilen sayısal analizler göstermiştir ki yumuşak kil zeminler üzerine inşa edilen dolgunun uzun süreli oturma davranışı üzerinde anizotropi, bağ kuvvetlerindeki çözülme ve krip etkisi önemli rol oynamaktadır. Bu etkilerin dikkate alınmaması oturmaların hesaplanmasında önemli hatalara neden olmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] Banejee, P. K., ve Yousif, N. B., 1986. "A plasticity model for the mechanical behaviour of anisotropically consolidated clay.", *Int. J. Numer. Anayt. Meth. Geomech.*, 10, 521-541.
- [2] Burland, J.B. (1990). "On the compressibility and shear strength of natural clays", *Géotechnique*, 40(3): 329–378.
- [3] Dafalias Y. F., 1987. "An anisotropic critical state soil plasticity model.", *Proc. 2nd Int. Conf. on Constitutive Laws for Eng. Mater.*, Toscon, N.Y., Vol:1, pp. 513-521.
- [4] Gens, A., and Nova, R., 1993. "Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks", *Proc. Int. Symp. on Hard Soils–Soft Rocks*, Athens, Greece, 485–494. *Géotechnique Symposium-in-Print (1992)*. *Géotechnique*, 42 (2).
- [5] Grimstad, G., Degado, S.A., Nordal, S. and Karstunen, M., 2010. "Modeling creep and rate effects in structured anisotropic soft clays", *Acta Geotechnica*, 5: 69-81.
- [6] Hinchberger, S.D. and Qu, G., 2009. "Viscoplastic constitutive approach for structured rate-sensitive natural clays", *Can. Geotech. J.*, 46 (6): 609–626.
- [7] Kamrat-Pietraszewska D., 2011. "Numerical modelling of soft soil improved with stone columns", PhD Thesis, University of Strathclyde, UK.
- [8] Karstunen, M., and Yin, Z.-Y., 2010. "Modelling time-dependent behaviour of Murro test embankment." *Geotechnique*, 60(10), 735–749.
- [9] Karstunen, M., Krenn, H., Wheeler, S.J., Koskinen, M. and Zentar, R., 2005. "The effect of anisotropy and destructuration on the behaviour of Murro test embankment", *Int. J. Geomech., ASCE*, 5(2): 87–97.
- [10] Koskinen, M., Karstunen, M. ve Wheeler, S.J. 2002. "Modelling destructuration and anisotropy of a natural soft clay", *Proc. 5th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002)*, Paris, 11-20.
- [11] Leoni M., Karstunen M., Vermeer P., 2008. "Anisotropic creep model for soft soils", *Geotechnique*, Cilt 58, Sayı 3, 215-226.
- [12] Leroueil, S. and Vaughan, P.R., 1990. "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks", *Géotechnique*, 40 (3): 467–488.
- [13] Liingaard, M., Augustesen, A. and Lade, P.V., 2004. "Characterization of models for time-dependent behavior of soils", *Int. J. Geomech.*, 4(2): 157–177.
- [14] Perzyna P. The constitutive equations for work-hardening and rate sensitive plastic materials. *Proc. Vibration Problems*, 1963, 3, 281–290.
- [15] Perzyna P. Fundamental problems in viscoplasticity. *Advanced Applied Mechanics*, 1966, 9, No.3, 244–377.
- [16] Sekiguchi, H. and Ohta, H., 1977. "Induced anisotropy and time dependency in clays", *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Tokyo, 229–238.

- [17] Vermeer, P.A. and Neher, H.P., 1999. “A soft soil model that accounts for creep”, Proc. Int. Symp. ‘Beyond 2000 in Computational Geotechnics’, Amsterdam, 249–261.
- [18] Wheeler, S.J., Nääätänen, A., Karstunen, M. and Lojander, M., 2003. “An anisotropic elasto-plastic model for soft clays”, Can. Geotech. J., 40, No. 2, 403–418.
- [19] Yildiz, A., Karstunen, M. and Krenn, H., 2009, “Effect of anisotropy and destructuration on the behaviour of Haarajoki test embankment”, ASCE Int. J. Geomech., 9(4), 153-169.
- [20] Yin, Z.-Y., Chang, C. S., Karstunen, M., and Hicher, P. Y., 2010. “An anisotropic elastic-viscoplastic model for soft clays.” Int. J. Solids Struct., 47(5), 665–677.
- [21] Yin, Z.Y., Karstunen, M., Chang, C.S., Koskinen, M. ve Lojander, M., 2011, “Modeling time-dependent behavior of soft sensitive clay”, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 137(11), 1103-1113.

TÜRKİYE GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ'NDE ZEMİN VE KAYA MEKANİĞİNİN YERİ

SOIL AND ROCK MECHANICS IN TURKISH GEOTECHNICAL ENGINEERING

Akın ÖNALP¹

Ersin AREL²

ABSTRACT

The science of soil mechanics was launched by Terzaghi's work carried out in Turkey. Accordingly, Turkish civil engineering students have been receiving a comprehensive training in this field for a considerable time. However, it is observed that most of the major structures are founded in rock in this country. The students have no knowledge of rock mechanics to evaluate these structures. The emphasis of this paper is on the importance of this field in Turkish geotechnical engineering. Moreover, the geotechnical community is urged to complement teaching in the field of reliability.

Keywords: Geotechnical engineering, soil mechanics, rock mechanics, reliability.

ÖZET

Bu bildiride, günümüzde giderek önem kazanan geotekniğin Türkiye'deki güncel durumu ele alınmakta ve mühendislerin gereğince eğitilebilmesi için öneriler getirilmektedir. Buna göre öğrencilerin doygun olmayan zeminin mekaniği, kaya mekaniği gibi yeni konularla tanıştırılması, daha da önemlisi artık deterministik çözümlerin olasılıksal yaklaşımla desteklenmesi gerekliliği vurgulanmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Geoteknik mühendisliği, zemin mekaniği, kaya mekaniği, güvenilirlik.

1. GİRİŞ

İnşaat Mühendisliği maden mühendisliğinden^[1] sonra dünyanın en eski mühendislik dalı olarak kabul edilebilir^[2]. Her ne kadar mimarlık Roma çağında etkin bir meslek alanı olarak literatürde görünmüşse de konu üzerinde yazılmış ilk kitapta^[3] mimarlık konuları yanında yol, bina, liman yapımı gibi inşaat mühendisliği alanları da önemli bir yer tutmuştur. Türkiye'de İstanbul Teknik Üniversitesi'nde Usul-u Umumiye dersinin değişimiyle öğretimine başlanan "zemin mekaniği" ve bunu bir süre sonra izleyen "temel inşaatı"

¹ Prof.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, a.onalp@iku.edu.tr

² Yar.Doç.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, e.arel@iku.edu.tr

dersleri 70 yılı aşkın süredir inşaat mühendislerine öğretilmekte ve günümüzde sayısı 100'ü geçen lisans, 20 kadar da lisansüstü programlarında yer almaktadır.

Geoteknik sözcüğü 40'lı yıllarda önce Almanya ve Danimarka, sonra Britanya'da zemin mekaniği ve temel mühendisliği, özelde iyileştirme konularını da kapsamak üzere kullanılmış, günümüzde buna koşut olarak A.B.D'de geo-mühendislik olarak da anılmağa başlanmıştır.

Türk geoteknikçileri yurtiçi ve yurt dışında akademik ve uygulama alanlarında dikkat çeken başarılarla imza atmışlar ve bu dalda uluslararası piyasada rekabet eder duruma gelmişlerdir. Günümüzde Türkiye'de beklenmedik biçimde gelişen inşaat sektörü geoteknikçilere ciddi gereksinim duymakta, onların bilgi ve deneyimlerinden sıkça yararlanmaktadır. Bu, yaklaşık 15 yıl önce "...çocuklarınızı inşaat mühendisliğine yönlendirmeyin.." uyarısını yapmış olan Devlet Planlama Teşkilatı'nın tahminlerini de yanlış çıkartan bir gelişmedir. Ayrıca, yurt dışında da etkin bir iş alanı oluşturan Türk firmaları buralarda da geoteknikçilere gereksinim duymaktadırlar.

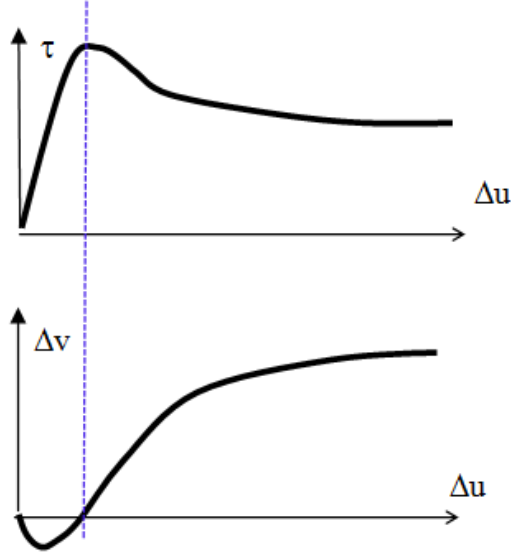
İçinde bulunduğumuz yıllarda inşaat sektörünün yoğunlaştığı projelerin başında kule konut, hidroelektrik/termik/nükleer santraller ile rüzgar gülleri projeleri gelmektedir. Bu yapıların temelleri de hemen her zaman inşaat mühendisinin çözüm için yetiştirildiği zemin ortamı değil, tercihen kayaya oturtulmaktadır. Bu yapılar için hazırlanmış geoteknik raporlar incelendiğinde ise birkaç istisna dışında temel boyutlandırmalarının çoğunlukla mühendisin konuyla ilgili bildiği zemin mekaniği kavramlarına yönelik yaklaşımlar ile yapıldığı gözlemlenmektedir. Bunun sonuçları da aşırı muhafazakar boyutlandırma olarak belirmiştir. Bu ikilemin yegane açıklaması ise geoteknikçilerin ne lisans ne de lisansüstü eğitimlerinde kaya mekaniği dersini görmemiş olmalarında aranmalıdır. Bu bildiriye iki konunun entegrasyonu ve etkin uygulaması için öneri getirilmektedir.

2. KAYA MEKANIĞI

Kaya Mekaniği dalı XIX. Yüzyılda İsviçre'nin Alp dağları demiryol tünellerinin yapımı sırasında önemli gelişimler kaydetmiş olup, orta çağlardan beri maden tünellerinde beliren problemleri çözmeye yönelik iken daha sonra açık işletmeler ve II. Dünya Savaşı sonrasında inşaat projelerinde beliren hızlı gelişmelerle ve özellikle kemer barajların temel problemlerinin çözümüne yönelik gereksinimlerle geoteknik mühendisliğinin ikinci ana konusu haline gelmiştir^[4]. Kaya ile ilgili ön yargının, sağlam kayanın gevrek bir malzeme ve zemine oranla çok yüksek dayanıma sahip olduğu görüşünden kaynaklandığı düşünülmektedir. Oysa içerdiği süreksizlik sistemleri birçok durumda kaya ortamının da sünek'e yakın ve zemin kalitesinde bir davranış gösterdiği bir gerçektir.

Kaya mekaniğinin özellikle Türkiye ortamında zemin mekaniğinden farkı, zeminde de bulunabildiği halde genelde göze çarpmayan ancak kayada somut ölçümlerle saptanabilen yoğun süreksizliklerdir. Tektonik açıdan aktif olan bölgede kaya kitlelerinin aşırı gerilmeler alıp/almakta olup parçalanması, ortamda en az birkaç sistematik ve rastgele süreksizlik takımının varlığının nedenidir. Dolayısı ile ortamın mekanik özelliklerinin taze kayanın elastik parametreleri değil, süreksizliklerin konumu, sıklığı ve direncine bağlı olduğu söylenebilir. Kayada efektif gerilme kavramı zemindekinin aynıdır. İnşaat mühendisliği kaya mekaniğinin, maden mühendisliği kaya mekaniğinden farkı da buradadır. Örneğin, maden mühendisinin kullandığı RMR kitle sınıflandırma sistemi sağlam kayanın direncini puanlamada kullanırken, inşaat mühendisinin sıkça kullandığı Q kitle sınıflandırma yöntemi kayanın basma dayanımını sınıflamada kullanmamakta, süreksizlik sistemlerini ve proje türünü ön plana almaktadır.

Şekil 1'i gören bir zemin mekanikçi bunun bir sıkı kumun kritik gerilme altındaki bir normal gerilmede kesme kutusu deneyindeki davranışını yansıttığını söyleyecektir. Benzer şekilde bu eğrileri gören bir kaya mekanikçi de bunların pürüzlü ve dalgalı kaya çatlağına ait eğriler olduğunu görebilecektir. Ancak, her ikisi de eğrilerin hem kum hem de kaya süreksizliğinin mekanik davranışını yansıttığını yansıttığının bilincinde değildirler. Bu da bilginin yarım niteliğini yansıtmaktadır ve giderilmesi gereken bir husustur.



Şekil 1. Kesme Deneyinde Davranış

Bu konuda ilk Türk doktora Newcastle Üniversitesi'nde bir maden mühendisince yapıldığından kaya mekaniği dersleri de İTÜ Maden Fakültesi'nde Maden İşletmesi Kürsüsü'nce verilmeğe başlanmış, daha sonra maden ve jeoloji mühendisliği bölümlerinin ders programlarına girmiştir. Ancak, bir iki istisna dışında hiçbir inşaat mühendisliği bölümü lisans ve lisansüstü programlarında bu dersi açmamakta, açılanlar da inşaat mühendisi olmayan elemanlarca yürütülmektedir. Böylece örneğin, bir otoyol viyadüğü ayaklarının ya da demiryol tüneli hesabının jeoloji veya maden mühendislerince yapılması gibi Türkiye'ye özgü çözümlerle karşılaşılmaktadır.

3. ZEMİN MEKANİĞİ

Kimliği XX. yüzyıl başında Türkiye'de tescil edilmiş olan zemin mekaniği bugün ülkede tüm inşaat, jeoloji, çevre, hatta maden bölümlerinde okutulmakta ve yaygın araştırmalara sahne olmaktadır.

Terzaghi ekolü zeminin %100 doymun olduğu varsayımından yola çıkar. Yapılmış zemin incelemeleri gözden geçirildiğinde zemin profilinde Yeraltı Su Seviyesinin (YASS) yokluğu veya düşüklüğü nedeniyle doymun zemin temel etki bölgesinin altında kaldığı ve gerilmelerin doymun olmayan zemine (DOZ) uygulandığı açıkça görülmektedir. Böyle bir zemine de Terzaghi konsolidasyon teorisinin uygulanması kabul edilemez yüksek düzeyde temel oturmalarının hesaplanması sonucunu getirmektedir^[5]. YASS koşulları Türkiye'ye benzer olan İspanya'da DOZ araştırma/uygulamaları ileri aşamalara vardığı halde

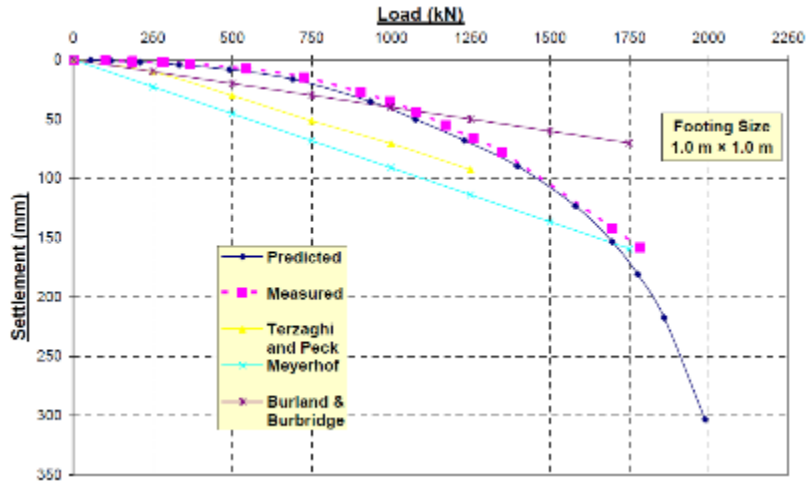
Türkiye’de DOZ varsayımı ile hesaplanmış temel bulmak pek de olası değildir. Böylesine hatalı yaklaşımın sonucu da hesaplanan değerlerin yapının ölçülen değerlerinden yüksek yanda belirgin farklılığı olmaktadır.

4. OLASILIK VE GÜVENİRLİK

Laurits Bjerrum 1962’de en önemli beklentilerinden birinin bir gün zemin üzerinde oturan yapının hesaplanmış oturma eğrisi ile ölçümle elde edilmiş eğriyle çakışması olduğunu belirtmiş, bunun da laboratuvar deneyleri yanında zemin parametrelerinin arazi deneyleri ile ölçümü ile gerçekleşebileceğini ifade etmişti. Bu 1980’lere kadar gerçekleşmemişse de bu tarihlerde geotekniğe olasılık ve sonra da güvenilirlik kavramlarının girmesi ile şimdilerde Bjerrum’un hayalinin gerçekleşmesi artık o denli olanaksız gibi görünmemeğe başlamıştır. Yazarların beklentisi üniversitelerin inşaat mühendisliği bölümlerinde yeni nesil öğretim üyelerinin bu eksikliğin bilincine vararak gereken değişimleri gerçekleştirmeleri, deterministik yöntemler yanında olasılık yöntemlerine de değinmeleridir.

Yer bilimlerinde istatistik yöntemlerin kullanımı ilk kez “Géostatistique” adıyla French Geological Survey’den Georges Matheron^[6] tarafından kazandırılmıştır. Daha sonraları zemin ve kaya mekaniğinde olasılık yaklaşımının da ele alınarak Geoistatistik’in rutin deterministik yöntemlere alternatif olarak değil, onları tamamlayıcı ve sonuçların daha güvenilir düzeye yükseltilmesi için geliştirilmiştir.

Belirsizliklerin giderilmesi ve süreksizliklerin dağılım tipinin belirlenmesi ancak olasılıksal yaklaşımla mümkün olmaktadır. Buna ilginç bir örnek Şekil 2’de verilmektedir. 1x1m lik kare temelin arazide ölçülen oturma eğrisi ile Terzaghi - Peck, Meyerhof ve Burland - Burbridge yöntemleri ile hesaplanarak çizilmiş eğriler büyük farklar gösterirken, olasılıksal yöntemle tahmin edilmiş oturma eğrisi ile arazi eğrisi birbirine çok yakın geçerek neredeyse örtüşmektedir.



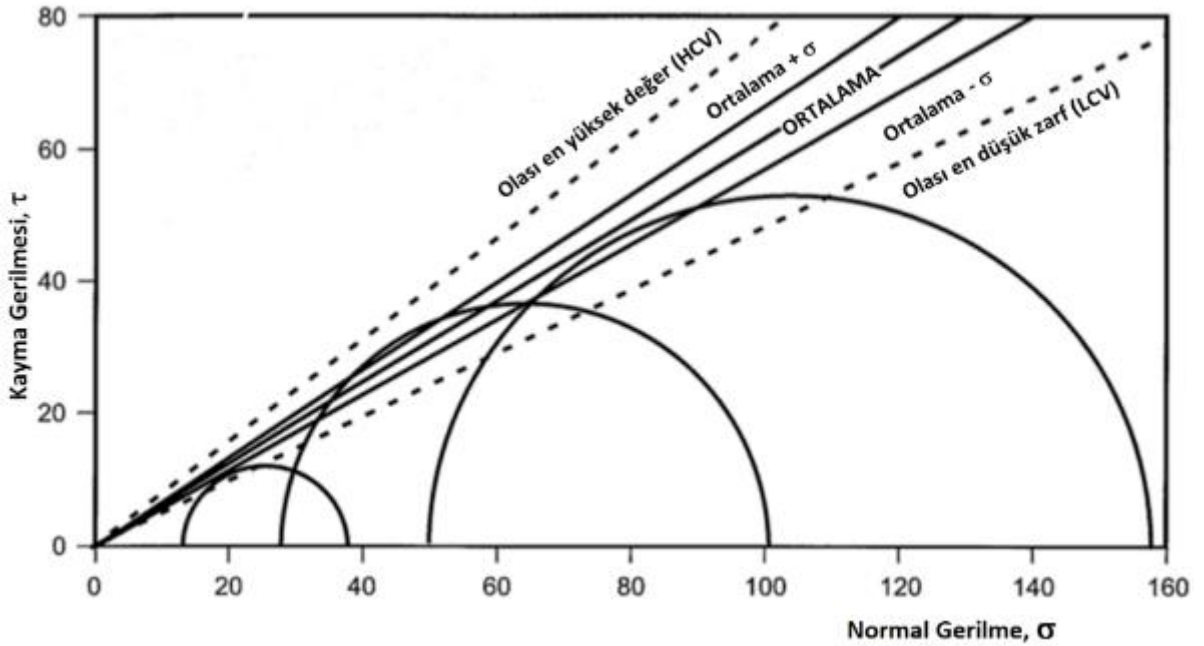
Şekil 2. 1x1m Temelin Oturmasında Hesaplanan ve Ölçülen Eğriler

Yapılan ölçümler ve buradan çıkılarak yapılan hesaplamalar bu denli belirsiz iken problemleri deterministik yöntemlerle çözmeye çalışmak genelde tutarsız sonuçlar getirmektedir.

Bir diğer örnek olarak, Dai ve Wang^[7] tarafından geliştirilen 3-σ kuralı verilebilir. Herhangi bir parametrenin normal dağılıma uyduğu kabul edilirse, ortalama değer in artı ve eksi üç standart sapma koridoru arasında kalan alanı normal dağılım eğrisinin altında kalan alanının %99.73 ünü oluşturmaktadır. Bu durumda herhangi bir parametrenin olası en yüksek (*highest conceivable value*: HCV) ve en düşük (*lowest conceivable value*: LCV) değerleri biliniyor ya da tahmin edilebiliyor ise standard sapma ile aralarında,

$$S = \frac{HCV - LCV}{6}$$

bağıntısı beklenmektedir. Öte yandan, uygulamada deneyimli mühendislerin HCV ve LCV değerleri aralığını gereksiz yere dar tuttuğu gözlemi yapılmıştır. Buna gerek olmayıp 3-σ kuralının yeterinden az veri bulunduğu anda değer aralığını yeterince geniş tutarak uygulanması önerilmektedir. Şekil 3'te, üzerinde yeterince deney yapılamamış bir kilitli baraj dolgusunda eldeki üç CIU deney sonucuna bakılarak bu dolguda yapılacak analizlere esas olmak üzere kırılma zarflarının çizimi örnek olarak gösterilmektedir. Eldeki deney sonuçları gözönünde tutularak olabildiğince geniş bir HCV ve LCV kırılma zarfı koridoru oluşturulmuş ve ortalama zarf çizilmiştir. Ortalama kırılma doğrusundan alt ve üst zarfların 1/3 uzaklıkta +σ ve -σ değerleri ile çizilen zarflardan bulunan parametreler güvenlik sayısının alt ve üst sayısını hesaplamada kullanılmaktadır. Şekil 3'e bakıldığında özenle yapılmış iki CIU deneyinin özensiz ve acele yapılmış üç deneyi yeğlenebileceği görüşü belirmektedir.



Şekil 3. Kırılma Zarfının Oluşturulmasında 3-σ Kuralının Grafik Uygulaması

4.1. Zemin Özelliklerindeki Değişkenler ve Güvenirlik İndisi

Nicel ölçümlerin zemin özelliklerindeki değişkenlerle büyük ilişkisi vardır. Bu ölçümler sadece bölgeden bölgeye ya da tabakadan tabakaya değil, homojen görünen bölgelerde de farklılıklar göstermektedir. Sondaj veya CPT loglarında derinliğe göre farklılık gösteren zemin özelliklerindeki değişkenlerin varyasyon katsayısı ile gösterilmesi 1966'da Lumb^[8] ve 1999'da Phoon ve Kulhawy'in^[9] yaptıkları çalışmalarda görmektediriz. Bu yaklaşımla güvenlik sayısı (GS) üzerindeki değişkenlerin etkisi güvenirlilik indisi kavramı ile gösterilmiştir:

$$\beta = \frac{GS - 1}{\sigma_{GS}}$$

Burada, β : güvenirlilik indisi, σ ise standart sapma dır.

Tablo 1'de sadece doğal yamaçlar için yapılan bir çalışmadan çıkan güvenirlilik indisi β için tayin edilmiş değerler burada tipik bir örnek oluşturması için verilmektedir. Örneğin birinci satırda olduğu gibi bir bölgede oluşan yamaç hareketleri kısıtlı boyutlarda, dikkati çekmeyen ve ciddi hasar oluşturmayan nitelikte ise düşük bir güvenirlilik indisi ve yüksek bir yenilme olasılığı bulunduğu kabul edilebilir.

Tablo 1. Doğal Yamaçlarda Güvenirlilik İndisi ve Heyelan Olasılığı^[10]

YAMAÇ TİPİ VE KONUMU	BELİREBİLECEK DURAYLILIK KAYBI TÜRÜ	OLASI SONUÇLAR	GÜVENİRLİK İNDİSİ β_{min}	GÖÇME OLASILIĞI p_f
Orman/ağaçlık yamaçlar; eğim orta-dik; koluviyal veya kalıntı zemin örtüsü	Sığ kaymalar, kısıtlı yamaç hareketi veya sadece belirgin ötelenmeler	Risk taşıyan eleman yok, olası moloz akması yok	1.0	%15 15×10^{-2}
Ağaç örtülü/örtüsüz düşük-orta eğimli; yüksek boşluk suyu basınçlarının oluşacağı yamaçlar	Sığdan derine değişen yavaş kaymalar, kayma yüzeyi görece düz	Ön belirtileri olmadan afete dönüşmez. Ardışık ağır yağışlarda gelişen ötelenmeler zaman içinde tam göçmeyi getirebilir. Risk taşıyan eleman yok	1.5	% 5 5×10^{-2}
Ağaçlı veya ağaçsız yüksek röliyefli, yarıklara yakın, koluviyal veya kalıntı toprak örtülü görece dik yamaçlar	Yüksek hızlı sığ kaymalar ve büyük hareket mesafeleri	Şiddetli yağışta moloz akma potansiyeli ciddi ve hareket mesafesi büyük olan ancak unsurların hasar riski düşük→orta	2.0	%1 1×10^{-2}
Yerleşim alanlarına yakın; yüksek boşluk suyu basıncı gelişebilen yamaçlar	Eğimin görece yüksek olduğu sığdan derine değişen hızlı kaymalar	Kitle hareketinden zarar görmesi orta→yüksek risk taşıyan elemanlar	2.5	% 0.5 5×10^{-3}
Kentsel alanlara çok yakın; yüksek boşluk suyu basınçlarının bulunduğu yamaçlar	Eğimin görece yüksek olduğu sığdan derine değişen hızlı kaymalar	Heyelandan yokolma riski yüksek-çok yüksek unsurlar	3.0	% 0.1 1×10^{-3}

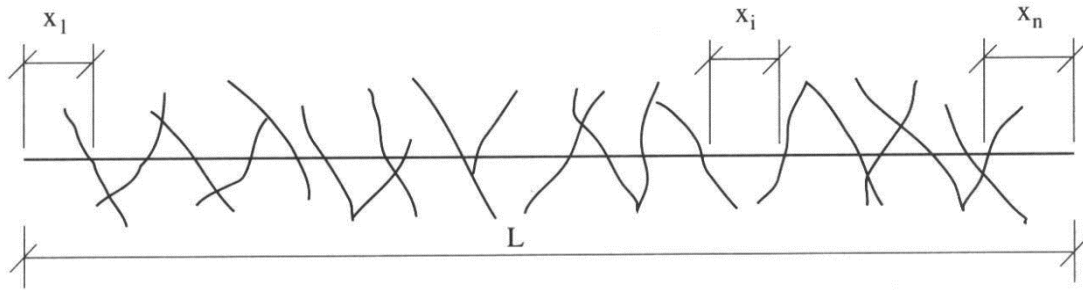
4.2. Kaya Özelliklerinin Tahmini

Kayanın oluşumundan sonra tektonik gerilmeler ile çekme, basma ya da kayma gerilmeleri almasıyla oluşan ikincil yapılarda süreksizliklerin açıklığı ve sıklığı, ortamdaki aralığı gibi geometrik belirsizlikler, rastgele ya da mekanik etkilerden dolayı gelişen sistematik değişkenleri oluşturur. Örneğin süreksizliklerin paralel konumu, kayayı karakterize eden blok seçiminde numune eksenini boyunca nicel süreksizlik oluşumu (rastgele değişken) Şekil 4’ te bir kaya kütesinden alınan numune üzerindeki kesişen süreksizlikler olarak gösterilmiştir.

Burada, numune boyu L (m), süreksizliklerin sayısı N , iki kırık arasındaki mesafe x ile gösterilmektedir.

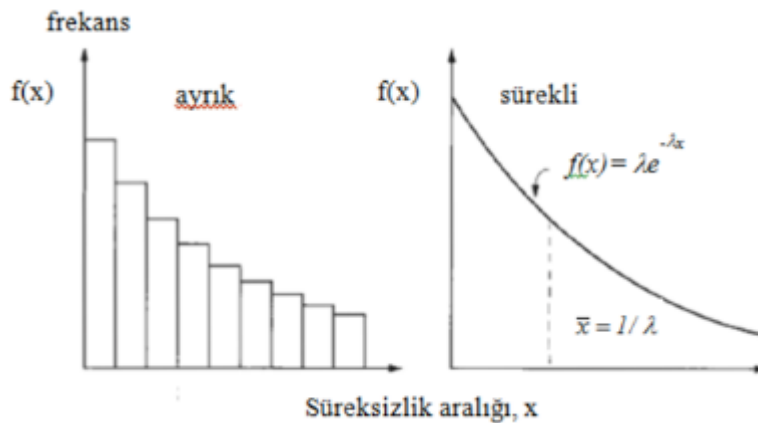
Süreksizlik sıklığı (frekans) : $\lambda = N / L \text{ m}^{-1}$

Ortalama süreksizlik aralığı : $\bar{x} = L / N \text{ m}$



Şekil 4. Eksen Boyunca (scanline) Nicel Süreksizlik Oluşumu

Süreksizliklerin sıklığı her metre için ortalama değerdir. Belirsizliklerin giderilmesi ve süreksizliklerin dağılım tipinin belirlenmesi ancak olasılıksal yaklaşımla mümkün olmaktadır. Burada etkin olan diğer önemli faktör dağılımların hangi tipte eğri oluşturduğudur. Şekil 5’te yeterince sayıda ölçüm alındığında (tercihen 200’den fazla) ve histogram olarak gösterildiğinde süreksizlik aralık değerlerinin negatif üstel dağılıma uyduğu görülmektedir.

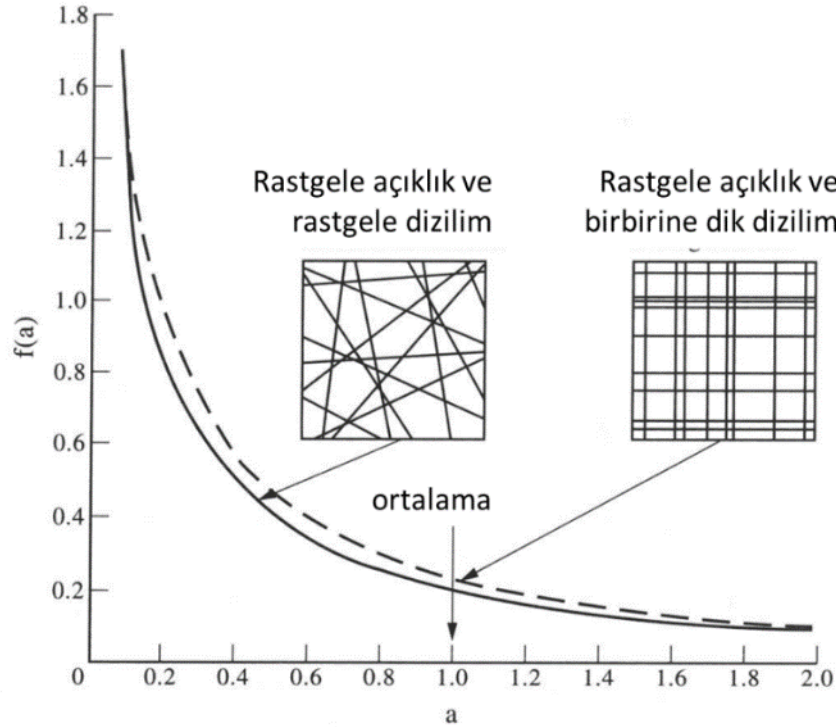


Şekil 5. Süreksizlik Aralığı Değerlerinin Negatif Üstel Dağılımı^[11]

Şekil 6’da rastgele süreksizlik içeren kaya kütlelerinin ve birbirini kesen süreksizliklerden oluşan kaya blok alanının olasılık yoğunluk fonksiyonu (*probability density function, PDF*),

$$PDF f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$$

olarak yazılabilir. Kaya mühendisliği dizaynları için PDF’nin bulunması; kaya kütlelerinin geometrisi, sondaj hattı, kazı yüzünde ve kaya hacmi içinde yapılan analizler açısından oldukça önemlidir.

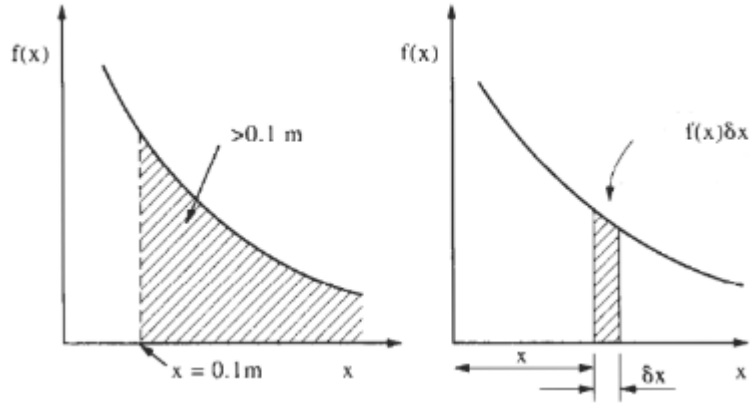


Şekil 6. Rastgele Süreksizlik İçeren Kaya Kütlelerinin Ve Birbirine Dik Süreksizliklerden Oluşan Kaya Blok Alanının Olasılık Yoğunluk Fonksiyonu (PDF)^[11]

Benzer şekilde kaya kalite sayısı (*Rock Quality Designation, RQD*) ile süreksizlik sıklığı arasındaki ilişki negatif üstel dağılıma uymaktadır. RQD’nin bilinmesiyle, sağlam kaya blok boyutunun olasılığı x ile $x + \delta x = f(x)\delta x$ arasında tahmin edilebilmektedir^[11] (Şekil 7). Karotların toplam sayısı N ile gösterildiğinde, tüm karotların toplamı $Nxf(x)\delta x$ ile bulunur.

Böylece tüm karotların toplam uzunluğu $\sum_{i=1}^n Nx_i f(x) dx$ olarak hesaplanır. Karotların toplam

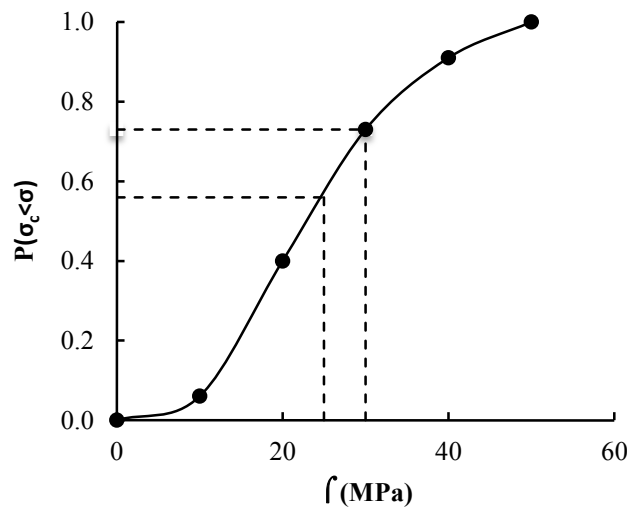
boyunun 0.1m den büyük olması $\int_{x=0.1}^{x=\infty} Nxf(x) dx$ olarak bulunur.



Şekil 7. Karotların 0.1m den büyük toplam Uzunluklarının Bulunması^[11]

Bunların yanısıra, basma dayanımı σ_c 'nin belirli değerlerden düşük ya da yüksek çıkma olasılığının bulunması için örneğin Şekil 8'de verilmiş basma dayanımı bulunmuş kaya için 50MPa dan düşük basma dayanımı olasılığı 1 iken 25MPa' dan düşük basma dayanımı $P = (S_c \leq 25) = 0.56$ olarak bulunur. Benzer şekilde basma dayanımının 25MPa' dan büyük olma olasılığı, $P = (S_c > 25) = 1 - P(S_c \leq 25) = 0.44$ olarak bulunurken, basma dayanımının 25MPa dan büyük 30MPa' a eşit ve daha küçük olma olasılığı, $P(25 < S_c \leq 30) = P(S_c \leq 30) - P(S_c \leq 25) = 0.17$ olarak bulunur. Buradan, bir kayanın basma dayanımı hakkında daha kesin sonuca ulaşılabilceği söylenebilir.

Ancak ortam özelliklerinin temsilinin tayininin daha zor olduğu alan inşaat mühendisini ilgilendiren, yer kabuğunun üst 200m'si içindeki kaya kitleleridir. Süreksizlik sistemlerinin çokluğu ve ortamın eşyönsüzlüğü (anizotropi) kayayı zemine oranla daha karmaşık bir ortama çevirmekte ve örneğin ortam deformasyon modülünün (E_m) belirlenmesinde değişkenlerin bağımsız ve sürekli ya da ayrık olmasının hesaba katılması gerekliliğidir.



Şekil 8. Basma Dayanımının Bellirli bir Değerden Düşük Ya Da Yüksek Çıkma Olasılığı

5. SONUÇLAR

Kaya ve zemin mekaniği dalları geoteknikçinin aynı ölçüde bilmesi gereken ve birbirini tamamlayan konulardır.

Bu bildiride, Türkiye’de inşaat mühendislerince neredeyse her projede uygulanan ancak tasarımcı ve uygulamacının sadece bir fikir sahibi olduğu kaya mekaniğinin, tüm inşaat mühendislerinin öğrenimini gördüğü zemin mekaniği ile ilişkileri ele alınmıştır.

Klasik zemin mekaniği adı altında öğretilen dersler zeminleri %100 doygun kabul ettiği için ve özellikle güvenilirlik kavramını öğrenciye aşlamadığından hesaplanan değerlerle gözlemlenenler arasında ciddi farklar belirlemektedir. Zemin mekaniği öğretiminde bir reforma ihtiyaç olduğu artık yadsınamaz bir gerekliliktir.

Bildiride, inşaat mühendisleri için kaya mekaniğinin önemi ve olasılıksal yaklaşımlarla desteklenerek uygulamada daha gerçekçi parametrelerin elde edilebileceği açıklanmıştır.

Ülkemizde yapılmakta olan büyük projelerde jeolojik özelliklerden dolayı zemin mekaniği yanında kaya mekaniği bilgisine de ihtiyaç vardır. Kaya mekaniği bilgisi olmadan geoteknik mühendisinin zemin mekaniği kavramlarını kullanarak sorunu anlamak ve açıklamak istemesi yetersiz kalmaktadır. Bunun sonucu olarak da inşaat mühendisliği eğitiminde kaya mekaniği dersi okutulması gerekliliği önem kazanmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] Agricola, G. (1556) “De Re Metallica”, çeviri: Hoover, Dover, NY.
- [2] Straub, H. (1952) “A History of Civil Engineering”, The MIT Press, Cambridge, Mass.
- [3] Vitruvius, P. (2005) “De Architectura: Ten Books on Architecture”, Çeviri: Suna Güven Şevki Vanlı Vakfı.
- [4] Terzaghi, K. (1963) “Stability of steep slopes on hard unweathered rock”, *Geotechnique*, 12:4:251-270.
- [5] Fredlund, D., Rahardjo, H., Fredlund, M. (2012) “Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice”, 550s. J.Wiley, NewYork.
- [6] Matheron, G. (1962) “Traité de Géostatistique Appliquée: Mém. Bur. Rech.” Géol. Minières, 14, 333 p.
- [7] Dai, S.H., Wang, M.O. (1992) “Reliability Analysis in Engineering Applications” Van Nostrand Reinhold, NewYork.
- [8] Lumb, P. (1966) “The variability of natural soils” *Canadian Geotechnical Journal*, 3, 74-97.
- [9] Phoon, K.K., Kulhawy, F.W. (1999) “Characterisation of geotechnical variability”, *Canadian Geotechnical Journal*, 36:612-624.
- [10] Chowdhury, R., Flentje, P. (2003) “Role of slope reliability analysis in landslide risk Management”, *Bulletin Eng. Geology and the Environment* 62:1:41
- [11] Hudson, J.A., Harrison, J.P. (1997) “Engineering Rock Mechanics”, Pergamon.

ZEMİNLERİN MUKAVEMET PARAMETRELERİ ÜZERİNDE KESME KUTUSU DENEYİNİN BOYUT ETKİSİ

SIZE EFFECT OF SHEAR BOX TEST OF STRENGTH PARAMETERS IN THE SOILS

Ahmet DEMİR¹

Talha SARICI²

Bahadır OK³

Baki BAĞRIAÇIK⁴

Sefer Ercan EPSİLELİ⁵

ABSTRACT

The direct shear test is one of the oldest strength tests for soils. This test is performed to determine the shear strength of a sandy to silty soil. The shear strength is one of the most important engineering properties of a soil, because it is required whenever a structure is dependent on the soil's shearing resistance. In this study, a large scale direct shear box and traditional direct shear box have been used to determine the shear strength of a soil. The results have been showed that size effect of shear box test is an important effect for strength parameters in the soils.

Keywords: Large scale shear test, shear strenght, experimental study.

ÖZET

Kesme kutusu deneyi zeminlerin kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek için kullanılan en eski yöntemlerden biridir. Bu deneyle, kumlu zeminlerden siltli zeminlere kadar bir çok zeminin kayma mukavemeti parametreleri belirlenebilmektedir. Kayma dayanımı parametrelerinin bilinmesi ile, yapının inşa edildiği zeminlerin kayma mukavemeti değerleri önem kazanmaktadır. Bu çalışmada, büyük ölçekli kesme kutusu ve küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deneyleri ile yapılarak kesme kutusu cihazı boyutlarının zeminlerin kayma mukavemeti parametelerine etkisi araştırılmıştır. Sonuçta, kesme kutusu cihazının boyutlarının kayma mukavemeti parametrelerinin belirlenmesi üzerinde etkili bir parametre olduğu belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Büyük ölçekli kesme kutusu, kayma dayanımı, deneysel çalışma.

¹ Yrd. Doç. Dr., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, ahmetdemir@osmaniye.edu.tr

² Arş. Gör., İnönü Üniversitesi, talha.sarici@inonu.edu.tr

³ Arş. Gör., Adana Bilim ve Teknoloji Üniversitesi, bahadirok@adanabtu.edu.tr

⁴ Arş. Gör., Çukurova Üniversitesi, bbagriacik@cu.edu.tr

⁵ Yük. İnş. Müh., Karayolları 5. Bölge Müdürlüğü, seferercan11@gmail.com

1. GİRİŞ

Bir mühendislik yapısının tasarımı sırasında, yapının yapılması için seçilen malzemelerin mühendislik özelliklerini doğru belirlenmesinin önemi aşikardır. Malzeme özelliklerinin doğru bir biçimde tespit edilebilmesi için o malzeme için en uygun deney yöntemini kullanmak gerekmektedir. Zeminlerin kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek için küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deney aleti kullanılmaktadır. Fakat bu deney düzeneğinin boyutlarının küçük olması sınırlayıcı bir etki yapmaktadır. Özellikle iri daneli zemin numuneleri üzerinde deneyler yapılırken laboratuvar örneklerinin boyutsal sınırlaması için büyük parçacıkları numuneden çıkarmak gerekir [1]. Dane boyutunun artması ile kayma mukavemeti açısının ve kesmeye yol açacak maksimum gerilmenin değerini artırmaktadır. Bu davranışın kesme yüzeyinin boyutu ile dane boyutu arasındaki uyumsuzlukla ilgilidir [2]. Bu sebeple, daha büyük danelerin kesme yüzeyi üzerinde daha fazla arakesiti bulunmasından ötürü dane çapı arttıkça daha fazla kayma dayanımı ve kayma mukavemeti açısı elde edilebilmektedir. Geleneksel olarak kullanılan küçük ölçekli kesme kutusu deney aletlerinde, deney numunesi olarak kullanılan zemin numunesinin dayanım parametrelerinin dane şekil parametrelerinden önemli ölçüde etkilendiği kolaylıkla söylenebilir. ASTM-D 3080-98'e göre küçük ölçekli kesme kutusu deneyi bazı sınırlandırmalar yapmaktadır. ASTM-D 3080-98'in önerdiğine göre minimum numune genişliğinin maksimum dane çapı boyutundan 10 kattan daha az olmaması ve numunenin minimum başlangıç kalınlığının maksimum dane çapından 6 kattan daha az olmaması gerekmektedir [3]. Bu sebeple ve daha gerçekçi sonuçlar elde edebilmek kesme kutusu deney aletinin boyutları artırılarak çeşitli araştırmalar için kullanılmıştır [4, 5, 6, 7, 8]. Marsal [9,10], Marachi vd. [11] ve Varadarajan vd. [12] iri daneli zeminler üzerinde numunelerin dane çaplarının düşürerek deneysel çalışmalar gerçekleştirmişlerdir ve maksimum dane büyüklüğü ile kayma mukavemeti açısı arasında pozitif bir ilişki sunmuşlardır. Ingold [13] ve Imazumi [14], kesme kutusu boyutları büyüdükçe ara yüzey sürtünme açılarının azaldığını vurgulamışlardır. Büyük boyutlardaki kesme kutuları kullanılarak gerçekleştirilen deneyler uniform gerilme dağılımları oluşumuna olanak vermekte ve böylece gerçeğe daha yakın ara yüzey kayma dayanımı davranışının elde edilmesini sağlamaktadır. Liu, vd. [15], kırma taş agregalarının mekanik özelliklerini araştırmak için büyük ölçekli kesme kutusu deney düzeneği kullanarak, üç farklı dane dağılımı ve dört farklı normal gerilme altında deneyler gerçekleştirmişlerdir. Deneysel çalışmalarına ek olarak parametrik çalışmalar gerçekleştirmişlerdir. Agregaların mikro-mekanik özelliklerini farklı kesme koşullarında incelemişlerdir. Dadkhah vd. [16], kesme kutusu deney aletinin boyut etkisinin killi kum zemininin dayanım parametrelerini nasıl etkilediğini incelemişlerdir. Üç farklı boyutta karesel kesme kutusu kullanmıştır. Çalışmalarında kayma mukavemeti açısının ve kohezyonun kesme kutusunun boyutundan etkilendiğini bildirmişlerdir. Büyük ve orta ölçekli kesme kutusunun neredeyse birbirine yakın sonuçlar verdiğini, küçük ölçekli kesme kutusunun diğer deneylere oranla daha düşük kohezyon ve daha yüksek kayma mukavemeti açısı verdiğini söylemişlerdir. Abu Farsakh vd. [17] çalışmalarında bir çeşit kum ve üç farklı çeşit kil olmak üzere dört farklı zemin üzerinde, bir çeşit geotekstil ve üç farklı çeşit geogrid ile güçlendirerek büyük ölçekli kesme kutusu deneyleri yapmışlardır. Çalışmaları sonucunda su içeriği artması ile veya kuru birim ağırlığın düşmesi ile donatı ile zemin arasındaki kayma direncinin düştüğünü belirtmişlerdir. Alias vd. [18] çalışmalarında büyük ölçekli ve küçük ölçekli kesme kutusu deneyleri ile granüler zeminlerin kayma mukavemeti değişimlerini incelemişlerdir. Çalışmalarının sonucunda büyük ölçekli kesme kutusu deneyi ile elde edilen içsel sürtünme açısının küçük ölçekli deneylerden elde edilen içsel sürtünme açısından 3-5⁰ fazla olduğunu belirtmişlerdir.

Bu çalışmada Karayolları 5. Bölge Müdürlüğü ile ortak yürütülen “Geosentetiklerle Güçlendirilmiş Esnek Yol Kaplamalarının Tekrarlı Yükler Altındaki Performansının Değerlendirilmesi” adlı proje kapsamında geliştirilen “Büyük ölçekli kesme kutusu deney aleti” ile temel altındaki doğal zemini temsil etmek için kullanılan zayıf kil zemininin ve temel zemini olarak kullanılacak PMT malzemesinin belirli normal gerilmeler altındaki kayma gerilmesi-şekil değiştirme davranışı belirlenmiştir. Ayrıca, Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarı’nda, aynı numuneler üzerinde Küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deneyleri gerçekleştirilmiştir. Her iki deney sistemi kullanılarak belirlenen deney sonuçlarına göre zemin numunelerinin kayma mukavemeti açıları belirlenerek karşılaştırılmıştır.

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

3.1. Deney Düzenegi

Büyük ölçekli kesme kutusu deneyleri, Karayolları 5. Bölge Müdürlüğü’de gerçekleştirilmiştir. Zayıf kil zemini ve temel malzemesi (PMT) üzerinde üç farklı normal gerilme altında büyük ölçekli kesme kutusu deneyleri uygulanmıştır. Büyük ölçekli kesme kutusu deney düzenegi Şekil 1’de görülmektedir.



Şekil 1. Büyük Ölçekli Kesme Kutusu

Küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deneyleri ise, Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarı’nda, aynı numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deney düzenegi Şekil 2’de görülmektedir.



Şekil 2. Küçük Ölçekli (Geleneksel) Kesme Kutusu

3.2. Materyal

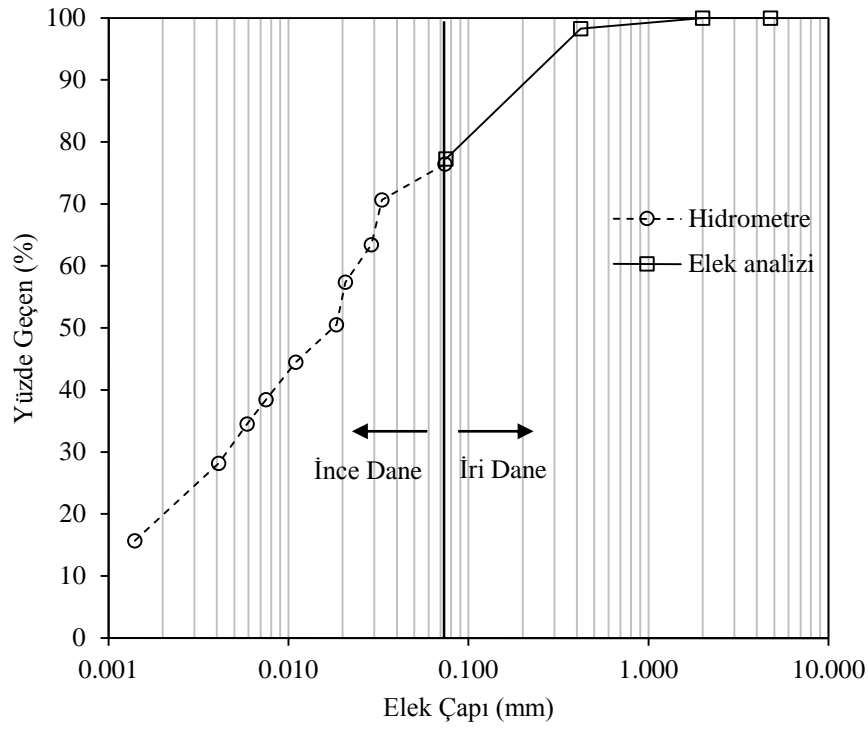
Deneylerde kullanılan zayıf kil zemin üzerinde daha önce laboratuvarında yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar Tablo 1’de özetlenmiştir. Ayrıca zayıf kil zeminin granülometre eğrisi Şekil 3’te gösterilmiştir.

Tablo 1. Zayıf Kil Zeminin Özellikleri

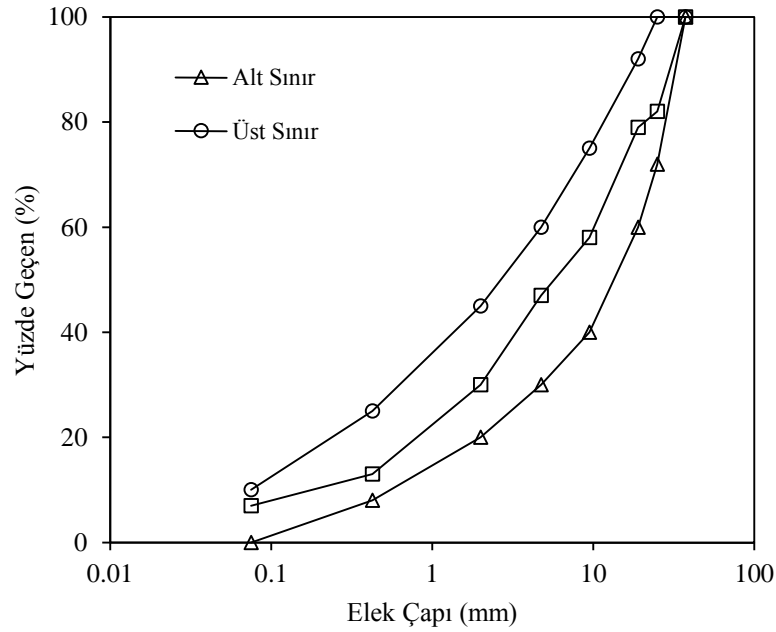
Özellik	Birim	Değer
Likit Limit (LL)	%	24
Plastik Limit (PL)	%	17
Plastisite İndeksi (Ip)	%	7
Optimum Su İçeriği (ω_{opt})	%	19
Maksimum Kuru Birim Ağırlık (γ_{kmax})	kN/m ³	17,94
CBR	%	4,7

Deneylerde kullanılan temel malzemesi (PMT), 5. Karayolları Genel Müdürlüğü sınırları içinde mevcut en yüksek kaliteli taş ocaklarından gelen malzemedan Karayolları Teknik Şartnamesine göre yol temellerinde kullanmak için uygun, en ideal karışım yapılarak elde edilmiştir. Hazırlanan temel malzemesinin (PMT) gradasyonu Şekil 4’te verilmiştir. Karışım üzerinde kuru birim ağırlık su içeriği ilişkisi Modifiye Proktor ve Titreşimli Tokmak yöntemleriyle belirlenmiş ayrıca yaş CBR değeri ölçülmüştür. Bu bilgiler Tablo 2’de verilmiştir.

Deney hazırlık aşamasında zayıf kil zemini ve PMT için benzer işlem adımları uygulanmıştır. Deney numunelerini deneye hazırlamak için öncelikle su içeriği kontrol edilmiştir. Su içerikleri kil için %19 PMT için %4’tür.



Şekil 3. Zayıf Kil Zeminin Granülometresi



Şekil 4. Temel Malzemesi (PMT) Granülometresi

Tablo 2. Temel Malzemesi Karışımına (PMT) Ait Deney Sonuçları

Özellik	Birim	Değer	
		Modifiye Proktor	Titreşimli Tokmak
Maksimum Kuru Birim Ağırlık (γ_{kmax})	kN/m ³	22,48	23,45
Optimum Su İçeriği (ω_{opt})	%	4,6	4,0
Likit Limit (LL)	%	N.P. (Plastik Değil)	
CBR	%	252-246	

3.3. Metot

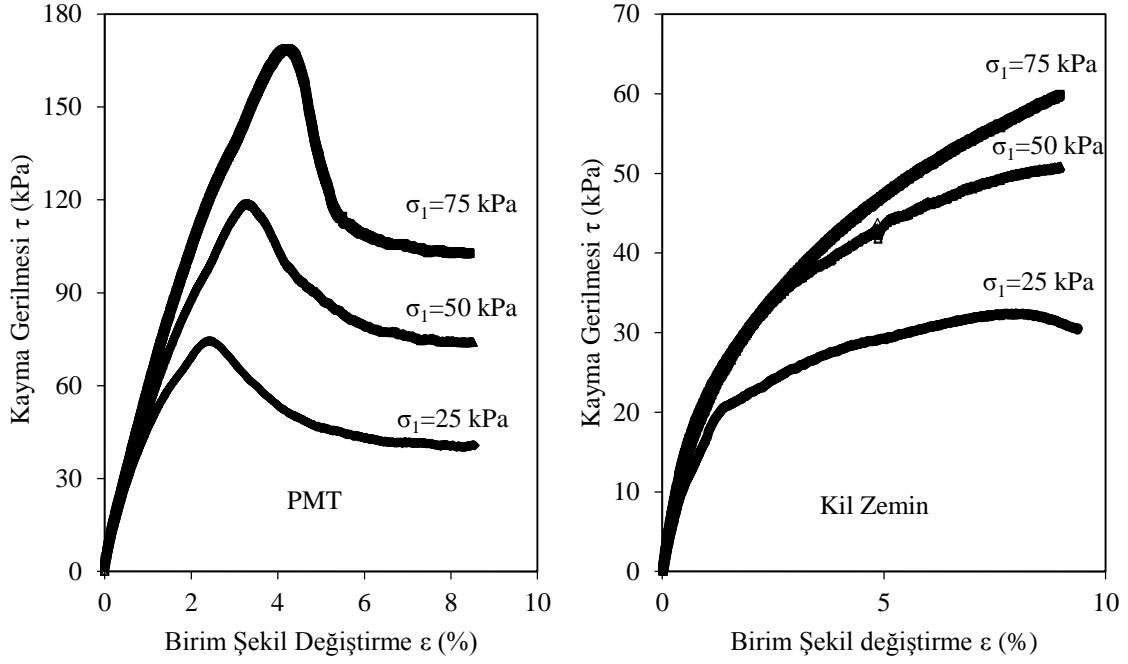
Deneylere hazır hale getirilen numuneler, 45 cm x 45 cm x 20 cm'lik büyük ölçekli kesme kutusu moldunun ve 6 cm x 6 cm x 2 cm'lik geleneksel kesme kutusu moldunun içerisine yerleştirilmiştir. Sıkışma oranı %99-%100 olacak şekilde, her bir tabakaya ne kadar numune gideceği numunenin yoğunluğu ve moldun hacmi çarpılarak ağırlık cinsinden hesaplanıp, 3 eşit tabaka halinde yerleştirilmiştir. Numune yerleştirme işleminde numuneleri sıkıştırmak için titreşimli tokmak kullanmıştır. Zemin sıkıştırma işlemi tamamlandıktan sonra hesaplanan zemin miktarının tabakayı tam olarak kaplayıp kaplamadığı kontrol edilmiştir. Moldun içerisine zemin numunesini yerleştirme işlemi tamamlandıktan sonra, mold deney düzeneğine yerleştirilmiş ve belirli bir sabit yük altında (sırası ile 25 kPa, 50 kPa ve 75 kPa) kesmeye maruz bırakılmıştır. Küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deneyleri için TS 1900-2'de dane çapının kesme kutusu yüksekliğinin dörtte birinden fazla olamaması gerektiği belirtilmiştir [19]. Bu yüzden PMT için yapılan küçük ölçekli kesme kutusu deneylerinde, PMT malzemesi 4,76 mm çaplı 4 nolu elekten elenerek elek altı malzeme kullanılmıştır. Deney programı Tablo 3'te sunulmuştur.

Tablo 3. Deney Programı

Deney No	Deney Koşulu	Büyük Ölçekli Kesme Kutusu	Küçük Ölçekli Kesme Kutusu
		Sabit Normal Gerilme (kPa)	
1	Zayıf Kil Zemini	25	25
2		50	50
3		75	75
4	PMT	25	25
5		50	50
6		75	75

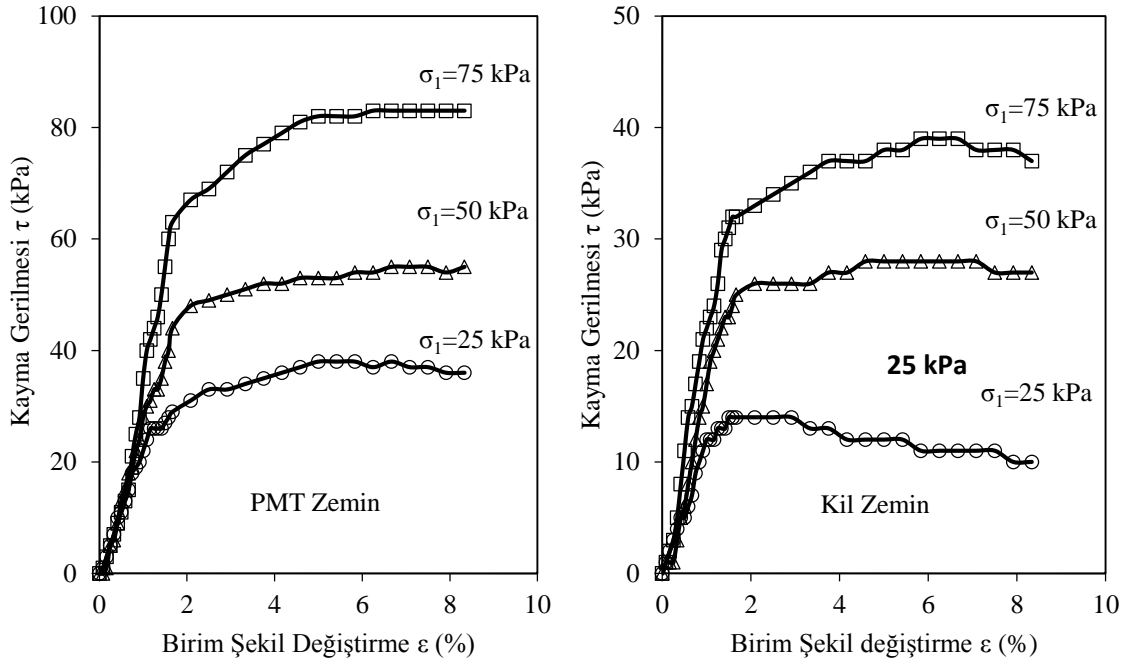
4. BULGULAR

Büyük Ölçekli Kesme Kutusu Deneyi, sonucunda zayıf kil zemini ve PMT malzemelerinin kayma mukavemeti açıları ile kohezyon değerleri bulunmuştur. Şekil 5'te zayıf kil zemin ve PMT için üç farklı normal gerilme durumunda yapılan büyük ölçekli kesme kutusu deneyine ait kayma gerilmesi-birim yanal deformasyon grafiği görülmektedir.



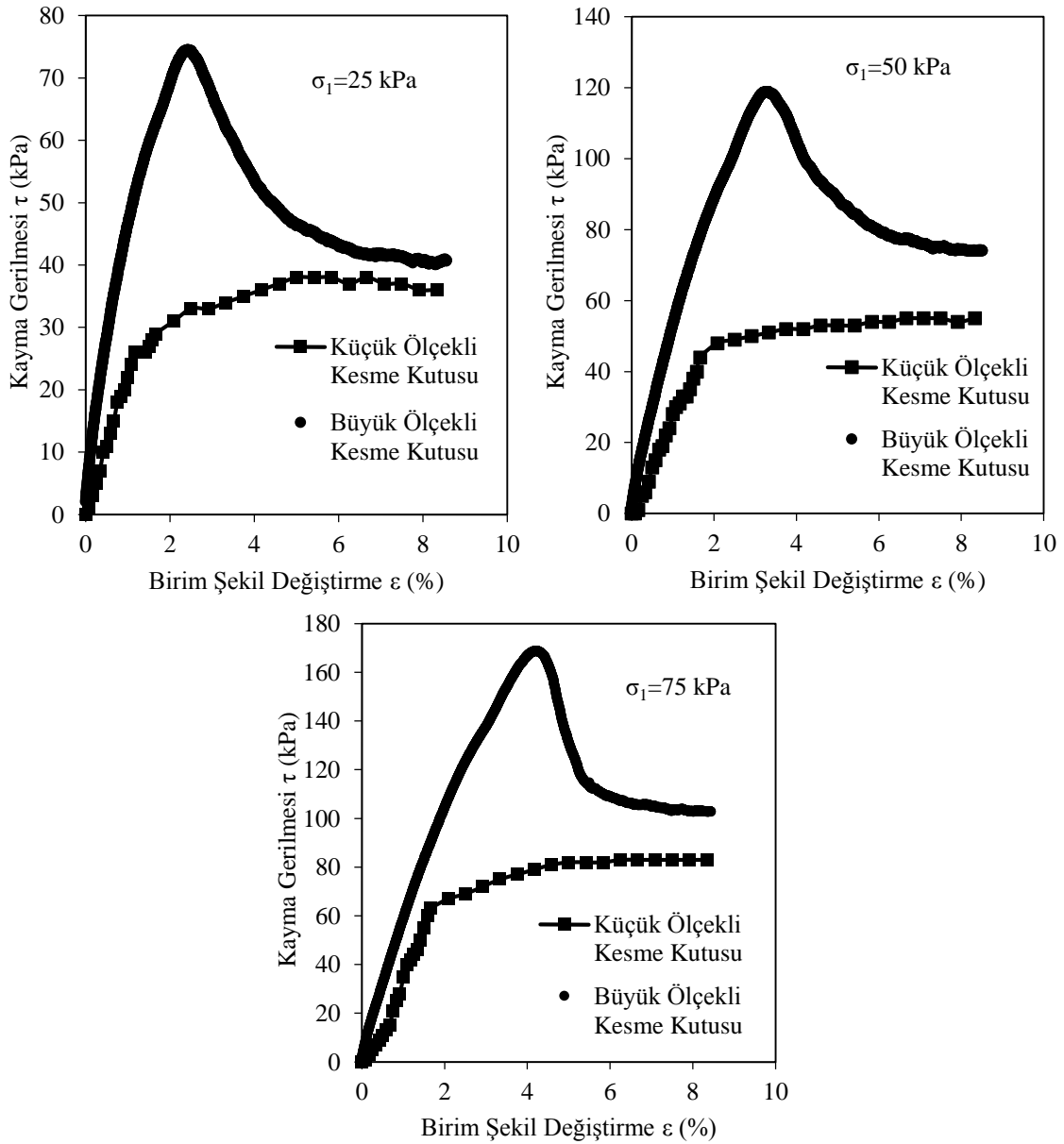
Şekil 5. Büyük Ölçekli Kesme Kutusu Deneylerinde PMT ve Zayıf Kil Zemin İçin Kayma Gerilmesi- Birim Yanal Deformasyon Grafiği

Küçük Ölçekli (Geleneksel) Kesme Kutusu Deneyi, sonucunda zayıf kil zemini ve PMT malzemelerinin kayma mukavemeti açıları ile kohezyon değerleri bulunmuştur. Şekil 6'de zayıf kil zemin ve PMT için üç farklı normal gerilme durumunda yapılan küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deneyine ait kayma gerilmesi-birim yanar deformasyon grafiği görülmektedir.



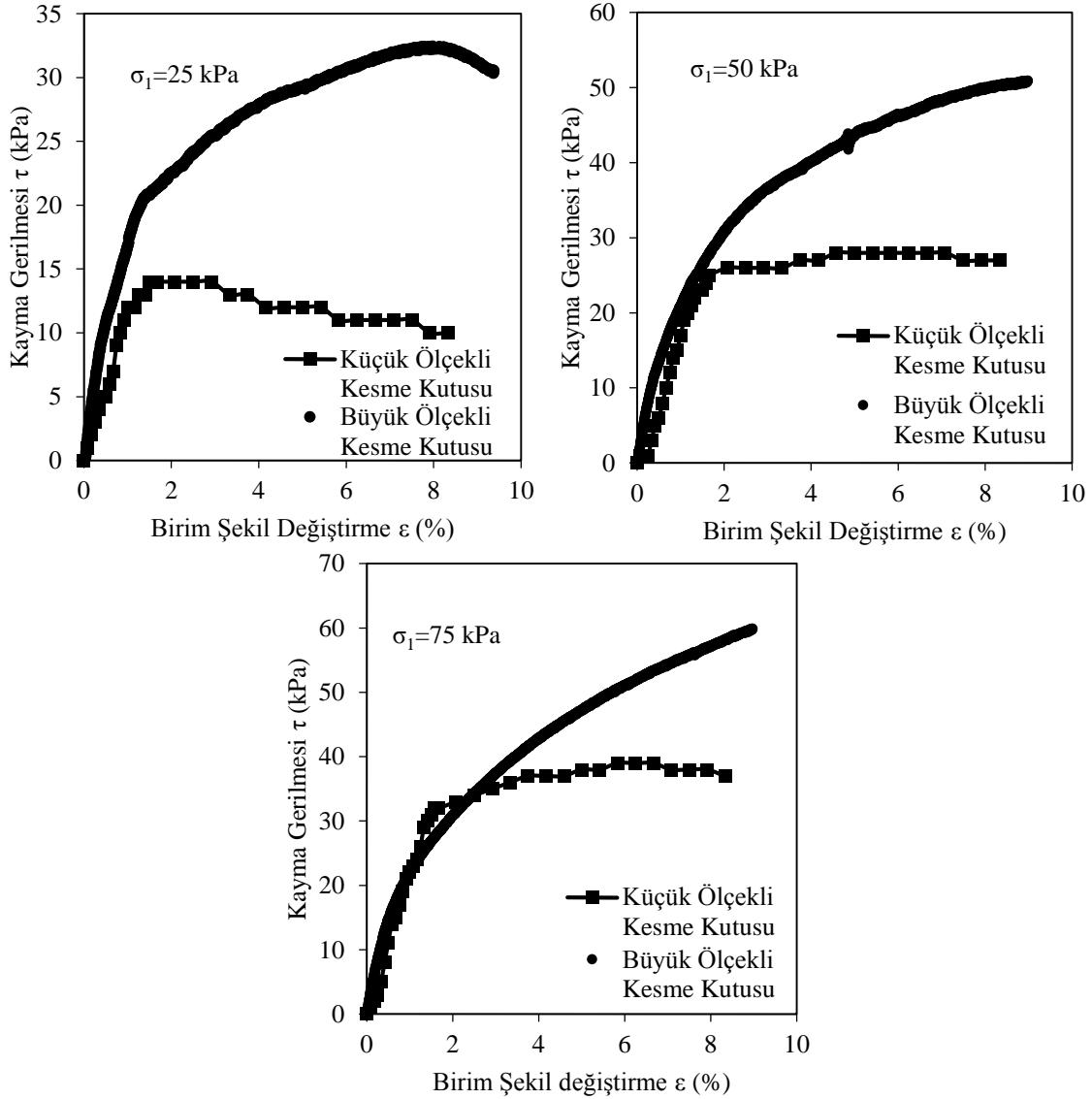
Şekil 6. Küçük Ölçekli Kesme Kutusu Deneylerinde PMT ve Zayıf Kil Zemin İçin Kayma Gerilmesi-Birim Yanal Deformasyon Grafiği

PMT için büyük ölçekli kesme kutusu ve küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deneylerinin sonucunda elde edilen kayma gerilmesi-birim yanıl deformasyon davranışları Şekil 7’de karşılaştırılmıştır. Şekil 7’de de görüldüğü gibi PMT için büyük ölçekli kesme kutusu deneylerinde küçük birim şekil değıştirmede kayma gerilmesi hızla artmakta ve bir pik yapmaktadır (τ_{peak}). Sonra artan birim deformasyonlar için kayma gerilmesi bir miktar düşmektedir. Birim deformasyonlar daha da arttığında kayma gerilmesi bir değerde sabitlenmekte ve bu birim deformasyon sonrası birim deformasyonlar artsa bile kayma gerilmesi değeri sabit kalmaktadır ($\tau_{residual}$). Ancak yapılan küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deneylerinde bu davranış görülmemiştir. PMT için yapılan küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deneylerinde artan birim deformasyonlarda kayma gerilmesi sabit bir değere kadar artmış bu değerdan sonra artan birim deformasyonlarda kayma gerilmesi sabit kalmıştır.



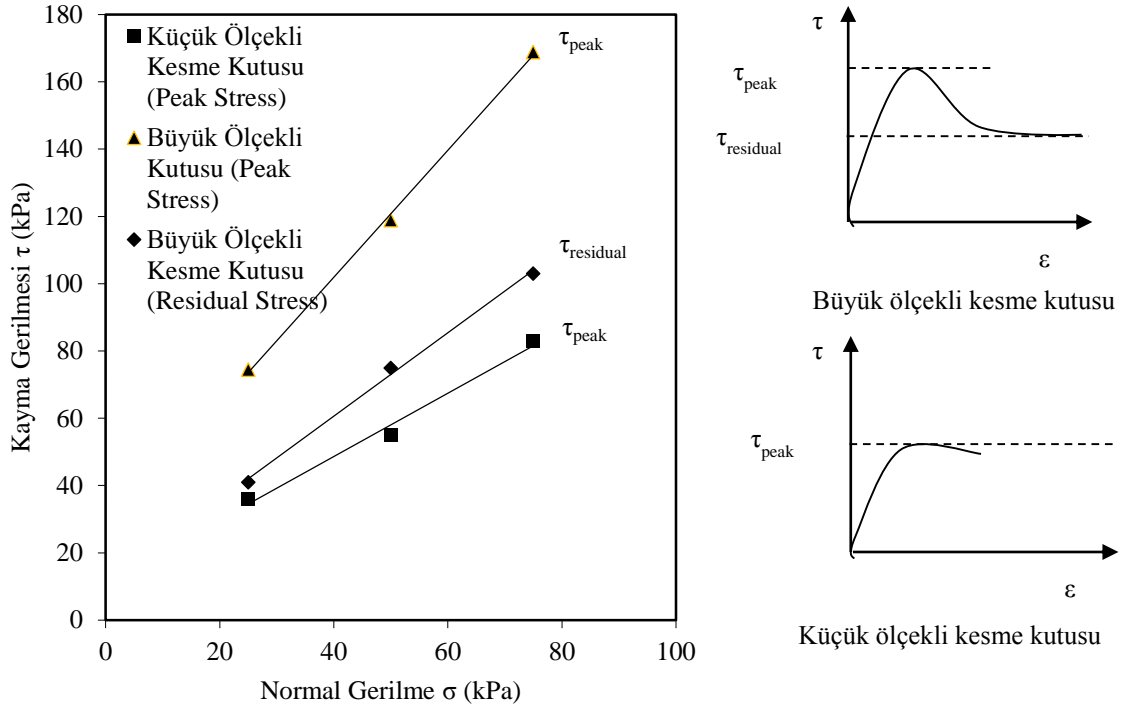
Şekil 7. PMT için Büyük Ölçekli Kesme Kutusu ve Küçük Ölçekli Kesme Kutusu Deneilerinin Kayma Gerilmesi-Birim Yanal Deformasyon Davranışının Karşılaştırılması

Zayıf kil zemin için büyük ölçekli kesme kutusu ve küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deneylerinin sonucunda elde edilen kayma gerilmesi-birim yanıl deformasyon davranışları Şekil 8’de karşılaştırılmıştır. Şekil 8’de de görüldüğü gibi zayıf kil zemin için büyük ölçekli kesme kutusu ve küçük ölçekli kesme kutusu deney sonucunda elde edilen kayma gerilmesi-birim yanıl deformasyon davranışları birbirine benzer olmakla birlikte büyük ölçekli kesme kutusu deneyinde daha yüksek kayma gerilmesi değerleri elde edilmiştir.

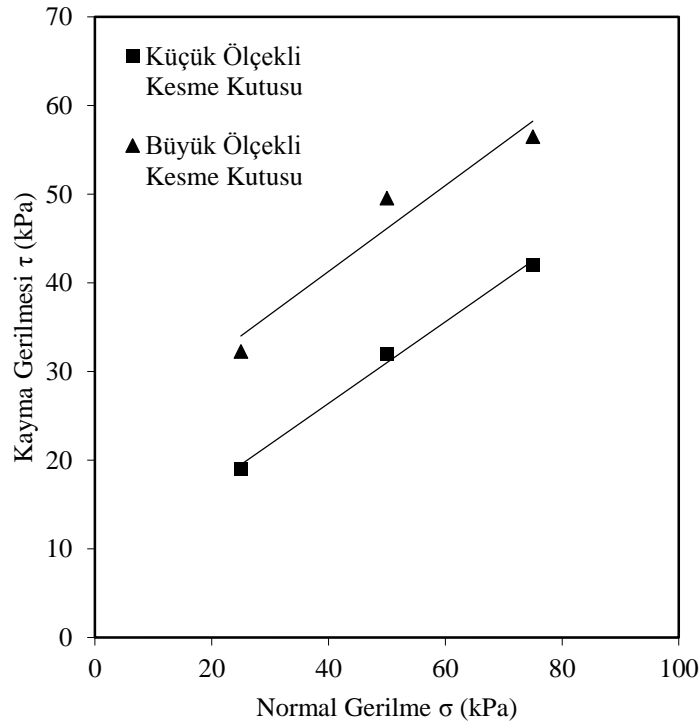


Şekil 8. Zayıf Kil Zemin için Büyük Ölçekli Kesme Kutusu ve Küçük Ölçekli Kesme Kutusu Deneilerinin Kayma Gerilmesi-Birim Yanal Deformasyon Davranışının Karşılaştırılması

PMT için büyük ölçekli kesme kutusu ve küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deneyleri sonucunda elde edilen kayma mukavemeti zarfı Şekil 9'da sunulmuştur. Büyük ölçekli kesme kutusu deney sonuçlarından elde edilen mukavemet zarfı peak ve residual gerilmeler cinsinden ayrı ayrı verilmiştir. Zayıf kil zemin için büyük ölçekli kesme kutusu ve küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deneyleri sonucunda elde edilen kayma mukavemeti zarfı Şekil 10'da sunulmuştur. Ayrıca elde edilen tüm kayma mukavemeti parametreleri toplu olarak Tablo 4'te verilmiştir.



Şekil 9. PMT için Büyük Ölçekli Kesme Kutusu ve Küçük Ölçekli Kesme Kutusu Deneylerinden Elde Edilen Kayma Zarfları



Şekil 10. Zayıf Kil Zemin için Büyük Ölçekli Kesme Kutusu ve Küçük Ölçekli Kesme Kutusu Deneplerinden Elde Edilen Kayma Zarfları

Tablo 4. Deneplerden Elde Edilen Sonuçlar

Zemin Türü	Büyük Ölçekli Kesme Kutusu		Küçük Ölçekli Kesme Kutusu	
	ϕ (Derece)	c (kPa)	ϕ (Derece)	c (kPa)
Zayıf Kil Zemin	25,85	21,90	24,70	8,00
PMT (Peak)	62,07	26,46	43,23	11,00
PMT (Residual)	51,12	11,00	-	-

5. SONUÇLAR

- Büyük ölçekli kesme kutusu deney sonuçlarına göre, zayıf kil zeminin içsel sürtünme açısı $25,85^{\circ}$ kohezyon 21,90 kPa, PMT için, kayma mukavemeti açısı pik gerilmede $62,07^{\circ}$ rezidüel gerilmede $51,12^{\circ}$ kohezyon pik gerilmede 26,46 kPa rezidüel gerilmede 11,00 çıkmıştır. Zayıf kil zemin için elde edilen mukavemet parametreleri, Abu Farsakh vd. [17]'in çalışmalarında kullandığı benzer likit limit, plastisite indeksi ve su içeriğine sahip killi zemin için aynı normal gerilmelerde yaptıkları büyük ölçekli kesme kutusu deneyleri sonucunda elde ettikleri mukavemet parametrelerine yakın çıkmıştır.
- Küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deney sonuçlarına göre, zayıf kil zeminin içsel sürtünme açısı $24,70^{\circ}$ kohezyon 8,00 kPa, PMT için, kayma mukavemeti açısı $43,23^{\circ}$ kohezyon 11,00 kPa çıkmıştır.
- PMT için yapılan büyük ölçekli kesme kutusu deneylerinde yaklaşık %4 birim şekil değiştirme düzeyine kadar kayma gerilmesi hızla artmakta ve bir pik yapmaktadır (τ_{peak}). Sonra yaklaşık %4 ile %6 birim şekil değiştirme düzeyleri arasında kayma

gerilmesi bir miktar düşmektedir. Yaklaşık %6'dan daha fazla birim deformasyonlar içinse kayma gerilmesinin sabit kaldığı görülmüştür (τ_{residual}).

- PMT için yapılan büyük ölçekli ve küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deney sonuçlarından kayma gerilmesi-birim yanal deformasyon davranışının yaklaşık %6 birim şekil değiştirme ye kadar birbirine benzemediği %6 birim şekil değiştirmeden sonra nispeten yakın bir kayma gerilmesinde benzer davranışı gösterdikleri görülmüştür.
- PMT malzemesinde yapılan büyük ölçekli ve küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deney sonuçlarından, küçük ölçekli deneylerde elde edilen içsel sürtünme açısı büyük ölçekli deneylerde rezidüel gerilmelerde %18 pik gerilmelerde %44 arttığı, kohezyon değerini rezidüel gerilmelerde sabit kaldığı ancak pik gerilmelerde yaklaşık iki katına çıktığı görülmüştür. Aradaki farkın küçük ölçekli kesme kutusu deneylerinde PMT malzemesi standartlara uygun (TS 1900-2) şekilde deney kutusuna yerleştirilebilmesi için elenmesinde etkisinin olduğu düşünülmektedir.
- PMT malzemesinde üzerinde yapılan deneylerden, küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deney sonuçlarından elde edilen mukavemet parametrelerinin büyük ölçekli kesme kutusu deney sonuçlarından rezidüel gerilmeler ile elde edilen mukavemet parametrelerine yakın olduğu ancak pik gerilmelerden elde edilen mukavemet parametrelerinden uzakta olduğu görülmüştür.
- Zayıf kil zemin için büyük ölçekli kesme kutusu ve küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deney sonucunda elde edilen kayma gerilmesi-birim yanal deformasyon davranışları birbirine benzer olmakla birlikte büyük ölçekli kesme kutusu deneyinde daha yüksek kayma gerilmesi değerleri elde edilmiştir.
- Zayıf kil zemin için büyük ölçekli kesme kutusu ve küçük ölçekli (geleneksel) kesme kutusu deney sonuçlarından, küçük ölçekli deneylerde elde edilen içsel sürtünme açısı büyük ölçekli deneylerde elde edilene çok yakın olduğu ancak kohezyon değerinin yaklaşık 3 katına çıktığı görülmüştür.
- Deneylerden büyük ölçekli kesme kutusu deney düzeneği kullanılarak, gradasyon aralığı farklı birçok zemin numuneleri için kayma mukavemeti açılarının daha gerçekçi belirlenebileceği görülmüştür.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma, Karayolları 5. Bölge Müdürlüğü ile Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi tarafından yürütülen KGM-ARGE/2012-3 numaralı "Geosentetiklerle Güçlendirilmiş Esnek Yol Kaplamalarının Tekrarlı Yükler Altındaki Performansının Değerlendirilmesi" isimli araştırma projesi tarafından desteklenmiştir. Yazarlar desteklerinden dolayı KGM'ye teşekkürlerini bir borç bilirlir.

KAYNAKLAR

- [1] Bagherzadeh-Khalkhali, A., Mirghasemi, A. A. (2009). "Numerical and experimental direct shear tests for coarse-grained soils". *Particuology*, Vol 7(1), pp 83-91.
- [2] Terzaghi, K., (1960). "From Theory to Practice in Soil Mechanics", John Wiley & Sons.
- [3] ASTM D 3080-98, (2003). "Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions." *Annual Book of ASTM Standards*, pp. 347-352.

- [4] Palmeira, E. M. (1987). "The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests." DPhil thesis, University of Oxford.
- [5] Jewell, R. A. ve Wroth, C. P. (1987). "Direct shear tests on reinforced sand." *Getotechnique*, Vol 37(1), pp 53-68.
- [6] Abu-Farsakh, M. Y., ve Coronel, J. (2006). "Characterization of Cohesive Soil-Geosynthetics Interactions from Large Direct Shear Tests." In *Transportation Research Board 85th Annual Meeting* (No. 06-0651).
- [7] Wasti, Y., ve Özdüzgün, Z. B. (2001). "Geomembrane-geotextile interface shear properties as determined by inclined board and direct shear box tests." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 19(1), pp 45-57.
- [8] Kamalzare, M., ve Zirrie-Moayed, R. (2011). "Influence of Geosynthetic Reinforcement on the Shear Strength Characteristics Of Two-Layer Sub-Grade". *Acta Geotechnica Slovenica*, Vol 8(1), pp 39-49.
- [9] Marsal, R. J. (1967). "Large scale testing of rockfill material". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol 93(2), pp 27-43.
- [10] Marsal, R. J. (1973). "Mechanical properties of rockfill". In R. C. Hirshfield & S. J. Polous (Eds.), *Embankment dam engineering*, Casagrande volume (pp. 109-200). New York: John Wiley & Sons Inc.
- [11] Marachi, N. D., Chan, C. K., ve Bolton, H. B. (1972). "Evaluation of properties of rockfill material". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol 98(1), pp 95-114.
- [12] Varadarajan, A., Sharma, K. G., Venkatachalam, K., ve Gupta, A. K. (2003). Testing and modelling two rockfill materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol 129(3), pp 206-218.
- [13] Ingold, T. S. (1982). "Some observations on the laboratory measurement of soil-geotextile bond." *Astm Geotechnical Testing Journal*, 5(3/4).
- [14] Imazumi S., Nishigata, T., ve Limura, K. (1994), "Effect of Variation in Sample Sizes on Soil-Polymer Interface Strength", *Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, SEAC-IGS, Singapore, pp:423-426.
- [15] Liu, J., Wang, P., ve Liu, J. (2015). "Macro-and micro-mechanical characteristics of crushed rock aggregate subjected to direct shearing." *Transportation Geotechnics*, Vol 2, pp 10-19.
- [16] Dadkhah, R., Ghafouri, M., Ajalloeian, R., & Lashkaripour, G. R. (2010). "The Effect of Scale Direct Shear Test on the Strength Parameters of Clayey Sand in Isfahan City," *Iran. Journal of Applied Sciences(Faisalabad)*, 10(18), 2027-2033.
- [17] Abu-Farsakh, M. Y., Coronel, J. ve Tao, M. (2007). "Effect of soil Moisture Content and Dry Density on Cohesive Soil-Geostnthetic Interactions Using Large Direct Shear Tests." *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol 19(7), pp 540-549.
- [18] Alias, A., Kasa, A. ve Taha, M. R. (2014). "Particle Size Effect on Shear Strength of Granular Materials in Direct Shear Test." *International Jornal of Civil Environmental Structural Construction and Architectural Engineering*, Vol 8(11), pp 1093-1096.
- [19] TS 1900-2, (2006). "İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri- Bölüm2: Mekanik Özelliklerin Taini" Türk Standartları Enstitüsü.

KOHEZYONSUZ ZEMİNLERDE AKTİF GÖÇME YÜZEYİ GEOMETRİSİ

ACTIVE FAILURE SURFACE GEOMETRY IN COHESIONLESS SOILS

Çağdaş ARDA¹ Ali Reza ZAFARANI² Selçuk BİLDİK³ Özer ÇİNİCİOĞLU⁴

ABSTRACT

In the literature, about the failure surface geometry studies, numerical methods that model the continuum behavior are inadequate to define particle behavior. Physical model studies, on the other hand, are more effective to investigate failure surface geometry due to the fact that real soil conditions are better represented. For this purpose, in this study a surcharge and density controlled model retaining wall test mechanism is established. During the experiments, with particle image velocimetry (PIV) method, shear surfaces upon failure are identified and with variant soil density and surcharge pressure combinations, the failure surface geometry is investigated and effect of surcharge on failure surface is researched.

Keywords: Soil Density, surcharge, PIV, failure surface

ÖZET

Literatürde göçme yüzeyi geometrisi ile ilgili yapılmış olan çalışmalarda, sürekli ortam davranışını modelleyen sayısal yaklaşımlar tanecik davranışını tanımlamakta yetersiz kalmaktadır. Fiziksel model deney çalışmaları ise gerçek zemin koşullarını doğru biçimde temsil edilebilmesi sebebiyle göçme yüzeyi geometrisinin araştırılabilmesinde çok daha faydalı olmaktadır. Bu amaçla, bu çalışmada ortam gerilmesinin ve dolgu sıklığının kontrol edilebildiği bir istinat duvarı model deney düzeneği geliştirilmiştir. Deneylerde akışa müdahalesiz bir alansal hız ölçüm yöntemi olan parçacık görüntüleme odaklı hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi ile göçme durumundaki kayma yüzeyleri belirlenmiştir. Çalışmada farklı birim hacim ağırlık ve sürşarj yükü kombinasyonlarında göçme yüzeyi geometrisi incelenmiş, sürşarj yükünün göçme yüzeyine etkisi araştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Birim hacim ağırlık, sürşarj yükü, PGHÖ, göçme yüzeyi.

¹ Doktora öğrencisi., Boğaziçi Üniversitesi, cagdas.arda@boun.edu.tr

² Doktora öğrencisi., Boğaziçi Üniversitesi, ali.zafarani@boun.edu.tr

³ Yard. Doc. Dr., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, selcukbildik65@gmail.com

⁴ Doc. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, ozer.cinicioglu@boun.edu.tr

1. GİRİŞ

İstinat yapıları, kazıklı temeller gibi geoteknik yapıların tasarımının yapılmasında yapı üzerine etkiyen gerilmelerin belirlenmesi ve bu gerilmelerin şekil değiştirmelerle değişiminin hesaplanması oldukça önemlidir. Geçici iksalar ve istinat yapıları gibi zeminin yanal yönde hareketine neden olabilecek geoteknik tasarımlarda, aktif ve pasif durumlarda oluşacak göçme yüzeylerinin doğru şekilde belirlenmesi önemli rol oynamaktadır. Literatür araştırması yapıldığında içsel sürtünme açısı, kemerlenme etkisi, dolgu ve istinat duvarı arasındaki sürtünme direnci, zeminin sıkılık derecesi, gerilme tarihçesi ve istinat duvarı hareketinin şekli gibi parametreler, meydana gelen yatay toprak basınçlarının büyüklüğüne ve dağılımına büyük ölçüde etki etmektedir [1-10]. Literatürde mevcut çalışmalar genelde sayısal çalışmalar olup göçme yüzeyi geometrisi çeşitli kabullere dayandırılmakta olup kabullere dayalı göçme yüzeyi geometrileri gerçek davranıştan uzaklaşmakta ve bunların kullanıldığı durumlarda yeterli doğrulukta sonuçlar elde edilememektedir. Ayrıca göçme yüzeyi geometrileri şekil değiştirmeye bağlı olup zeminin danesel yapısından etkilendikleri için sonlu elemanlar yöntemleri ile oluşturulan modellerle elde edilmeleri çok doğru bir yaklaşım değildir. Bunun sebebi ise sürekli ortam davranışını modelleyen sayısal yaklaşımların tanecik davranışını tanımlamada yetersiz kalmalarıdır.

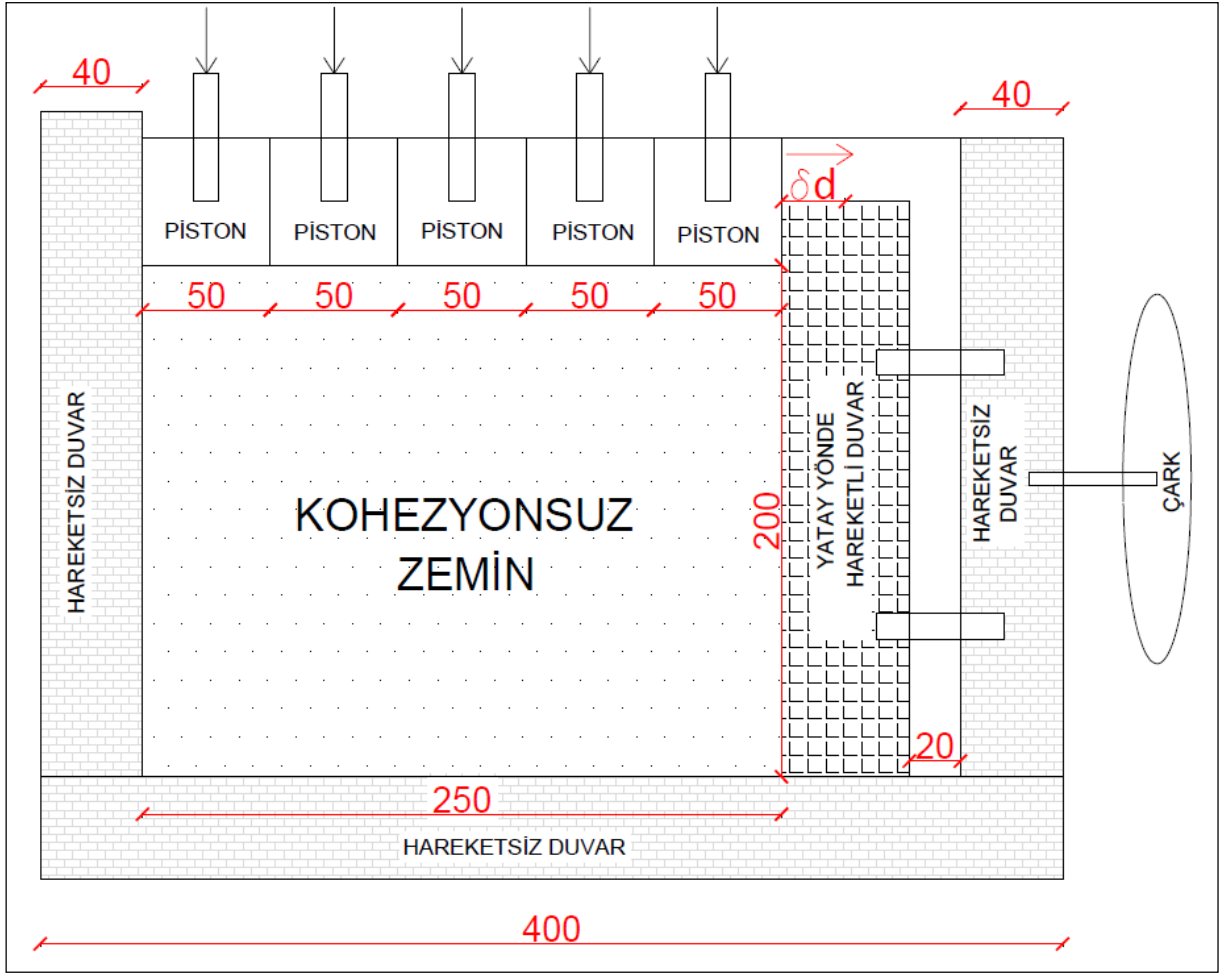
Bu çalışmada birim hacim ağırlık ve sürşarj yükünün, göçme mekanizmaları üzerindeki etkisi deneysel olarak araştırılmıştır. Bu amaçla yatay yönde hareket edebilen bir istinat duvarı modelini içeren küçük ölçekli bir fiziksel model deney düzeneği geliştirilmiş ve kullanılmıştır. Farklı zemin sıkılığı ve sürşarj yükü kombinasyonları altında göçme yüzeyleri parçacık görüntüleme odaklı hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi ile belirlenmeye çalışılmış ve elde edilen veriler geoPIV yazılımı yardımıyla analiz edilmiştir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Deneysel çalışmalar Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Zemin Mekaniği Laboratuvarında kurulan fiziksel model deney düzeneğinde gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışmalar ile ilgili bilgiler başlıklar halinde aşağıda sunulmaktadır.

2.1. Deney Düzeneği

Deney düzeneği zeminin yerleştirildiği 20^{cm}. x 25^{cm}.x 6^{cm} ebatlarında bir çerçeveden oluşmaktadır. Çerçeve içine yerleştirilmiş zeminin hareketinin izlenebilmesi amacıyla çerçevenin ön ve arka yüzeyleri plexiglass malzeme ile kaplanmıştır. İstinat duvarı, kollu bir çarkın döndürülmesi ile zeminden dışarı doğru yatay yönde hareket ettirilecek şekilde modellenmiştir. Duvar hareketi dijital algılayıcı ile kayıt altına alınarak, duvar hareketi belirlenmektedir. Ayrıca farklı sürşarj yükleri altında davranışın belirlenmesi amacıyla sisteme sürşarj yükü aktaracak pistonlar sistem üst kısmına yerleştirilmiştir. Pistonlara uygulanan hava basıncına bağlı olarak sürşarj yükü uygulanmakta olup, deneysel çalışmalar öncesi yük hücreleri yardımıyla sistem kalibre edilmiştir. Fiziksel model düzeneğinin şematik görünümü Şekil 1’de gösterilmektedir.

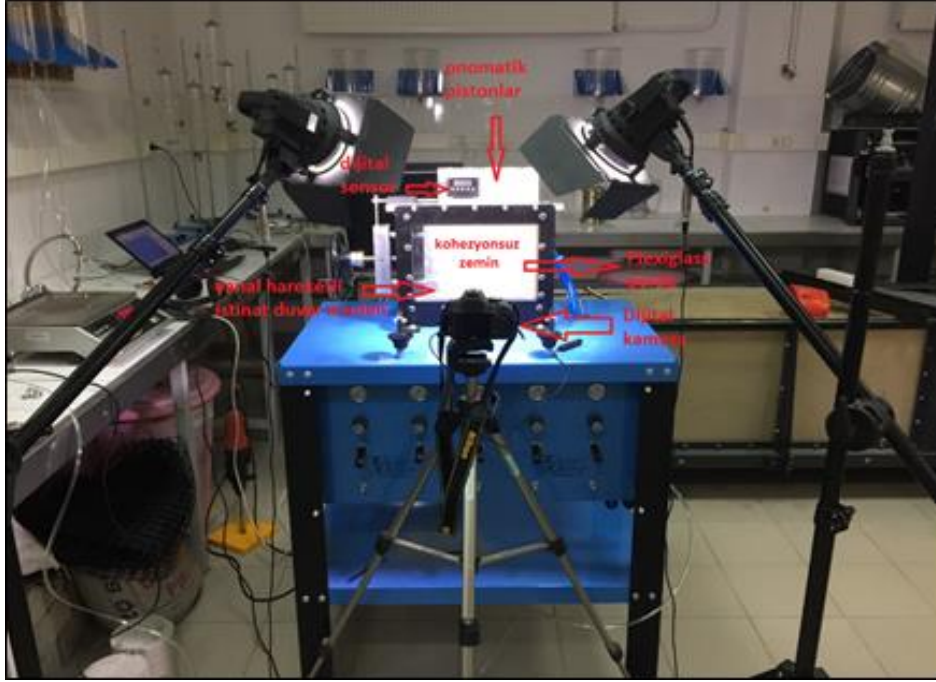


Şekil 1. Fiziksel Model Geometrisi (Ölçüler mm cinsinden verilmiştir)

Deneysel çalışmalarda duvar hareketi sonucu oluşan kayma yüzeylerinin belirlenmesinde akışa müdahalesiz bir alansal hız ölçüm yöntemi olan parçacık görüntüleme odaklı hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemi, White vd. [11] bazı değişiklikler yaparak geoteknik alanındaki çalışmalarda kullanmışlardır. Bu yöntem sayesinde zemin ortamı içinde meydana gelen şekil değiştirmeleri tanımlamak ve değerlendirmek mümkün hale gelmiştir [12-17]. İstinat duvarına aktif hareket uygulandığında sürekli çekim modunda olan 6000 x 4000 çözünürlüğe sahip fotoğraf makinesi ile ard arda fotoğraflar çekilmiş ve elde edilen fotoğraflar geoPIV programı ile analiz edilmiştir. Deneysel çalışmalarda kullanılan düzeneğe ait görüntü Şekil 2’de verilmektedir.

2.2. Zemin Özellikleri ve Zemin Davranışı

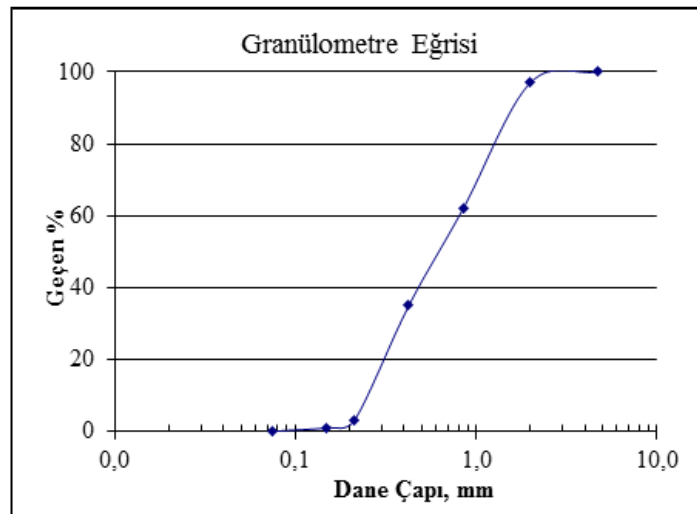
Deneysel çalışmalarda Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemine (USCS) sınıflandırılmasına göre kötü derecelenmiş Şile kumu kullanılmıştır. Zemin özellikleri USCS’ye göre Tablo 1’de sunulmaktadır. Zemin üzerinde yapılan elek analizi sonuçları Şekil 3’de sunulmaktadır.



Şekil 2. Deney Düzenegi

Tablo 1. Şile Kumu Özellikleri

Sınıflandırma	Değer
Üniformluk Katsayısı (C_u)	3
Eğrilik Katsayısı (C_c)	0.60
Özgül Ağırlık (G_s)	2.56
Ortalama Küresellik (S_{ort})	0.725
Ortalama Dairesellik (R_{ort})	0.674
Kritik Durum İçsel Sürtünme Açısı (ϕ_c)	33.7
Maksimum Boşluk Oranı (e_{max})	0.75
Minimum Boşluk Oranı (e_{min})	0.50



Şekil 3. Şile Kumu Granülometri Eğrisi

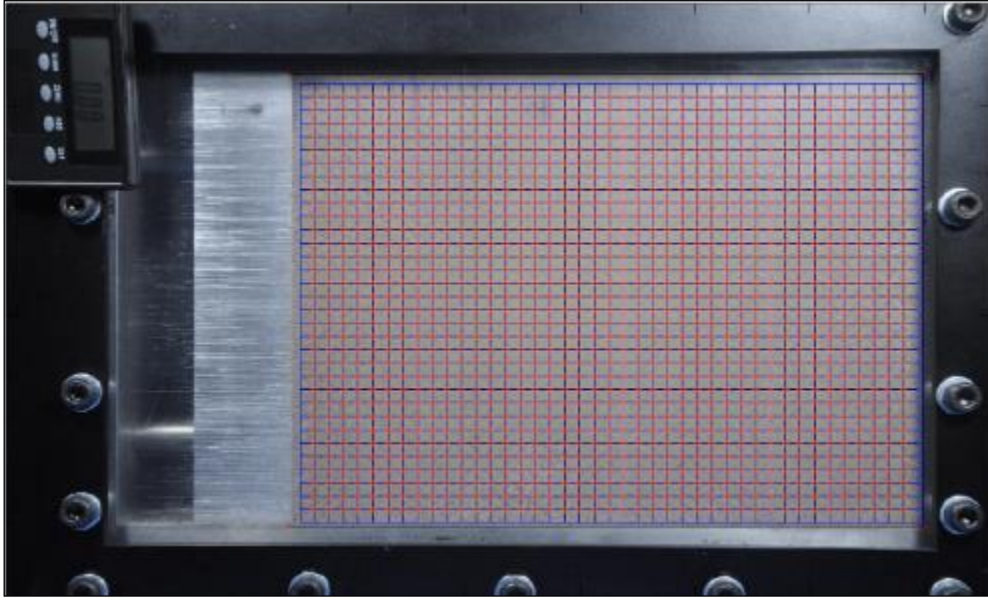
2.3. Deney Programı

Deneysel çalışmalarda zemin özellikleri ve zemine etki eden sürşaj yükünün değişiminin aktif kayma kamasına etkisi incelenmiştir. Bu amaçla farklı birim hacim ağırlıklarda deneyler yapılmış ve her farklı sıklık için 4 farklı sürşaj yükünde deneyler gerçekleştirilmiştir. Zeminin birim hacim ağırlığına bağlı olarak yapılan deney programı Tablo 2’de sunulmaktadır.

Tablo 2. Deney Programı

Deney No	Birim Hacim Ağırlık (γ, kN/m³)	Sürşaj Yüğü (kPa)
1	16.00	0
2	16.00	100
3	16.00	200
4	16.00	300
5	17.00	0
6	17.00	100
7	17.00	200
8	17.00	300
9	18.00	0
10	18.00	100
11	18.00	200
12	18.00	300

Deneysel verilerden elde edilen veriler geoPIV programı ile 64 piksel aralıklarla 128x128 piksel boyutlarında kare ağırlara bölünmüştür. Analizlerde her ağı için duvarın tüm hareketlerinin sonrasında oluşan deformasyon verileri MATLAB programı vasıtasıyla şekil değiştirme profillerine dönüştürülmüştür. Analizlerde oluşturulan ağı profilleri Şekil 4’de gösterilmektedir.



Şekil 4. geoPIV Analizi için Oluşturulan Ağ Profilleri

Analizlerde piksel olarak verilen uzaklığın gerçekte 1 piksel = 0.48 mm olduğu ölçülmüş ve sonuçlarda piksel-milimetre dönüşümü yapılarak deformasyonlar sayısallaştırılmıştır. Bu oranın sabit olması için kamera açısının test ekipmanından uzaklığının ve fotoğraf ekranının çözünürlüğünün tüm deneylerde aynı değerde olmasına dikkat edilmiştir. Her yoğunluk ve sürşarj kombinasyonu için gerçekleştirilen 12 fiziksel model deneyi esnasında çekilen fotoğraflar, geoPIV yazılımı ve MATLAB programı ile farklı deformasyon oranlarında ($\delta d/H$) değerlendirilmiştir. Burada δd ; duvarın yatay yöndeki deformasyonu olup, H değeri duvar yüksekliğini ifade etmektedir.

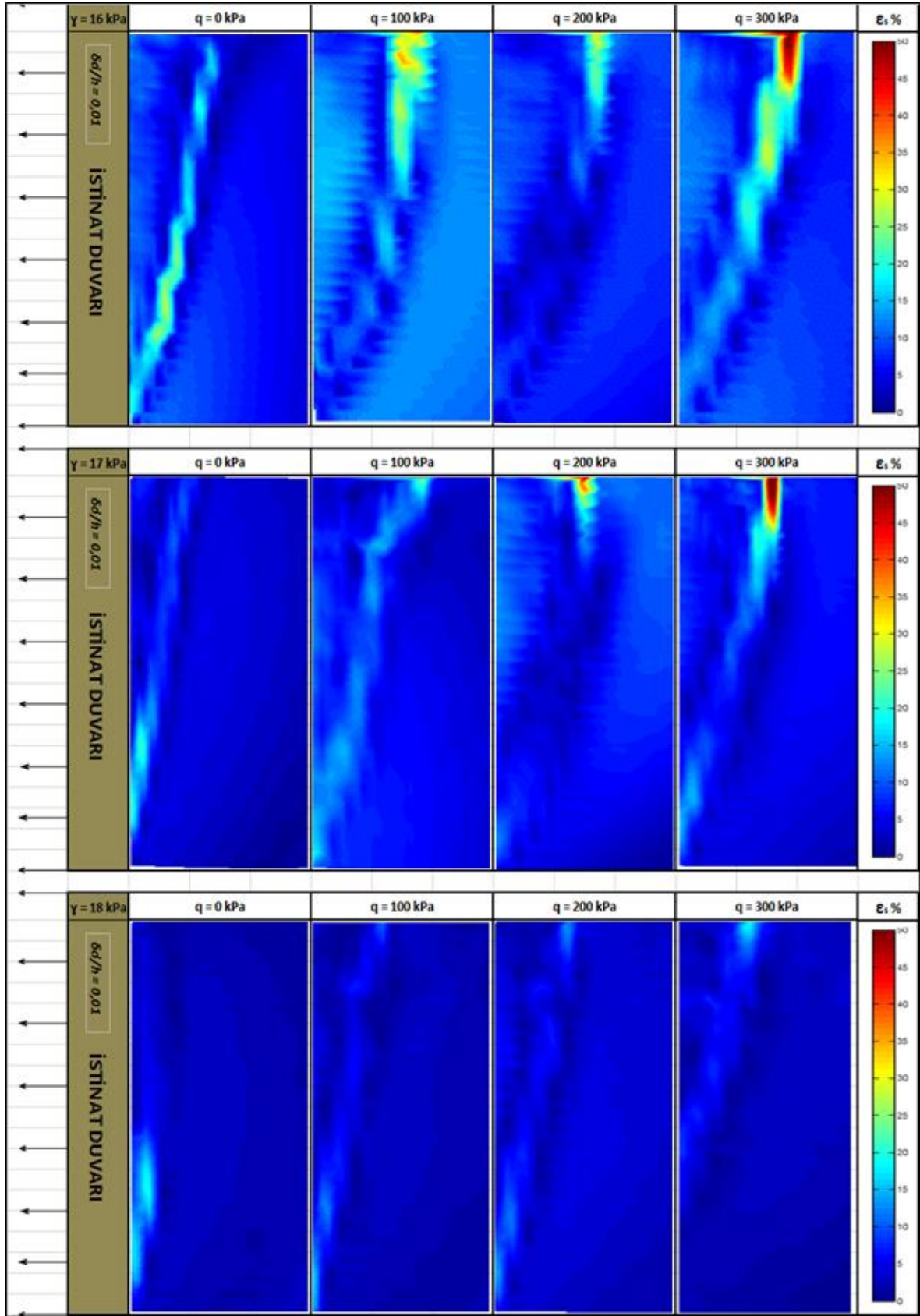
3. DENEY SONUÇLARI

PGHÖ analizlerinden elde edilen göçme anında meydana gelen göçme yüzeyleri farklı zemin birim hacim ağırlığı ve farklı sürşarj yükleri altında incelenmiştir. Bu amaçla tüm testlerde göçme anının $\delta d/H=0.01$ büyüklüğünde duvar ötelenmesi civarında gerçekleştiği saptanmıştır. Dolayısıyla $\delta d/H=0.01$ durumu için çekilen dijital fotoğraflar geoPIV ile analiz edilmiş, farklı sürşarj yüklerinde duvar arkasında oluşan kayma yüzeyleri Şekil 5’de toplu olarak gösterilmiştir. Elde edilen grafikler değerlendirildiğinde, aynı birim hacim ağırlığında dolgulara sahip modellerde daha yüksek sürşarj yükü değerlerinde yapılan deneylerde göçme düzleminin yüzeyde belirlediği noktanın duvara yatay uzaklığının arttığı görülmektedir. Bu mesafenin artan sürşarj yüklerinde artması, zemindeki genişim potansiyelinin artan gerilmeler ile baskılanması sonucu olduğu bilinmektedir. Zira kohezyonsuz zeminlerde göçme yüzeylerinin eğriliği artan genişim açısı ile artmaktadır. Genleşim açısı değerinin artan gerilmeler ile azalması ile göçme yüzeyi daha doğrusal yapıda olabilmektedir. Bu durumda da yatay uzaklık değeri artmaktadır. Ayrıca Şekil 5’de sunulan grafikler incelendiğinde aynı sürşarj yükü altında yapılan deneylerde, daha yüksek dolgu birim hacim ağırlığının daha düşük yatay uzaklık değerine karşılık geldiği görülmektedir. Zeminin birim hacim ağırlığının artmasına bağlı olarak genişim açısında artış meydana gelmekte ve bu durumda göçme yüzeylerinin eğriliği artmaktadır.

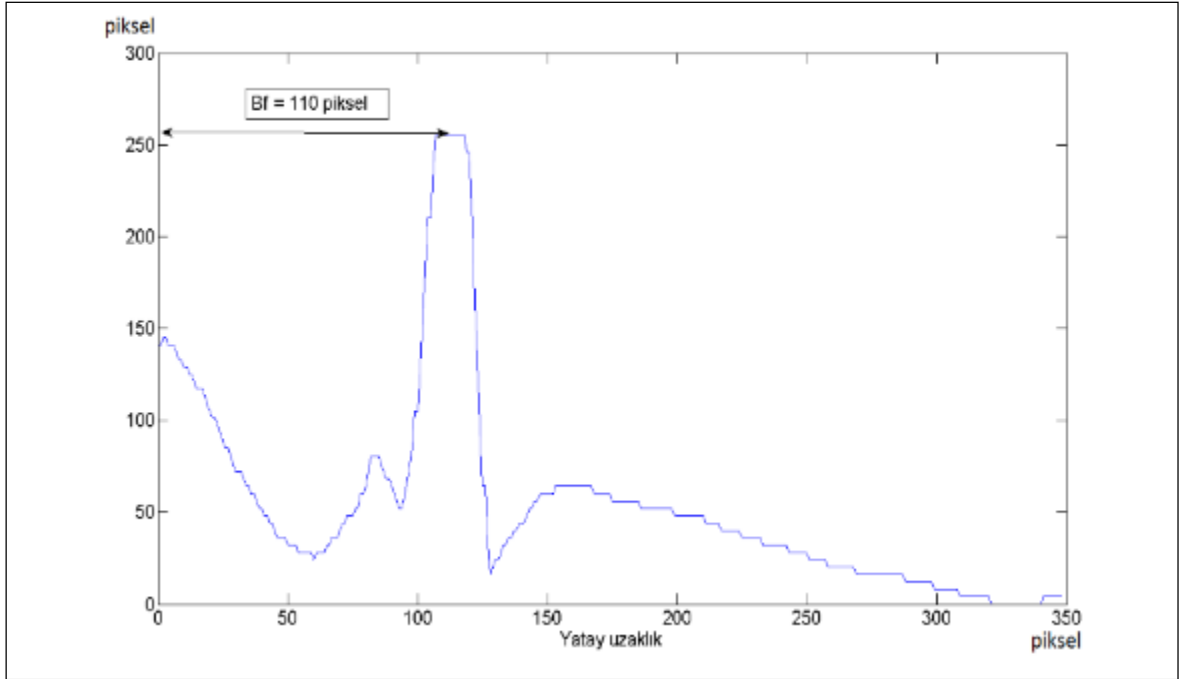
Tüm deneylerde duvar arkasında göçme düzleminin başladığı noktanın duvardan uzaklığını belirleyebilmek için MATLAB programı kullanılmıştır. Bu amaçla tüm deneyler için

duvarın aynı değerdeki yatay ötelenmeleri altında yoğunluk profilleri oluşturulmuştur. Yoğunluk profilleri, geoPIV analizi ile belirlenen kayma düzlemi profilinden yatay bir kesit alınarak yer değiştirmelerin yüksek olduğu bölgelerdeki renk tonu değişiminden kayma düzleminin duvara olan uzaklığını piksel cinsinden belirleme olanağını sunar. Oluşturulan yoğunluk profillerinde görüntü çözünürlüğü için şekil değiştirme profilleri gri tonda oluşturulmuştur. Elde edilen değerler 1 piksel=0.48 mm dönüşümü yapılarak uzaklıklar milimetre cinsinden tespit edilmiştir. Oluşturulan yoğunluk profiline ait görüntü Şekil 6'da gösterilmektedir. Bu yöntem ile tespit edilen duvardan göçme yüzeyine mesafe değerleri 'B_f' Tablo 3'de sunulmaktadır.

Duvar arkasında $\delta d/H=0.01$ deformasyon oranı ve $\gamma=17.00$ kN/m² birim hacim ağırlık durumu için farklı sürşarj yükleri altında göçme düzleminin uzaklığının duvar yüksekliğine oranının değişimi, deformasyon oranına ($\delta d/H$) bağlı olarak duvar yüksekliği boyunca Şekil 7'da verilmiştir.



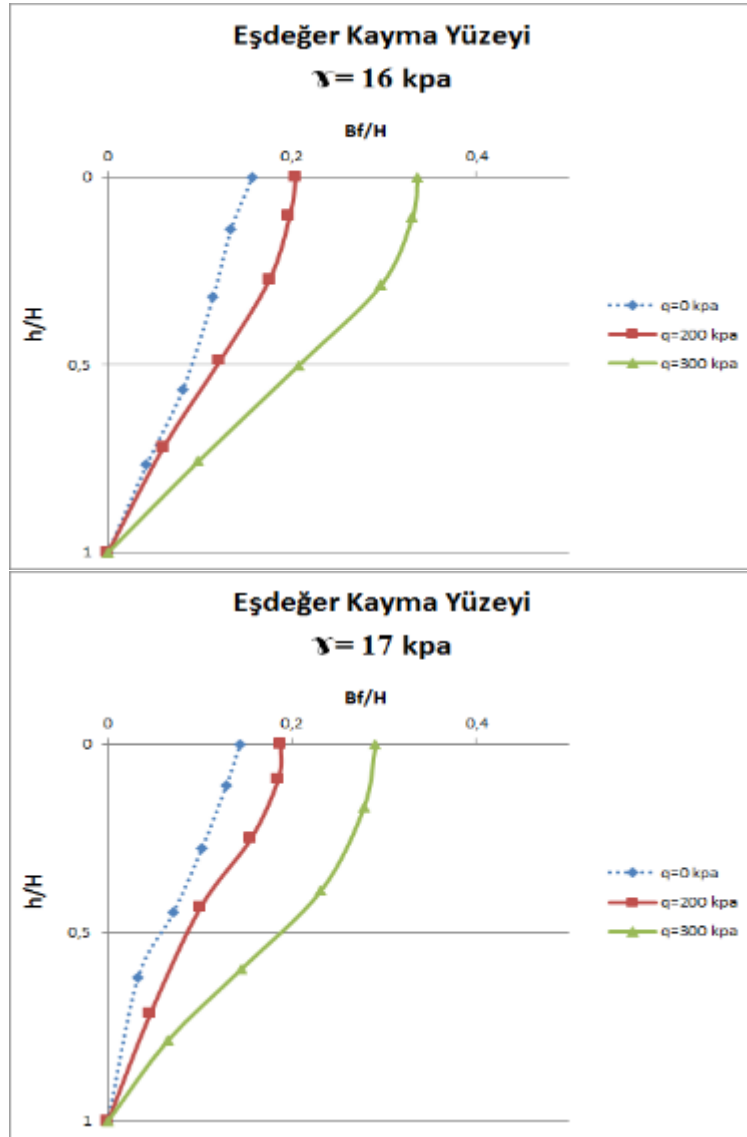
Şekil 5. Farklı Birim Hacim Ağırlıklı Granüler Zeminin Aynı Duvar Hareketi Ve Artan Sürşarj Yükleri Altında Oluşturduğu Kayma Şekil Değişirme Profilleri

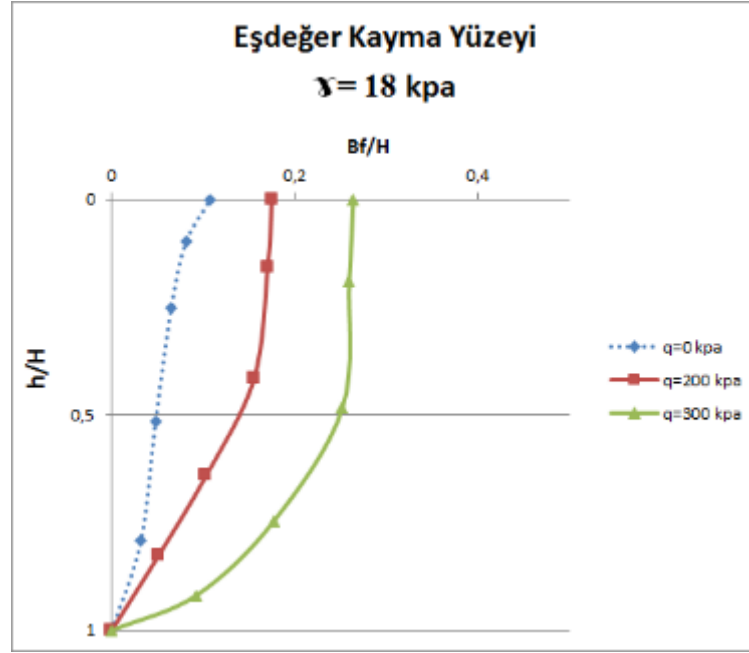


Şekil 6. Örnek Yoğunluk Profili

Tablo 3. Duvar İle Kayma Düzlemi Arası Yatay Uzaklıklar

Birim Hacim Ağırlık, γ (kN/m ³)	Sürşarj Yükü (kPa)	Gerçek Göçme Yüzeyi ile duvar arası yatay uzaklık, B_f (piksel)	Gerçek Göçme Yüzeyi ile duvar arası yatay uzaklık, B_f (cm)
16.00	0	65	3.12
16.00	100	80	3.84
16.00	200	85	4.08
16.00	300	140	6.72
17.00	0	60	2.88
17.00	100	73	3.50
17.00	200	78	3.75
17.00	300	121	5.81
18.00	0	45	2.16
18.00	100	68	3.26
18.00	200	73	3.50
18.00	300	110	5.28





Şekil 7. Göçme Düzleminin Farklı Sıkılıklarda Sürşarj Yüküne Bağlı Değişimi

4.SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında zemin sıkılığının ve içinde bulunduğu gerilme ortamının aktif göçme yüzeylerine etkisi araştırılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmektedir.

1. Daha yüksek yoğunluklu zeminlerin aktif göçme yüzeylerinin eğimleri daha dik ve daha keskin olmaktadır. Daneli zemin yoğunluğu azaldıkça, göçme yüzeyinin yatayla yaptığı açı azalmakta ve göçme yüzeyi daha az belirgin olmaktadır.
2. Birim hacim ağırlığı yüksek (sıkı) zeminlerin göçme yüzeyleri üzerinde hacimsel şekil değiştirmeler genişleme davranışı göstermekte, buna karşın düşük birim hacim ağırlıklı (gevşek) zeminlerde ise sıkışma davranışı göstermektedir.
3. Artan duvar hareketinin kayma düzlemi özelliklerine ciddi bir etkisi olmayıp, kayma düzlemi geometrisi ve eğimi aynı kalmakta, yalnızca şekil değiştirme değerleri artmaktadır.
4. Göçme yüzeyindeki şekil değiştirmeler sürşarj yükü arttıkça artmaktadır. Fakat göçme yüzeyi daha az belirgin ve daha dağınık gözlemlenmektedir.
5. Sürşarj yükü arttırıldıkça, göçme yüzeyinin yatayla yaptığı açıda küçük bir artma gözlemlenmiştir. Dolayısı ile göçme yüzeyinin duvar ile uzaklığı artmıştır. Bu durum sürşarj yükü artışı sonucunda genişim açısının etkisinin azaldığını göstermektedir.
6. Fiziksel model deneyler ile gözlemlenen daneli zemin davranışlarının, genişim açısının kohezyonsuz zeminlerin davranışına etkisini inceleyen teorik çalışmalar ile uyumlu olduğu görülmüştür. Dolayısı ile laboratuvar ölçekli deneyler ile kayma düzlemlerinin oluşumunun analizinin, teorik kabüllere nazaran saha koşullarını daha gerçekçi olarak temsil ettiği sonucuna varılabilir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar çalışmayı 114M329 no'lu proje kapsamında destekleyen TÜBİTAK'a teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- [1] Colomb, C.A. (1776), “Essai Sur Une Application des Règles de Maximis et Minimis à Quelques Problèmes de Statique”, Relatifs à l’Architecture, Memoires de l’Academie Royale pres Divers Savants, Vol 3, 38.
- [2] Rakine, W.M.J. (1857), “On Stability on Loose Earth”, Philisophic Transactions of Royal Society, London, Part I, 9-27.
- [3] Terzaghi, K. (1932), “Record Earth Pressure Testing Machine”, Engineering News Record, Vol 109, 365-369.
- [4] Rowe, P.W. ve Peaker, K. (1965), “Passive Earth Pressure Measurements”, Geotechnique, Vol 15, No 1, 57-78.
- [5] Fang, Y.S. ve Ishibashi, I. (1986), “Static Earth Pressures with Various Wall Movements”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 112, No 3, 317-333.
- [6] Duncan, J.M. ve Mokwa, R.L. (2001), “Passive Earth Pressures: Theory and Tests”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering”, ASCE, Vol 127, No 3, 248-257.
- [7] Take, W.A. ve Valsangkar (2001), “Earth Pressures on Unyielding Retaining Walls of Narrow Backfill Width”, Canadian Geotechnical Journal, Vol 38, 1220-1230.
- [8] Paik, K.H. ve Salgado, R. (2003), “Estimation of Active Earth Pressure Against Rigid Retaining Walls Considering Arching Effects, Geotechnique”, Vol 53, No 7, 643-653.
- [9] Hanna, A. ve Al-Khoury, I. (2005), “Passive Earth Pressure of Overconsolidated Cohesionless Backfill, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering”, ASCE, Vol 131, No 8, 978-986.
- [10] Goel, S. ve Patra, N.R. (2008), “Effect of Arching on Active Earth Pressure for Rigid Retaining Walls Considering Translation Mode”, International Journal of Geomechanics, ASCE, Vol 8, No 2, 123-133.
- [11] White, D. J., Take, W. A. ve Bolton, M. D. (2003), “Soil Deformation Measurements Using Particle Image Velocimetry (PIV) and Photogrammetry”, Geotechnique Vol 53, 619– 631.
- [12] White, D., Take, W.A. ve Bolton, M.D. (2001), “Measuring Soil Deformation in Geotechnical Models Using Digital Images and PIV Analysis”, Proceeding of the 10th International Conference on Computer Methods ve Advances in Geomechanics, Tucso, Arizona.
- [13] Niedostatkiewicz, M., Lesniewska, D. ve Tejchman, J. (2011), “Experimental Analysis of Shear Zone Patterns in Sand During Earth Pressure Problems using Particle Image Velocimetry”, Strain, Vol 47, 218– 231.
- [14] Lesniewska, D. ve Muir Wood, D. (2011), “Photoelastic and Photographic Study of a Granular Material”, Geotechnique, Vol 61, No 7, 605–611.
- [15] Lesniewska, D., Niedostatkiewicz, M. ve Tejchman, J. 2012, “Experimental Study on Shear Localisation in Granular Materials within Combined Strain and Stress Field”, Strain, Vol 48, 430–444.
- [16] Abzal, M., Altunbaş, A., Gezgin, A. T. ve Çinicioğlu, Ö. (2013), “Pasif Göçme Durumlarında Dolgu Kayma Yüzeyleri ve Göçme Mesafeleri”, 5. Geoteknik Sempozyumu, Adana, Türkiye.
- [17] Soltanbeigi, B., Altunbas, A., Gezgin, A. T. ve Cinicioglu, O. (2014), “Kohezyonsuz Dolguların Aktif ve Pasif Göçme Durumlarında Oluşan Kayma Yüzeyleri ve Yatay Toprak Basınç Katsayıları”, Teori ve Uygulamada Yapı-Zemin Etkileşimi Sempozyumu, Antalya, Türkiye, 249-256.

- [18] Abadkon, A., (2012), “Strength and Dilatancy of Anisotropic Cohesionless Soils”, Doktora Tezi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul
- [19] Cinicioglu, O. ve Abadkon, A., (2015), “Dilatancy and Friction Angles Based on Insitu Soil Conditions”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 141, No.4, April 2015, CID: 06014019
- [20] Ranjpour, D., (2015), “Influence of Particle Shape on Dilatancy and Liquefaction Susceptibility”, Yüksek Lisans Tezi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul

AŞIRI KONSOLİDE KİLLERİN MEKANİK ÖZELLİKLERİNİN LABORATUVAR VE PRESİYOMETRE DENEYLERİ İLE DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF THE MECHANICAL PROPERTIES OF OVERCONSOLIDATED CLAY BY LABORATORY AND PRESSUREMETER TESTS

Akın ÖNALP¹

Ersin AREL²

İ. Burak DURAN³

ABSTRACT

Laboratory testing constitutes a major portion of soil mechanics activities due to its low cost, speed and possibly the ease of working in a comfortable environment. In Situ testing began gaining prominence in the sixties because of advances in technology and not the least the geotechnical engineer realised that field testing provided more reliable results not affected by sample size and disturbance. The pressuremeter is an important in situ test where S_u , E_u and creep characteristics are rapidly measured. The authors have established a database for Esenyurt, Istanbul, predominantly in the clays of Güngören formation where S_u , E_u from lab and field are available. The results show that PMT yields results above the lab values up to 30%. The significance of this finding appears in foundation design: Almost all highrise buildings on this heavily overconsolidated clay are designed with thick piled rafts leading to overdesign, whereas the authors have calculated that plain rafts and even individual footings were sufficient for the same project.

Keywords: Over-consolidated clays, mechanical properties, laboratory testing, in-situ testing, foundation design.

ÖZET

Zemin özelliklerinin arazi deneyleri ile ölçümü; laboratuvar deneylerinde kullanılan numune boyutunun küçüklüğü ve örneklerde oluşan örselenmeler nedeniyle gerçekçi sonuçlar elde edilemediğinden, günümüzde tercih edilen yaklaşım olmaktadır. Yüksek yapılaşmanın arttığı İstanbul Esenyurt' ta Güngören formasyonu üyesi aşırı konsolide killerde yapılan arazi ve laboratuvar ölçüm sonuçları karşılaştırıldığında arada önemli farklar bulunduğu anlaşılmıştır. Laboratuvar deneyleri sonuçlarının kullanımı ile boyutlandırılan bina temelleri hemen her zaman kazıklı yayılı tip (*radyejeneral*) çıkarken yazarların presiyometre parametreleri ile hesapladığı temellerin önemli bölümünde kazık gerekmediği görülmüştür.

¹ Prof.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, a.onalp@iku.edu.tr

² Yar.Doç.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, e.arel@iku.edu.tr

³ İnşaat Yük.Müh. İstanbul Kültür Üniversitesi, b.duran@iku.edu.tr

Bu bildiride İKÜ veri tabanından alınmış S_u ve E_u değerlerinin karşılaştırması yapılmakta ve laboratuvar-arazi deney sonuçlarının etkisi değerlendirilmektedir.

Anahtar Kelimeler: Aşırı konsolide kil, mekanik özellikler, laboratuvar deneyleri, arazi deneyleri, temel boyutlandırma.

1. GİRİŞ

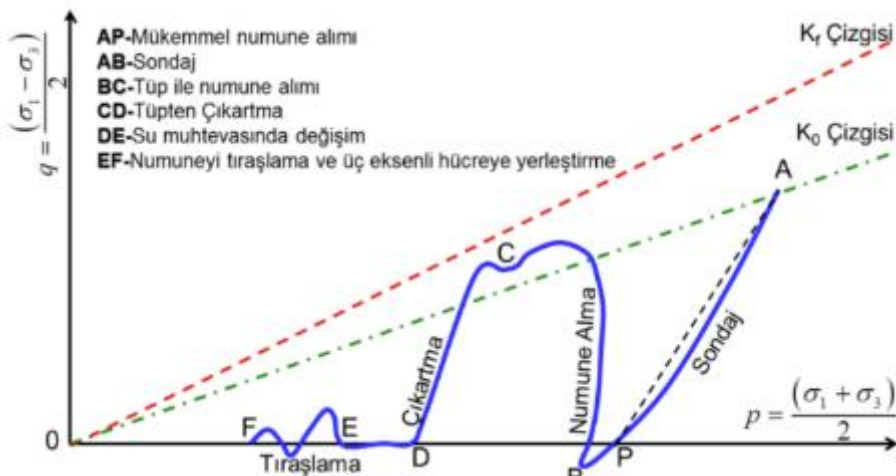
Zemin özellikleri yaklaşık yüz yıldır laboratuvar deneyleri ile ölçülmektedir. Laboratuvar çalışma koşulları araziye oranla çok daha rahat, hızlı ve düşük maliyette olduğundan bu deneyler yıllar içinde büyük gelişme göstermiştir^[1,2]. Örneğin, ASTM standartlarında 2015 itibarı ile geoteknik laboratuvar deneylerine yönelik 95 adet yöntem verilmektedir. Aynı standartlarda arazi deney sayısı ise çoğunluğu son 25 yılda yayınlanmış 86 adet olarak sayılmaktadır. Bu durum, arazi deneylerinin gerekliliğinin farkına varıldığı biçiminde yorumlanmalıdır.

Bu bildiride, Türkiye’de temel ortamı olarak daha sık beliren aşırı konsolide killerin kayma direnci parametrelerinin ölçüm sonuçları karşılaştırılmakta ve bunun temel boyutlandırmaya olası etkileri değerlendirilmektedir.

2. LABORATUVAR DENEYLERİ

Killerin mekanik özelliklerini laboratuvarında ölçmeye yönelik deneyler numune boyutundan etkilenmeyen normal yüklenmiş killerde (NL) gerçeğe makul ölçüde yakın sonuçlar verirler. Ancak özellikle fisürlü, aşırı konsolide killerde ölçek etkisi sonuçları aşırı derecede etkilemekte, kısıtlı boyutta numuneler üzerinde yapılan deneylerde gerçekten oldukça sapan farklı parametreler elde edilmektedir. Ayrıca numune alma ve deneye hazırlama sırasında oluşan örselenme (Şekil 1) ve gerilme boşalmalarının da sonuçları ciddi biçimde etkilediği bilinmektedir.

Kilin mekanik özellikleri laboratuvarında hızlı biçimde tek eksenli basma (UCS) veya çabuk hücre kesme deneyi (TX-UU) ile ölçülmektedir.



Şekil 1. Numune Alınması ve Hazırlanması Aşamalarında Oluşan Örselenmeler [3]

Örselenme, killerin genelinde drenajsız kayma direncini gerçekten daha düşük vermekte ise de fisürlü killerde numune boyutunun küçülmesi ile S_u (drenajsız kayma direnci) değerinde yanıltıcı denli yükseklikler belirmektedir. Bu nedenle kimi laboratuvarlarda OC killerde icra edilen üç eksenli hücre kesme deneylerinde numune çapının 50 cm'ye kadar yükseltildiği izlenmektedir. Tüm bu bulgular aşırı konsolide killerin arazi/laboratuvar davranışlarının karşılaştırılması gereğini göstermektedir.

3. ARAZİ DENEYLERİ

Arazide icra edilen deneyler etkileyebildikleri zemin hacmi ile doğru orantılı olarak gerçekçi sonuç sağlamaktadırlar. Bu deneylerden presiyometrenin (PMT) yaklaşık $1m^3$ zemin hacmini etkilediği, aynı amaçla yapılan laboratuvar deneyinde bu değer $0.03 m^3$ mertebesinde kaldığı düşünülürse arazi deneyinin üstünlüğü ortaya çıkmaktadır.

İstanbul'un Avrupa yakasında güncel olarak yoğun yapılaşmaya sahne olan bölgelerde zemin profili orta/ağır derecede aşırı konsolide killerden oluşmaktadır. Esenyurt yöresinde Üst Miyosen yaşlı yeşil killerin ön konsolidasyon basıncının 1000 kPa'a kadar yükselebildiği bu killerde ($OCR>5$) yapılan temellerin neredeyse tümünün kazıklı yayılı tip olarak boyutlandırıldığı görülmektedir. Birçok "proje" bu seçimi Belediyelerin dayatması sonucu yapmak zorunda kaldığını öne sürmekte ise de bunun ana nedeninin laboratuvarдан gelen parametrelerin arazi sonuçlarından yani gerçekten, çok daha düşük olduğu gerçeğini göstermektedir.

Esenyurt bölgesinde yapılmış bu çalışmada, arazide gerçekleştirilen ve örnek olarak seçilmiş 9 adet presiyometre deneyi (PMT) serisi ile aynı yer ve formasyondan alınmış numunelerden laboratuvarda yapılan UCS ve TX-UU deneylerinden elde edilmiş drenajsız kayma dirençleri (S_u) ile deformasyon modülü (E_u) değerleri derinliğe göre karşılaştırılmıştır.

Türkiye'de kullanımda bulunan presiyometrelerin neredeyse tümünün kuyusu önceden hazırlanan Menard tipi (MPT) olduğu da dikkat çekmektedir. Bu tip presiyometrenin de kendi delen tipe (SBP) oranla daha az duyarlı ve genellikle düşük, sonuçlar verdiği bilinmektedir.

Presiyometre deneyinde limit basınç p_L zeminin yenildiği yanal basıncı, net limit basınç p_L^* ise bunun deney derinliğindeki basınç için düzeltilmiş değerini göstermekte, bu değere β değeri 5.6-7.4 arasında uygulanarak drenajsız kayma direncine basitçe,

$$S_u = \frac{p_L^*}{\beta}$$

ile dönüştürülmektedir. Çalışmada bu ifade kullanılmıştır. Bir başka ifade ise,

$$\frac{S_u}{p_a} = 0.21 \left[\frac{p_L^*}{p_a} \right]^{0.75}$$

biçiminde verilmektedir (p_a atmosfer basıncı).

Düzeltilmiş limit gerilme,

$$p_L^* = p_L - \sigma_{0h} = p_L - K_0 \sigma_{z0}$$

olacağından, zeminin sukunetteki toprak basıncı katsayısının bilinmesi gerekmektedir. İstanbulda yapılmış PMT sonuçlarında hemen hiçbir durumda bu gözönüne alınmamakta, düzeltme işleminde P_L 'den sabit bir değer düşülmesiyle yetinildiği görülmektedir. Bu da zemin mekaniği konusunda bilgisiz kişilerce yapıldığı görüşünü güçlendirmektedir.

Drenajsız kayma direnci değerlendirildiğinde, presiyometre deneyinin S_u değerini kararlı biçimde laboratuvara göre %10 ile %30 arasında daha yüksek verdiği vaka analizlerinde görülmüştür. Dahası, S_{uMPT} beklendiği gibi derinlikle belirgin bir artış gösterirken S_{uLAB} değerlerinde bu kararlılık görülmediği gibi, bazen 15m'den sonra beklenmedik düşüşler göstermektedir (Şekil 2).

OC killerde başlangıç deformasyon modülü E_i 'nin genellikle giriş modülünden (E_s) yüksek olduğu gerekçesi ile hesaplamalarda bu modül kullanıldığında bir teknik sorunla karşılaşmaktadır. Serbest basınç ve de üç eksenli deneylerde deney başlangıcında alınan yük okumalarının, yük başlığının numune ile tam temas edememesi modülün ciddi oranda düşük çıkmasına neden olmaktadır. Şekil 3' te laboratuvar ve arazi deneylerinden gelen sonuçlar toplanmıştır. Esenyurt killerde yapılan karşılaştırmada drenajsız deformasyon modülü E_u için ortaya çelişkili bir durum çıkmaktadır. Her ne kadar E_{MPT} genelde laboratuvar deneyinin 2 katı kadar yüksek ve de derinlikle artan sonuçlar vermekte ise de E-z eğrilerinde görülen ani değişimler çelişki yaratmaktadır. Buradan, farklı zemin tabakalarına girildiğinde presiyometrenin daha duyarlı olduğu sonucuna varılmaktadır.

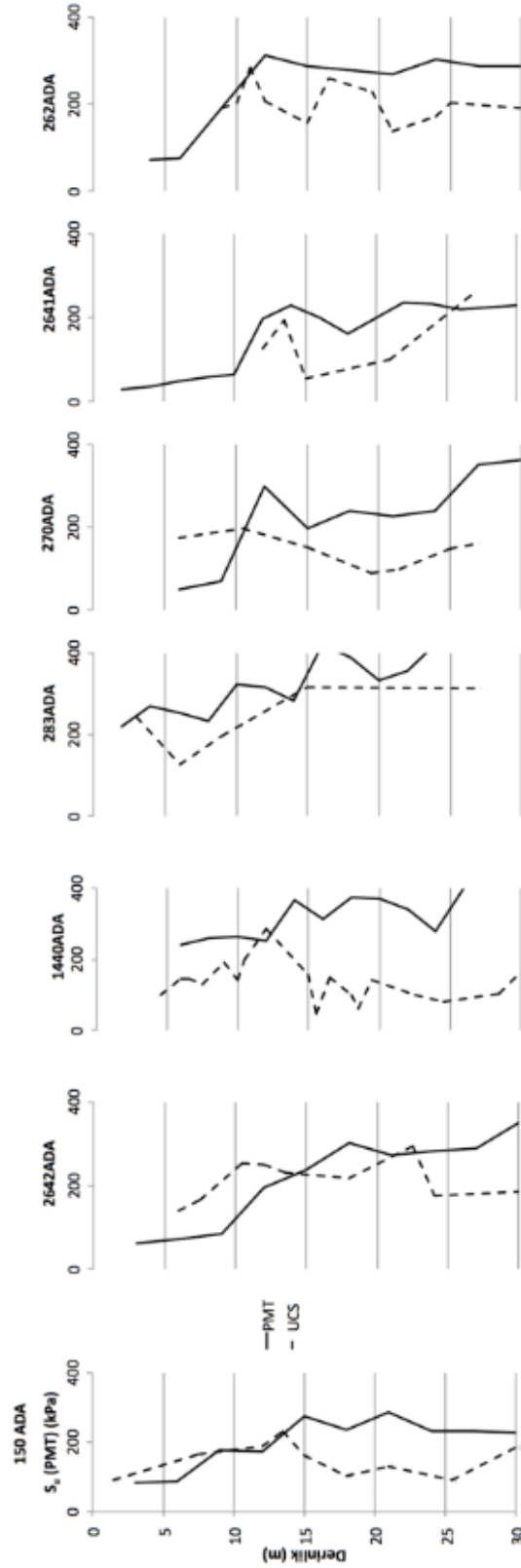
4. SONUÇLAR

Bu bildiride yukarıda anılan zeminlerin karakteristik özellikleri gösterilmekte, daha sonra aynı profillerde yapılmış PMT sonuçları ile karşılaştırılmaktadır. Örneğin, presiyometre modülleri laboratuvarında ölçülmüş drenajsız modülün iki katı kadar yüksek çıkmaktadır. Sonuçlar böyle farklı çıkınca, laboratuvar deneyleri ile projelendirilen yayılı temeller (*radyejeneral*) + kazık gerektirirken, PMT sonuçları ile yapılan analizlerde kazık gereksiniminin hiç belirmemesi gibi ruhsat verecek yerel yönetimleri tereddüde düşürecek durumları doğurmaktadır. Bir örnek vermek gerekirse, Esenyurt'ta yapılacak 2 bodrum ve 15 katlı bir konutta ruhsata yönelik jeoloji raporunda bodrum ve kat sayısı ve de temel boyutunu gözönüne alınmadan yapılan öneride “zemin emniyet gerilmesi” olarak 200 kPa değeri bulunmuş, bina ortalama taban basıncı $q=250$ kPa olduğundan “kazıklı radye” yapımı önerilmektedir. Oysa laboratuvar deneylerinde $S_u=200$ kPa karakteristik değeri kullanıldığında $B=40$ m, $L=93$ m, $D_f=9$ m gömme derinliği ile hesaplanan temel güvenli taşıma gücü $\sigma_{em}=300$ kPa olarak hesaplanmaktadır. Dahası, 30m derinliğe kadar her 3m'de yapılmış PMT sonuçları (E_M, P_L^*) kullanıldığında Eurocode7'ye göre son taşıma gücü esaslı (ULS) değer 620 kPa, ya da 10 yılda 63mm maksimum oturma verecek (SLS) 470 kPa'a yükselmektedir. Değerler arasındaki büyük fark PMT verilerinden kaynaklanmaktadır.

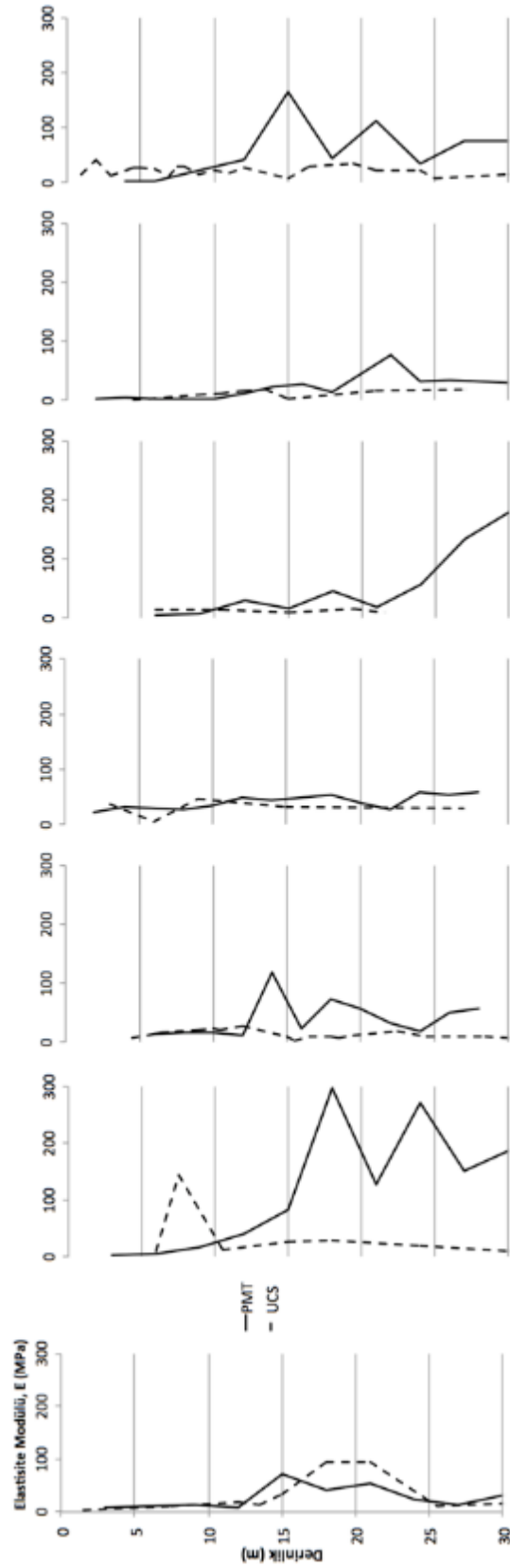
Alınan sonuçlar homojen de olsa, aynı jeolojik formasyon adı altında toplanan killerin mekanik özelliklerinin aynı olmayacağı gerçeğini bir kez daha göstermektedir. Güngören üyesi killerde OCR'nin değişkenliği parametrelere yansıdığına yerel olarak ciddi farklılıklar belirdiğinden bir genelleme yapılması doğru olmayacağı gibi, laboratuvarında odometre deneyleri ile OCR ölçümü kaçınılmaz bir zorunluluk olarak görülmektedir.

Bu çalışmadan çıkartılabilecek önemli sonuç; İstanbul'da piyasada satılmakta olan üstyapı boyutlandırma yazılımlarının kullanımı ile “yatak katsayısı” ve “zemin emniyet gerilmesi” kavramına dayanan yaklaşımların ve laboratuvar sonuçlarının kullanımı ile hemen her zaman aşırı boyutlandırmaya gidildiğidir. PMT kullanımının artması ile “projeci”lerin,

geoteknikçilerin vereceği parametrelerle çalışması teknik açıdan gerçekçi sonuçlara varılmasını sağlayacaktır.



Şekil 2. Laboratuvar ve PMT'den Elde Edilen Drenajsız Kayma Direnci Değerlerinin Karşılaştırılması



Şekil 3. Laboratuvar ve PMT'den Elde Edilen Elastisite Modülü Değerlerinin Karşılaştırılması

KAYNAKLAR

- [1] Briaud, J.L. (1992) "The Pressuremeter", Balkema, Rotterdam.
- [2] Clarke, B. G. (1995) "Pressuremeters in Geotechnical Design", Blackie Academic & Professional, Glasgow.
- [3] Lambe, T.W. (1979) "Soil Mechanics", J.Wiley & Sons Inc.

DÖKÜM KUMU VE CÜRUFUN YOL DOLGULARINDA KULLANILABİLİRLİĞİNİN ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATION OF THE UTILITY OF FOUNDRY SAND AND SLAG IN ROAD EMBANKMENT

Zülküf KAYA¹

Aykut EROL²

Şebnem YALTIR³

Erdal UNCUOĞLU⁴

Hacı Bekir KARA⁵

ABSTRACT

The studies to improve and recycle of waste materials and industrial by-products in order to use them in various fields of civil engineering are widespread. Since a large amount of filler material is needed road construction using of such materials offers economical and environmental advantages. In this context, it is necessary to know the material properties, using conditions of them and the limitations on the usage. In this study, slag and foundry sand waste material obtained from the process of a plant operating in the area of the foundry work were used. In order to investigate utility of foundry sand and slag in road fills a series of experiments were conducted with respect to criteria of Highways Specification Chapter 200, Part 206. Within this scope, the experiments including the the wet sieve analysis, Atterberg limits, standard proctor (Method A and C) and Soaked California Bearing Ratio (CBR) tests were performed. The test results indicated that both of the waste materials mentioned above can be use in road construction as filling material.

Keywords: Slag, foundry sand, waste material.

ÖZET

Atık malzemeler ve yan ürünlerin inşaat mühendisliğinin farklı alanlarında kullanımı için bu malzemelerin geri dönüşümü ve iyileştirilmesi amacı ile yapılan çalışmalar yaygınlaşmaktadır. Yol yapımında fazla miktarda dolgu malzemelerine ihtiyaç duyulduğu için bu tür atık malzemelerin kullanılması ekonomik bakımdan ve çevrenin korunması yönünden avantajlar sağlamaktadır. Bu kapsamda malzeme özelliklerinin ne olduğunu, nasıl kullanılacağını ve kullanımındaki sınırlamaların ne olduğunu bilinmesi gerekmektedir. Bu çalışmada dökümcülük alanında faaliyet gösteren bir fabrikanın prosesinden çıkan cüruf ve döküm kumu atık malzemesi kullanılmıştır. Döküm kumu ve cürufun karayolu dolgusunda kullanılabilirliğinin araştırılması amacı ile Karayolları Teknik Şartnamesinin Bölüm 200

¹ Yrd. Doç. Dr. Erciyes Üniversitesi, zkaya@erciyes.edu.tr

² Arş.Gör. Erciyes Üniversitesi, aykuterol@erciyes.edu.tr

³ Arş. Gör. Erciyes Üniversitesi, sebnem@erciyes.edu.tr

⁴ Yrd. Doç. Dr. Erciyes Üniversitesi, erdal@erciyes.edu.tr

⁵ Yrd. Doç. Dr. Erciyes Üniversitesi, hbkara@erciyes.edu.tr

Kısım 206’da belirtilen kriterler doğrultusunda deneyler yürütülmüştür. Bu kapsamda ıslak elek analizi, kıvam limitleri, standart proktor (A ve C yöntemi) ve yaş Kalifornia Taşıma Oranı (CBR) deneyleri yapılmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda her iki atık malzemesinin de karayolu dolgularında kullanılabileceği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Cüruf, döküm kumu, atık malzeme.

1. GİRİŞ

Hammaddeye duyulan ihtiyaç, doğal kaynakların sürekli azalım eğiliminde olması, atık malzemelerin ve yan ürünlerin kullanılması gerekliliğini ortaya çıkarmıştır. Aynı zamanda sürdürülebilir kalkınmaya yardımcı olmak ve atık malzeme ile yan ürünlerin çevresel etkileri ile ilgili sorunlarının da hafifletilmesi için bu malzemelerin geri dönüşümü ve iyileştirilmesi amacı ile kullanımı yaygınlaşmaktadır.

Döküm kumu; metal döküm sektöründe, döküm sırasında kullanılacak olan kalıpların yapımı içinde kullanılır. Döküm kumlarının sınıflandırması genel olarak bağlayıcı tipine göre yapılmaktadır. Buna göre döküm kumları genel anlamda iki sınıfta kategorize edilirler. Bunlar kil bağlı döküm kumları ve kimyasal olarak bağlanmış döküm kumlarıdır. Kil bağlı döküm kumları aynı zamanda ‘‘Yeşil Kum’’ olarak da bilinirler. Döküm sektöründe kullanılan en yaygın döküm kumu tipidir. Demir dökümleri için oluşturulan neredeyse tüm kalıplar bu kum türü ile yapılmaktadır. Silika kumu, yüksek sıcaklıklara dayanıklı dökme orta kil kaplama ile beraber kum bağlayıcıyı oluşturur. Kimyasal bağlı döküm kumu, döküm kaplarının genellikle erimiş olan metalin ısısına dayanabilmesini sağlamak amacıyla kullanılır. Bu döküm kumunun yapısında %93-99 arasında silika ve %1-3 arasında kimyasal bağlayıcı bulunmaktadır. Kimyasal bağlı döküm kumunun, genellikle renkli ve daha hafif bir kokuya sahip olması gibi belirli nitelikleri mevcuttur.

Döküm kumunun sahip olduğu birtakım fiziksel ve kimyasal özellikler mevcuttur. Malzemenin belirtilen amaçlar ile kullanıma alınması için gerekli olan fiziksel ve kimyasal özelliklerin belirlenmesi gerekmektedir.

Çelik endüstrisinde üretimin yan ürünlerinden biri olan cüruf, özellikle zemin stabilizasyonunda olmak üzere çeşitli inşaat mühendisliği uygulamalarında da kullanılmaktadır.

Bu çalışmada cüruf ve döküm kumu atık malzemesi kullanılmıştır. Döküm kumu ve cürufun Karayolu dolgusunda kullanılabilirliğini araştırmak için Karayolları Teknik Şartnamesinin Bölüm 200, Kısım 206’da [1] belirtilen kriterler doğrultusunda deneyler yürütülmüştür.

2. KULLANILAN MALZEMELER VE DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Fiziksel özellikleri Tablo 1’de, bu çalışmada kullanılan kumun kimyasal özellikleri ise Tablo 2’de verilmiştir.

Döküm kumu genel şekil olarak alt köşeli yuvarlak bir fiziki yapıya sahiptir. Döküm kumunun dane çapı dağılımı genel olarak üniform dağılıma yakın bir dağılım göstermektedir. Malzemenin %85-95’lik kısmı 0.6 mm ile 0.15 mm arasında değişen dane çaplarına sahip iken, %5 ile 12 arasındaki bölümü de genel olarak 0.075 mm den daha küçük dane çapına sahiptir.

Döküm kumunun kimyasal bileşimi bağlayıcı türüne ve yanıcı madde kullanımına bağlı olarak değişkenlikler göstermektedir. Döküm kumunun kimyasal bileşimi onun performansını doğrudan etkileyebilmektedir.

Tablo 1. Döküm Kumunun Fiziksel Özellikleri (Javed ve Lovell, 1994)

Fiziksel Özellikler	Değerler
Özgül Ağırlık	2.39-2.55
Birim Hacim Kütlesi (kg/m ³)	2589
Su Muhtevası (%)	0.1-10.1
Permeabilite Katsayısı (cm/sn)	10 ⁻³ - 10 ⁻⁶
Plastik Limit	Plastik Değil

Cüruf, bileşen olarak yapısında yaklaşık %60 civarında magnezyum ve ağırlıklı olarak da kalsiyum oksit bileşenlerini barındırır. Aynı zamanda %30 civarında silisyum ve alüminyum oksit de bulunmaktadır.

Tablo 2. Döküm Kumunun Kimyasal Özellikleri

Bileşenler	Değer (%)
SiO ₂	87.91
Al ₂ O ₃	4.70
Fe ₂ O ₃	0.94
CaO	0.14
MgO	0.30
SO ₃	0.09
Na ₂ O	0.19
K ₂ O	0.25
TiO ₂	0.15
Mn ₂ O ₃	0.02
SrO	0.03

Döküm kumu ve cüruf atığı ile ilgili olarak ıslak elek analizi, kıvam limitleri, standart proktor ve yaş Kalifornia Taşıma Oranı (CBR) deneyleri [2, 3, 4] yapılmıştır. Döküm kumuna ait fotoğraf Şekil 1’de verilmiştir. Cüruf malzemesinin granülometri açısından iki kısımdan oluştuğu belirlenmiştir.

- Ortalama 5 - 40 cm çapında değişen proses atıkları Cüruf A
 - Ortalama 0 - 2 cm çapında değişen proses atıkları Cüruf B
- olarak isimlendirilmiştir.



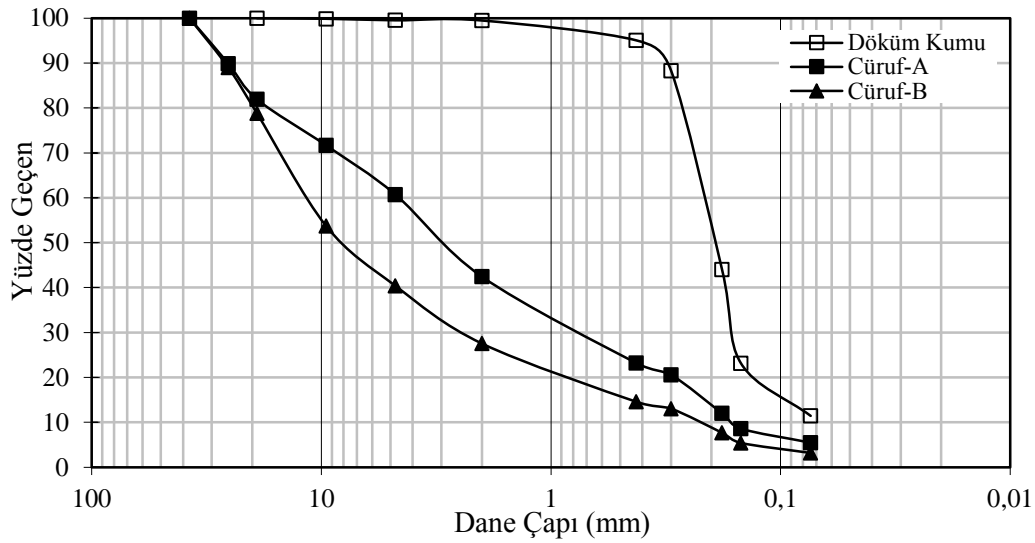
Şekil 1. Döküm Kumu Malzemesine Ait Resim

Standart Proktor ve CBR deneyinde kullanılan malzemeye ait resimler ise Şekil 2’de gösterilmiştir. Bu çalışma kapsamında kullanılan cüruf ve döküm kumu atık malzemelerine ait granülometri eğrileri Şekil 3’te verilmiştir.



Şekil 2. Standart Proktor ve CBR Deneylerinde Kullanılan Malzeme

Döküm kumu, Cüruf A ve Cüruf B malzemelerine ait elek analizi deney sonuçları Tablo 3’te verilmiştir. Cüruf B malzemesinin boyutları deneylerde istenilen çaplarda olmadığı için laboratuvarımızda farklı yöntemler kullanılarak (tokmak vb.) 1" (2.54 cm) boyutundaki elekten geçecek şekilde kırılmıştır. Kırıldıktan sonra malzemelerin tamamı üniform bir şekilde karıştırılmıştır. Karışım üzerinde yapılan çeyrekleme yöntemi ile standart proktor deneyinde kullanılacak malzeme alınmış olup deneyler bu karışım üzerinde yürütülmüştür.



Şekil 3. Döküm Kumu, Cüruf-A ve Cüruf-B'e Ait Granülometri Eğrileri

Tablo 3. Döküm kumu, Cüruf A ve Cüruf B malzemelerine ait elek analizi deney sonuçları

Zemin Cinsi	USCS	AASHTO	Çakıl (%)	Kum (%)	Silt + Kil (%)
Döküm Kumu	SP-SM	A-2-4	0	89.0	11.0
Cüruf-A	SP-SM	A-1-a	39.0	54.0	5.0
Cüruf-B	GW	A-1-a	60.0	37.0	3.0

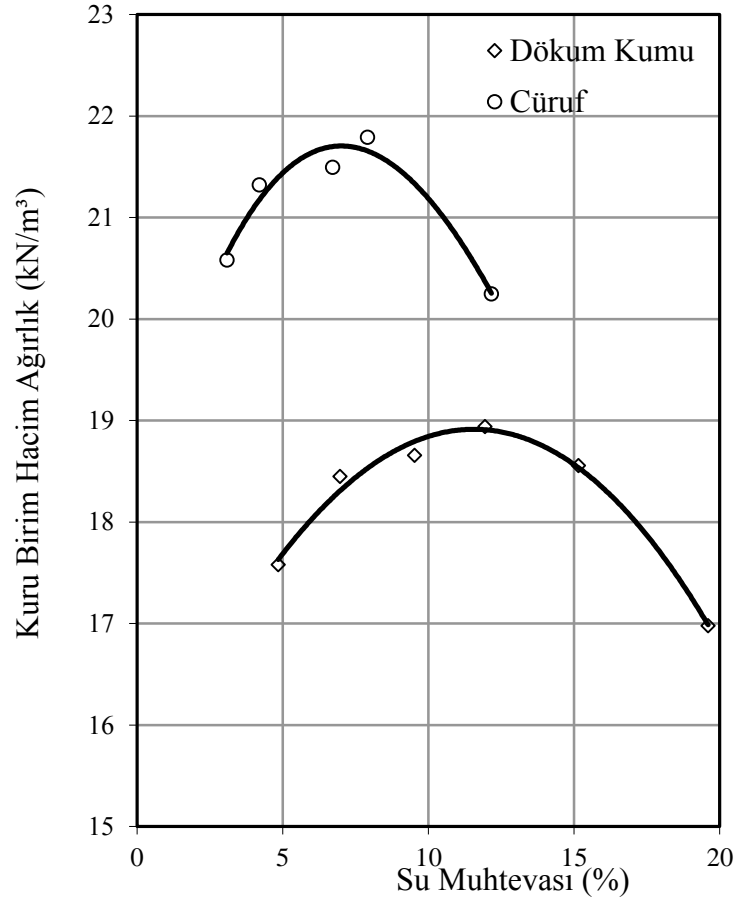
Not: USCS: Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi; AASHTO: Karayolları Sınıflandırma Sistemi

Döküm kumu üzerinde ASTM D-698 Method-A'ya [2] göre, Cüruf A ve Cüruf B malzemelerinde ise ASTM D-698 Method-C'ye göre standart proktor deneyleri yapılmıştır. A yönteminde No.4 (4.75 mm) eleğinden geçen malzeme, 4" (101.6 mm) kalıp içerisine her bir tabakada 25 vuruş uygulanmak sureti ile 3 tabaka halinde yerleştirilmiştir. C yönteminde ise 6" (152.4 mm) kalıp, ¾" (19.0 mm) eleğinden geçen malzeme 3 tabaka halinde 56 vuruşta sıkıştırılmıştır. Bu iki malzemeye ait kompaksiyon eğrileri Şekil 4'te, proktor deney sonuçları ise Tablo 4'de verilmiştir.

Tablo 4. Malzemelere Ait Proktor Deney Sonuçları

Zemin Cinsi	w_{opt} (%)	γ_{kmaks} (kN/m ³)
Döküm Kumu	12.0	18.9
Cüruf	7.5	21.7

w_{opt} : Optimum Su Muhtevası γ_{kmaks} : Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık



Şekil 4. Döküm Kumu ve Cürufa Ait Kompaksiyon Eğrileri

CBR Deneyi, TS 1900-2 [5] standardında belirtilen yönteme uygun olarak standart proktor deneyi sonuçlarına göre belirlenmiş maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevasında ki numunenin her tabakası için 61 vuruş yapılarak 3 tabaka halinde kalıba yerleştirilmesi ile hazırlanan CBR numunesi üzerinde gerçekleştirilmiştir. Hazırlanan CBR numunesi 3 gün su içerisinde bekletilmiştir. Su içerisindeki CBR numunesi üzerinde 24 saat ara ile deformasyon okumaları yapılmıştır. Döküm kumunun 72 saat sonraki şişme oranı %0.30, cürufunki ise %1.50'dir. Yaş CBR değerleri %3'ün altında elde edildiğinden döküm kumu ve cüruf şişmeyen zemin grubunda yer almaktadır. Bu nedenle her iki zemin için optimum su muhtevası, maksimum kuru birim hacim ağırlıklarına karşılık gelen değer ± 2 olarak kullanılabilir [6]. Bununla birlikte, az yağış alan yerler (<500 mm) için yaş CBR değeri %1.5 değerinden küçük ise temel tabakalarında kullanılabilir [7]. Bu kapsamda döküm kumu ve cüruf (sınır değer olmasına rağmen) temel tabakalarında kullanılabilir.

Suda 72 saat bekletilen CBR numuneleri 1.27 mm/dk yükleme hızına sahip yükleme düzeneğine yerleştirilerek penetrasyon pistonunun belirli miktarda batmalarına karşı gelen yük değerleri okunmuştur. Deney, penetrasyon pistonunun CBR numunesi içerisinde 10.70 mm batmasına kadar devam ettirilmiştir.

Yapılan ilk set CBR deneylerinde 5.0 mm'ye karşılık gelen CBR değerleri 2.5 mm'ye karşılık gelen CBR deneyinden büyük çıktığından deneyler tekrarlanmıştır. İkinci yapılan deneylerde de sonuçlar benzer şekilde elde edildiğinden dolayı 5.0 mm'ye karşılık gelen CBR değerleri alınmıştır. Deney sonuçlarına göre döküm kumu için CBR değeri %27, cüruf için ise %66 olarak elde edilmiştir.

Döküm kumu ve cüruf atığı için yapılan kıvam limit deney sonuçlarına göre atık malzemeler non-plastik (NP) dir.

3. KARAYOLLARI TEKNİK ŞARTNAMESİNE GÖRE DOLGU KRİTERİ VE DEĞERLENDİRME

Karayolları Teknik Şartnamesi Kısım 206 Tablo 206-1’da dolgu malzemeleri için istenilen kriterler Tablo 4’de verilmiştir.

Yukarıda hem döküm kumu hem de cüruf için yapılan laboratuvar deney sonuçları dikkate alındığında her iki malzemede Tablo 5’te verilen kriterleri sağlamakta olup karayolu dolgularında kullanılabilir.

Tablo 5. Karayolları Teknik Şartnamesi Dolgu Özellikleri (Kısım 206 -Tablo 206-1)

Deney	Şartname Limiti	Deney Standardı
Likit Limit (LL), %	≤ 60	TS 1900-1 ve AASHTO T-89
Plastisite İndeksi (PI), %	≤ 35	TS 1900-1 ve AASHTO T-90
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık (Standart Proktor)	$\geq 1.45 \text{ t/m}^3$ *	TS 1900-1 ve AASHTO T-99
Yaş CBR Şişme Yüzdesi, %	≤ 3	TS 1900-1 ve AASHTO T-193
* $PI \leq 6$ ve $CBR > 10$ olan doğal cüruflar ve tüflerde bu şart aranmayacaktır. Dolgu yüksekliğinin 5.0 m’yi geçmesi halinde cüruf ve tüflerin kullanılabilmesi için “Araştırma Raporu” gereklidir.		

4. SONUÇLAR

Yapılan çalışma ve elde edilen sonuçlar aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir.

- Elek analizi sonuçlarına göre cürufun USCS sınıflandırma sistemine göre SP-SM (Kötü Derecelenmiş Siltli Kum) olduğu, AASHTO sınıflandırma sistemine göre ise A-2-4 sınıfında olduğu belirlenmiştir. Cüruf non-plastik bir malzemedir.
- Standart proktor deney sonuçlarına göre cürufun maksimum kuru birim hacim ağırlığı 18.90 kN/m^3 olarak bulunmuştur. Bu değer Karayolları Teknik Şartnamesi Kısım 206 Tablo 206-1’da dolgu malzemeleri için istenilen minimum 14.50 kN/m^3 değerinin üzerindedir.
- Yaş CBR deney sonuçlarına göre cürufun Kalifornia Taşıma Oranı % 25.0 olarak bulunmuştur. Bu değer Karayolları Teknik Şartnamesi Bölüm 200, Kısım 206 Tablo 206-3’de dolgu malzemeleri için istenilen minimum % 10 değerinin üzerindedir.

- Yaş CBR deneyi sonucunda döküm kumunun 72 saat sonraki şişme oranı %0.30, cürufunki ise %1.50 olarak belirlenmiştir. Bu değerler, Karayolları Teknik Şartnamesi Kısım 206 da istenilen maksimum % 3 değerinin altındadır.

Sonuç olarak; fazla miktarda ortaya çıkan bu tür cüruf veya döküm kumu gibi atık malzemeler dolgularda kullanılarak geri dönüşüm sağlanabilecek hem de atıkların depolanma problemi azaltılarak ekonomiye katkı sağlanabilecektir. Yukarıdaki çalışmalara ilave olarak bu malzemelerin çevreye etkilerinin de ağır metaller açısından araştırılması ve ortaya konması gereklidir.

KAYNAKLAR

- [1] Karayolu Teknik Şartnamesi (Yol Alt Yapısı, Sanat Yapıları, Köprü ve Tüneller, Üst Yapı ve Çeşitli İşler), Karayolları Genel Müdürlüğü, 2013.
- [2] ASTM D-698, “Standart Enerji Kullanılarak Zeminin Laboratuvar Kompaksiyon Karakteristikleri İçin Standart Deney Yöntemleri”, 2012.
- [3] ASTM D1883, “Laboratuvarda Sıkıştırılmış Zeminlerin Kalifornia Taşıma Oranı (CBR) için Standart Deney Yöntemi”, 2014.
- [4] ASTM D-4318, “Zeminlerin Likit Limit, Plastik limit ve Plastisite İndeksi için Standart Deney Yöntemleri”, 2010.
- [5] TS 1900-2, “İnşaat Mühendisliğinde Zemin Lâboratuvar Deneyleri - Bölüm 2: Mekanik Özelliklerin Tayini”, 2006.
- [6] Field Manual Headquarters, Military Soils Engineering, FM 5-410, 1997.
- [7] Look, B. G., “Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables”, CRC Press/Balkema, 2014.

PASİF ZEMİN İTKİSİNİN GENLEŞİM AÇISINA BAĞLI HESAPLANMASI VE KENETLENME GERİLİMİ KAVRAMI

CALCULATION OF PASSIVE EARTH THRUST DEPENDENT ON DILATANCY AND THE LOCKED-IN STRESS CONCEPT

Ahmet Talha GEZGİN¹

Özer ÇİNİCİOĞLU²

ABSTRACT

Magnitude of earth thrust acting on retaining structures at the instance of passive failure is dependent on the strength of the soil body and the geometry of the resulting failure surface. Accordingly in this study, a new method for the calculation of passive earth thrust is proposed. For this purpose, a new equation (Altunbas 2014) that provides dilatancy based determination of the geometry of the passive failure plane is incorporated into the method of slices for the calculation of passive earth thrust. Accuracy of the proposed method is verified using the results obtained from small-scale physical retaining wall model tests. Comparing the calculated and measured passive thrust magnitudes, it was noticed that the results were different for the model tests with compacted backfills, whereas they were compatible for the model tests with pluviated backfills. The reasons for the differences are discussed theoretically and quantitatively. Hence, a new concept called locked-in stresses is developed to consider elastically stored residual normal stresses in soil bodies and their influences on strength.

Keywords: Passive earth thrust, failure surface geometry, dilatancy angle, method of slice.

ÖZET

Pasif göçme anında istinat yapılarının üzerine etkiyen zemin itkilerinin büyüklükleri zeminin mukavemetine ve göçme anında oluşan yüzeyin geometrisine bağlıdır. Bu ilişkinin ışığında, bu çalışmada pasif zemin itkilerinin hesabı için yeni bir yöntem önerilmiştir. Bu amaçla, pasif göçme yüzeyinin genleşim açısına bağlı belirlenmesine olanak sağlayan yeni bir yöntem (Altunbas 2014), pasif zemin itkilerinin hesabı için kullanılan dilim yönteminin bünyesine dahil edilmiştir. Önerilen yöntemin doğruluğunun kontrolü küçük ölçekli istinat duvarı modeli deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Önerilen yöntemle elde edilen sonuçlar ile model deneylerinden elde edilen değerler karşılaştırıldığı zaman, sıkıştırılarak hazırlanan dolgularda uyumlu sonuçlar elde edilemezken, yağmurlama yöntemi ile hazırlanan dolgularda hesaplanan ve ölçülen sonuçlar arasında büyük bir uyum gözlenmiştir. Farklı şekilde hazırlanan dolgularda elde edilen sonuçların farklılıklarının

¹ Doktora Öğrencisi, Boğaziçi Üniversitesi, ahmet.gezgin@boun.edu.tr

² Doçent, Boğaziçi Üniversitesi, ozer.cinicoglu@boun.edu.tr

sebepleri teorik ve nicel açıdan ele alınmıştır. Bunun sonucunda kenetlenme gerilmesi olarak adlandırılan yeni bir kavram geliştirilmiştir. Bu kavram ile birlikte zemin içerisinde elastik olarak biriken kalıcı normal gerilmeler ve onların mukavemete etkisini tanımlamaya olanak sağlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Pasif zemin itkisi, göçme yüzeyi geometrisi, genişim açısı, dilim yöntemi.

1. GİRİŞ

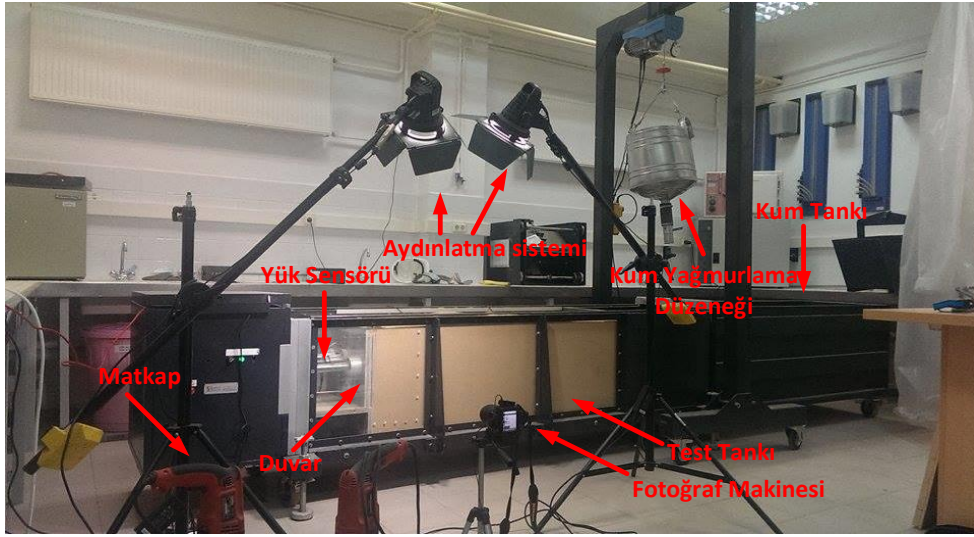
Yatay zemin itkilerinin doğru hesaplanması geoteknik yapılarının tasarımında kritik bir rol oynamaktadır. Nihai yatay toprak basınçları üzerine başlangıçta yapılan çalışmalarda, oluşan göçme yüzeylerinin düzlemsel olduğu varsayılmıştır (Rankine, Coloumb). Bu teorilere göre, pasif toprak basınç katsayıları temel olarak içsel sürtünme açısı ve dolgu-duvar sürtünme açısının bir fonksiyonu olarak tanımlanmıştır. Teorik olarak tanımlanan göçme yüzeyleri ile gerçekte oluşan yüzeyler arasında önemli farklılıklar olmasının etkisiyle, hesaplanan basınç değerleri ölçülen değerlerle uyum göstermemektedir. Ön plana çıkan bu teorilerin eksikliklerini gidermek amacıyla, birçok araştırmacı parabolik ve eğrisel geometrilere sahip göçme yüzeyleri önermiştir (Terzaghi 1943, Handy 1985, Harrop-Williams 1989, Wang 2000, Paik and Salgado 2003, Goel and Patra 2008). Bazı araştırmacılar ise şev stabilite problemlerinde yaygın olarak kullanılan dilim yönteminin üzerine yoğunlaşarak, kompozit göçme yüzeylerinin kullanıldığı yatay toprak itkisi problemleri için daha kesin bir yöntem benimsemişlerdir (Janbu 1957, Shields and Tolunay 1972, Rahardjo 1982 and Zakerzadeh 1999). Bununla birlikte, bu çalışmaların hiçbirinde göçme yüzeyi geometrileri ile zemin özellikleri arasındaki ilişki doğru bir şekilde kurulmamıştır. Göçme yüzeylerinin zemin özelliklerine bağlı tanımlanmaması, bu çalışmaların dolgu davranışını doğru tanımlamasını engellemektedir. Literatürdeki bu eksiklikleri gidermek amacıyla, Altunbas v.d. (2014) göçme yüzeylerinin genişim açısına bağlı tanımlanabilmesi için yeni bir yaklaşım ortaya sunmuştur. Tüm bu bilgiler ışığında, bu çalışmanın amacı pasif zemin itkilerinin içsel sürtünme ve genişim açılarına bağlı olarak tanımlanabilmesidir. Bu amaç doğrultusunda, göçme yüzeyi geometrilerinin belirlenmesi için Altunbas v. d. (2014) tarafından önerilen yöntem kullanılmıştır. Pasif zemin itkilerinin hesaplanmasında ise dilim yöntemi yaklaşımı (Rahardjo 1982, Zakerzadeh 1999) benimsenmiştir.

Geliştirilen yöntemin doğruluğunun değerlendirilmesi için küçük ölçekli istinat duvarı model deneyleri gerçekleştirilmiştir. Model deneylerinin sonuçları ile hesaplama yöntemi ile elde edilen değerler karşılaştırıldığında, pasif zemin itkilerinin dolgu hazırlanma yöntemine bağlı olduğu anlaşılmıştır. Dolguların hazırlanma yönteminin pasif zemin itkileri üzerindeki etkisi 'kenetlenme gerilmesi' olarak adlandırılan yeni bir kavram ile tanımlanmıştır. Son olarak elde edilen sonuçlar yorumlanıp, pasif toprak basınçlarının hesaplanması için kullanılan popüler yöntemler ile karşılaştırılmıştır.

2. DENEY DÜZENEGİ

Bu çalışma kapsamında, yatay toprak basınçlarının ölçülebildiği küçük istinat duvarı model deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deney düzeneği, ana istinat duvarı, fiziksel model deneylerinin yapıldığı test tankı, deney kumunun depolanabildiği kum havuzu, dolgunun test tankına yerleştirilmesi için kullanılan kum yağmurlama düzeneği, istinat duvarı fiziksel

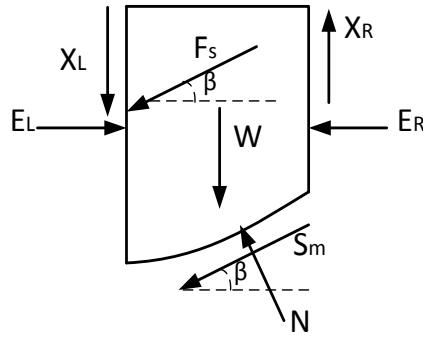
modeli ve buna bağlı basınç sensörleri, yük sensörü ve kontrol sisteminden oluşmaktadır. Bu düzenek Şekil 1’de gösterilmiştir. Duvar 35 cm yüksekliğe ve 50 cm genişliğe sahiptir. Test tankı ise 50 cm eninde, 140cm uzunluğunda ve 60 cm yüksekliğinde tasarlanmıştır. İstinat duvarı modeli üzerinde, yatay toprak basınçlarının ölçümünü gerçekleştirecek 5 adet yüksek hassasiyetli gerilme-ölçer bulunmaktadır. Düşey gerilmelerin ölçümü için ise, dolgunun hazırlanması sırasında 2 adet basınç sensörü yerleştirilmektedir. Duvarın hareket halindeyken katettiği mesafe model arkasına yerleştirilmiş elektronik cetvel yardımıyla ölçülmektedir. Ayrıca yan duvarların pleksiglas olması nedeniyle zemin içi hareketlerin ve şekil değiştirmelerin izlenmesi mümkün olmaktadır. Model istinat duvarı, pasif ve aktif göçme durumlarının incelenebilmesini sağlayacak şekilde ötelenme hareketine uygun tasarlanmıştır.



Şekil 1. Deney Düzenegi

3.PASIF ZEMİN İTKİLERİNİN DİLİM YÖNTEMİ KULLANARAK HESAPLANMASI

Göçme yüzeyinin geometrisi Altunbas (2014) tarafından önerilen eşitlik kullanılarak genişim açısının bir fonksiyonu olarak tanımlanmaktadır. Göçme yüzeyinin üzerindeki zemin kitlesi eşit genişliklere sahip ince dilimlere bölünür. Her bir dilimin üzerine etkidiği varsayılan kuvvetler Şekil 2’de gösterilmiştir. Her bir dilim üzerine etkiyen kuvvetlerin denge eşitlikleri sağlanarak, tüm bu kuvvetler tanımlanır. Ayrıca, her bir dilimin tabanında mobilize olan kesme kuvvetlerinin büyüklükleri Mohr-Coulomb göçme kriterine göre hesaplanır.



Şekil 2. Göçme Yüzeyi Üzerindeki Bir Dilimin Aktif Göçme Durumunda Üzerine Etkiyen Kuvvetler.

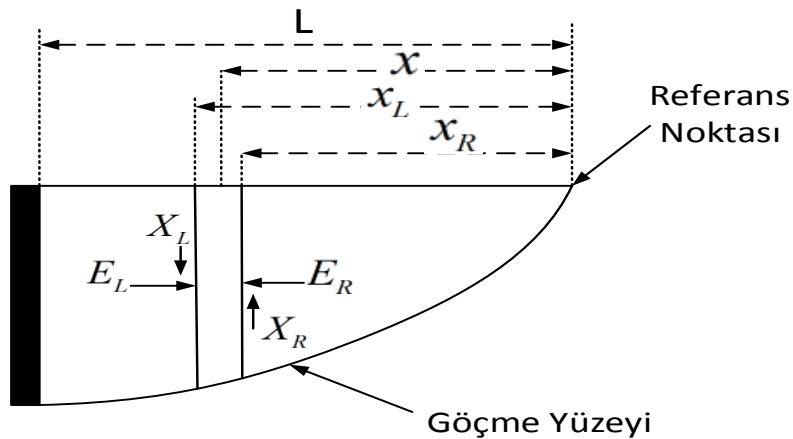
Burada;

- W = Zemin diliminin ağırlığı
- N = Zemin diliminin alt yüzeyine etkiyen normal kuvvet
- S_m = Zemin diliminin alt yüzeyine etkiyen kesme kuvveti
- F_s = Pleksiglas yüzey ile zemin arasındaki sürtünme kuvveti
- E_L = Dilimin sol tarafındaki normal ara dilim kuvveti
- E_R = Dilimin sağ tarafındaki normal ara dilim kuvveti
- X_L = Dilimin sol tarafındaki kesme ara dilim kuvveti
- X_R = Dilimin sağ tarafındaki kesme ara dilim kuvveti
- β = Dilimin alt yüzeyinin eğim açısı

Her bir dilimde oluşan kesme ve normal dilimler arası kuvvetleri arasındaki ilişki için Zakerzadeh (1999)'in önerisi Eşitlik [1]'de gösterildiği gibi kabul edilmiştir.

$$\frac{X}{E} = -(\tan \delta) \times \frac{x}{L} \quad [1]$$

Burada L göçme yüzeyinin yatay uzunluğunu, δ duvar-dolgu arasındaki sürtünme kuvvetini ifade etmektedir. x ise Şekil 3'te gösterilen referans noktası ile dilimin orta noktası arasındaki mesafeyi tanımlamaktadır. Eşitlik [1]'de görüldüğü gibi dilimler arası kesme ve normal kuvvetler arası arasındaki oran referans noktası ve dilimin orta noktasındaki mesafe ile değişiklik göstermektedir.



Şekil 3. Göçme yüzeyinin referans noktasından göçme yüzeyi üzerinde istenilen noktaya olan uzaklık.

Bir dilimin tabanına etkiyen normal kuvveti hesaplayabilmek için dilimin üzerine etkiyen ve **Şekil 2**'de gösterilen kuvvetlerin yatay ve düşey yöndeki dengeleri kullanılmıştır. Yatay ve düşey dengelere bağlı normal kuvvet hesabı için Eşitlik [2] tanımlanmıştır.

$$N = \frac{\left(F_s \times \left(\sin \beta - \frac{\cos \beta \times \tan \delta \times x}{L} \right) + W \right)}{\left(\cos \beta - \tan \phi' \times \sin \beta + \frac{\tan \delta \times x \times (\sin \beta + \tan \phi' \times \cos \beta)}{L} \right)} \quad [2]$$

Burada ϕ' dolgunun efektif içsel sürtünmesini ifade etmektedir.

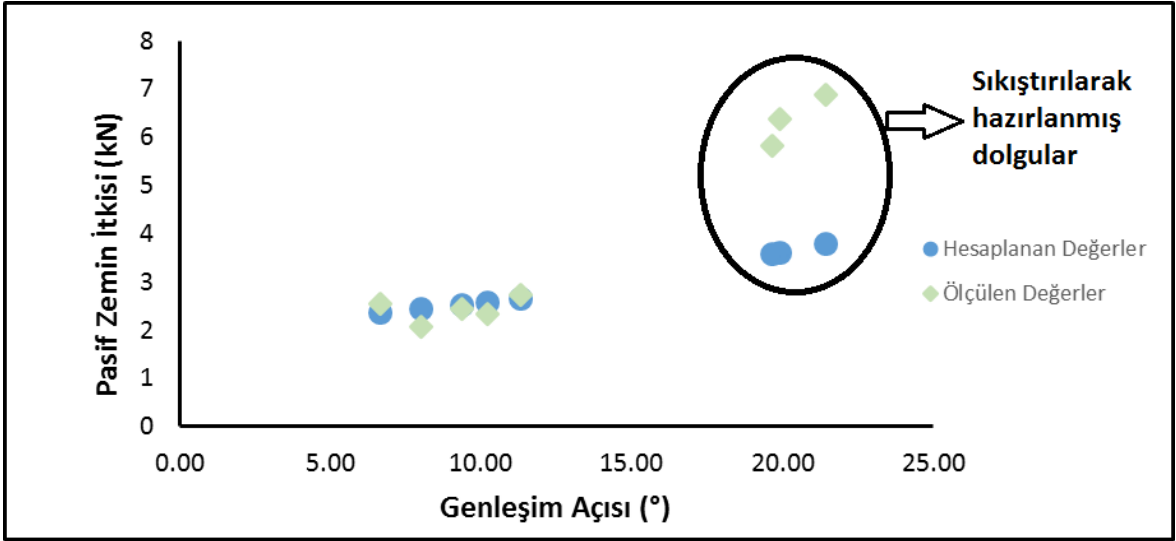
Bu çalışma kapsamında dilimlerin tabanına etkiyen normal kuvvetin, dolgunun genişim açısının bir fonksiyonu olarak tanımlanması amaçlanmaktadır. Genişim açısı ise Çinicioğlu ve Abadkon (2015) tarafından önerilen, genişim açısını göreceli yoğunluk ve dolgunun çevresel basıncının bir fonksiyonu olarak tanımlayan eşitlik kullanılarak hesaplanmıştır. Eşitlik [2]'de dolgunun genişim açısı bağımsız bir parametre olarak kullanılmamasına rağmen dilimlerin alt yüzey eğim açıları (β) ve göçme yüzeyinin yatay uzunluğunun (L) genişim açısı cinsinden tanımlandığı Gezgin (2015) tarafından detaylı bir şekilde açıklanmıştır. Dolayısıyla dilim tabanlarına etkiyen normal kuvvet (N) de dolgunun genişim açısının bir fonksiyonu olarak Eşitlik [2]'de tanımlanmıştır.

Pasif göçme anında duvara etkiyen zemin itkisinin büyüklüğü, göçme yüzeyi üzerindeki zemin kitlesinin üzerine etkiyen kuvvetlerin yatay dengesinden faydalanılarak elde edilen Eşitlik [3] ile hesaplanabilmektedir.

$$P_p = \frac{\Sigma(N \times \sin \beta) + \Sigma(S_m \times \cos \beta) + \Sigma(F_s \times \cos \beta)}{\cos \delta} \quad [3]$$

4.PASİF İTKİ HESAPLARININ SONUÇLARI

Model deneylerde kullanılan dolgular için pasif zemin itki büyüklükleri bu çalışmada önerilen yöntem ile hesaplanmıştır. Hesaplanan itki büyüklükleri, yapılan deneyler sonucu elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Hesap yöntemiyle ve ölçümler sonucu elde edilen zemin itki büyüklüklerinin karşılaştırması Şekil 4'te gösterilmiştir.

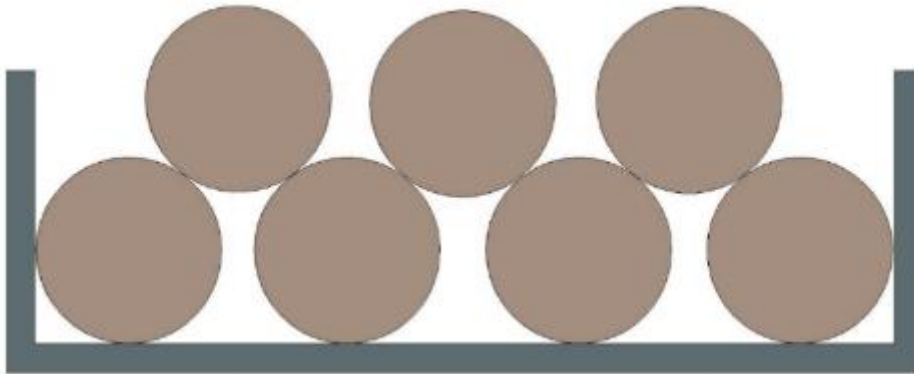


Şekil 4. Önerilen Yeni Yöntem İle Hesaplanan ve Deney Sonuçlarından Elde Edilen Zemin İtki Büyüklüklerinin Karşılaştırılması.

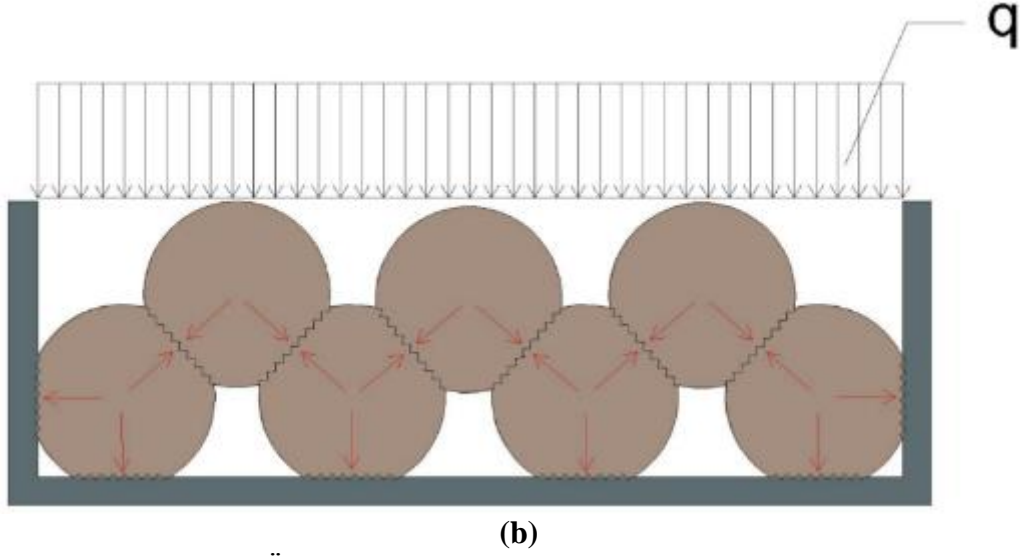
Şekil 4'teki karşılaştırma incelendiği zaman, yağmurlama yöntemi ile hazırlanmış dolgular için yapılmış hesaplar ile bu dolgularda gerçekleştirilmiş deneylerin sonuçları yüksek derecede uyum göstermektedir. Diğer yandan, sıkıştırılarak hazırlanan dolgularda gerçekleştirilen deneylerde hesaplanan büyüklükler ile deney sonuçlarının birbirinden büyük oranda farklı oldukları gözlemlenmiştir.

5. KENETLENME GERİLMESİ KAVRAMI

Yağmurlama yöntemi ile yerleştirilen tanecikler önemli bir esnek şekil değiştirmeye maruz kalmazlar. Dolayısıyla, her bir tanecik kendine Şekil 5(a)'da gösterildiği gibi uygun bir pozisyon bulabilir. Dolgu hazırlanırken titreşimli bir kuvvet ile sıkıştırma uygulanması durumunda ise, zemin tanecikleri diğer taneciklerin arasındaki ufak boşluklara yerleşmeye zorlanır. Bu mekanizma Şekil 5(b)'de gösterildiği gibi zemin taneciklerinin esnek deformasyonuna sebep olmaktadır.



(a)



(b)
Şekil 5. a) Sıkıştırmadan Önce ve b) Sıkıştırmadan Sonra Deney Tankının İçindeki Zemin Tanecikleri.

Taneciklerin esnek deformasyonu esnek yayların sıkışmasına benzemektedir. Sıkıştırma ortadan kalktıktan sonra, tanecikler orijinal biçimlerine geri dönme eğilimindedirler. Bu eğilim sebebiyle taneciklerin temas noktalarında kuvvetler oluşmaktadır. Tanecikler arasında oluşan bu ilave kuvvetlerin etkisiyle, efektif gerilmeler serilen dolgunun birim hacim ağırlığına bağlı yapılan hesaplamalar sonucu elde edilen değer üstünde çıkmaktadır. Dolayısıyla, zeminin sürtünmeli bir malzeme olmasının etkisiyle, efektif gerilmedeki artış zeminin mukavemetinde bir artışa sebep olmaktadır. Ayrıca zemin taneciklerinin esnek şekil değiştirmeleri sükûnette yatay toprak basıncı katsayılarının (K_o) büyüklüklerinde de bir artış oluşturmaktadır. Bu esnek şekil değiştirmelerin normal gerilmeleri arttıran sıkıştırılmış yaylara benzemesinden ötürü normal gerilmedeki artış kenetlenme gerilmesi olarak adlandırılmaktadır.

Kenetlenme gerilmesinin büyüklüğü, sıkıştırılarak hazırlanmış dolgudaki efektif gerilme ile yağmurlama yöntemi ile hazırlanmış dolguda oluşan efektif gerilme arasındaki farka eşit olmalıdır. Dolayısıyla, kenetlenme gerilmesi (l_σ) Eşitlik [4] kullanılarak hesaplanabilmektedir.

$$l_\sigma = ((p_i')_{comp} - (p_i')_{nc}) \quad [4]$$

Burada;

$(p_i')_{comp}$ = sıkıştırılmış dolgular için başlangıçtaki ortalama efektif gerilme

$(p_i')_{nc}$ = normal hazırlanmış dolgular için başlangıçtaki ortalama efektif gerilme.

Sıkıştırılmış ve normal hazırlanmış dolgular için ortalama efektif gerilme ise sırasıyla Eşitlik [5] ve [6] kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$(p_i')_{nc} = \frac{(\sigma_v')_{nc} + 2 \times (\sigma_h')_{nc}}{3} = \frac{(\sigma_v')_{nc} \times (1 + 2 \times (K_o)_{nc})}{3} \quad [5]$$

$$(p_i)_{comp} = \frac{(\sigma'_v)_{comp} + 2 \times (\sigma'_h)_{comp}}{3} = \frac{(\sigma'_v)_{comp} \times (1 + 2 \times (K_o)_{comp})}{3} \quad [6]$$

Burada;

- $(\sigma'_v)_{nc}$ = sıkıştırılmamış dolgularda efektif düşey gerilme,
- $(\sigma'_v)_{comp}$ = sıkıştırılmış dolgularda efektif düşey gerilme,
- $(\sigma'_h)_{nc}$ = sıkıştırılmamış dolgularda efektif yatay gerilme,
- $(\sigma'_h)_{comp}$ = sıkıştırılmış dolgularda efektif yatay gerilme,
- $(K_o)_{nc}$ = sıkıştırılmamış dolgularda sükünnetle yatay toprak basıncı katsayısı,
- $(K_o)_{comp}$ = sıkıştırılmış dolgularda sükünnetle yatay toprak basıncı katsayısı.

Kenetlenme gerilmesi kohezyonsuz zeminlerde kohezyon etkisi görülmesine sebep olmaktadır. İlave bir normal gerilme sürtünmeyi arttırdığı için mukavemette artış meydana getirir. Mukavemetteki bu artış kenetlenme gerilmesi ile maksimum içsel sürtünme açısının tanjantının çarpımına eşittir. Elde edilen bu mukavemet zeminin normal şartlarda hesaplanan mukavemetine Eşitlik [7] kullanılarak eklenebilmektedir.

$$S_m = (S \times l_\sigma + N) \times \tan \phi'_p \quad [7]$$

Burada;

- S = bir dilimin tabanının uzunluğu,
- l_σ = Bir dilimin tabanında oluşan kenetlenme gerilmesi,
- ϕ'_p = maksimum içsel sürtünme açısı. İçsel sürtünme açısı göreceli yoğunluk ve dolgunun çevresel basıncı kullanılarak hesaplanır (Cinicioglu and Abadkon, 2015).

Pasif zemin itkisinin hesabı için önerilen ve Eşitlik [2]'de gösterilen eşitlik kenetlenme gerilmesinin etkisini içerecek şekilde yeniden düzenlenmiş ve Eşitlik [8]'de gösterilmiştir.

$$N = \frac{\left((F_s + l_\sigma \times \tan \phi'_p \times S) \times \left(\sin \beta - \frac{\cos \beta \times \tan \delta \times x}{L} \right) + W \right)}{\left(\cos \beta - \tan \phi'_p \times \sin \beta + \frac{\tan \delta \times x \times (\sin \beta + \tan \phi'_p \times \cos \beta)}{L} \right)} \quad [8]$$

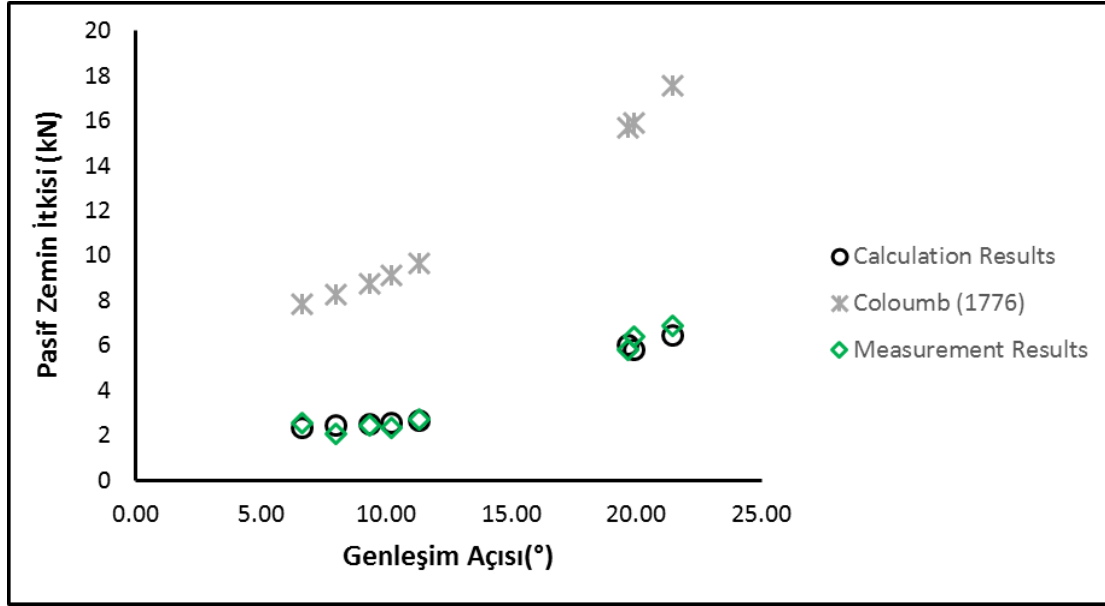
Kenetlenme gerilmesinden dolayı gerçekleşen mukavemetteki artış sadece dilimlerin tabanlarına etkiyen normal kuvvette bir değişime sebep olmamaktadır. Bu etkinin yanı sıra, dilim tabanlarında oluşan kesme kuvveti üzerinde de kenetlenme gerilmesinin etkisi Eşitlik [9]'da gösterildiği gibi gözlemlenmektedir.

$$S_m = (S \times l_\sigma + N) \times \tan \phi'_p \quad [9]$$

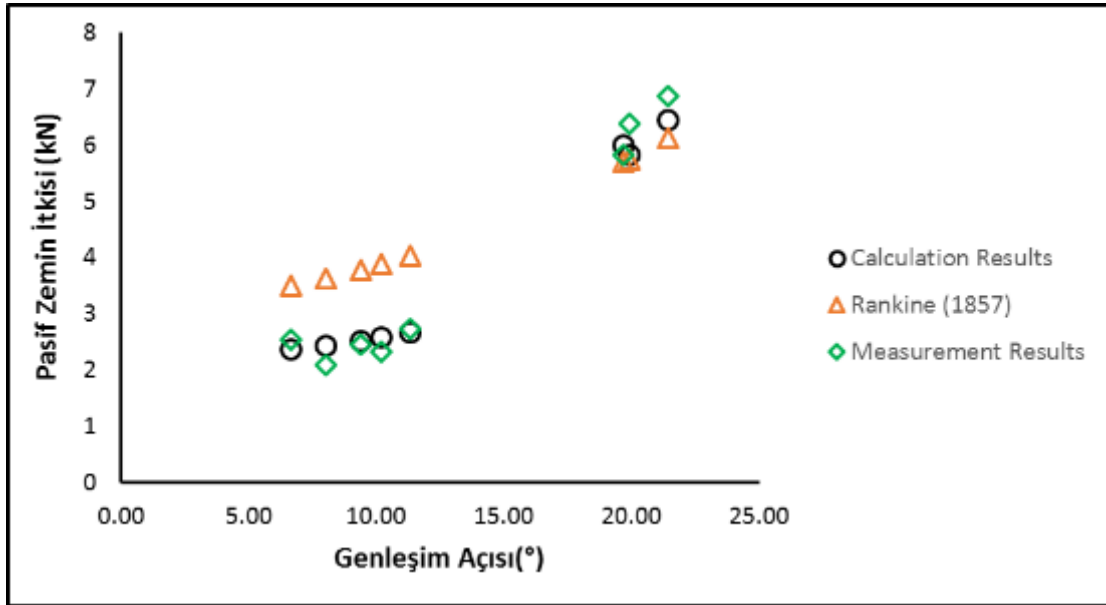
6.KENETLENME GERİLMELERİ GÖZ ÖNÜNE ALINARAK HESAPLANAN PASİF ZEMİN İTKİLERİ

Bu çalışma kapsamında pasif itkilerin hesabı için önerilen yöntemin kenetlenme gerilmesi kavramını içerecek şekilde geliştirilmesinden sonra, bu yöntem ile elde edilen pasif itki

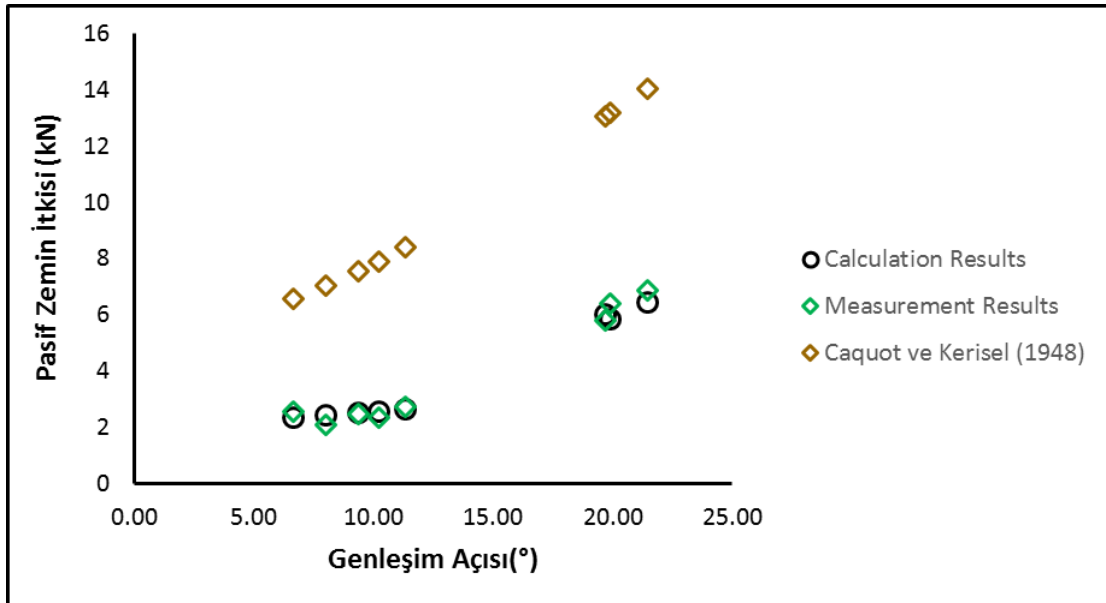
büyüklikleri ile yapılan model deneyleri sonucu elde edilen değerlerle karşılaştırılması tekrardan gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen karşılaştırma sonuçları sonucu iki farklı yöntem ile belirlenen itki büyüklükleri arasında büyük bir uyum olduğu gözlemlenmiştir. Çalışmanın bu bölümünde ayrıca literatürde yer alan önemli çalışmaların bazılarıyla da hesaplama yöntemi ve yapılan deneyler sonucu elde edilen değerlerin karşılaştırılması sağlanmıştır. Bu amaç doğrultusunda; Coloumb (1776), Rankine (1857), Caquot ve Kerisel (1948), Shields ve Tolunay (1973), ve Zhu ve Qian (2000) tarafından yapılan çalışmalarda önerilen yöntemler ile hesaplanan pasif zemin itkileri karşılaştırma bünyesine dâhil edilmiştir. Gerçekleştirilen bu karşılaştırmalar Şekil 6-10'da gösterilmiştir.



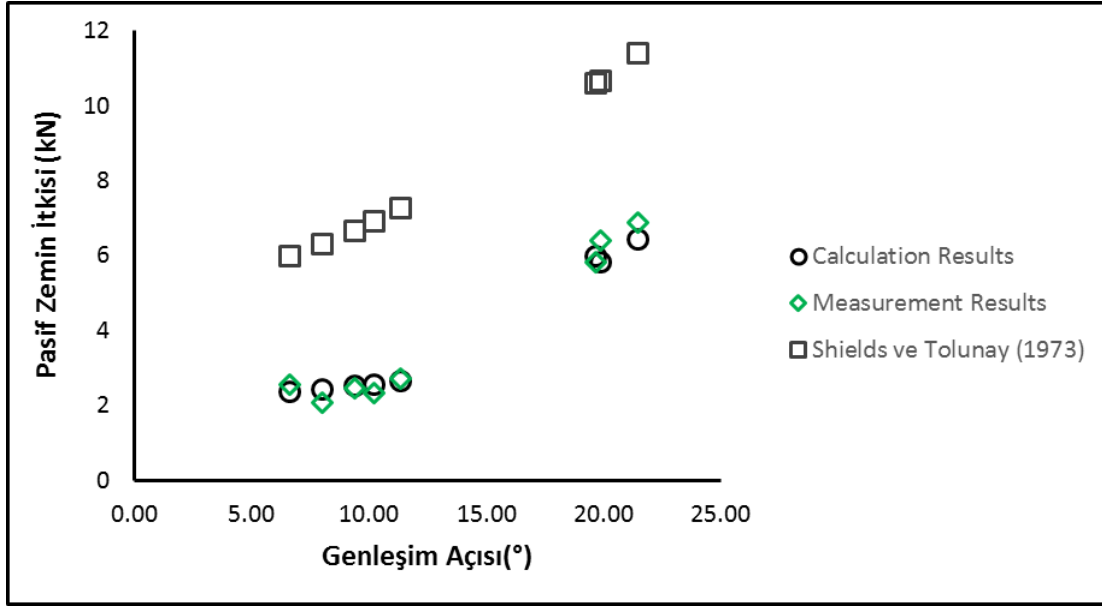
Şekil 6. Önerilen Hesaplama Yöntemi, Model Deneyler ve Coulomb (1776) Tarafından Önerilen Yöntemine Göre Elde Edilen Pasif Zemin İtkilerinin Dolgunun Genleşim Açısı ile İlişkisi.



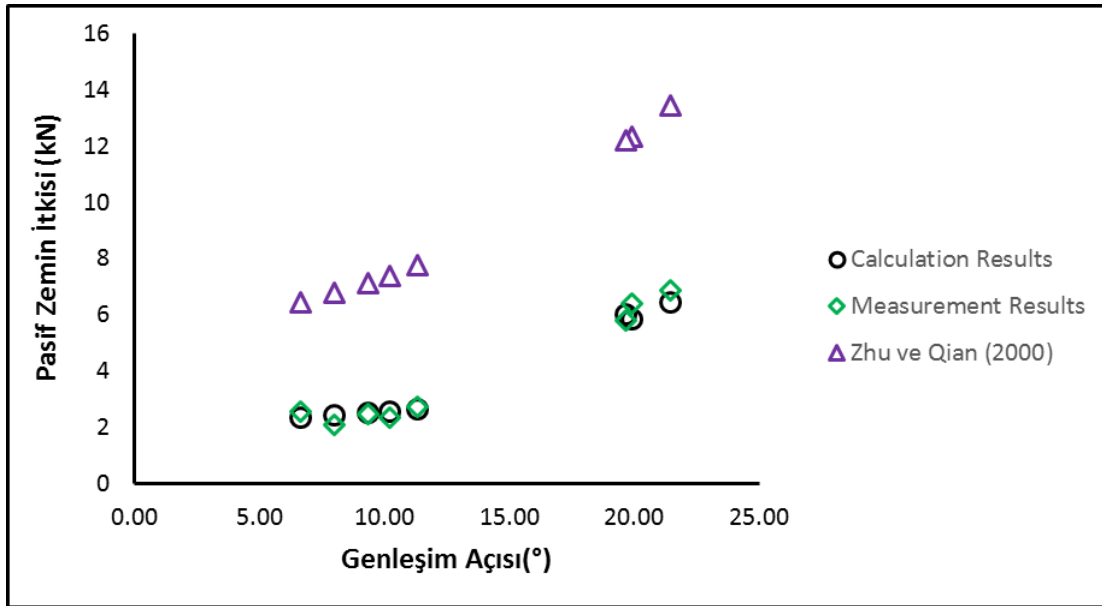
Şekil 7. Önerilen Hesaplama Yöntemi, Model Deneyler ve Rankine (1857) Tarafından Önerilen Yöntemine Göre Elde Edilen Pasif Zemin İtkilerinin Dolgunun Genleşim Açısı ile İlişkisi.



Şekil 8. Önerilen Hesaplama Yöntemi, Model Deneyler ve Caquot Ve Kerisel (1776) Tarafından Önerilen Yöntemine Göre Elde Edilen Pasif Zemin İtkilerinin Dolgunun Genleşim Açısı ile İlişkisi.



Şekil 9. Önerilen Hesaplama Yöntemi, Model Deneyler ve Shields Ve Tolunay (1973) Tarafından Önerilen Yöntemine Göre Elde Edilen Pasif Zemin İtkilerinin Dolgunun Genleşim Açısı ile İlişkisi.



Şekil 10. Önerilen Hesaplama Yöntemi, Model Deneyler ve Zhu Ve Qian (2000) Tarafından Önerilen Yöntemine Göre Elde Edilen Pasif Zemin İtkilerinin Dolgunun Genleşim Açısı ile İlişkisi.

7.SONUÇ

Bu çalışmada pasif zemin itkilerini gerçekçi göçme yüzeyi geometrisi ve mukavemet parametrelerini kullanarak hesaplanması amaçlanmıştır. Gerçekçi göçme yüzeyi geometrileri Altunbas (2014) tarafından önerilen eşitlik kullanılarak maksimum genleşim açısının bir fonksiyonu olarak hesaplanmıştır. Maksimum içsel sürtünme ve maksimum

genleşim açıları ise göreceli yoğunluğun ve çevresel basıncın bir fonksiyonu olacak şekilde hesaplanmıştır (Çinicioğlu and Abadkon 2015). Tanımlanan göçme yüzeyleri geleneksel dilim yönteminin geliştirilmiş hali içerisine dâhil edilmiştir (Gezgin 2015). Bunun sonucunda elde edilen eşitlikler kullanılarak zemin itkileri hesaplanmıştır. Önerilen yöntemin doğruluğunun kontrol edilebilmesi nedeniyle küçük istinat duvarı model deneyleri gerçekleştirilmiştir. Hesaplanan değerler ile deneylerin sonuçları karşılaştırılması sonucu; sıkıştırılarak hazırlanan zeminlerde gerçekçi göçme yüzeyleri ve zemin parametrelerinin, pasif zemin itkilerinin doğru hesaplanabilmesi için yeterli olmadığı gözlemlenmiştir. Bununla beraber, yağmurlama yöntemiyle hazırlanan dolgular için yapılan hesaplamalar ve gerçekleştirilen deneylerin sonuçları arasında büyük oranda uyum olduğu ortaya konmuştur. İki farklı dolgu hazırlanma yöntemi arasında oluşan bu fark, sıkıştırma sırasında zemin taneciklerinin esnek şekil değiştirmelerine sebep olan işin etkisi olarak tanımlanmıştır. Taneciklerin esnek şekil değiştirmeleri, bu tanecikler arasında gerilmelere sebep olmaktadır. Zemin içerisinde oluşan bu ilave gerilmeler kenetlenme gerilmesi olarak adlandırılmıştır. Kenetlenme gerilmeleri de hesaba katıldığı zaman, sıkıştırılmış zeminlerde gözlemlenen hesaplanan değerler ile deney sonuçları arasındaki uyumsuzluğun ortadan kalktığı gözlemlenmektedir. Sonuç olarak, sıkıştırılmış zeminler kullanılacak projeler için yapılan hesaplarda kenetlenme gerilmelerinin göz önüne alınması daha doğru sonuçlar elde edilebilmesine olanak sağlayacaktır.

TEŞEKKÜRLER

Yazarlar, bu çalışmayı 110M595 no'lu proje kapsamında destekleyerek mümkün kılan TÜBİTAK'a ve BAP7600 no'lu proje ile destekleyen Boğaziçi Üniversitesi Bilimsel Projeleri'ne teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- [1] Altunbaş, A. (2014), “Influence of Dilatancy on Slip Planes and on Localization of Strains”, Ph.D. Dissertation, Boğaziçi University.
- [2] Rankine, W. M. J., “On Stability on Loose Earth”, *Philosophic Transactions of Royal Society, London*, Vol. 1, pp. 9-27, 1857.
- [3] Coulomb, C. A. “Essai Sur Une Application Des Regles de Maximis et Minimis`a Quelques Probl`emes de Statique”, *Relatifs`a l'Architecture, Memoires de l'Academie Royale Pres Divers Savants*, Vol. 3, pp. 343-382, 1776.
- [4] Terzaghi, K. (1943), “Theoretical soil mechanics”, Wiley, New York.
- [5] Handy, R. L., “The arch in soil arching”, *J. Geotech. Engng.*, Vol. 111 (3), pp. 302–318, 1985.
- [6] Harrop-Williams, K., “Geostatic wall pressures”, *J. Geotech. Engng.*, Vol. 115 (9), pp. 1321–1325, 1989.
- [7] Wang, Y. Z., “Distribution of earth pressure on a retaining wall”, *Geotechnique*, Vol. 50 (1), pp. 83-88, 2000.
- [8] Paik, K. H., and Salgado, R., “Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects”, *Geotechnique*, Vol. 53 (7), pp. 643–653, 2003.
- [9] Goel, S., and Patra, N. R., “Effect of arching on active earth pressure for rigid retaining walls considering translation mode”, *Int. J. Geomech.*, Vol. 8 (2), pp. 123–133, 2008.

- [10] Janbu, N., “Earth Pressure and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slices”, Proceedings, 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 2, pp. 207-212, 1957, London.
- [11] Shields, D. H., and Tolunay, A. Z., “Passive pressure coefficients by method of slices,” Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 99(SM12), pp. 1043 –1053, 1973.
- [12] Rahardjo, H. and Fredlund, D. G., “General limit equilibrium method for lateral earth force”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 21, pp. 166–175, 1984.
- [13] Zakerzadeh, N., Pufahl, D. E., and Fredlund, D. G. “Suitable Interslice Force Functions to Solve Lateral Earth Force Problems”, Proceedings of the Eleventh Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 3, pp. 1297-1304, 1999, Iguazu Falls, Brazil.
- [14] Cinicioglu, O., and Abadkon, A., “Dilatancy and Friction Angles Based on In Situ Soil Conditions” J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol. 141(4), 06014019, 2015.
- [15] Gezgin, A. T. (2015), “Dilatancy Based Calculation of Lateral Earth Thrust and the Locked-in Stress Concept”, M.Sc. Dissertation, Boğaziçi University.
- [16] Caquot, A. and Kerisel, J. (1948), “Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundation”, Gauthier-Villars, Paris.
- [17] Zhu, D.Y., and Qian, Q, “Determination of passive earth pressure coefficient by the method of triangular slices,” Canadian Geotechnical Journal., Vol. 37 (2), pp. 485 – 491, 2000.

GEOTEKNİK TASARIMLARDA İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ BELİRLENMESİ

SELECTION OF FRICTION ANGLE IN GEOTECHNICAL DESIGN

Emirhan SANCAK¹

Özer ÇİNİCİOĞLU¹

ABSTRACT

The aim of this study is to develop a method that would aid geotechnical engineers in the selection of project based design friction angles for cohesionless soils. For this purpose, empirically observed relationship between shear strain at failure magnitude and peak friction angle has been used. This way, it becomes possible to compare the allowable shear strain and the shear strain that emerges at the instance of the mobilization of peak friction angle; comparing these values, design friction angle can be selected. To develop this method, the results of triaxial tests for eight different cohesionless soils were investigated. Obtained results and the developed method have been verified using the results of a model test.

Keywords: Friction angle, shear strain at failure, peak dilatancy angle, PIV.

ÖZET

Bu çalışmanın amacı, geoteknik projelerin tasarımında kullanılacak uygun içsel sürtünme açısının belirlenmesine yardımcı olacak bir yöntem geliştirilmesidir. Bu amaçla, amprik olarak belirlenmiş, zeminlerin göçme anındaki kayma birim şekil değiştirmesi miktarı ile en yüksek genişim açısı arasındaki ilişki kullanılmıştır. Böylece, tasarım aşamasında belirlenmiş olan izin verilebilir yapısal şekil değiştirmeler ile en büyük içsel sürtünmenin ortaya çıktığı şekil değiştirme büyüklüklerini karşılaştırmak ve böylece hangi içsel sürtünme açısının tasarımda kullanılmasının gerektiğinin belirlenmesi mümkün olmaktadır. Bu amaçla, sekiz farklı kuma ait üç eksenli deney verileri incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar ve geliştirilen yöntem, fiziksel model deneyi sonuçları kullanılarak kontrol edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: İçsel sürtünme açısı, kayma şekil değiştirmesi, en büyük genişim açısı, kritik durum, PGHÖ.

Doktora Öğrencisi, Boğaziçi Üniversitesi, emirhan.sancak@boun.edu.tr
² Doçent Doktor, Boğaziçi Üniversitesi, ozer.cinicioglu@boun.edu.tr

1. GİRİŞ

Geoteknik tasarımlarda mukavemet parametrelerinin belirlenmesi büyük önem taşımaktadır. Kohezyonsuz zeminler göz önünde bulundurulduğunda içsel sürtünme açısı zemin mukavemetinin en belirleyici parametresi olmaktadır. İçsel sürtünme açısının belirlenmesi noktasında, tasarımı yapan geoteknik mühendislerin karşısına iki seçenek çıkmaktadır. Birincisi tasarım içsel sürtünme açısı olarak en büyük içsel sürtünme açısının (ϕ'_p) seçilmesi, bir diğeri ise kritik durum içsel sürtünme açısının (ϕ_c) seçilmesidir [1, 2]. Tasarımlarda kritik durum içsel sürtünme açısı (ϕ_c) tasarım içsel sürtünme açısı olarak belirlenmesi; kimi zaman fazlaca güvenli tarafta kalmak gibi bir sonuca yol açabilmektedir. Bu da ekonomik ve dolaylı olarak çevresel bakımdan kayıplara sebep olmaktadır. En büyük içsel sürtünme açısının (ϕ'_p) tasarım içsel sürtünme açısı olarak belirlenmesi ise daha ekonomik tasarımlara yardımcı olabileceği gibi bazı durumlarda yapısal olarak güvenlik şartlarının karşılanamaması sonucunu doğurabilir. Literatürde konuyla ilgili olarak ortaya konan çalışmalara bakıldığında ilk olarak Taylor'un (1948) deneysel çalışması sonucunda, ϕ'_p açısının en büyük genişim açısı (ψ_p) ile ϕ_c açısının bir fonksiyonu olduğu sonucuna vardığı görülmektedir. Bu çalışmanın akabinde birçok araştırmacı bu parametreler ve aralarındaki ilişki üzerine çalışmalar yapmıştır [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9]. Ancak bu çalışmalarda tasarımda kullanılacak içsel sürtünme açısının belirlenmesinde kullanılabilecek bir yöntem öne sürülmemiştir.

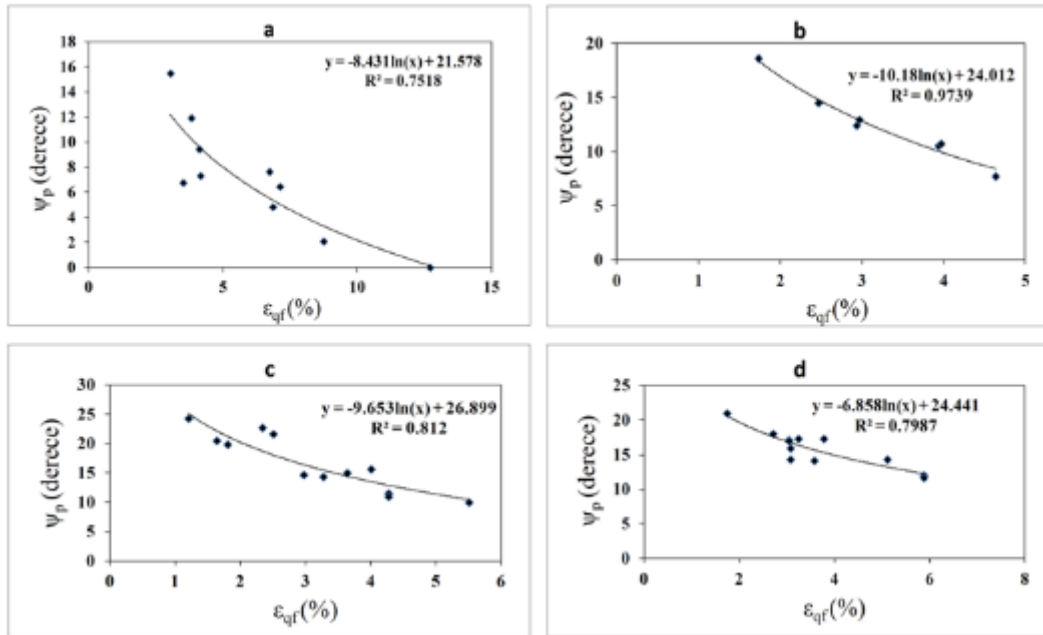
Bu çalışma kapsamında, her ikisi de göçme anı ile ilişkili en büyük genişim açısı (ψ_p) ile en büyük içsel sürtünme açısının mobilize olduğu kayma birim şekil değiştirme (ϵ_{qf}) arasında amprik bir ilişki kurulmuştur. ψ_p değeri bilinen zeminler için ϵ_{qf} değeri elde edilmiştir. En büyük içsel sürtünme açısının mobilize olduğu ϵ_{qf} değeri, aynı zamanda zemin numunelerinin göçme kayma birim şekil değiştirmelerine karşı gelmektedir. Bu birim şekil değiştirme değerinde sürekli kayma yüzeyleri oluşmaktadır. Farklı sıklık ve gerilme durumuna sahip zeminlere ait en büyük genişim açıları (ψ_p) deneysel olarak ve geliştirilen çeşitli bağıntılarla [6, 10] elde edilmiştir. Buna bağlı göçme anı birim şekil değiştirme değerleri hesaplanmıştır [1, 2]. Akabinde zemin parametreleri belirli olan farklı zeminler için sonlu elemanlar yöntemiyle önceden tanımlanan şekil değiştirmelerin sonucunda ortaya çıkacak olan birim şekil değiştirme değerlerinin göçme anı birim şekil değiştirme seviyelerine ulaşıp ulaşmadığı görülecektir. Böylece yapılması söz konusu olan yapıların izin verilebilir deplasman değerlerine göre ortaya çıkması öngörülen birim şekil değiştirme değerlerinin zeminde göçme durumuna ulaşılıp ulaşılmayacağı tahkik edilebilecektir. Bu tahkik sonucu ise tasarımda kullanılacak olan içsel sürtünme açısının en büyük içsel sürtünme açısı (ϕ'_p) ve ya kritik durum içsel sürtünme açısı (ϕ_c) olacağı karar verilebilecektir. Ayrıca geliştirilen küçük ölçekli fiziksel istinat duvarı modelinde (Şekil 1) yapılan deneyler sonucunda elde edilen ϵ_{qf} değeri bağıntılarla elde edilen değerlerle karşılaştırılmıştır.



Şekil 1. Fiziksel model düzeneği

2. TEPE GENLEŞİM AÇISI – GÖÇME ANI KESME GERİNİMİ İLİŞKİSİ

Abadkon (2012), Sasitharan (1989) ve Erzin (2004) tarafından farklı kumlar üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneyleri sonuçlarına göre ψ_p - ε_{qf} ilişkisi incelenmiştir. Akpınar, Erksak ve altı farklı Anadolu kumu kullanılarak yapılan bu deneylerin her birinde ψ_p değeri ölçülmüş ve bu değer ölçüldüğü ε_{qf} değerleri ile eşleştirilmiştir. Ortaya çıkan ilişki Şekil 2’ de gösterilmektedir.



Şekil 2. Üç Eksenli Basınç Deneylerinin Sonuçları (a) Erksak Kumu (Sasitharan, 1989) (b) Bafra Kumu (Erzin 2004) (c) Ceyhan Kumu (Erzin 2004) (d) Sinop Kumu (Erzin 2004)

Şekil 2’de görüldüğü üzere ψ_p - ϵ_{qf} ilişkilerinin yarı-logaritmik olarak tanımlanabileceği anlaşılmaktadır. Buna göre

$$\psi_p = -c \ln(\epsilon_{qf}) + d \quad (0)$$

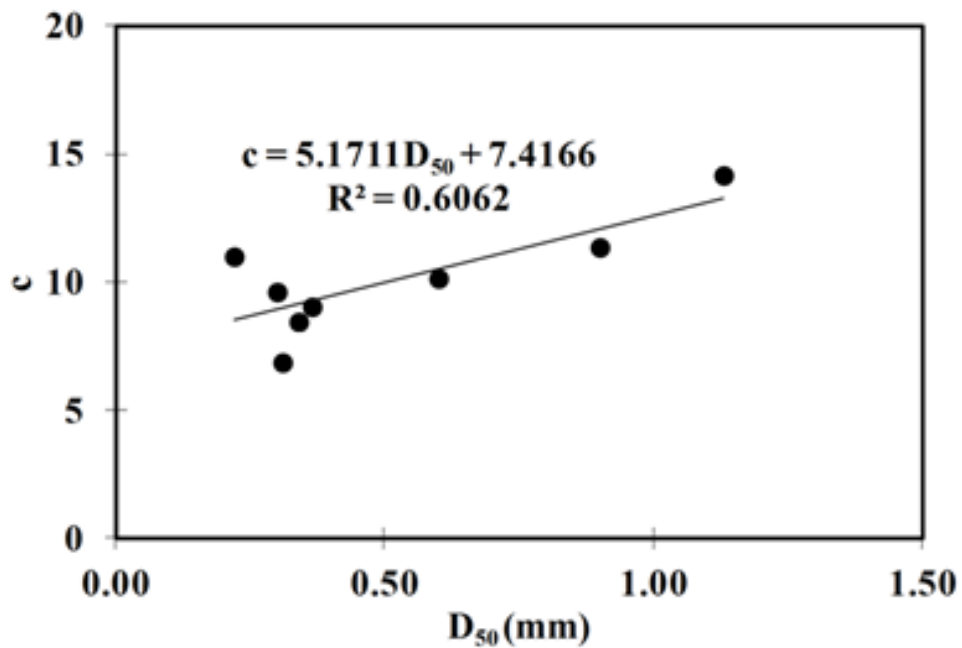
şeklinde tanımlanabilir. Bu çalışmadaki temel amaç doğrultusunda Eşitlik 1, ϵ_{qf} değeri kumun sahip olduğu sıklık ve gerilme durumuna göre elde edilecek şekilde aşağıdaki gibi düzenlenir.

$$\epsilon_{qf} = e^{\frac{\psi_p - d}{-c}} \quad (0)$$

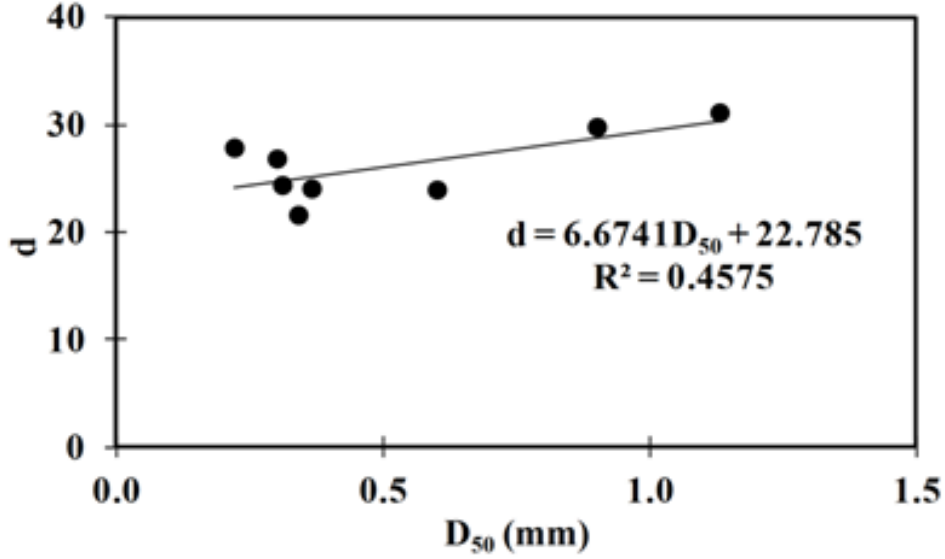
Eşitlik 2’de c ve d değerleri uyarılama parametreleridir. Farklı yöntemlerle elde edilebilen ψ_p parametresi ve zemine özel c ve d katsayıları kullanılarak belirli şartlar altındaki ϵ_{qf} değeri hesaplanabilir.

3. ZEMİNE ÖZEL C VE D KATSAYILARI İLE ORTALAMA DANE ÇAPI (D_{50}) ARASINDAKİ İLİŞKİ

Genleşim davranışı tanecikli zeminlerde kayma esnasında taneciklerin birbirleri üzerinde ve çevresinde yuvarlanması sonucu hacim değişimi olarak tanımlanmaktadır. Bu davranışın ortam gerilimine ve zemin sıklığına bağlı olduğu bilinmektedir. Genleşim mekanizmasının danelerin hareketi sonucunda oluşu gözönünde bulundurulduğunda, en büyük genişimin (ψ_p) ölçüldüğü, göçmeye karşı gelen ϵ_{qf} değerinin zeminin dane çapına bağlı olması beklenmektedir. Bu doğrultuda üç eksenli basınç deneylerinde kullanılan her bir kum için Eşitlik 2’yi tanımlayan c ve d sabitlerinin ortalama dane çapı değerleri ile ilişkisi araştırılmıştır. Şekil 3 ve 4’te c- D_{50} ve d- D_{50} ilişkileri görülebilir.



Şekil 3. Farklı Kumlar İçin Elde Edilen C Katsayılarının Zeminlerin D_{50} Değeri İle Değişimi



Şekil 4. Farklı Kumlar İçin Elde Edilen D Katsayılarının Zeminlerin D_{50} Değeri İle Değişimi

Şekil 3 ve 4'te ortaya konan c ve d katsayıları ile D_{50} arasındaki ilişkiler, Eşitlik 3 ve Eşitlik 4'teki gibi ampirik bağıntılar haline getirilmiştir. Bu bağıntılar ortalama dane çapı, D_{50} değerinin, mm cinsinden tanımlandığı durumlarda geçerlidir.

$$c = 4.96D_{50} + 7.48 \quad (0)$$

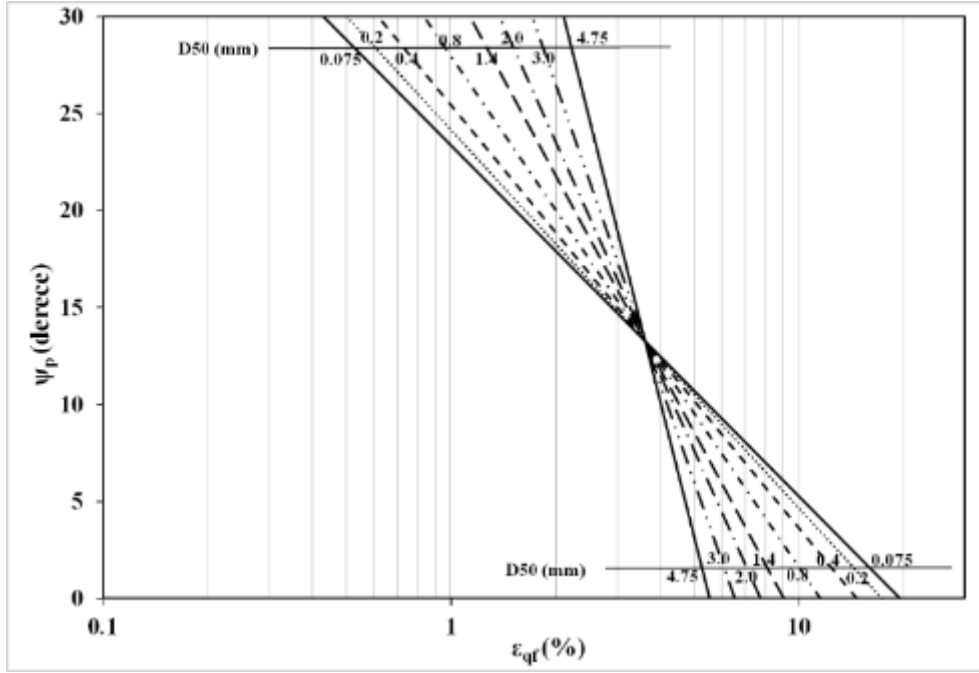
$$d = 6.37D_{50} + 22.88 \quad (0)$$

Elde edilen bu bağıntılar Eşitlik 2 içerisine yerleştirilmesiyle göçme anı kayma birim şekil değiştirmesi, ϵ_{qf} , Eşitlik 5 elde edilir.

$$\epsilon_{qf} = e^{\frac{\psi_p - 6.38D_{50} - 22.88}{-4.96D_{50} - 7.48}} \quad (0)$$

Eşitlik 5 sayesinde göçme anı kayma birim şekil değiştirmesi değeri, efektif ortam gerilmesi ve zemin sıklığına bağlı olan bir parametre olan en yüksek genleşim açısı ve ortalama tanecik boyutu cinsinden hesaplanabilir.

Uygulamada kullanılmak üzere Eşitlik 5'e dayanarak bir tasarım çizelgesi üretilmiştir (Şekil 5). Bu çizelge, ϵ_{qf} değerini elde etmek için D_{50} ve ψ_p değerlerinin bilinmesi durumunda kullanılabilir [1, 2].



Şekil 5. Eşitlik 5 Kullanılarak Oluşturulan Tasarım Çizelgesi

4. ELDE EDİLEN BAĞINTILARIN FİZİKSEL MODEL DENEY SONUÇLARI İLE KONTROLÜ

Geliştirilen küçük ölçekli fiziksel istinat duvarı modeli ile (Şekil 1) bir takım deneyler gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerde parçacık görüntülü hız ölçüm (PGHÖ) yöntemi sayesinde göçme anı kayma birim şekil değiştirme değeri, ϵ_{qf} , hesaplanmıştır. Geliştirilen denklemden elde edilen ϵ_{qf} değeri ile PGHÖ analizi sonucunda elde edilen değerler karşılaştırılarak denklemin doğruluğu sınanmıştır. PGHÖ yöntemi hakkında detaylı bilgi için Altunbaş vd. (2014)'nin sunmuş olduğu çalışmaya bakılabilir.

Özellikleri Tablo 1'de verilen Akpınar Kumu üzerinde yapılan deney herhangi bir sürşarj yükü olmadan gerçekleştirilen deneyden elde edilen PGHÖ analiz sonuçları, duvar modelinin aktif yöndeki yaptığı farklı deplasmanlara göre Şekil 6 ve Şekil 7 de gösterilmektedir.

Küçük ölçekli fiziksel istinat model deneylerinde kullanılan Akpınar Kumu'nun tepe genişim açısı, ψ_p , mevcut ortam gerilmesi ve sıklığına göre Çinicioğlu vd. (2013)'nin sunduğu eşitlikle 27° olarak bulunmuştur (Eşitlik 6).

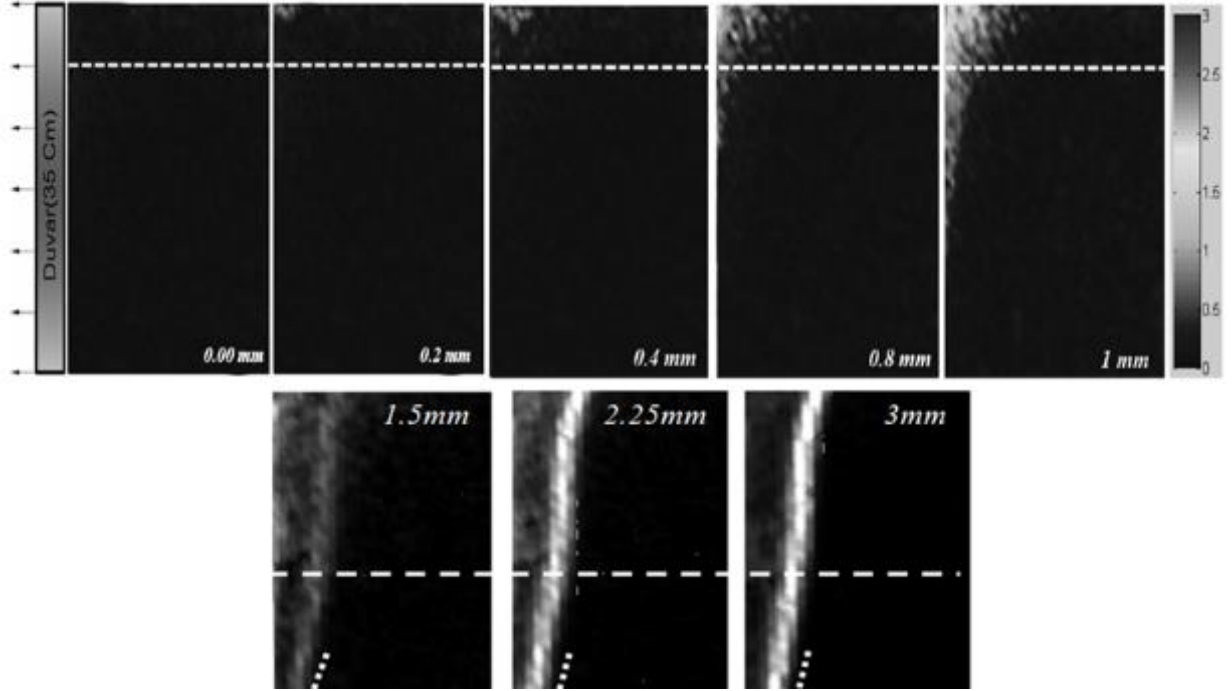
Tablo 1. Akpınar Kumu Özellikleri

Zemin cinsi	ϵ_{max}	ϵ_{min}	D ₅₀ (mm)	C _u	α_ψ	m_ψ	r	ϕ'_c (derece)	I _d
Akpınar kumu	0.87	0.52	0.27	1.23	-0.066	0.64	0.39	33.8	0.8

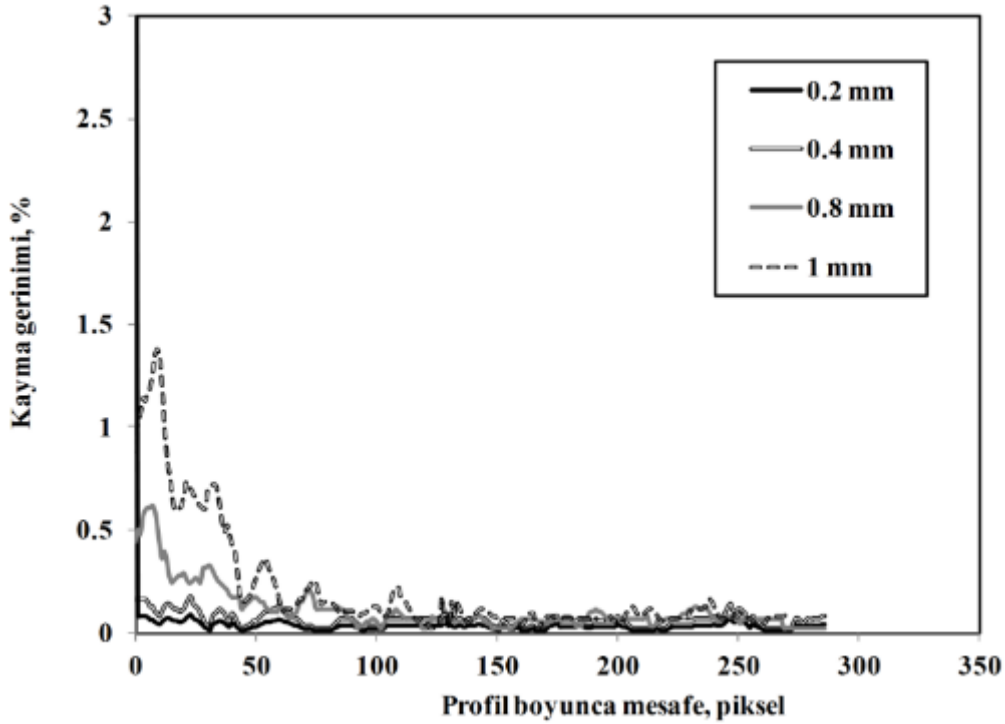
$$\tan\psi_p = \alpha_\psi \left(\frac{p'_i}{p_a} \right) + m_\psi I_D \quad (0)$$

Tablo 1’ de belirtilen ψ_p ve D_{50} değerleri bu çalışma sonucunda elde edilen Eşitlik 5’ te ve ya tasarım çizelgesinde (Şekil 5) yerine konulduğu zaman göçme anı kayma birim şekil değiştirme, ε_{qf} , değeri 0.76 olarak elde edilmektedir.

Fiziksel istinat duvar modeli deneyinde farklı yatay deplasmanlarda dolguda oluşan kayma birim şekil değiştirmelerinin gözlemlendiği Şekil 6’da 0.80 mm deplasman gerçekleştiğinde kayma düzleminin net bir şekilde oluştuğu gözlemlenmektedir. Şekil 7’deki grafikten görüleceği üzere 0.80 mm’lik duvar hareketinin oluşmaya başlayan kayma yüzeyinde sebep olduğu en yüksek kayma birim şekil değiştirmesi, ε_q , değeri %3.00’ tür. Denklemlerle elde edilen %0.76’lık göçme anı kayma birim şekil değiştirmesi değerinin fiziksel deney sonucuyla da tutarlı olduğu ortaya konmuştur. Buna göre 0.8 mm altında kalan duvar deplasmanı beklenen durumlara karşılık gelen tasarımlarda ϕ'_p kullanılabilir. Aynı doğrultuda, tasarımda izin verilen duvar yatay deplasmanı 0.8 mm veya daha üzerinde bir değerse, kayma yüzeyleri oluşmaya başlayacağı için tasarımda ϕ_c kullanılmalıdır.



Şekil 6. Model Çalışmalarında PGHÖ Yöntemi İle Elde Edilen Farklı Duvar Ötelenmelerinde Kayma Yüzeylerinin Durumu



Şekil 7. Model Çalışmalarında PGHÖ Yöntemi İle Elde Edilen Farklı Duvar Ötelenmelerine Karşılık Gelen Kayma Birim Şekil Değişikliklerinin Dağılımı

5. TASARIM İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ BELİRLENMESİ

Ortaya çıkarılan ve fiziksel deneyle de desteklenen bulgularla birlikte aşağıda listelenmiş adımlar halinde bir tasarım ϕ açısı belirlenebilir:

- ψ_p açısı deneyler veya hesaplama yoluyla (Bolton 1986 veya Çinicioğlu vd. 2013 bağıntıları) ile elde edilir.
- D_{50} değeri ilgili zemin için elek analizi ile ölçülür.
- D_{50} ve ψ_p değerleri Şekil 4'te kullanılarak, tasarımı yapılan ortamın gerilme ve sıklık şartlarında test edilen zemin numunesinin göçeceği kayma birim şekil değişimi (ϵ_{qf}) bulunur.
- Tasarlanan yapının izin verilen deplasmanları sonucunda zeminde oluşacak en büyük kayma birim şekil değişiminin (en büyük ϵ_q) bulunması amacıyla sayısal çalışma yapılır. Tasarlanan yapı ve zemin sayısal olarak modellenir. Bu model, yapı için bir öngörülen şekil/yer değiştirme tanımlanarak analiz edilir. Analiz sonucunda belirtilen zeminde oluşabilecek en büyük ϵ_q değeri elde edilir.
- Eğer $\epsilon_{qf} < \epsilon_{q-max}$ ise tasarımda ϕ'_p kullanılır. Fakat $\epsilon_{qf} \geq$ en büyük ϵ_q ise tasarımda ϕ_c kullanılmalıdır.

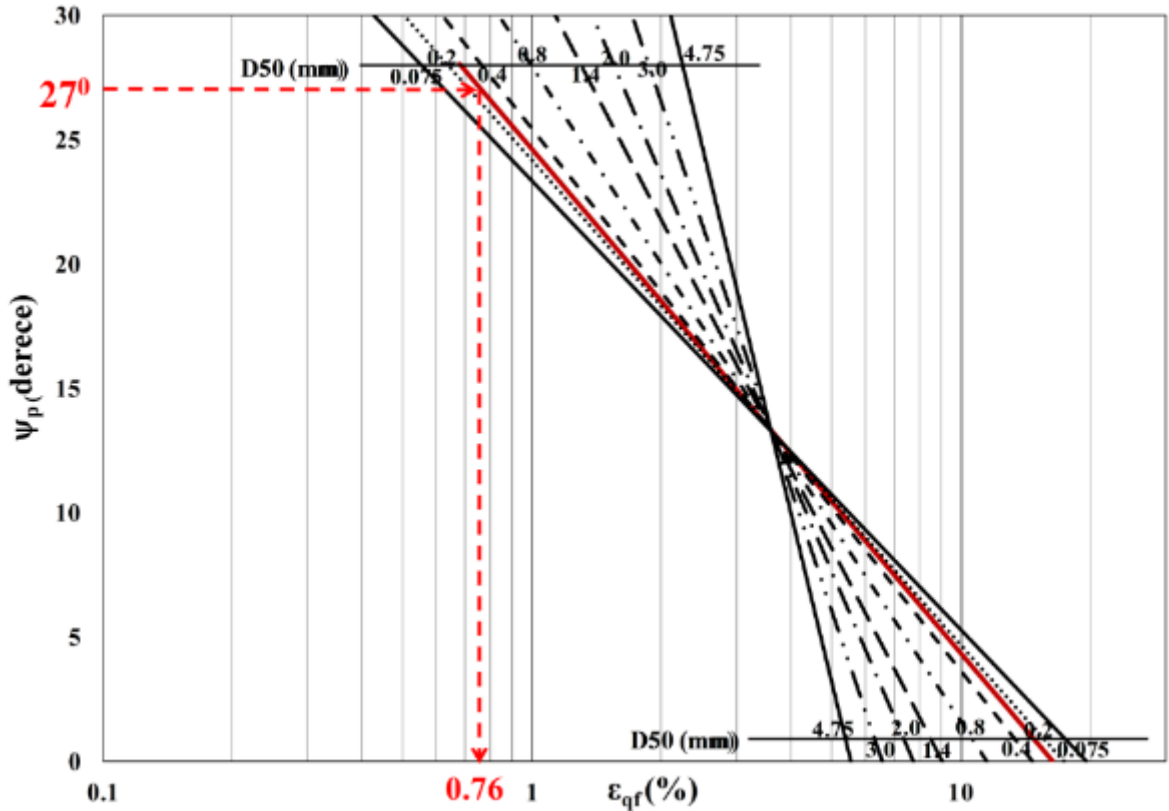
Tasarlanan yapının izin verilen deplasmanları/şekil değiştirmeleri sonucunda ortaya çıkan en büyük ϵ_q değerinin ϵ_{qf} 'e eşit olması yapının göçtüğü anlamına gelmez. Bunun sebebi ϵ_{qf}

değerinin numune göçmesine karşılık gelmesidir. Model içinde herhangi bir noktada $\varepsilon_q = \varepsilon_{qf}$ olması, sadece o noktada göçme yüzeylerinin oluşmaya başladığını gösterir. Göçme yüzeyinin oluşmaya başladığı bu noktadan sonra tasarım içsel sürtünme açısı olarak kritik durum içsel sürtünme açısının (ϕ_c) kullanılması uygun olacaktır [1, 2].

5.1. Örnek Uygulama

Genişliği 5 m olmak üzere Akpınar kumu üzerinde yapılacak olan basit bir sürekli temelin tasarımında kullanılacak içsel sürtünme açısını belirlemek üzere sunulan yöntemi uygulayalım.

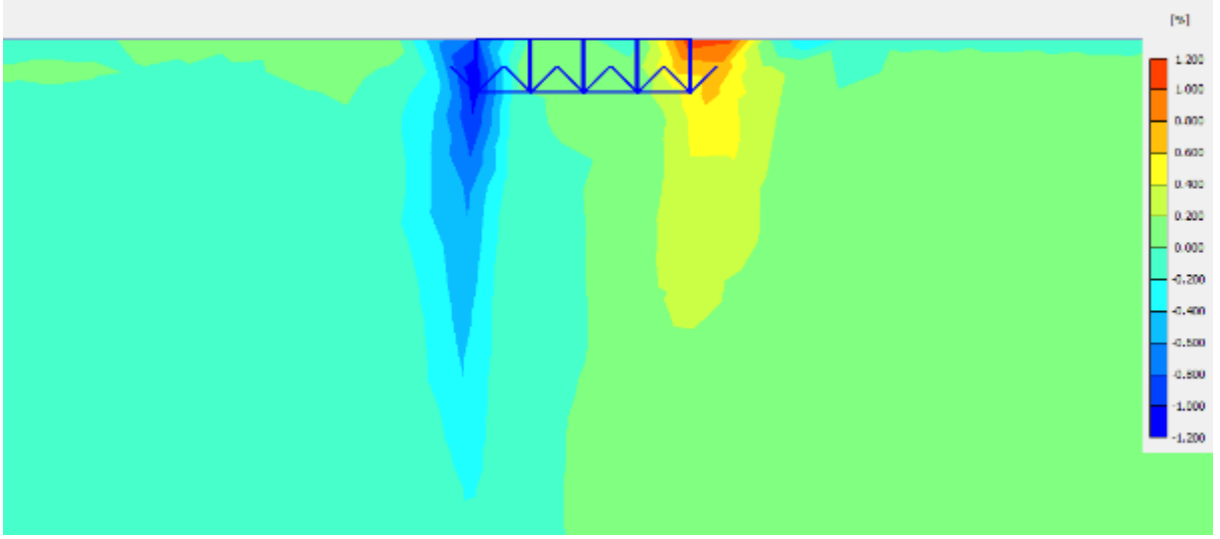
- ψ_p açısı deneyler veya hesaplama yoluyla, Eşitlik 6 yardımıyla 27^0 olarak elde edildi.
- D_{50} değeri ilgili zemin için elek analizi ile 0.27 olarak tespit edildi (Tablo 1).
- D_{50} ve ψ_p değerleri bilinen Akpınar kumu için, tasarımı yapılan ortamın gerilme ve sıkılık şartlarında test edilen zemin numunesinin göçeceği kayma birim şekil değiştirmesi (ε_{qf}) 0.76% olarak bulundu (Şekil 7).



Şekil 7. Akpınar kumu için belirtilen gerilim ve sıkılık şartlarına göre ε_{qf} değerinin bulunması

- Tasarlanan yapının izin verilen 0.02 m'lik düşey deplasmanı sonucunda zeminde oluşacak en büyük kayma birim şekil değiştirmesi (ε_{q-max}) bulunması amacıyla yapı ve zemin sayısal olarak Plaxis programında modellendi. Programda temel boyunca 0.02 m'lik bir oturma tanımlandı. Analiz sonucunda belirtilen zeminde oluşabilecek

en büyük kayma birim şekil değiştirme, ϵ_{q-max} , değeri 1.2% olarak elde edildi (Şekil 8).



Şekil 8. Yapının 0.02 m Düşey Deplasmanı Sonucu Zeminde Oluşan ϵ_q

$$\begin{aligned}\epsilon_{q-max} &= 1.2\% \\ \epsilon_{qf} &= 0.76\% \\ \epsilon_{qf} &< \epsilon_{q-max}\end{aligned}$$

Elde edilen sonuçlara göre; belirtilen düşey deplasman sonucunda ortaya çıkabilecek ϵ_{q-max} , değerinin mevcut zemin olan Akpınar kumunun göçme anı kayma birim şekil değiştirme, ϵ_{qf} , değerinden yüksek olduğu gözlemlenmektedir. Bu durumda tasarım içsel sürtünme açısı olarak kritik durum içsel sürtünme açısı, ϕ_c , 33.8° kullanılması uygun olacaktır.

6. SONUÇLAR

Akpınar, Erksak ve 6 farklı Anadolu kumu ile yapılan 146 adet üç eksenli basınç deneyinin sonuçları incelendi. Sonuçların ışığında ψ_p açısı ile ϵ_{qf} arasında amprik bir ilişki tanımlandı. Tanımlanan sayısal ilişkide zemine özel c ve d sabitlerinin ortalama dane boyutuna (D_{50}) göre değişimi elde edildi. D_{50} 'nin ψ_p - ϵ_{qf} ilişkisine olan etkisi ölçülerek bir tasarım çizelgesi geliştirildi. Mühendislerin herhangi bir kohezyonsuz kum numune için muhtemel p'_i , I_D ve D_{50} bilgilerini kullanarak göçme anı kayma birim şekil değiştirmelerini elde edebileceği bir tasarım çizelgesi üretildi. Hesaplanan ϵ_{qf} değerine zemin sürekli ortamında ulaşılması kayma yüzeylerinin oluşumuna işaret etmektedir. Dolayısıyla bu kabullere dayanan ve tasarıma uygun içsel sürtünme açısının seçilmesinde kullanılacak yeni bir yöntem önerildi. Geliştirilen yöntemin kullanımı bir diğer farklı zemin olan Akpınar Kumu üzerinde yapılan küçük ölçekli fiziksel istinat duvar modeli deney sonuçları kullanılarak kontrol edildi.

KAYNAKLAR

- [1] Sancak, E., (2014), “Strain Based Selection of Friction Angle for Geotechnical Design”, Yüksek Lisans Tezi, Boğaziçi Üniversitesi.
- [2] Sancak, E., Çinicioğlu, Ö., “Geoteknik Tasarımlarda İçsel Sürtünme Açısının Gerinim Esaslı Seçimi”, Zemin Mekaniği Ve Temel Mühendisliği 15. Ulusal Kongresi, 16-17 Ekim 2014, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.
- [3] Taylor, D. W. (1948), “Fundamentals of Soil Mechanics”, John Wiley.
- [4] Bishop, A. W., “Discussion to ‘Measurement of the shear strength of soils’ by Skempton and Bishop”, *Geotechnique* 2(1), 113–116, 1950.
- [5] Rowe, P. W., The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear, *Geotechnique* 19(1), 75-86, 1969.
- [6] Bolton, M. D., “Strength and Dilatancy of Sands”, *Geotechnique* 36(1), 65-78, 1986.
- [7] Vaid, Y. P., Sasitharan, S. (1992), “The Strength and Dilatancy of Sand”, *Canadian Geotechnical Journal* 29 (3), 522-526.
- [8] Schanz, T., Vermeer, P.A. (1996), “Angle of Friction and Dilatancy of Sand”, *Geotechnique* 46(1), 145-151.
- [9] Powrie, W. (2004), “Soil Mechanics: Concepts and Applications”, 2nd edition, Spon Press.
- [10] Cinicioglu, O., Abadkon, A., “Dilatancy and Friction Angles Based on In Situ Soil Conditions”, *J. Geotech. Geoenviron. Eng. (DOI) 10.1061/(ASCE) GT.1943-5606.0001272 , 06014019*, 2014.
- [11] Erzin, Y. (2004), “Strength of Different Anatolian Sands in Wedge Shear, Triaxial Shear, and Shear Box Tests”, Ph.D. Dissertation, The Middle East Technical University.
- [12] Sasitharan, S. (1989), “Stress Path Dependency of Dilatancy and Stress-Strain Response of Sand”, Master of Engineering Thesis, the University of British Columbia.
- [13] Abadkon, A. (2012), “Strength and Dilatancy of Anisotropic Cohesionless Soils”, Ph.D. Dissertation, Bogazici University.
- [14] Cinicioglu, O., Abadkon, A., Altunbas, A., Abzal, M., “Variation Of Friction Angle And Dilatancy For Anisotropic Cohesionless Soils”, *Proceedings, 18th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering (2013)*, Paris.
- [15] White, D. J., Take, W. A., Bolton, M. D. (2003), “Soil Deformation Measurements Using Particle Image Velocimetry PIV and Photogrammetry”, *Geotechnique* 53, 619– 631.
- [16] Soltanbeigi, B., Gezgin, A. T., Altunbas, A. and Cinicioglu, O., “Backfill Failure Surfaces and Failure Displacements During Active Failure States”, *11th International Congress on Advances in Civil Engineering (ACE)*, 2014, Istanbul.
- [17] Altunbas, A., Soltanbeigi, B., Gezgin, A.T., Cinicioglu, O., “Shear Band Localization Behind Retaining Walls”, *23rd European Young Geot. Eng. Conf.*, 2014, Barcelona.

FARKLI EGE KUMLARININ KALİFORNİYA TAŞIMA ORANI (CBR)'İN KOLAYCA BELİRLENEN ZEMİN ÖZELLİKLERİNDEN TAHMİNİ

PREDICTION OF CALIFORNIA BEARING RATIO (CBR) OF DIFFERENT AEGEAN SANDS FROM EASILY DETERMINED SOIL PROPERTIES

Yusuf ERZİN¹ Deniz TÜRKÖZ² Yeşim TUSKAN³

ABSTRACT

The California Bearing Ratio (*CBR*) value of the soils is very important for geotechnical engineering and earth structures. In this study, an attempt has been made to develop a multiple linear regression (MLR) model for predicting the *CBR* value from easily determined soil properties. With this in view, some Aegean sands collected from Manisa, Turkey. Firstly, sieve analysis, specific gravity and compaction tests were performed on the sand samples. Later, the *CBR* tests were performed on these samples corresponding to different dry densities. Multiple linear regression analysis was performed to predict the *CBR* value of the sands from easily determined soil properties by using the experimental results. When the *CBR* values predicted from the MLR model were compared with those obtained from experimental investigations, the predicted values are found to be in good agreement with the experimental values. Moreover, performance indices (mean absolute error and root mean square error) were calculated to check the prediction capacity of the MLR equation proposed. The MLR model has shown high prediction performance based on the performance indices. Thus, the MLR model can be used to predict *CBR* value of the Aegean sands included in this study quite easily and efficiently.

Keywords: Aegean sands; California Bearing Ratio; experimental investigations.

ÖZET

Zeminlerin Kaliforniya Taşıma Oranı (*CBR*), Geoteknik Mühendisliğinde ve toprak yapılarında, taşıma gücü kapasitesinin tanımlanmasında önemli bir parametredir. Bu çalışmada, *CBR* değerinin kolaylıkla belirlenen zemin özelliklerinden tahmin etmeye yarayan çoklu lineer regresyon (ÇLR) analizi modelinin geliştirilmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla, Manisa’da dokuz farklı kum örneği toplanmış ve bu kum örnekleri üzerinde elek analizi, özgül ağırlık, kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Daha sonra farklı kuru yoğunluklara karşılık gelen bu numuneler üzerinde *CBR* deneyleri yapılmıştır. Deneysel

¹ Doç. Dr., Celal Bayar Üniversitesi, yusuf.erzin@cbu.edu.tr

² İnşaat Y.Mühendisi, denizturkoz90@gmail.com

³ Araştırma Görevlisi, Celal Bayar Üniversitesi, yesim.tuskan@cbu.edu.tr

sonuçların kullanılmasıyla kolayca belirlenen zemin özelliklerinden yararlanılarak, kumların CBR değerini tahmin etmek üzere çoklu regresyon analizi gerçekleştirilmiştir. ÇLR modelden tahmin edilen CBR değerleri ile deneysel incelemelerden elde edilen değerler karşılaştırıldığında, tahmin edilen değerlerin deneysel değerler ile iyi bir uyum içinde olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca, önerilen ÇLR denkleminin tahmin kapasitesini kontrol etmek amacıyla performans indisleri (ortalama mutlak hata ve ortalama karesel hataların karekökü) hesaplanmıştır. Önerilen ÇLR modeli, performans indislerine bağlı olarak yüksek bir tahmin performansı göstermiştir. Bu nedenle, ÇLR modelinin bu çalışma kapsamındaki Ege kumlarının CBR değerinin tahmininde oldukça kolay ve etkili olarak kullanılabilir.

Anahtar Kelimeler: Ege kumları; Kaliforniya taşıma oranı; çoklu lineer regresyon analizi.

1. GİRİŞ

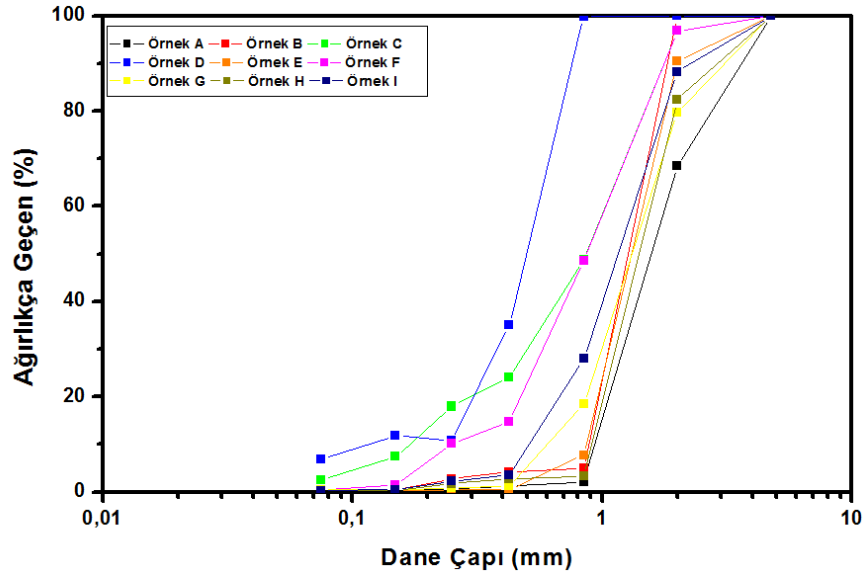
Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR); toprak barajlar, yol dolguları ve havalimanı kaplamaları gibi çeşitli toprak yapıların taşıma gücü kapasitesinin tanımlanmasında önemli bir parametredir (Nguyen ve Mohajerani, 2015). CBR, zemin içerisine 1.27 mm/dak hızla batırılan penetrasyon pistonuna karşı gösterilen direncin, aynı penetrasyon derinliği için standart bir kırmataş numunenin gösterdiği dirence oranı olarak tanımlanmaktadır. (Chegenizadeh ve Nikraz, 2011). CBR deneyleri, laboratuvar veya arazide gerçekleştirilebilmektedir (Zumrawi, 2014). Laboratuvarında, CBR deneyi genel olarak sıkıştırılmış zemin numuneleri üzerinde gerçekleştirilirken, arazide yapılan deneylerde ise zemin yüzeyi ya da belirli seviyeye kadar kazılmış hendek, test çukuru veya buldozer ile düzlenmiş zemin üzerinde gerçekleştirilmektedir (Day, 2001). CBR değeri, zemin tipleri ve zemin parametrelerinden etkilenmektedir (Zumrawi, 2012). Birçok araştırmacı (Gunaydin 2009; Patel ve Desai, 2010; Taskiran, 2010; Venkatasubramanian ve Dhinakaran 2011; Yıldırım ve Gunaydin, 2011; Alawi ve Rajab, 2013; Ramasubbarao ve Siva, 2013) zemin tiplerinin ve zemin parametrelerinin CBR değeri üzerindeki etkisini göstermek için çalışmalar yapmıştır. CBR değeri aynı zamanda esneklik modülü ve çeşitli diğer zemin mühendislik özellikleri ile ampirik olarak bağlıdır (Alawia and Rajabb, 2013).

Bu çalışmada, farklı Ege kumlarının CBR değerini kolayca tahmin edebilmek için kullanılacak çoklu lineer regresyon modelin geliştirilmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla, Manisa'dan dokuz farklı kum örnekleri toplanmıştır. İlk önce, bu örnekler üzerinde elek analizi, özgül yoğunluk ve kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Daha sonra, her bir örneğin farklı kuru yoğunluklardaki numuneleri üzerinde CBR deneyleri gerçekleştirilmiştir. Son olarak, çoklu lineer regresyon (ÇLR) analizi ile deneysel sonuçlar kullanılarak, CBR değerinin kolayca belirlenebilen zemin özelliklerinden tahminine yarayan çoklu lineer regresyon modeli geliştirilmiştir.

2. DENEYSEL ARAŞTIRMALAR

Bu çalışmada kullanılan 9 farklı Ege kumu örneği, Manisa'dan toplanmış ve toplanan bu örnekler havada kurutulularak daha sonra 4.76 mm (ASTM No.4) elekten geçirilmiştir. Elekten elenen kısım ise temsili numuneyi oluşturmak üzere bölme kutusundan geçirilerek numunenin alt numune kümelerine ayrılması sağlanmıştır. Kumların gradasyon özelliklerini tanımlamak üzere elek analizi ASTM D 422-63 standartlarına göre her bir temsili numune

için iki defa tekrarlanarak yapılmıştır. Elde edilen değerlerin ortalaması ile her bir numune için temsili granülometri eğrisi çizilmiştir. Kum numuneleri için elde edilen granülometri eğrileri Şekil 1'de temel zemin parametreleri ise Çizelge 1'de gösterilmiştir. Özgül yoğunluk, G_s , deneyi Türk Standartlarına (TS1900-1) göre gerçekleştirilmiş ve deney sonuçları Çizelge 1'de verilmiştir.



Şekil 1. Kum Örnekleri İçin Elde Edilen Granülometri Eğrileri (Turkoz, 2014)

Su içeriği ile kuru yoğunluk arasındaki ilişki Türk Standartlarına (TS1900-1) göre elde edilmiştir. Her bir kum numunesi için elde edilen optimum su içeriği (w_{opt}) değerleri Çizelge 1'de verilmiştir. Maksimum ve minimum kompaksiyon deneyleri (BS1377/Part 4, 1990) de yine her bir numune için maksimum ve minimum yoğunlukların (ρ_{max} ve ρ_{min}) elde edilmesi için gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerden elde edilen sonuçlar, maksimum ve minimum boşluk oranlarının (e_{max} ve e_{min}) tayini için kullanılmış ve bu oranlar Çizelge 1'de verilmiştir.

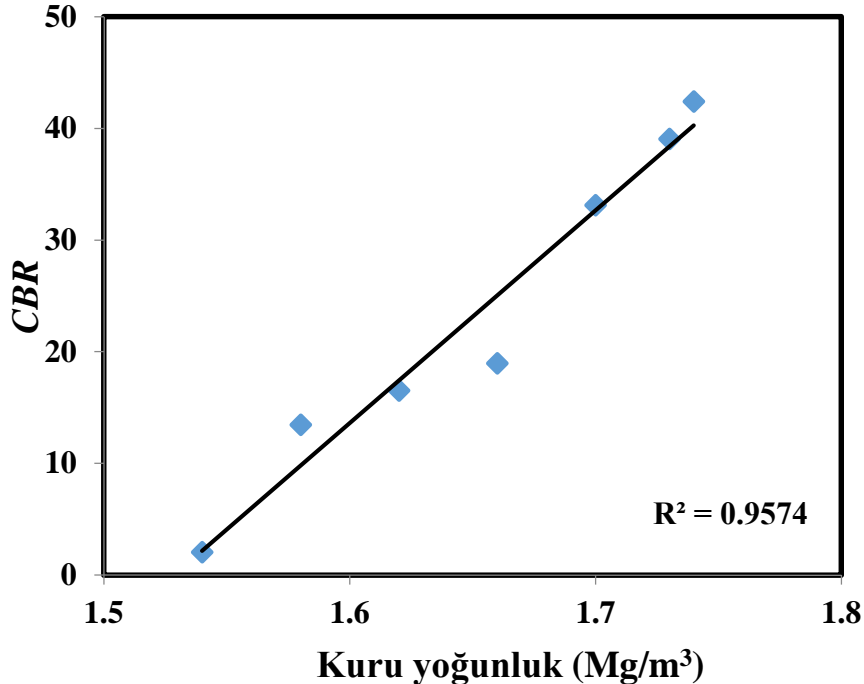
Tablo 1. Kum Örneklerinin Fiziksel ve Kompaksiyon Özellikleri (Turkoz, 2014)

Örnek	G_s	e_{max}	e_{min}	w_{opt} (%)	D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	C_u	C_c	Zemin Sınıfı
A	2.68	0.90	0.47	13.9	0.94	1.50	1.92	0.88	SP
B	2.68	0.96	0.56	11.0	0.88	1.23	1.58	0.91	SP
C	3.24	0.75	0.28	12.2	0.17	0.77	5.91	1.39	SP
D	2.67	0.92	0.57	11.8	0.12	0.45	4.76	1.78	SP-SM
E	2.56	0.87	0.51	13.4	0.87	1.26	1.68	0.90	SP
F	2.67	0.90	0.24	2.6	0.29	0.81	3.53	1.12	SP
G	3.57	1.07	0.62	9.9	0.60	1.25	2.53	1.09	SP
H	3.30	1.04	0.54	14.4	0.91	1.39	1.78	0.89	SP
I	2.48	0.76	0.39	7.2	1.51	1.10	2.62	1.10	SP

Bu çalışmada, CBR deneyi için, Humboldt USA tarafından sağlanan 100 kN yük hücresi kapasiteli basınç test aleti kullanılmıştır. Pistonun yüzey alanı 19.35 cm² iken batma oranı 1.27 mm/dak'dır. Dijital okuma ünitesine bağlı 60 kN yük hücresi, numunelere iletilen P yükünün okunmasında kullanılmaktadır. Numunenin yüklenmesinden önce, pistonu uygulanan silikon yağı ile yanal sürtünmeler en aza indirilmeye çalışılmıştır. Zemin numunesi kalıp içerisine belirli bir yoğunluk elde etmek üzere üç tabak halinde dinamik olarak sıkıştırılmıştır. B, E ve H örnekleri altı farklı yoğunlukta deneye tabi tutulurken, A, C, D, G ve I örnekleri ise yedi farklı yoğunlukta, F örneği ise sekiz farklı yoğunlukta test edilmiştir. Her bir örnek de test edilen her bir yoğunluk için, 152 mm çapında, 127 mm uzunluğunda iki numune, aynı yoğunluk ve Çizelge 1'de listelenen optimum su içeriğinde hazırlanmıştır. Numuneler hazırlandıktan sonra kür işlemi uygulanmamış ve CBR deneyleri Türk Standartlarına (TS 1900-2) göre gerçekleştirilmiştir. Numunelerin CBR değerleri elde edilmiş ve son olarak aynı yoğunluktaki iki örnek için ortalama değer bu numuneye ait istenen yoğunluktaki CBR değeri olarak kayda geçirilmiştir.

3.DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Her bir örnek için, CBR değerleri ile kuru yoğunluk arasındaki ilişki araştırılmıştır. Veri yönelimleri tüm örnekler için, CBR ile kuru yoğunluk arasında doğrusal bir ilişkinin varlığına işaret eden benzer özellik göstermektedir. Şekil 2'de A örneği için tipik bir kuru yoğunluk – CBR grafiği verilmektedir. Elde edilen bulgular daha önceki araştırmacılar ile aynıdır (Doshi ve diğ. 1983; Taskiran 2010; Shirur ve Hiremath 2014, Leung ve diğ. 2015).



Şekil 2. A Örneğinin Kuru Yoğunluk-CBR İlişkisi (Turkoz, 2014)

Tablo 2'de her bir örnek için CBR- ρ_k korelasyonlarından elde edilen denklemleri özetlenmektedir. Çizelge 2'de r korelasyon katsayısıdır; kuru yoğunluk (ρ_k) ise Mg/m³ birimindedir. Smith (1986) 0.0 ile 1.0 arasında kalan |r| değeri için aşağıdaki klavuzu önermiştir:

$ r \geq 0.8$	iki değişken seti arasında güçlü bir korelasyon vardır;
$0.2 < r < 0.8$	iki değişken seti arasında korelasyon vardır;
$ r \leq 0.2$	iki değişken seti arasında zayıf bir korelasyon vardır.

Tablo 2. Her Bir Örnek İçin CBR- ρ_k Korelasyonlarından Elde Edilen Denklemler (Turkoz, 2014)

Örnek	Denklem	r	Denklem no.
A	$CBR = 190.46 * \rho_k - 291.14$	0.978	(1)
B	$CBR = 135.17 * \rho_k - 193.90$	0.922	(2)
C	$CBR = 74.07 * \rho_k - 142.23$	0.979	(3)
D	$CBR = 127.27 * \rho_k - 181.39$	0.928	(4)
E	$CBR = 172.23 * \rho_k - 250.63$	0.905	(5)
F	$CBR = 70.77 * \rho_k - 112.40$	0.962	(6)
G	$CBR = 155.40 * \rho_k - 283.23$	0.968	(7)
H	$CBR = 141.43 * \rho_k - 235.64$	0.975	(8)
I	$CBR = 157.58 * \rho_k - 237.84$	0.956	(9)

Tablo 2'deki bütün denklemlerde, korelasyon katsayısının 0.8'den büyük olduğu görülmekte ve dolayısıyla her bir kum numunesi için CBR ile ρ_k arasında güçlü bir korelasyonun olduğu görülmektedir.

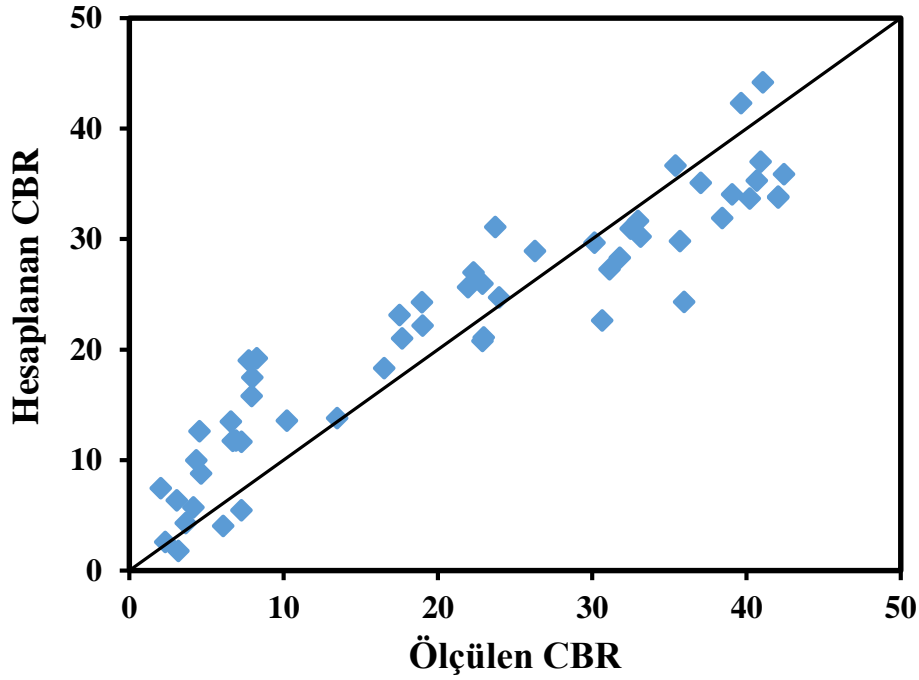
Daha önce de belirtildiği gibi, CBR değeri farklı zemin tipleri ve zemin özelliklerinden etkilenmektedir (Zumrawi, 2012). Bu nedenle, istatistiksel bir teknik olan çoklu lineer regresyon (ÇLR) analizi, SPSS 13.0 paket programı yardımı ile CBR değeri ile zemin özellikleri (kuru yoğunluk (ρ_k), bağıl yoğunluk (I_D), su içeriği (w), özgül yoğunluk (G_s), uniformluk katsayısı (C_u), ve eğrilik katsayısı (C_c)) arasında korelasyon elde etmek amacı ile kullanılmıştır. Yapılan ÇLR analizi, Çizelge 3'deki korelasyonları vermiştir. Çizelge 3'deki (10)'dan (21)'e kadar olan denklemlerde r korelasyon katsayısını göstermektedir. ρ_k , Mg/m^3 birimindedir; I_D ve w ise %'dir.

Tablo 3. ÇLR Analizinden Elde Edilen Korelasyonlar

Denklem	r	Denklem no
$CBR = -34.255 + 30.622 \rho_k$	0.556	10
$CBR = -11.876 + 0.520 I_D$	0.807	11
$CBR = -18.457 + 0.523 I_D + 0.625 w$	0.822	12
$CBR = -41.017 + 30.890 \rho_k + 0.612 w$	0.577	13
$CBR = -22.432 + 50.848 \rho_k + 1.187 w - 20.590 G_s$	0.686	14
$CBR = -50.044 + 0.557 I_D + 0.340 w + 11.303 G_s$	0.868	15
$CBR = -37.894 + 0.219 w + 12.399 G_s + 0.622 I_D - 15.994 C_c$	0.918	16
$CBR = -51.002 + 0.119 w + 13.891 G_s + 0.604 I_D - 2.360 C_u$	0.895	17
$CBR = -15.879 + 1.167 w - 21.244 G_s + 52.118 \rho_k - 6.414 C_c$	0.697	18
$CBR = -23.966 + 1.059 w - 24.902 G_s + 66.011 \rho_k - 4.008 C_u$	0.763	19
$CBR = -33.229 + 0.300 w + 11.344 G_s + 0.618 I_D - 21.440 C_c + 1.302 C_u$	0.920	20
$CBR = -91.597 + 0.835 w - 32.817 G_s + 101.814 \rho_k + 61.263 C_c - 17.173 C_u$	0.894	21

Denklem (10)-(21) aralığı incelendiğinde, Denklem (11), (12), (15), (16), (17), (20) ve (21)'de r değerinin 0.8'den büyük olduğu yani zemin özellikleri ile CBR değeri arasında güçlü bir korelasyonun olduğu gözlemlenmektedir. Ayrıca, Denklem (20), en yüksek korelasyon katsayısı olan $r=0.920$ 'i göstermekte ve CBR ile zemin özellikleri (I_D , w , G_s , C_u , and C_c) ile arasında en güçlü korelasyonun olduğu anlaşılmaktadır. Bu nedenle, çalışmanın geri kalanında Denklem (20) tek başına dikkate alınmıştır

Denklem (20) ile hesaplanan CBR değerleri deneysel olarak elde edilen sonuçlar ile Şekil 3'de karşılaştırılmıştır. Şekil 3'de gözlemlenen diyagonal çizgi, mükemmel tahmin çizgisini temsil etmektedir. Yüksek korelasyon katsayısı ($r=0.94$), ölçülen ve hesaplanan CBR değerleri arasında güçlü bir korelasyonun varlığına işaret etmektedir. Bu nedenle, CBR değerlerine ihtiyaç duyulduğu durumda, CBR deneyi yapmadan CBR değeri, Denklem (20) kullanılarak kolayca belirlenebilen zemin özellikleri (I_D , w , G_s , C_u , and C_c) 'den kolaylıkla tahmin edilebilmektedir.



Şekil 3. Ölçülen ve Hesaplanan CBR Değerlerinin Karşılaştırılması (Turkoz, 2014)

Ölçülen ve tahmin edilen değerler arasındaki korelasyon katsayısı modelin tahmin kapasitesinde iyi bir göstergedir (Gokceoğlu ve Zorlu, 2004). Bu çalışmada ayrıca, performans indisleri (Denklem (22) ile gösterilen ortalama hata kareleri kökü RMSE ve Denklem (23) ile gösterilen ortalama mutlak hata MAE) geliştirilen çoklu lineer regresyon modelin performansını kontrol etmek amacıyla hesaplanmıştır

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y}_i)^2}$$

(22)

$$MAE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |y_i - \hat{y}_i| \quad (23)$$

Burada, y ölçülen değeri; \hat{y} ise hesaplanan değeri ifade etmektedir. N ise numune sayısıdır. Eğer, RMSE ve MAE değerleri 0 ise geliştirilen model mükemmel olarak nitelendirilir. CBR tahminleri için kullanılacak olan çoklu regresyon modeli (Denklem (20)) için RMSE ve MAE değerleri, sırasıyla 5.26 ve 4.41 olarak hesaplanmıştır. Hesaplanan bu performans indisleri geliştiren çoklu lineer regresyon modelinin yüksek performans kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, CBR değerinin zemin özelliklerinden kolayca tahmin etmeye yarayan bir model geliştirmek amaçlanmıştır. Bu amaçla, Manisa'dan dokuz kum örneği toplanmış ve bu kum örnekleri üzerinde elek analizi, özgül ağırlık, kompaksiyon ve CBR deneyleri yapılmıştır. Kuru yoğunluk ve bağıl yoğunluk değerlerinin, CBR üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Her numune için, CBR değerinin kuru yoğunluk yada bağıl yoğunluk arttıkça arttığı görülmüştür. Deney sonuçları kullanılarak, CBR değerini kolayca belirlenen zemin özellikleri(özgül yoğunluk, üniformluk katsayısı, eğrilik katsayısı, bağıl yoğunluk ve su içeriği)'nden tahminine yarayan çoklu lineer regresyon (ÇLR) modeli geliştirilmiştir. Modelden tahmin edilen CBR değerleri, deneyden elde edilen CBR değerleri karşılaştırıldığında, aralarında iyi bir ilişki olduğu görülmektedir.

Ayrıca, geliştirilen ÇLR modelinin performansını değerlendirmek için, farklı performans indisleri (ortalama hata kareleri kökü, ortalama mutlak hata) hesaplanmıştır. Hesaplanan performans indislerine göre, ÇLR modelinin performansının yüksek olduğu gözlemlenmiştir. Sonuç olarak, geliştirilen ÇLR modelinin, bu çalışma kapsamında kullanılan Ege kumlarının CBR değerinin tahmininde kolay ve verimli bir biçimde kullanılabileceği ortaya konulmuştur. Bu çalışma kapsamı dışındaki farklı zemin özelliklerine sahip kumların, CBR değerini tahmin etmek için benzer modeller geliştirilebilir.

KAYNAKLAR

- Alawi, M.H., Rajab, M.I., 2013. Prediction of California bearing ratio of subbase layer using multiple linear regression models, *Road Mater Pavement Design*, 14(1), 211-219.
- ASTM D 422-63, 1994. Standard test method for particle size analysis of soils, *Annual Book of ASTM Standards*, ASTM, West Conshohocken, PA, USA, 04.08, pp.10-16
- BS1377, 1990. Soils for civil engineering purposes; Part 4 Compaction-related tests. British Standards Institution
- Chegenizadeh, A., H. R. Nikraz., 2011. CBR Test on Reinforced Clay. In *The 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (PCSMGE), the 64th Canadian Geotechnical Conference (CGC)*, Oct 2, Toronto, Ontario, Canada: Canadian Geotechnical Society.
- Day, W. R., 2001. Soil testing manual 'procedures, classification data, and sampling practices. USA, pp. 619.
- Doshi, S.N., Mesdary, M.S., Guirguis, H.R., 1983. Conference: statistical study of laboratory CBR for Kuwaiti soils. In: Fourth conference of the road engineering association of Asia and Australasia, vol. 2, Jakarta, p. 43-51.

- Gokceoglu, C., Zorlu, K., 2004. A fuzzy model to predict the uniaxial compressive strength and the modulus of elasticity of a problematic rock. *Eng. Appl. Artif. Intel.* 17 (1), 61-72.
- Gunaydin, O., 2009. Estimation of compaction parameters by using statistical analyses and artificial neural networks. *Environ Geol* , 57, 203–215.
- Leung, G. L. M., Wong, A. W. G., and Wang, Y.H., 2013. Prediction of resilient modulus of compacted saprolitic soils by CBR approach for road pavement subgrade: a re-examination, *International Journal of Pavement Engineering*, 14(4), 403-417.
- Nguyen, B. T., Mohajerani, A., 2015. Prediction of California Bearing Ratio from physical properties of fine-grained soils. *World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil, Structural, Construction and Architectural Engineering* 9(2): 136-141.
- Patel, S.R., Desai, M.D., 2010. CBR predicted by index properties for alluvial soils of South Gujarat, Dec. 16-18, 79-82, *Proceedings of Indian Geotechnical Conference, India*.
- Ramasubbarao, G. V., Siva Sankar, G., 2013. Predicting soaked CBR value of fine grained and compaction characteristics, *Jordan J Civil Eng.* 7, (3), 354-360
- Shirur, N. B., Hiremath, S.G., 2014. Establishing relationship between Cbr value and physical properties of soil. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering* 11(5), 26-30.
- Smith, G.N., 1986. *Probability and statistics in civil engineering: An introduction*, Collins, London.
- Taskiran, T., 2010. Prediction of California bearing ratio (CBR) of fine grained soils by AI methods. *Adv Eng Softw*, 41(6), 886–892.
- TS 1900-1 (Turkish Standard), 2006. *Methods of testing soils for civil engineering purposes in the laboratory – Part 1: Determination of physical properties.*
- TS 1900-2 (Turkish Standard), 2006. *Methods of testing soils for civil engineering purposes in the laboratory – Part 2: Determination of mechanical properties.*
- Turkoz D (2014) Farklı mineralojik yapılarıdaki kumların Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) değerlerinin irdelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Celal Bayar Üniversitesi, Manisa.
- Venkatasubramanian, C., Dhinakaran, G., 2011. ANN Model for Predicting CBR from Index Properties of Soils, *Int J Civil Struct Eng*, 2 (2), 605-611.
- Yildirim, B., Gunaydin, O., 2011. Estimation of California bearing ratio by using soft computing systems. *Expert Syst Appl*, 38, 6381–6391.
- Zumrawi, M. M., 2012. Prediction of CBR from index properties of cohesive soils. *Advances in Civil Engineering and Building Materials*, Edited by Shuenn-Yih Chang , Suad Khalid Al Bahar , and Jingying Zhao, CRC Press, Pages 561–565.
- Zumrawi, M. M., 2014. Prediction of in-situ CBR of subgrade cohesive soils from dynamic cone penetrometer and soil properties. *IACSIT International Journal of Engineering and Technology*, 6 (5): 439-442

SİTLİ ZEMİNLERİN DİNAMİK ÖZELLİKLERİ

DYNAMIC PROPERTIES OF SILTY SOILS

Ertan BOL¹ Mustafa ÖZSAĞIR² Sedat SERT³ Aşkın ÖZOCAK⁴

ABSTRACT

This is a very important topic for geotechnical engineering to see how the soil behaves under earthquake effect. Behavior of the soils under dynamic loadings started to be investigated intensely after the last earthquakes in the world and especially 1999 Kocaeli-Düzce earthquakes in Turkey. While settlement and bearing capacity failure problems may be observed in soft soils because of cyclic softening effect, liquefaction phenomena may occur especially in fine sands and non-plastic silts during the earthquakes. Although liquefaction topic has been mostly studied on sandy soils, it was observed that fine grained soils may also be liquefied under some certain circumstances. This idea has led researchers in this field. In this study, dynamic behavior of silty soils was investigated. Silty soil samples, containing different clay percentage, were prepared and consolidated under 100 kPa in Sakarya University Geotechnical Laboratory. After consolidation procedure, specimens put in the freezer for one day. Frozen specimens were replaced to triaxial test system and applied dynamic loading on suitable strain rate. Test results were evaluated and dynamic characteristics of specimens were demonstrated. As a result of triaxial tests, clay content was found to be important parameter for liquefaction of silty soils. Moreover, test frequency was observed to effect the changes in pore water pressures.

Keywords: Fine grained soils, silty soils, dynamic behavior, liquefaction, frequency.

ÖZET

Deprem etkisi altında zeminlerin nasıl bir davranış sergileyeceği mühendislik ve geoteknik açısından çok önemlidir. Son yıllarda dünyada meydana gelen çeşitli depremlerden ve Türkiye’de de özellikle 1999 Kocaeli-Düzce depremlerinden sonra zemin kaynaklı ortaya çıkan yapısal hasarlar dolayısıyla dinamik yük etkisi altında zeminlerin davranışı yoğun olarak incelenmeye başlanmıştır. Dinamik yükler altında yumuşak zeminlerde çevrimsel yumuşamanın etkisi ile taşıma gücü ve oturma problemleri olabileceği gibi; özellikle ince daneli kumlu zeminlerde ve plastik olmayan (*non-plastic*) siltlerde de sıvılaşma olayı meydana gelebilir. Sıvılaşma konusu daha çok kumlu zeminlerde çalışılmış olmakla birlikte ince daneli zeminlerin de belirli koşullar altında sıvılaşabilir olduğu

¹.Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, ebol@sakarya.edu.tr

² Arş. Grv., Sakarya Üniversitesi, ozsagir@sakarya.edu.tr

³ Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, sert@sakarya.edu.tr

⁴ Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, aozocak@sakarya.edu.tr

gözlemlenmiş ve bu alanda da çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmada da kumlar kadar üzerinde çalışma yapılmayan ince daneli zeminlerin dinamik davranış özellikleri incelenmiştir. Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Geoteknik Laboratuvarında hazırlanan farklı kil yüzdeleri içeren silt zeminler 100 kPa gerilme altında konsolide edilmiştir. Konsolidasyonunu tamamlayan numuneler hücre içine yerleştirilinceye kadar kendilerini ayakta tutabilmeleri için dondurulmuştur. Dondurulmuş numuneler dinamik üç eksenli kesme aletine (*CTX-Cyclic Triaxial Test*) yerleştirilerek uygun gerilme oranında ve farklı frekanslarda çevrimsel yüklemelere tabi tutulmuşlardır. Deney sonuçları değerlendirilmiş ve numunelerin dinamik özellikleri ortaya konmuştur.

Anahtar kelimeler: İnce daneli zeminler, siltli zeminler, dinamik davranış, sıvılaşma, frekans.

1. GİRİŞ

Dünyada ve ülkemizde meydana gelen depremler sonucunda zeminlerde mukavemet kayıpları ve yenilmeler meydana gelmiş, bu konu bir çok araştırmacının ilgisini çekmiş ve bu alanda çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Tekrarlı yük etkisi altında zeminlerin nasıl bir davranış sergileyeceği yerinde (in-situ) ve laboratuvarında yapılan deneylerle anlaşılmasına çalışılmıştır. Tekrarlı yük etkisinde ince daneli ve iri daneli zeminler farklı davranışlar sergilemekte, farklı türde yenilmeler meydana gelebilmektedir. Tekrarlı yükler altında; kohezyonsuz zeminlerde sıvılaşma ve kohezyonlu zeminlerde ise çevrimsel yumuşama sonucunda aşırı deformasyonlar ve göçme durumları meydana gelebilmektedir. Önceleri sadece gevşek kumlarda meydana geldiği düşünülen sıvılaşmanın zaman içerisinde meydana gelen depremler sonucunda ince daneli zeminlerde de oluşabildiği gözlemlenmiştir.

Kumlu ve killi zeminlerin dinamik yükler etkisinde davranışları son yüz yılda çokça incelenmiş olup bu zeminlerdeki yüklemelerin ne tür sonuçlar doğuracağı tahmin edilebilmektedir. Siltli zeminlerde ise görece fazla çalışma yapılmamıştır ve bu nedenle son yıllarda bu alanda yapılan çalışmalar artmaktadır. Deprem etkisiyle meydana gelen sıvılaşma davranışının daha çok doygun kohezyonsuz zeminlerde meydana geldiği düşünülmekteydi, bununla birlikte 1999 Kocaeli depreminde Adapazarı zeminlerinde meydana gelen yenilmelerin daha çok ince kumlu-siltli zeminlerde yoğunlaştığı gözlemlenmiştir [1].

Ural ve arkadaşları siltli zeminlerde sıvılaşmanın deneysel incelemesini yapmışlardır. Depremlerin çok değişkenli bir yapıya sahip olduğunu söyleyerek ve deprem sonucu meydana gelen sıvılaşmanın kumlarda olan etkisinin kanıtlanabilir bir davranış olduğunu belirterek siltlerde meydana gelebilecek sıvılaşma davranışının henüz net olarak açıklanamadığını dile getirmişlerdir. Çalışmalarını farklı kil yüzdeleri ilavesi ile siltli zeminler üzerinde dinamik üç eksenli deneylerle yürüten araştırmacılar elde ettikleri sonuçları, ince daneli zeminlerin sıvılaşabileceği noktasında kullanılan kriterlerle kıyaslamışlardır [2].

Özay ve Erken killi zemin numunelerinde plastisitesinin dinamik mukavemet üzerinde ne tür değişimlere neden olacağını anlamak amacı ile araziden piston numune alıcılarla örselenmemiş numuneler almışlardır. Alınan örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvarında dinamik üç eksenli deneyler yapmışlardır. Dinamik deneyleri 0.5 Hz sabit frekansta ve farklı genliklerde yapmışlardır. Deney sonuçlarına göre aynı kıvamda ve aynı gerilme altında konsolide edilen numunelerden plastisitesi yüksek olan numunenin dinamik kayma gerilmesi oranının daha yüksek olduğunu tespit etmişlerdir [3].

Chang ve arkadaşları yaptıkları çalışmada frekans değerinin 0.01 Hz'den başlayarak artmasıyla birlikte dinamik yüklemenin her bir çevriminde meydana gelecek deformasyon miktarının düşeceğini ve sıvılaşmanın gerçekleşmesi için gerekli olan çevrim sayısının artacağını söylemişlerdir [4].

Lee ve Fitton ile Mulilis gibi birçok araştırmacı dinamik yüklemenin frekans değerinin dinamik mukavemet üzerindeki etkisini araştırmışlardır [5, 6]. Lee ve Fitton yaptıkları çalışmalarda daha yavaş yükleme frekanslarının nispeten daha düşük dinamik mukavemet ürettiğini söylemişlerdir. Mulilis ise doğru olamayacak kadar karşıt sonuçlar elde etmiştir. Çalışmalar 1 ile 60 Hz arasında değişen frekans değerlerinin dinamik mukavemeti %10 mertebelerinde etkilediğini göstermektedir. Bu durumda dinamik yükleme frekansı değerlerindeki 0.5 Hz ile 1 Hz arasındaki değişim gibi küçük değişimlerin, deneye tabi tutulan zemin numunesi üzerinde dinamik mukavemette kayda değer bir değişim meydana getiremeyeceği sonucu çıkartmak mümkün görünmektedir. Araştırmacılar tarafından Monterey No. 0/30 kumuyla yapılan dinamik yükleme deney sonucu da bu çıkarımı desteklemektedir. Bu deneylerin sonucunda 10. veya 15. çevrimde başlangıç sıvılaşmasına sebep olacak çevrimsel gerilme oranı değerlerinde ve 1 Hz ile 0.5 Hz dinamik yükleme frekans değerlerinde bir fark olmadığı ortaya çıkmıştır.

Bu çalışmalarla birlikte Liu, bazı araştırmacıların düşük dinamik yükleme frekansı değerlerinin nispeten daha az dinamik mukavemet ürettiğini söylediğini vurgularken başka araştırmacıların karşı görüş bildirdiğine dikkat çekmektedir. Frekans değerlerinin 0.0001 Hz ile 1 Hz arasında değiştirildiği başka bir çalışma da dinamik mukavemetin 0.01 Hz değerinin altındaki frekans değerlerinde frekans etkisinden bağımsız olduğu, 0.01 Hz dinamik yükleme frekansı değerinin üzerindeki deneylerde ise frekans artışıyla dinamik mukavemetin de arttığı raporlanmıştır [7].

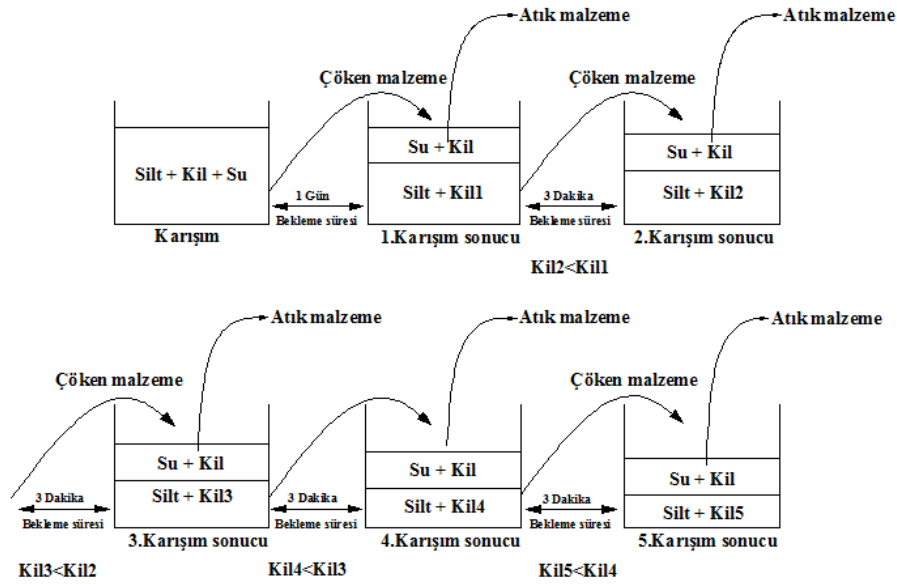
Buradan anlaşılacağı üzere frekansın zeminler üzerindeki etkisi tam olarak anlaşılammış görülmektedir. Bu bakımdan konuya katkı sağlaması açısından bu çalışmada da tekrarlı yükler etkisi altında siltli numuneler üzerinde ne tür etkilerin meydana geldiği araştırılmıştır. Farklı kil oranlarında silt numuneler dinamik deneylere tabi tutulmuştur. Numuneler üzerinde frekans etkisinin gözlemlenmesi için farklı frekanslarda dinamik deneyler yapılmıştır. Siltli zemin içerisindeki kil oranının sıvılaşma potansiyeli üzerindeki etkileri ile frekansın yine siltli zeminlerin dinamik özellikleri üzerindeki etkilerini araştırmak bu çalışmanın asıl amacını oluşturmaktadır.

2. NUMUNE HAZIRLAMA

Bu çalışmada laboratuvar ortamında bulamaç yöntemiyle hazırlanan iki farklı kil oranına sahip Adapazarı Yenigün mahallesinden elde edilmiş silt numuneler kullanılmıştır. Silt genel manasıyla su ile taşınan çok ince daneli (2 mikron ile 74 mikron arasında) zeminler olarak tanımlanabilir [8].

Elde edilen zemin içerisindeki silt ve kili ayırmak için deneysel çalışmanın başında öncelikle çöktürme yöntemi uygulanmıştır. Çöktürme yöntemi ile kile nazaran daha iri olan siltli zeminin dibe çökmesi ve üst kısımda suda asılı halde kalan killi kısmın ayrıştırılması hedeflenmiştir. Bu yöntemde, zemin numunesi boş bir kova içerisine koyulmuş ve üzerine su eklenerek karıştırılmıştır. Hazırlanan karışım bir gün bekletilerek karışımın dinlenmesi ve çökmesi sağlanmıştır [9]. Tamamen çöken zemin numunesi 3 dakika ara ile 5 defa karıştırıcı ile karıştırılmış ve her karıştırma-bekleme aşaması sonunda karışımın bulunduğu kovanın üst kısmındaki killi süspansiyon boşaltılarak kil numuneleri siltli zeminden ayrılmıştır. Bu sayede süreç sonunda kovaların dibinde mümkün olduğunca az kil oranına

sahip siltli zemin elde edilmiştir. Uygulanan çöktürme yönteminin aşamaları Şekil 1’de gösterilmiştir [10].



Şekil 1. Çöktürme Tekniği Aşamaları [10]

Beş aşamalı çöktürme yöntemi sonucunda elde edilen zemin numunesi üzerinde sınıflandırma amaçlı kıvam limiti deneyleri ve kil yüzdesini bulma amaçlı hidrometre (çöktürme analizi) deneyleri yapılmıştır. Hidrometre ve kıvam limitleri deneylerinin sonuçları Tablo 1’de özetlenmiştir.

Tablo 1. Deney Numunelerinin Fiziksel Özellikleri

Numune No	Kil Oranı, %Kil	Likit Limit, w_L	Plastik Limit, w_P	Plastisite İndisi, I_p
1	7.0	33.0	NP	NP
2	15.0	36.8	28.8	11.0

Çöktürme yöntemiyle elde edilen numunelerin deneye hazırlanması için bulamaç yöntemi uygulanmıştır (Foto 1a). Bulamaç hazırlanırken numunelere ağırlıkça %40 oranında yani 1000 g numune için 400 g su eklenmiş ve iyice karıştırılan bulamaç su muhtevasının homojen bir şekilde numunenin her tarafında eşit olması için beklemeye bırakılmıştır. Homojen su muhtevasına eriştiği düşünülen numune desikatöre koyularak bulamaç içindeki hava kabarcıkları çıkarılmıştır. Bu işlem esnasında birkaç defa numune karıştırılarak daha iyi bir sonuç alınmaya çalışılmıştır. Konsolidasyon için hazır hale getirilen numunelerin boyu konsolidasyon sonunda 10 cm civarında kalacak şekilde 5 cm çapındaki saydam sert plastik tüplere yerleştirilmiştir. Deney numuneleri için 100 kPa konsolidasyon basıncı uygulanması öncesinde kendi ağırlığında bir süre bekletilmiştir. Daha sonra 100 kPa konsolidasyon basıncı için gereken ağırlıklar aşamalı bir şekilde hücre içindeki numuneye uygulanmıştır. Konsolidasyon süreci tamamlanan numuneler 24 saat süreyle dondurucuya konulmuştur. Dondurulmuş numuneler (Foto 1b) deney için hücreden çıkartılarak deney hücresine yerleştirilmiştir (Foto 1c).

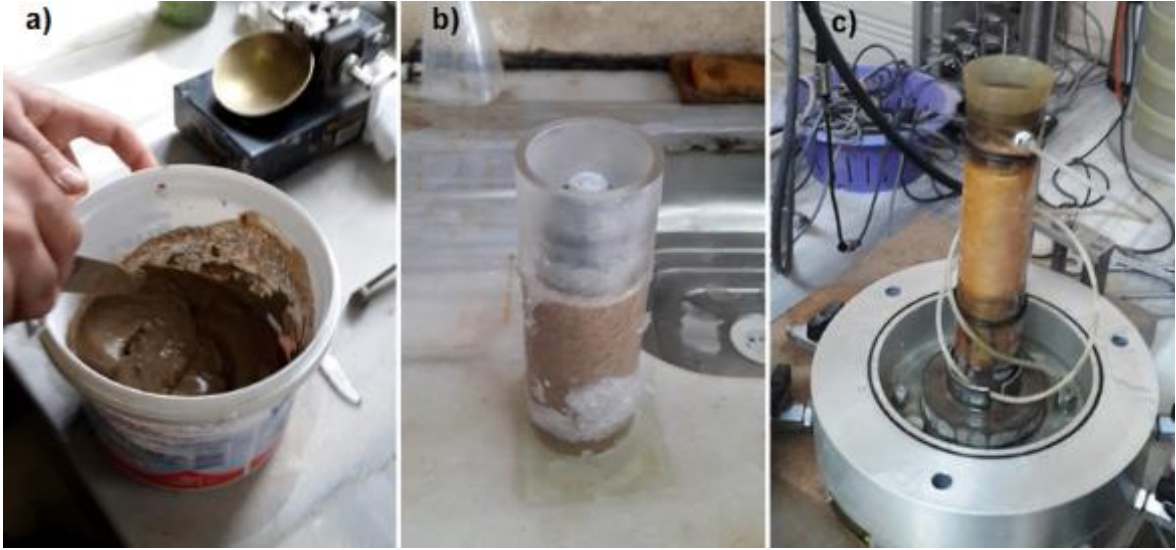


Foto 1. a) Bulamaç Hazırlanışı b) Konsolidasyon Sonu Donmuş Numune c) Numunenin Hücreye Yerleştirilmesi

3. DENEYSEL ÇALIŞMA

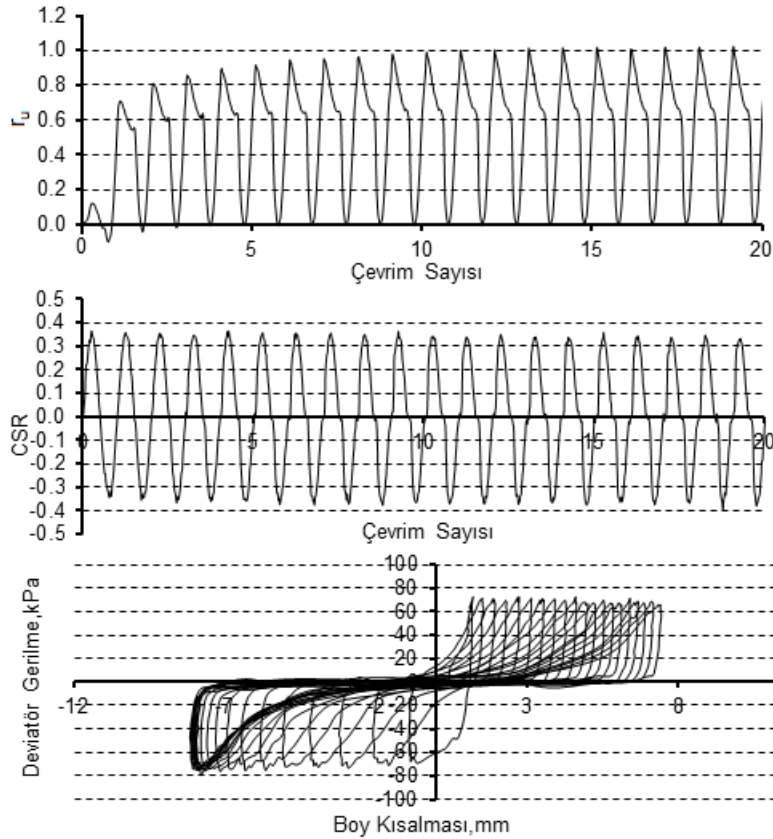
Bu çalışmada Sakarya Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarında bulunan *Wykeham Farrance* firması yapımı üç eksenli deney sistemi (*CTX-Cyclic Triaxial Test*) kullanılmıştır (Foto 2).



Foto 2. Sakarya Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarı CTX Deney Sistemi

Hücre içine numune yerleştirildikten sonra; doyurma, konsolidasyon ve dinamik yükleme olmak üzere üç fazda deney tamamlanmaktadır. Doyurma işleminde numunenin boşluklarının tamamen suyla doyurulması amaçlanmaktadır. Numunede şişme meydana gelmemesi için hücre basıncı ve geri basınç sürekli birlikte yükseltilerek kontrol altında tutulmaktadır. Bu çalışmada doyurma esnasında çevre basıncı ile geri basınç farkı 10 kPa da tutulmuştur. Her doyurma kademesinde de çevre basıncı 50 kPa arttırılmıştır. Numunenin türüne, boşluk yapısına göre doyurma süreci farklı sürelerde tamamlanmaktadır. Doyurma

aşaması boşluk suyu basıncı parametresi ($B=\Delta u/\Delta\sigma_3$) değeri 0.95'e ulaştığında sonlandırılmış ve konsolidasyon aşamasına geçilmiştir. Konsolidasyon için gerekli basınç 100 kPa olarak belirlenmiştir. Aşırı boşluk suyu basınçları sönmülenip konsolidasyon süreci tamamlandıktan sonra dinamik kesme aşamasına geçilmiştir. Bu çalışmada çevrimsel gerilme oranı (CSR) 0.35 olarak sabit alınmış buna karşın her farklı kil yüzdesine sahip numuneler üzerinde 0.25, 0.50 ve 1.00 Hz frekansta deneyler yürütülmüştür. Şekil 2'de %7 kil içeren numunede 0.50 Hz frekans için deney sonucu örnek olarak gösterilmiştir. Bu numunede 11. çevrim sonunda boşluk suyu basıncı oranının 1'e ulaştığı görülmektedir. Tüm deney sonuçlarından elde edilen özet şeklindeki veriler ise Tablo 2'de görülmektedir.

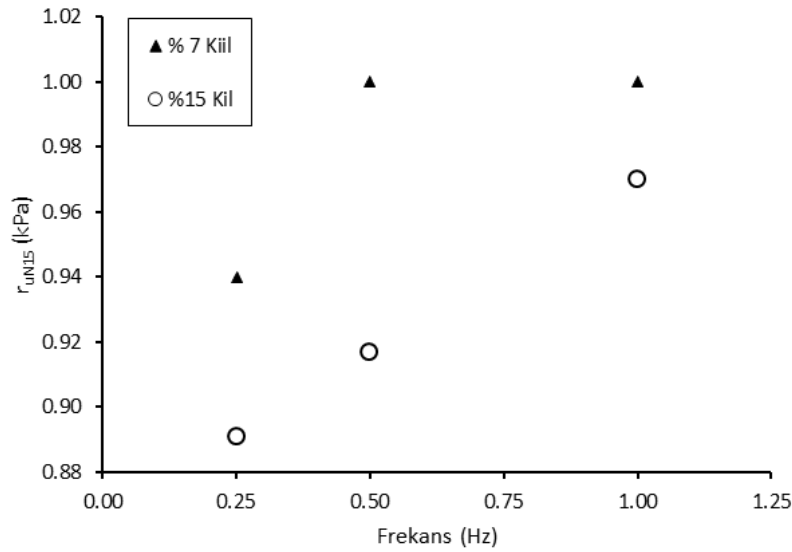


Şekil 2. %7 Kil 0.50 Hz Deney Grafikleri

Tablo 2'de görülen deney sonuçları değerlendirilerek iki farklı kil oranına sahip numuneler için frekansa karşılık (F, Hz) 15. çevrimdeki boşluk suyu basıncı değerleri (r_{uN15}) karşılaştırılmış ve Şekil 3'deki grafikte gösterilmiştir. Bu grafikten görülebileceği üzere dinamik üç eksenli deneyde kesme esnasında uygulanan dinamik yükün frekans değeri arttıkça 15. çevrimdeki (N_{15}) boşluk suyu basınçlarının her iki tip numunede de (%7 kil oranına sahip ve %15 kil oranına sahip) artış gösterdiği görülmektedir. Aynı zamanda numune içerisindeki kil oranı azaldıkça 15. çevrimdeki (N_{15}) boşluk suyu basınçlarının yüksek kil oranına sahip numunelere (%15) oranla daha hızlı artış gösterdiği görülmektedir. Bu noktadan hareketle zemin içerisindeki kil oranının zeminin sıvılaşması üzerinde önemli bir parametre olduğunu, yüksek kil oranına sahip numunelerin daha zor sıvılaşma eğilimi gösterdiğini söylemek mümkün olmaktadır.

Tablo 2. Deney Sonuçlarının Özeti

Deney No	% Kil	CSR	Frekans (Hz)	$r_{u(max)}$	$N_{u(max)}$	r_{uN5}	r_{uN10}	r_{uN15}	$N_{\epsilon=\pm\%2.5}$	$N_{\epsilon=\pm\%5}$	ϵ_{N15}
1	7	0.35	0.25	0.94	13.28	0.68	0.88	0.94	1.00	1.5	17.47
2	7	0.35	0.50	1.00	11.00	0.9	0.98	1.00	1.00	2.00	13.68
3	7	0.35	1.00	1.00	3.22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.8	20.3
4	15	0.35	0.25	0.89	7.18	0.818	0.911	0.891	1.00	3.00	12.68
5	15	0.35	0.50	0.917	14.22	0.654	0.854	0.917	1.00	2.00	19.79
6	15	0.35	1.00	1.00	17.32	0.6	0.87	0.97	1.5	3.00	18.24



Şekil 3. Farklı Kil Oranlarına Sahip Numunelerin Frekansa Karşılık r_{uN15} Değerleri

4. SONUÇLAR

Silt zeminler üzerinde dinamik deneyler farklı kil oranlarında ve farklı frekans değerlerinde yapılarak sonuçları karşılaştırılmıştır. Deney sonuçları değerlendirilmesi sonrasında kil oranının sıvılaşmayı etkilediği görülmüş olup, kil oranı arttıkça boşluk suyu basınçlarının daha az arttığı ve numunelerin sıvılaşma eğiliminin azaldığı görülmüştür. Değişen frekans değerleri de numuneler üzerinde ciddi farklı sonuçlar alınmasına yol açmıştır. Daha yüksek frekans değerleriyle yapılan deneylerde boşluk suyu basınçlarının daha fazla artış gösterdiği, %7 ve %15 kil oranına sahip her iki tip numunede de 15. çevrimdeki boşluk suyu basınçlarının yüksek frekansta yüksek, düşük frekansta ise düşük değerler gösterdiği bulunmuştur.

KAYNAKLAR

- [1] Bol, E., Adapazarı Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği, Doktora Tezi, 2003.
- [2] Ural, N., Önalp, A., Bol, E. Siltlerde Sıvılaşmanın Deneysel İncelenmesi, <http://www.imo.org.tr/resimler/ekutuphane/pdf/1525.pdf>
- [3] Özay, R., Erken, A. Killerde Plastisitenin Dinamik Kayma Gerilmesi Oranına Etkisi;

- İTÜ Dergisi/d mühendislik Cilt:2, Sayı:1, 55-63, 2003
- [4] Chang, N.Y., Hsieh, P., Samuelson, L., Horita, M. Effect of Frequency on Liquefaction Potential of Saturated Monterey No. O Sand, Computational Methods and Experimental Measurements, 1982, pp 433-446, 1982.
- [5] Lee, K.L., Fitton, J.A., Factors Affecting The Cyclic Loading Strength Of Soil, Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, ASTM STP 450, American Society for Testing and Materials, pp. 71-95, 1968.
- [6] Mulilis, J.P., The Effect Of Sample Preparation On The Cyclic Stress-Strain Behavior Of Sands, University of California, Civil Engineering Department, at Berkeley, California, Doctor of Philosophy Thesis, 1975.
- [7] Liu, J., Liquefaction Resistant On Monterey No.0/30 Sand, University of Colorado Denver, USA, Department of Civil Engineering, Master of Science Thesis, 2012.
- [8] TSE, İnşaat Mühendisliğinde Zemin Sınıflandırması: TSE1500, Ankara, 2000.
- [9] Tapan, M. Siltlerde Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesinde Yanal Konsolidasyon Özelliğinin Etkisi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yüksek Lisans Tezi, 2011.
- [10] Öntürk, K., Bol, E., Özsağır, M., Doygun Olmayan İnce Taneli Zeminlerin Kayma Direnci, 3rd International Symposium On Innovative Technologies In Engineering And Science, Polytechnic University of Valencia, 2015.

GRANÜLER YOL MALZEMELERİNE UYGULANAN DCP, CBR VE M_R TEST SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF DCP, CBR AND M_R TEST RESULTS FOR GRANULAR HIGHWAY MATERIALS

Volkan Emre UZ¹

Mehmet SALTAN²

İslam GÖKALP³

ABSTRACT

In our country, in-situ quality control/quality (Q_C/Q_A) assurance of the compacted pavement layers still relies on their density and moisture measurements. However, with the coming changes from empirical to mechanistic-empirical pavement design methods, it becomes necessary to change the Q_C/Q_A procedures of compacted granular pavement layers from a unit weight-based criterion to a stiffness/strength based criterion. Dynamic Cone Penetrometer (DCP) is one of a non-destructive, effective, fast and reliable testing method which is widely used to determine the stiffness/strength of granular pavement layers and subgrade. In this study, series of laboratory tests were performed on two different types of base material and two different types of subgrade soil to determine their physical and mechanical properties. The bearing capacity of materials was defined with California Bearing Ratio (CBR) test. Repeated Load Triaxle Test (RLTT) conducted on materials and their Resilient Modulus (M_R) was determined. These materials compacted with various depths in 1.00x1.40 m steel boxes to simulate granular pavement layers. The target densities of layers were determined according to laboratory compaction tests of each material. After the specimen compaction procedure, DCP test was performed and the Penetration Indexes (PI) defined for each layer. The correlations in the literature were used to predict CBR and M_R values from DCP-PI and predicted values compared with the test results.

Keywords: Non-Destructive testing, Dynamic Cone Penetrometer (DCP), California Bearing Ratio (CBR), Repeated Load Triaxial Test (RLTT), resilient modulus (M_R), granular pavement materials.

ÖZET

Ülkemizde sıkıştırılmış üstyapı tabakalarının yerinde kalite kontrol (K_K) ve değerlendirmesi (K_D) halen bu tabakaların yoğunluk ve su muhtevası ölçümlerine dayanmaktadır. Bununla birlikte, üstyapı tasarım yöntemlerinde ampirik yöntemlerden mekanistik-ampirik yöntemlere geçilmesi ile K_K/K_D prosedürlerinde birim ağırlık esaslı yöntemlerden dayanım esaslı yöntemlere geçilmesi gerekli hale gelmiştir. Dinamik Konik Penetrometre (DCP) testi,

¹ Yrd. Doç. Dr., Adana Bilim ve Teknoloji Üniversitesi, vemreuz@adanabtu.edu.tr

² Prof. Dr., Süleyman Demirel Üniversitesi,

³ Arş. Gör., Adana Bilim ve Teknoloji Üniversitesi,

granüler üstyapı tabakalarının dayanımlarının belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan tahribatsız, etkili, hızlı, ucuz ve güvenilir bir yerinde değerlendirme yöntemlerinden biridir. Bu çalışmada, iki çeşit taban zemini malzemesi ve iki çeşit temel malzemesi kullanılmış, bu malzemeler üzerinde, fiziksel ve mekaniksel özelliklerinin belirlenmesi amacıyla bir dizi deneyler uygulanmıştır. Malzemelerin taşıma gücü Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) testi ile belirlenmiştir. Malzemelere Üç Eksenli Tekrarlı Yükleme (ÜETY) testi uygulanmış ve malzemelerin Esneklik Modülleri (M_R) belirlenmiştir. 1.0 m genişliğinde 1.4 m. uzunluğunda rijit bir çelik kalıp içerisinde malzemelerin sıkıştırılması ile granüler üstyapı örnekleri oluşturulmuştur. Sıkıştırılmış tabakaların yoğunluğu laboratuvarında malzemelere uygulanan sıkıştırma testlerine göre belirlenmiştir. Sıkıştırma işleminden sonra DCP testi kalıpta belirlenen noktalarda uygulanmış ve her tabakanın DCP batma indeksi (BI) değerleri belirlenmiştir. Literatürde var olan korelasyonlar kullanılarak DCP-BI değerleri kullanılarak CBR ve M_R değerleri hesaplanmış ve hesaplanan değerler test sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Tahribatsız Test Yöntemleri, Dinamik Konik Penetrometre (DCP), Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR), Üç Eksenli Tekrarlı Yükleme Testi (ÜETY), esneklik modülü (M_R), granüler üstyapı malzemeleri.

1. GİRİŞ

Genellikle, tüm üstyapı tiplerinde bağlayıcısız granüler tabakalar yer almaktadır. Üstyapı performansında bağlayıcısız granüler tabakaların dayanımı ve stabilitesi önemli rol oynamaktadır [1, 2]. Taban zemini, alttemel ve temel gibi sıkıştırılmış tabakaların kalite değerlendirilmesi, granüler tabaka inşasında ve diğer toprak işlerinde oldukça önemlidir. Diğer gelişmekte olan ülkeler gibi ülkemizde de kalite kontrol ve değerlendirme metodları, yerinde yoğunluk, tane boyutu dağılımı ve tabaka kalınlıkları gibi fiziksel özelliklerin elde edilmesine dayanmaktadır [1, 3, 4, 5, 6]. Mevcut kalite kontrol ve değerlendirme prosedürleri, yukarıda belirtilen fiziksel özelliklerin belirlenmesine dayanmakta, bu süreç bazen oldukça zahmetli, zaman alıcı ve hatta tehlikeli olabilmektedir [5]. Üstyapı tasarımında ampirik yöntemlerden mekanistik-ampirik yöntemlere geçilmesi ile birlikte granüler yol tabakalarının, kalite kontrol ve değerlendirilmesinde yoğunluk ölçüm yöntemlerinden tabaka dayanım ölçümlerine geçilme gerekliliği son yıllarda artan bir araştırma konusu olmuştur. Çünkü birim ağırlığa dayalı ölçümlerden elde edilen bilgiler, granüler tabakaların mühendislik özellikleri hakkında yeterli bilgiyi vermemektedir. Dolayısıyla tasarım ile kalite kontrol arasında kuvvetli bir bağ oluşturulamamaktadır.

Geleneksel olarak delme, kazıma ve numune alma teknikleri, granüler üstyapı tabakalarının taşıma kapasitesinin ve kalınlığının tahmin edilmesinde kullanılmaktadır. Ancak, bu teknikler tahrip edicidir ve üstyapı performansı üzerinde önemli miktarda olumsuz etkiler oluşturabilmektedir. Bu problemlerin üstesinden gelmek için, tahribatsız ve/veya yarı tahribatlı donanımlar ve üstyapı değerlendirme yöntemleri geliştirilmiştir [7]. Granüler malzemelerinin dayanımı ve mekaniksel özelliklerinin karakterize edilmesinde birçok test ve teknikler kullanılmaktadır. DCP testi, bağlayıcısız granüler tabakaların taşıma kapasitesinin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan yerinde değerlendirme yöntemlerinden biridir. DCP, ilk olarak temel ve alt temel tabakaların karakterize edilmesinde kullanılmıştır. Bu test yöntemi, granüler üstyapı tabakaları ve taban zemini dayanım/mukavemet özelliklerinin araştırılmasında kullanılan tahribatsız, etkili, hızlı, ucuz ve güvenilir bir yöntemdir [8, 9, 10, 11, 12]. Araştırmacılar, güvenilir ve daha doğru

değerlendirmeler yapabilmek, ek veri sağlamak amacıyla, üstyapı ve taban zeminin değerlendirilmesinde tahribatsız test yöntemlerinden olan DCP testini kullanılmasını önermişlerdir [13]. Birçok araştırmacı, DCP test sonuçları ile tabakaların CBR, M_R veya Elastisite Modülü gibi diğer dayanım parametreleri arasında korelasyonlar kurmaya çalışmışlardır. Bu çalışmada, literatürde yer alan korelasyonlar, çalışma kapsamında seçilmiş malzemeler üzerinde laboratuvarında uygulanan CBR, DCP, M_R test sonuçlarının karşılaştırılmasında kullanılmıştır.

2. MATERYAL

Bu çalışmada, iki çeşit taban zemini ve iki çeşit temel malzemesi kullanılmıştır. Çalışma kapsamında kullanılan taban zemini malzemeleri TZ-1 ve TZ-2 olarak, temel malzemeleri ise TT-1 ve TT-2 olarak etiketlenmiştir. TZ-1 ve TZ-2 taban zemini malzemeleri sırasıyla Isparta, Mehmet Tönge mahallesinden ve Süleyman Demirel Doğu kampüsü'nden temin edilmiştir. TT-1 ve TT-2 temel malzemeleri ise sırasıyla Kadınhanı-İlgın ve Fethiye-Kalkan karayolu inşaatı sahasından temin edilmiştir. Her bir malzemenin fiziksel ve mekanik özellikleri bir dizi laboratuvar testleri ile belirlenmiştir. Malzemeler üzerinde elek analizi, standart ve Modifiye proktor sıkışma testleri, Atterberg limitleri, Micro Deval, Los Angeles ve donma-çözünme gibi aşınma testleri uygulanmıştır. TZ-1, TZ-2, TT-1 ve TT-2 malzemelerinin gradasyonları ve Türkiye Karayolları Teknik Şartnamesine (KTŞ) göre Plent-miks temel gradasyon limitleri Tablo 1'de verilmiştir. TT-1 ve TT-2 olarak etiketlenmiş temel malzemeleri, KTŞ'ye göre sırasıyla Tip-1 ve Tip-2 temel malzemesi olarak belirlenmiştir.

Maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası ilişkisini belirlemek için taban zemini ve temel malzemeleri üzerinde sıkışma testleri uygulanmıştır. Standart proktor testi taban zemini malzemeleri üzerinde; modifiye proktor testi ise temel malzemeleri üzerinde, sırasıyla ASTM D 698 ve ASTM D1557 standartlarına göre uygulanmış ve malzemelerin maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası belirlenmiştir. Atterberg Limitlerinin tespit edilmesi için malzemeler üzerinde, ASTM D4318 standardına göre likit limit ve plastik limit testleri yapılmıştır. Yapılan testler neticesinde, TZ-1, TT-1 ve TT-2 malzemelerinin plastik bir davranış sergilemediği görülmüştür. Bu çalışmada kullanılan malzemeler, AASHTO ve birleştirilmiş zemin sınıflandırılmasına göre sınıflandırılmıştır. Tablo 2'de ilgili malzemelerin fiziksel özellikleri görülmektedir. Aşınmaya karşı direnç ve dona karşı dayanım testleri temel agregaları üzerinde uygulanmıştır. Bu malzemelere uygulanacak testler, test standartları ve test sonuçları Tablo 3'te verilmiştir.

Tablo 1. Malzemelerin Gradasyonu ve Plent-miks Temel Tabakası için Gradasyon Limitleri

Elek Açıklığı		Geçen %				Gradasyon Limitleri	
mm	İnç	TZ-1	TZ-2	TT-1	TT-2	Tip-1	Tip-2
37,5	1 1/2	100	100	100	100	100	-
25	1	100	100	93.3	100	72-100	100
19	¾	99.3	98.5	81.4	100	60-92	80-100
9,5	3/8	97.8	96.8	64.2	77.2	40-75	50-82
4,75	No.4	96.2	93.5	50.2	51.2	30-60	35-65
2	No.10	92.9	89.9	31.1	34.1	20-45	23-50
0,425	No.40	79.2	80.8	16.9	14.5	8-25	12-30
0,075	No.200	43.3	62.4	7.6	5.7	0-10	2-12

Tablo 2. Malzemelerin Fiziksel Özellikleri

Malzemeler	Zemin Sınıflandırılması		Optimum su muhtevası – Kuru Birim Hacim Ağırlığı		Atterberg Limitleri		
	AASHTO	Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırılması	(w_{opt} ,%)	(γ_{dmax} , kg/m ³)	LL (%)	PL (%)	PI (%)
TZ-1	A-4	ML	15.00	1775	-	-	-
TZ-2	A-6	CL	16.00	1790	27.60	17.11	11.00
TT-1	A-1-a	GW	5.10	2370	-	-	-
TT-2	A-1-a	GW	4.70	2250	-	-	-

Tablo 3. Temel Malzemelerin Aşınma Özellikleri

Malzemeler	Los Angeles (TS EN 1097-2)(%)	Donma-Çözünmeye Karşı Direnc (TS EN 1367-2) (%)	Micro-Deval (TS EN 1097-1)(%)
TT-1	35.96	4.87	28.84
TT-2	22.86	4.47	10.50

3. METOT

Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR), üç eksenli tekrarlı yükleme (ÜETY) ve dinamik konik Penetrometre (DCP) testleri, tüm malzemelere uygulanmıştır. CBR, ÜETY ve DCP testleri bağılayıcısız granüler malzemelerin dayanım özelliklerinin belirlenmesinde kullanılan en yaygın testlerdir. Bu bölümde, yukarıda belirtilen testlere, test koşullarına ve test sonuçlarına yer verilmiştir.

3.1. Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR)

Kaliforniya Taşıma Oranı testi granüler tabakaların ve taban zeminin değerlendirilmesinde kullanılan bir penetrasyon testidir. Bu test ilk olarak Kaliforniya Ulaştırma Bölümü tarafından geliştirilmiştir. CBR, taban zemini taşıma gücü ve malzeme davranışı için bir ampirik göstergedir. CBR değeri genellikle, düşük hacimli yolların tasarımında çoğunlukla bir girdi olarak kullanılmaktadır [14]. CBR test cihazı; 150 mm çapında 175 mm yüksekliğinde silindirik kalıp, 148 mm çapında ve 47,7 mm yüksekliğinde ara disk, özgül ağırlıklar, 50 mm çapında ve minimum 100 mm uzunluğunda penetrasyon pistonu ve en az 500 kg kapasitesinde 1,25 mm/dk'lık bir hızla hareket edebilen bir başlık veya tabla ile donatılmış bir yükleme cihazından oluşmaktadır. CBR, sıkıştırılarak hazırlanmış numuneye belli boyutları olan bir pistonun 1,25 mm / dk standart bir hızda, belli bir derinliğe kadar batma için gerekli basıncın, aynı pistonun düzgün bir gradasyonu olan kırma taştan hazırlanmış bir numunede aynı batmayı sağlayan basınca oranı olarak tanımlanan ve yüzde olarak ifade edilen bir değer olarak tanımlanır. CBR çoğunlukla 2,50 ve 5,00 mm'lik penetrasyon için hesaplanır. Genellikle, 2,50 mm'de hesaplanan CBR değeri 5,00 mm'de hesaplanan CBR değerinden daha yüksek çıkmaktadır. Bu durumda 2,50 mm'ye karşılık gelen değer CBR değeri olarak alınır. Eğer 5,00 mm CBR değeri 2,50 mm için aşarsa, test tekrar edilir. aynı sonuçların gözlemlenmesi durumunda, 5,00 mm penetrasyona tekabül eden CBR değeri test sonucu olarak kabul edilir.

CBR test sonuçları, kuru birim hacim ağırlık, su muhtevası, malzemenin türü gibi birçok faktöre bağlıdır. Dolayısıyla istenen yoğunlukta numuneyi hazırlamak oldukça önemlidir [15, 16, 17]. Üstyapı kalite kontrol ve değerlendirmesinin sahada ölçülen tabaka yoğunluğuna ve su muhtevasına bağlı olduğundan, CBR değeri taban zeminin ve üstyapı

tabakalarının dayanımının tahmin edilmesinde oldukça önemli bilgiler vermektedir [3, 18]. Bu çalışmada CBR deneyleri optimum su muhtevasında ve maksimum kuru birim hacim ağırlık koşullarında (Tablo 2) gerçekleştirilmiştir. Belirtilen koşullarda elde edilen CBR sonuçları Tablo 4'te verilmiştir.

Tablo 4. CBR Test Sonuçları

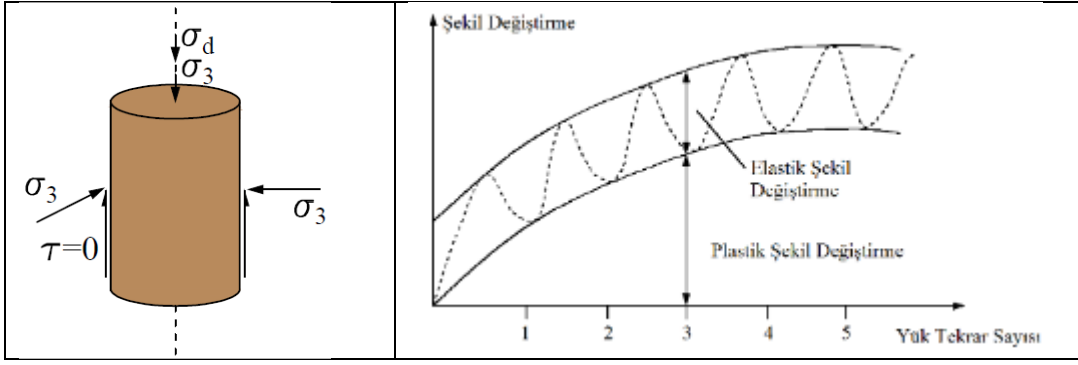
Malzemeler $\omega_{opt}/\gamma_{dmax}$	ω (%)	γ_d (kg/m ³)	γ_d / γ_{dmax} (%)	CBR (%)
TZ-1/15.0/1775	14.9	1760	99.2	22,5
TZ-2/16.0/1790	16.3	1790	100	8.6
TT-1/5.1/2370	4.7	2360	99.6	135
TT-2/4.8/2250	4.9	2230	99.1	112

3.2. Üç Eksenli Tekrarlı Yükleme Testi (ÜETY)

Diğer revizyonlarına ek olarak, AASHTO üstyapı tasarım kılavuzuna (1993), hareketli trafik yüklerine maruz kalan üstyapı malzemelerini karakterize etmek için esneklik modülü (M_R) kavramı dâhil edilmiştir. M_R direkt olarak laboratuvar testlerinden tahmin edilebileceği gibi, dolaylı olarak laboratuvar ve saha testlerinin korelasyonu yoluyla veya deplasman ölçümlerinin hesaplanması ile temin edilebilmektedir. Esneklik modülü deneyi, üstyapı tasarımında kullanılan malzemelerin gerilme-şekil değiştirme ilişkilerinin elde edilmesinde kullanılır. Test sırasında düşey gerilme, hücre basıncı, yanal ve düşey yer değiştirmeler kayıt edilir. Maksimum ve minimum yer değiştirme arasındaki fark toplam numune yüksekliğine bölünerek şekil değiştirmeler elde edilir ve her iki elastik (esnek) ve plastik (kalıcı) şekil değiştirmeler kaydedilir [20].

Taban zemini ve üstyapı tabakalarını oluşturan malzemelerin M_R bilgisi, bu tabakaların yapısal davranışlarının etkin bir şekilde tanımlanabilmesi için gereklidir. Bir çok ülkede, üstyapı tasarımında ampirik tasarım yöntemlerinden mekanistik-ampirik(M-E) yaklaşımlara geçilmiştir. M_R çok tabakalı esnek üstyapı sistemlerinin tasarımlarında olması gereken en önemli malzeme özelliklerinden biridir. Birçok üstyapı tasarım kılavuzlarında görüleceği gibi M_R , uygulanan deviatör gerilmenin, elastik veya esnek eksenel şekil değiştirmeye (ϵ_r) oranı olarak tanımlanır.

Tekrarlanan yüklemeler altında bir malzemenin gerçek esnek şekil değiştirme davranışı, erken aşamalarda malzemede meydana gelen kalıcı deformasyon oluşumuna neden olan belirli sayıda yük uygulanması sonrasında tespit edilebilir [2]. Üç eksenli tekrarlı yükleme (ÜETY) testinde uygulanan gerilme bileşenleri ve granüler malzemelerin tekrarlı yükler altındaki tipik elastik ve plastik şekil değiştirme davranışları Şekil 1'de verilmiştir. Bu çalışma kapsamında kullanılan ÜETY cihazının genel görünümü ise Şekil 2'de verilmiştir. Temel malzemeleri 15x30 boyutlarında, taban zemini malzemeleri 10x20 boyutlarında silindirik numuneler şeklinde hazırlanmış ve ÜETY testine tabi tutulmuşlardır. Deneylerde malzemeler optimum su muhtevasında ve %100 sıklık değerlerinde test edilmiştir. Çalışma kapsamında kullanılan malzemelerin esneklik modülü değerleri Tablo 5'de verilen gerilme koşullarına göre belirlenmiştir.



Şekil 1. ÜETY' de Gerilme Durumları (Sol), Tekrarlı Yükler Altındaki Elastik ve Plastik Davranış (Sağ) [2,3]



Şekil 2. ÜETY Görünümü ve Test Altındaki Malzemeler; Temel (Sol) Taban Zemini (Sağ) [20]

Granüler malzemeler, gerilme bağımlı davranış gösterirler ve genellikle esneklik modülü gerilme koşullarının bir fonksiyonu olarak ifade edilir. K- Θ ve UZAN modelleri, esneklik modülünün tahmin edilmesinde en çok bilinen ve kullanılan modellerdir (Sırasıyla; Denk. 1, Denk. 2). ÜETY test sonuçlarına bağlı olarak elde edilen K- Θ ve UZAN modellerinin regresyon kat sayıları Tablo 6'da verilmiştir. Uygulanan gerilmeler ile malzemelerin esneklik modüllerindeki değişim Şekil 3'te görülmektedir. Bu çalışma kapsamında yer alan DCP test sonuçları ile ÜETY sonuçlarını karşılaştırmak için kullanılan malzemelerin esneklik modülleri tek bir biçimde ifade edilmesi gerekmektedir. DCP test sonuçları ile esneklik modülünü tahmin edilmesinde kullanılan modeller, genellikle belirli gerilme değerlerinde tespit edilen esneklik modülü değerleri ile ilişkilendirilmektedir. Bu çalışma kapsamındaki gerilme değerleri granüler temel malzemeleri için $\sigma_d = 104$ kPa, $\sigma_3 = 35$ kPa ve taban zemini malzemeleri için de $\sigma_d = 41$ kPa, $\sigma_3 = 14$ kPa'dır.

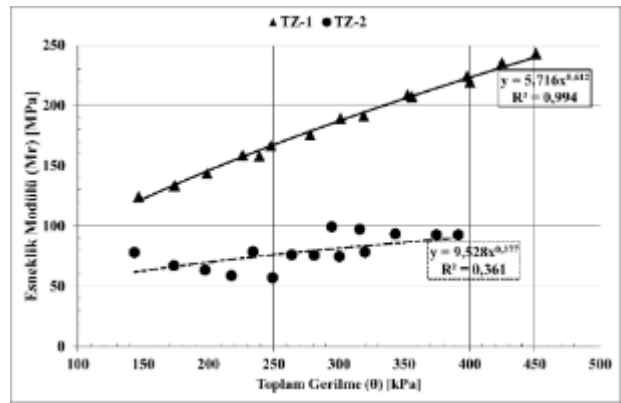
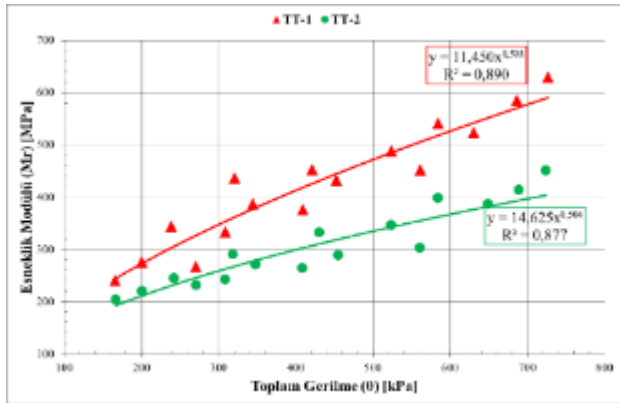
Tablo 5. Temel ve Taban Zemini Malzemeleri için Gerilme Koşulları

Temel				Taban Zemini			
Seviye	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	Yük Tekrar Sayısı	Seviye	σ_c (kPa)	σ_d (kPa)	Yük Tekrar Sayısı
Koşul	103	136	1000	Koşul	40	120	1000
1		68	100	1		50	100
2	34	102	100	2		75	100
3		136	100	3	25	100	100
4		238	100	4		125	100
5		68	100	5		150	100
6	69	102	100	6		80	100
7		136	100	7		120	100
8		238	100	8	40	160	100
9		102	100	9		200	100
10	103	136	100	10		240	100
11		238	100	11		100	100
12		284	100	12		150	100
13		136	100	13	50	200	100
14	138	238	100	14		250	100
15		284	100	15		300	100
16		318	100				

$$M_R = k_1(\theta/\sigma_0)^{k_2} \dots\dots\dots (\text{Denk.1})$$

$$M_R = k_1(\theta/\sigma_0)^{k_2}(\sigma_d/\sigma_0)^{k_3} \dots\dots\dots (\text{Denk.2})$$

σ_d : Deviyör Gerilme, σ_0 : Referans Gerilme, θ : Toplam Gerilme, ve k_1 , k_2 , k_3 : regresyon katsayılarıdır.



Şekil 3. Uygulanan Gerilmeler ile Malzemelerin Esneklik Modüllerindeki Değişim; Temel Malzemesi (Sol), Taban Zemini (Sağ)

Tablo 6. K- θ ve UZAN Modelleri için Regresyon Katsayıları ve Hesaplanan Esneklik Modülü Değerleri

Malzemeler	Regresyon katsayıları					Esneklik Modülleri (MPa)	
	K- θ Modeli		UZAN Modeli			Temel Malzemeleri için: $\sigma_d=104$; $\sigma_3=35$ kPa	
	k_1	k_2	k_1	k_2	k_3	K- θ	UZAN

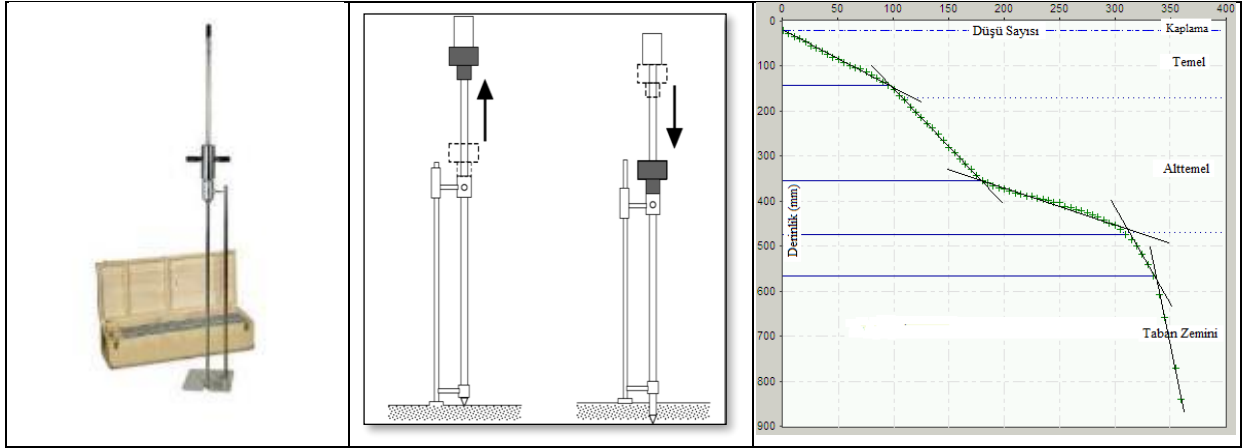
TZ-1	5.716	0.612	5.654	0.620	-0.007	85	85
TZ-2	9.528	0.377	2.663	1.677	-1.191	50	53
TT-1	11.450	0.598	12.837	0.321	0.307	278	295
TT-2	14.625	0.504	16.025	0.290	0.236	215	224

3.2. Dinamik Koni Penetrometre Testi (DCP)

DCP cihazı ilk olarak Güney Afrika'da, üstyapıların yerinde dayanımlarının belirlenebilmesi amacıyla geliştirilmiş bir cihazdır. Daha sonra İngiltere, Avustralya, Yeni Zelanda ve ABD'nin bazı eyaletlerinde taban zemini ve yol üstyapı tabakalarının yerinde dayanımlarının ve tabaka mühendislik özelliklerinin tespiti için kullanılmıştır [1, 2, 3]. DCP, tahribatsız, hızlı, basit, ekonomik ve güvenilir sonuçlar veren bir yöntemdir. DCP, üstyapıların kalite kontrol (K_k) ve değerlendirilmesinde (K_d) yaygın olarak kullanılan ve etkinliği yapılan birçok çalışma ile kanıtlanmış tahribatsız bir test yöntemidir. Ayrıca tekrarlanan DCP testleriyle üstyapı tabakalarının sıkışma dereceleri ve üniformluğu belirlenebilir. Buna ilave olarak, az bakım gerektiren, kolay taşınabilen ve yerinde, granüler üstyapı tabakalarında ve taban zemininde, mevcut kaplamayı delmeden sürekli ve tekrarlı ölçümlere imkân sağlayan yapısı ve çizilen grafiklerde derinlik boyunca batma indeksinin değişiminden yararlanılarak tabaka kalınlıkları belirlenebilmesi DCP testini, oldukça kullanışlı ve iyi bir kalite kontrol ve değerlendirme testi yapmaktadır [3, 20, 21, 22]. DCP test cihazı aşağıda belirtilen elamanlardan oluşmaktadır.

1. 8 kg ağırlığındaki düşen kütle (DCP çekici),
2. Çekicinin 575 mm sabit yükseklikten serbest düşmesine olanak sağlayan üst çubuk,
3. Ucunda 60°'lik konik uç bulunan ve 20 mm çapındaki alt çubuk,
4. Batma derinliklerinin okunacağı cm ve mm ölçeklerine ayrılmış cetvel ve
5. Tutma aparatı.

DCP testlerinin gerçekleştirilmesinde ASTM D6951-03 standardı takip edilmiştir. DCP cihazı montajı yapıldıktan sonra dayanım testi yapılacak kesime yerleştirilir ve ilk cetvel okuması (sıfır okuması) yapılarak kaydedilir. Çekiç, tutma aparatına kadar kaldırılır (575 mm yüksekliğe) ve serbest bırakılır. Bu şekilde bir düşüş yapılmış olur. Uygulanan bu dinamik etki neticesinde konik uç zemine batar. Test, alt çubuk uzunluğu boyunca, yani 1 metre derinliğe kadar olan tabakaları test etmeye imkân verir, eğer istenilirse ilave çubuklar takılarak daha derindeki tabakalar da test edilebilir. Her düşüş sonrasında veya istenilen düşüş adedinden sonra cetvel okuması yapılarak okumalar kaydedilir. DCP test cihazına ait şematik çizim ve çalışma prensibi Şekil 4'te görülmektedir.



Şekil 4. DCP Cihazı (Sol), Çalışma Prensibi (Orta), Tipik Test Sonucu (Sağ) [3,23]

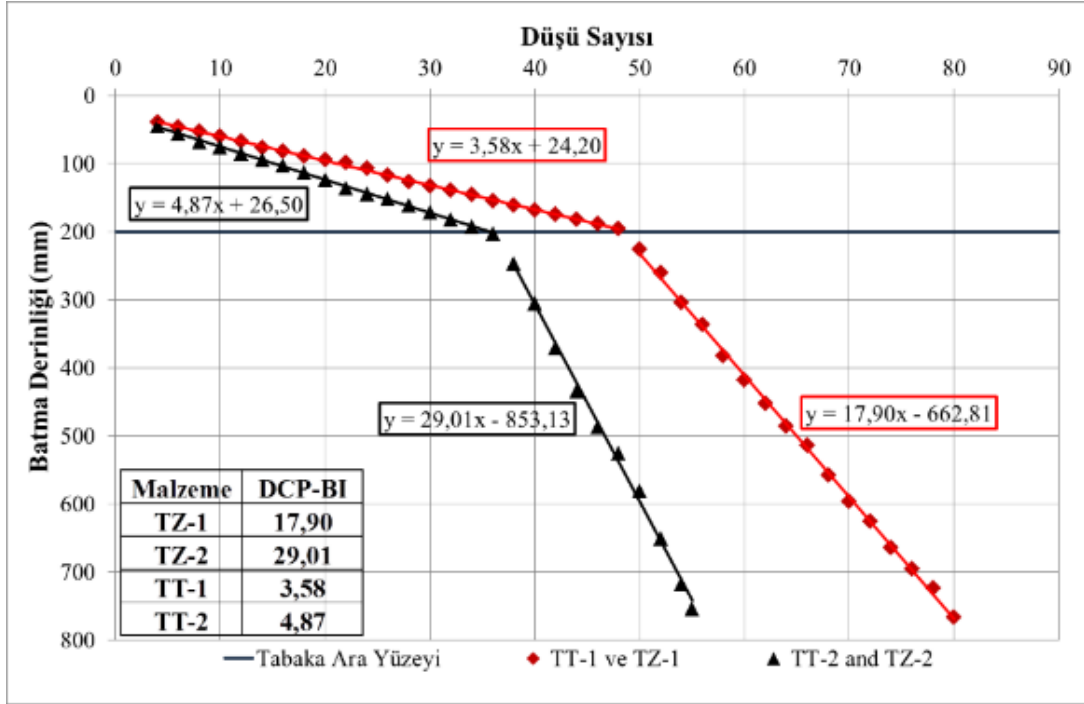
Bu çalışmada, granüler üstyapıların inşa edilmesinde büyük bir rijit çelik kalıp kullanılmıştır. Kalıbın boyutları 1.0 m genişliğinde ve 1.4 m uzunluğundadır. Bu rijit çelik kalıpta, farklı malzeme ve çeşitli tabaka kalınlıklarıyla oluşturulan değişik konfigürasyonlarda üstyapı imalatının yapılması mümkündür. Kalıp yüksekliği birbirleri ile kilitlenebilir çerçeveler ile ayarlanabilmektedir. Optimum su muhtevasına tekabül eden su miktarı ile karıştırılan kurutulmuş malzemeler, taban zemini için maksimum 15 cm kalınlığında temel malzemeleri için de 10 cm kalınlığında olacak şekilde kalıba serilmiştir. Serilen malzemelerin oluşturduğu tabakalar, laboratuvar tipi titreşimli kompaktör ile sıkıştırılmıştır. Her bir tabakanın sıkıştırılması sonrasında, sıkışma kontrolü bir yoğunluk (kesafet) çukuru açılarak kontrol edilmiştir. Bu çalışmada, 20 cm kalınlığında temel tabakası, 55 cm kalınlığında taban zemini kullanılmıştır. Taban zemini ve temel malzemelerinin serilmesi, sıkıştırılması ve sıkışma kontrolünün yapılmasının ardından DCP testi, kalıpta önceden belirlenmiş noktalarda uygulanmıştır (Şekil 5).



Şekil 5. Sıkışma (a), Sıkışma Kontrolü (b), DCP Testi (c) [3]

Bir düşüşe karşılık gelen DCP batma mesafesi, DCP batma indeksi (BI) veya batma oranı olarak bilinmektedir. BI, bağlayıcısız malzemelerin kesme dayanımları ve elastik modülünün ampirik bağıntılar ile tahmin edilmesinde kullanılmaktadır. Günümüzde, BI değerinin elde edilmesinde farklı oturma düşüşü ve düşü ölçümlerini içeren metotlar çeşitlilik

göstermektedir. Genellikle, malzemenin türüne bağlı olarak, üç oturma düşüşü ve beş ile on arasında ölçüm düşüşü kullanımı önerilmektedir [24]. Bu çalışmamızda, tabakaların kalınlığı bilindiğinden dolayı, BI değeri üç oturma düşüşünden sonra, toplam batma derinliğinin toplam düşü sayısına bölünmesi ile hesaplanmıştır. Batma derinliği- düşü sayısı grafiği ve malzemelerin BI değerleri Şekil 6'da verilmiştir.



Şekil 6. Batma Derinliği – Düşü Sayısı Grafiği ve Malzemelerin DCP-BI Değerleri

4. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

DCP testi sonuçları, CBR, granüler malzemelerin kesme dayanımı, taban zemini esneklik modülü, tabaka elastisite modülü, tabaka katsayıları ve zemin sınıfları gibi pek çok üstyapı mühendislik özellikleri ile ilişkilendirilmiştir. Çalışmanın bu bölümünde, kalite kontrol ve kalite değerlendirme testi olarak kullanılan bu cihaz ile ilgili literatürde yer alan bazı araştırmalar özetlenmiş, farklı testlerden elde edilen sonuçlar, literatürde yer alan diğer korelasyonlar ile karşılaştırılmış ve elde edilen sonuçlar yorumlanmıştır.

4.1. CBR ve DCP-BI Korelasyonları

DCP-BI ile CBR değerleri arasında çok sayıda model/korelasyon geliştirilmiştir. Kleyn (1975) laboratuvarında 2000 örnek üzerine yapmış olduğu DCP ve CBR testleri neticesinde CBR ve DCP testi batma indeksi (BI) değerleri arasında bir korelasyon geliştirmiş ve arazide uygulanan DCP testi ile tabakaların yerinde taşıma güçlerinin belirlenebileceğini belirtmiştir. Livneh (1991), yapmış olduğu çalışmada DCP testinden elde edilen sonuçların arazi CBR testi sonuçları ile iyi bir ilişkiye sahip olduğunu belirlemiş ve DCP testleriyle belirlenen tabaka kalınlıklarının alınan karotlar ile belirlenen tabaka kalınlıkları ile örtüşüğünü belirtmiştir. Ayrıca DCP testinin üstyapı değerlendirilmesinde kullanılabilecek alternatif ve güvenilir bir test yöntemi olduğuna vurgu yapılmıştır. Smith ve Pratt (1983), Harison (1987), Chua (1988), Livneh ve Ishai (1988), Livneh vd. (1992), Ese vd. (1994),

Livneh ve Livneh (1994) ve Coonse (1999) yaptıkları araştırmalarında, DCP'nin zemin dayanımı tahminindeki güvenilirliğini ve CBR değerlerini daha doğru tahmin etmedeki kabiliyetini kanıtlamışlardır [3, 20, 25]. Tablo 7'de literatür araştırmalarında karşılaşılan DCP-BI'ne dayanan modeller ve bu modellerden elde edilen tahmini CBR değerlerini verilmektedir.

Tablo 7. DCP-BI'ye göre CBR tahmin modelleri [3,20]

Araştırmacılar	Modeller	DCP-BI korelasyonu ile tahmin edilen CBR(%) değerleri			
		TZ-1	TZ-2	TT-1	TT-2
Kylen (1975)	$\text{Log CBR} = 2.62 - 1.27 \log \text{BI}$	10.7	5.8	82.5	55.8
Smith ve Pratt (1983)	$\text{Log CBR} = 2.555 - 1.145 \log \text{BI}$	13.2	7.6	83.3	58.5
Harison (1987)	$\text{Log CBR} = 2.70 - 1.12 \log \text{BI}$ Burada, $\text{PI} < 10 \text{ mm/düşü}$	-	-	120.1	85.0
Ese vd. (1994)	$\text{Log CBR} = 2.44 - 1.07 \log \text{BI}$	12.6	7.5	70.4	50.6
NCDOT (1998)	$\text{Log CBR} = 2.60 - 1.07 \log \text{BI}$	18.2	10.9	101.7	73.1
Coonse (1999)	$\text{Log CBR} = 2.53 - 1.14 \log \text{BI}$	12.6	7.3	79.2	55.7
Gabr vd. (2000)	$\text{Log CBR} = 1.40 - 0.55 \log \text{BI}$	5.1	3.9	12.5	10.5
Nazal vd. (2003)	$\text{CBR} = 2559,44 / (7.35 + \text{BI} 1.84) + 1.04$ Burada, $6.31 < \text{BI} < 66.67$	12.2	5.1	-	-
Webster vd. (1992)					
Livneh (1995)	$\text{Log CBR} = 2.465 - 1.12 \log \text{BI}$ veya	11.5	6.7	70.0	49.5
Siekmeier vd. (2000)	$\text{CBR} = 292 / \text{BI} 1.12$				
Chent vd. (2001)					
CBR Test Sonuçları	Laboratuar Araştırması	22.5	8.6	135.0	112.0

4.2. M_R ve CBR Korelasyonları

CBR test sonuçları ile esneklik modülünü (M_R) arasında birçok korelasyon geliştirilmiştir. Tablo 8'de literatür araştırmalarında karşılaşılan CBR değerine dayanan modeller ve bu modellerden elde edilen tahmini M_R değerlerini verilmektedir.

Tablo 8. CBR Değerlerine Göre Modeller ve Tahmini M_R Değerleri [26,27]

Araştırmacılar	Modeller	CBR test sonuçları kullanılarak elde edilen esneklik modülü değerleri			
		TZ-1	TZ-2	TT-1	TT-2
Heukelom ve Foster (1960)	10 CBR	225	86	1350	1120
Green ve Hall (1975)	38 CBR 0.711	348	176	1243	1089
Ayres (1997)	21 CBR 0.65	159	85	509	451
Lister (1987)	18 CBR 0.64	132	71	415	369
Powel vd. (1990)	17.58 CBR 0.64	129	70	406	360
ÜETY sonuçları	k- Θ Modeli	85	50	278	215
	UZAN Modeli	85	53	295	224

4.3. M_R ve DCP-BI korelasyonları

Genellikle, DCP-BI ve esneklik modülü arasında geliştirilen modellerde ÜETY sonuçları kullanılmaktadır. Ancak, bazı modeller Hafif Düşen Ağırlık Deflectometresi (LWD) gibi dayanım ölçen alternatif cihazlar da kullanılarak geliştirilmiştir. Önceki çalışmalarda kullanılan malzemeler ince taneli taban zemininden, iri taneli temel malzemesine kadar çeşitlilik göstermektedir. Eğer, bir modelin geliştirilmesinde sadece ince taneli malzemeler

kullanıldıysa, bu model iri taneli (temel) malzemesinin M_R tahmin edilmesinde kullanılmamıştır. Tablo 9’da DCP-BI’ne dayanan modeller ve bu modellerden elde edilen tahmini M_R değerlerini verilmektedir.

Tablo 9. DCP-BI’ye göre M_R tahmin modelleri ve M_R değerleri [3]

Araştırmacılar	Modeller	Laboratuvarıda elde edilen DCP-BI sonuçlarına göre tahmini M_R değerleri			
		TZ-1	TZ-2	TT-1	TT-2
De Beer (1990)	$E_s = 1176 (BI) - 1.082$	52	31	296	212
Hassan (1996)	$MR = 7013.065 - 2040,783 \ln(BI)$	44	6	174	149
Pandey vd. (2003)	$MR = 357.87 (BI) - 0.6445$	56	41	157	129
Gudishala (2004)	$MR = 415.4 (BI) - 0.25$	--	--	302	280
Lavoie (2005)	$MR = 348.3 (BI) - 0.64$	55	40	154	126
Chen vd. (2005)	$E_s = 537.8 (BI) - 0.664$	79	58	231	188
Mohammed vd. (2007)	$MR = 151.8 (BI) - 1.096$	44	26	259	185
Siekmeier vd. (2009)	$EPI = 10 \cdot 3.04758 - [1.06166 \log (BI)]$	52	31	288	208
Gerorge ve Uddin (2000)	İnce gradasyonlu malzemeler için $MR = 532,1(BI) - 0,492$	129	101	128	111
	Granüler malzemeler için $MR = 235,3(BI) - 0,475$				
ÜETY sonuçları	k- θ Modeli	85	50	278	215
	UZAN Modeli	85	53	295	224

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, iki çeşit taban zemini malzemesi ve iki çeşit temel malzemesi üzerinde, fiziksel ve mekaniksel özelliklerinin belirlenmesi amacıyla bir dizi deneyler uygulanmıştır. Bu malzemeler 1.0 m genişliğinde 1.4 m. uzunluğunda rijit bir çelik kalıp içerisinde sıkıştırılarak granüler üstyapı örnekleri oluşturulmuştur. Laboratuvar ortamında her bir malzeme için yapılan sıkışma testi sonuçlarına göre bu çelik kalıba serilen malzemelerin optimum su muhtevaları ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları belirlenmiştir. Çelik kalıbındaki sıkışma işlemlerinin tamamlanmasından sonra, DCP testi belirlenen noktalarda uygulanmış ve elde edilen DCP sonuçlarına göre batma indeksi (BI) değeri her tabaka için belirlenmiştir. Çalışma kapsamında, yerinde dayanım ölçen test yöntemlerinden DCP cihazının özellikleri, testlerin uygulanması ve sonuçlarının değerlendirilmesi ile ilgili bilgilere yer verilmiş ve bu test ile ilgili literatürde yer alan korelasyonlar kullanılarak, CBR ve esneklik modülü değerleri her bir tabaka için hesaplanmıştır. Hesaplanan değerler, laboratuvarda yapılan CBR ve ÜETY deneylerinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

DCP-BI değerlerinden granüler üstyapı tabakalarının CBR ve esneklik modülü değerlerini tahmin etmek için zemin indeks parametrelerin de kullanılarak geliştirildiği oldukça fazla sayıda model/korelasyon olduğu görülmektedir. Bu çalışma kapsamında direkt olarak laboratuvar deneyleri ile elde edilen CBR, ÜETY ve DCP-BI değerlerinden M_R değerinin tahmin edilmesinde kullanılan modeller verilmiş ve çalışma kapsamı bu modeller ile sınırlandırılmıştır. Bu çalışma içerisinde verilen bazı DCP-BI/ M_R modellerinden elde edilen

sonuçlar ile laboratuvar deneylerinde elde edilen sonuçlar arasında iyi bir korelasyon sağlandığı görülmüştür. Ancak, bazı modellerden elde edilen tahmini sonuçlar ile laboratuvar ortamında elde edilen sonuçlar arasında ise belirgin farklılıklar ortaya çıkmıştır. Geliştirilen bu modellerin farklı eğilimlere sahip olmasının nedeni model kurmada kullanılan malzemelerin (zemin cinsi, tane boyut dağılımı, su içeriği, yoğunluk gibi zemin indeks parametreleri) farklılık göstermesidir. Dolayısıyla, CBR, DCP-BI değerlerinin esneklik modülü (M_R) ile direkt olarak ilişkilendirildiği modellerin kullanılması durumunda mutlaka bir kontrol mekanizmasının olması gereklidir. Zemin cinsi, tane boyut dağılımı, su içeriği, yoğunluk gibi zemin indeks özellikleri kullanılarak geliştirilen modeller/korelasyonlar, kendi içinde daha geniş bir uygulama alanı bulabilir. Böylelikle, malzemelerin karakteristik özelliklerini dikkate alan korelasyonların kullanılması ile daha güvenli sonuçların elde edilmesi sağlanabilir.

KAYNAKLAR

- [1] Yohannes, B., Tan, D., Khazanovich, L. ve Hill, K. M. (2014). “Mechanistic modelling of tests of unbound granular materials”. *International Journal of Pavement Engineering*, 15(7), 584-598
- [2] Huang, Y H “Pavement analysis and design” Prentice-Hall, 815 p, 1993.
- [3] Uz Volkan E. ve Saltan, M. (2012). “Granüler Yol Tabakalarının Yerinde Değerlendirme Yöntemleri: Dinamik Koni Penetrometre (DCP) Testi”. *SDU International Technologic Science*, Vol 4 No 2, pp 70-88,
- [4] Chen, D. H., Lin, D. F., Liao, P. H. ve Bilyeu, J. (2005). “A correlation between dynamic cone penetrometer values and pavement layer moduli”. *Geotechnical Testing Journal*, 28(1), 42-49.
- [5] Seyman, E. (2003) “Laboratory evaluation of in-situ tests as potential quality control/quality assurance tools”, Doctoral dissertation, Faculty of the Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science in Civil Engineering in The Department of Civil and Environmental Engineering By Ekrem Seyman BS, Bogazici University, Istanbul, Turkey, 2001’, 178 p.
- [6] Fleming, P., Frost, M. ve Lambert, J. (2015). “Review of lightweight deflectometer for routine in situ assessment of pavement material stiffness”. *Transportation research record: journal of the Transportation Research Board*.
- [7] Huang, L. S., & Kang, Y. V. (2010). “Nondestructive evaluation of thickness and bearing capacity of roadway pavement structure”. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 3(6), 326-335.
- [8] Davich, P., Camargo, F. Larsen, B. Roberson, R. ve Siekmeier, J. (2006) “Validation of DCP and LWD moisture specifications for granular materials” (No. MN/RC-2006-20),
- [9] Herrick, J. E., & Jones, T. L. (2002). “A dynamic cone penetrometer for measuring soil penetration resistance”. *Soil Science Society of America Journal*, 66(4), 1320-1324.
- [10] Rahim, A. M. ve George, K. P. (2005). “Models to estimate subgrade resilient modulus for pavement design”. *International Journal of Pavement Engineering*, 6(2), 89-96.
- [11] Roy, B.K. (2007) “New look at DCP test with a link to AASHTO SN concept”. *Journal of transportation engineering*, Vol 133, No 4, pp 264-274.

- [12] Van Wijk, A. J. Harvey J. ve Hartman, A. M. “Assessing material properties for pavement rehabilitation design”, In Proceedings of the 9th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa (CAPSA’07), 2007. Vol. 2, p. 5 September.
- [13] Konrad J. M. ve Lachance, D. (2001) “Use of in situ penetration tests in pavement evaluation”. Canadian geotechnical journal, Vol 38, No 5, pp 924-935,
- [14] Lambert, J. P., Fleming P. R., ve Frost, M. W. (2008), “The assessment of coarse granular materials for performance based pavement foundation design”, International Journal of Pavement Engineering, Vol 9, No 3, pp 203-214.
- [15] Roy, T. K., Chattopadhyay B. C. ve Roy, S.K. “California Bearing Ratio, Evaluation and Estimation: A Study of Comparison”, In Proceedings of the Indian Geotechnical conference, Geotrendz, Mumbai, (2010) pp. 19-22, December
- [16] Talukdar, D. K., (2014) “Study of Correlation between California Bearing Ratio (CBR) Values with Other Properties of Soil” International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering, Vol 4, No 1, pp 559-562.
- [17] Rakaraddi P. G. ve Gomarsi, V (2015) “Establishing Relationship Between CBR With Different Soil Properties”, International Journal of Research in Engineering and Technology, Vol 4, No 2, pp 182-188.
- [18] George, V., Rao N. C. ve Shivashankar, R. (2009) “PFWD, DCP and CBR correlations for evaluation of lateritic subgrades”, International Journal of Pavement Engineering, Vol 10, No 3, pp 189-199.
- [19] Rahim, A. M. (2005) “Subgrade soil index properties to estimate resilient modulus for pavement design”. International Journal of Pavement Engineering, Vol 6, No 3, pp 163-169,
- [20] Uz, Volkan E. (2012), “Investigating the parameters that affect permanent deformation (rutting) in chip-sealed pavements”, Phd Thesis, Süleyman Demirel University, 207 p.
- [21] Alshibli, K., Nazzal M. ve Seyman E., (2004) “Assessment of in-situ test technology for construction control of base courses and embankments’ (No. FHWA/LA. 04/389.). Baton Rouge,, LA, USA: Louisiana Transportation Research Center.,
- [22] Chen, D H., Wang, J N., Bilyeu, J. (2001) “Application of dynamic cone penetrometer in evaluation of base and subgrade layers”. Transportation Research Record, Vol 1764, pp 1-10,
- [23] Testing and Data Collection Illinois Department of Transportation PTA-T4 (Eff. 04/1997, Rev. 02/2005) Bureau of Materials and Physical Research, 2005.
- [24] Siekmeier, J., Pinta, C., Merth, Jensen, S. J., Davich, P., Camargo F. ve M Beyer, (2009), “Using the Dynamic Cone Penetrometer and Light Weight Deflectometer for Construction Quality Assurance”, Minnesota Department of Transportation, MN/RC 2009-12, Minnesota, 244p,
- [25] Lambert, J. P., Fleming, P. R. ve Frost, M. W. (2008) “The assessment of coarse granular materials for performance based pavement foundation design”, International Journal of Pavement Engineering, Vol 9, No3, pp 203-214,
- [26] Angelone, S. ve Martinez, F. “Analysis of Non-linear Models Describing the Resilient Behavior for Soils and Unbound Material”, 2000, Proceedings of UNBAR 5, 7 p., June.
- [27] Mohammad, L.N., Gaspard, K., Herath A. ve Nazzal, M.D. (2007) ‘Comparative evaluation of subgrade resilient modulus from non-destructive, in-situ, and laboratory methods’ (No. FHWA/LA. 06/417).



Temel Mühendisliği

DONATILI ZEMİNE OTURAN KARE KESİTLİ TEMELLERDE EKSANTRİSİTE ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATION OF ECCENTRICITY EFFECT ON SQUARE FOOTINGS RESTED ON REINFORCED SOIL

Kaan DAL¹

Murat ÖRNEK²

Yakup TÜREDİ³

ABSTRACT

In this study, the effects of central, uniaxial and biaxial eccentric loading conditions on square footings rested on unreinforced and reinforced soil were investigated with laboratory model tests. Five different load eccentricities (e_0 , e_1 , e_2 , e_3 and e_4) and four different geogrid reinforcement depth ratios ($u/B=0.25$, 0.50 , 0.75 and 1.00) were used in the model tests. The changings in the bearing capacity were determined through vertical load versus settlement curves which drawn after the test. Results were used for interpretation of bearing capacity which effected by reinforcement depth, uniaxial and biaxial eccentric loading.

Keywords: Loose sand, bearing capacity, square footing, biaxial eccentricity.

ÖZET

Bu çalışmada, merkezi, tek yönlü ve çift yönlü eksantrik yükleme koşullarının, donatısız ve geogrid donatılı kum zemine oturan kare temellere olan etkileri model deneylerle araştırılmıştır. Model deneylerde beş farklı yük eksantrisitesi (e_0 , e_1 , e_2 , e_3 ve e_4) ve dört farklı donatı derinliği oranı ($u/B=0.25$, 0.50 , 0.75 ve 1.00) kullanılmıştır. Taşıma gücündeki değişimler yük-oturma eğrileri aracılığı ile belirlenmiştir. Deney sonuçları donatı derinliği, tek yönlü ve çift yönlü eksantrik yükleme durumlarından etkilenen taşıma gücünün yorumlanması için kullanılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Gevşek kum, taşıma gücü, kare temel, çift yönlü eksantrisite.

1. GİRİŞ

Sürekli artan nüfus ve beraberinde ortaya çıkan barınma ihtiyacı, yerleşim alanı gereksinimlerinin de artmasına neden olmuştur. Bu nedenle, genellikle nüfus yoğunluğunun fazla olduğu bölgelerde, uygun yerleşim alanlarında azalmalar meydana gelmeye başlamıştır. Bunun bir sonucu olarak, arsa konusunda sıkıntılar ve yüksek maliyetler söz

¹ İnş. Müh., İskenderun Teknik Üniversitesi, İnş. Fak., İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, kaandalkd@gmail.com

² Doç. Dr., İskenderun Teknik Üniversitesi, İnş. Fak., İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, mornek60@yahoo.com

³ Arş. Gör., İskenderun Teknik Üniversitesi, İnş. Fak., İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, turediyakup@hotmail.com

konusu olmuş, zemin özellikleri açısından sorunlu alanlarda yapılaşma ve eldeki uygun alanların en iyi şekilde değerlendirilmesi zorunlu hale gelmiştir.

Temeller, yapıdan gelen yükleri zeminlere güvenli bir biçimde aktarması için tasarlanan yapı elemanlarıdır. Temeller, geçmeye karşı sağlam ve oturma konusundaki bazı sınır değerleri geçmeyecek şekilde tasarlanmalıdır. Temeller, düşey merkezi yükün etkisinin yanı sıra eğilme momentinin de etkisinde kalabilirler. Eğilme momentleri ise çoğunlukla yatay yüklerden (su, deprem, yanal zemin basınçları vs.) meydana gelmektedir. Ayrıca temeller bazı özel durumlarda (konsol davranışı gösteren temeller, istinat duvarı, yüksek kule temeli, köprü ayağı, payanda) eksantrik olarak yüklenebilirler. Bu şekilde özel tür temel tasarımı gerektiren durumlarda başvurulan yöntemler geleneksel (düşey yüklü, merkezi ve düzgün yayılı) temel tasarım ve uygulamalarından farklı olmaktadır. Bir yüzeysel temelde enine eksantrisite (e), momentin (M) düşey yüke (Q) oranı olarak tanımlanmaktadır.

Komşu yapıların güvenliğini koruma gerekliliği ve yapıların artan boyutları nedeniyle ortaya çıkan büyük gerilme limitleri gibi sebepler, zemin iyileştirmesini geoteknik mühendisliğinin önemli bir konusu haline getirmiştir. Zemin iyileştirme yöntemleri; i) sadece inşaat aşamasında uygulanan geçici iyileştirme yöntemleri, ii) zemine herhangi bir malzeme karıştırmadan uygulanan kalıcı iyileştirme yöntemleri ve iii) zemine çeşitli malzemeler karıştırarak uygulanan iyileştirme yöntemleri olmak üzere üç gruba ayrılabilir. Ayrıca, uygulama derinliğine bağlı olarak yüzeysel ve derin iyileştirme olarak iki ana başlık altında değerlendirilmektedir. Yüzeysel iyileştirme kendi içinde katkılı (çimento, kireç, bitüm ve donatı vb.) ve katkısız (kompaksiyon, drenaj ve diğer yöntemler) olmak üzere iki grupta incelenmektedir. Derin iyileştirme yöntemleri ise kohezyonlu zeminlerde (ön yükleme, kum drenleri, elektro osmoz, ısı ile iyileştirme, enjeksiyon yöntemi vb) ve kohezyonsuz zeminlerde (dinamik kompaksiyon, vibroflotasyon, patlayıcı kullanarak iyileştirme, enjeksiyon ve diğer yöntemler) olmak üzere iki farklı başlıkta ele alınmaktadır. Zemin iyileştirmenin hedefleri, taşıma gücü açısından zemini mühendislik amaçları açısından uygun bir seviyeye getirmek, toplam oturmaya azaltmak, dolgu ve yarmaların sağlamlığını arttırmak, iksa duvarlarının çalışma sistemine yardımcı olmak, sıvılaşma ihtimalini azaltmak, yer altı su seviyesini kontrol altına almak olarak sıralanabilir.

Geoteknik mühendisliğinde, taşıma gücü ve oturma gibi sorunlara karşı geosentetik donatılar son zamanlarda uygulama alanı oldukça artan bir iyileştirme yöntemidir [1-9]. Konut tipi yapılar için kullanımı nadir olsa da, granüler dolgularla beraber donatılı zemin uygulaması daha çok karayolu ve dolgu gibi mühendislik uygulamalarında kolay uygulanabilir ve ekonomik olması nedeniyle geniş ölçüde kullanılmaktadır.

Geosentetiklerin başlıca görevleri; yalıtım, koruma, güçlendirme, drenaj, filtrasyon ve ayırma şeklinde sıralanabilir. Bu görevlerden güçlendirme amacıyla kullanılan geosentetik çeşidi daha çok geogridlerdir. Dolgu malzemesinin temel altına gereken şekilde serildiği sırada, geogrid donatı bir ya da daha fazla sayıda dolgu malzemeleri katmanları arasına yerleştirilerek rijitliğin artırılması hedeflenmekte ve böylece sağlam bir kompozit malzeme elde edilebilmektedir. Metal donatılara göre daha fazla sürtünme katsayısına sahip olan geogridler, ızgara şeklindeki yapıları nedeniyle donatı-zemin kenetlenmesi konusunda etkili olarak çalışmaktadırlar.

Literatürde eksantrik yüklü temellerin taşıma gücü, oturma ve gerilme davranışlarının araştırıldığı çalışmalar yer almaktadır [10-13].

Türedi [10] tarafından gevşek kum zemine oturan şerit, dikdörtgen ve kare kesitli model temellerin farklı yükleme koşullarında zeminde meydana getirdiği ilave düşey gerilme davranışları deneysel ve teorik olarak araştırılmıştır. Merkezi ve eksantrik yüklemeler altında ilave düşey gerilme artışları derinlik boyunca, yatayda yerleştirilen beş adet gerilme ölçer vasıtasıyla laboratuvar ortamında model deneyler yapılarak ölçülmüştür. Ayrıca yük-

oturma değerleri de elde edilmiştir. Daha sonra deney sonuçları, literatürde mevcut teorik yöntemlerle karşılaştırılmıştır. Model deney sonuçları ile teorik sonuçlarının birbirleri ile uyumlu oldukları belirlenmiştir. Deney sonuçları, zemin içinde düşey yükten dolayı oluşan gerilmelerin hem merkez hem de eksantrik yükleme koşullarında derinliğe bağlı olarak azaldığını göstermiştir.

Dal vd. [11] tarafından yapılan çalışmada, geogrid donatı ile güçlendirilmiş gevşek kum zemine oturan şerit temellerin eksantrik yükleme altındaki davranışı laboratuvar model deneyleriyle araştırılmıştır. Deneylerde 6 farklı yük eksantrisitesi ($e/B= 0.0; 0.1; 0.2; 0.3; 0.4$ ve 0.5) kullanılmıştır. Deneylerde geogrid donatılar, farklı derinlik ve sayılarda yerleştirilerek taşıma gücü üzerindeki değişimler ve bunların dereceleri belirlenmeye çalışılmıştır. Deney sonuçları yük eksantrisitesi arttıkça nihai taşıma gücünün azaldığını göstermektedir. Aynı zamanda donatı sayısı arttıkça taşıma gücü de artmıştır.

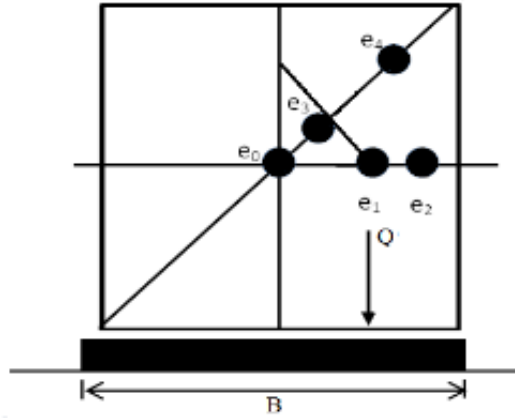
Bu çalışmada geogrid donatı ile güçlendirilmiş kum zemine oturan kare temellerin merkezi, tek yönlü ve çift yönlü eksantrik yükleme koşulları altındaki davranışları model deneylerle araştırılmıştır. Bu amaçla İskenderun Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda model deneyler yapılmıştır. Deneylerde çift eksenli geogrid donatı, farklı derinliklerde yerleştirilerek taşıma gücü ve oturma üzerindeki değişimler ve bunların dereceleri belirlenmeye çalışılmıştır. Merkezi ve dört farklı eksantrisite (iki adet tek yönlü ve iki adet çift yönlü) ve u (geogrid donatı gömülme derinliği) etkisinin incelendiği bu çalışmada toplam 25 adet deney yapılmıştır. Yük eksantrisitesinin bulunduğu noktalar seçilirken çekirdek bölgesi dikkate alınmıştır.

Yükleme noktaları çekirdek merkezi, çekirdek içi, çekirdek sınırı ve çekirdek dışı olacak şekilde belirlenmiştir. Her bir deneyin ardından yük-oturma bağıntıları çizilerek taşıma kapasitesi değişimleri incelenmiş, göçme mekanizmaları yorumlanmıştır. Model deneylerde Ceyhan nehir yatağından elde edilen üniform, yıkanmış, ince kum zeminler kullanılmıştır. Zeminin mühendislik parametrelerinin belirlenmesine yönelik standart deneyler Geoteknik Laboratuvarı'nda yapılmıştır.

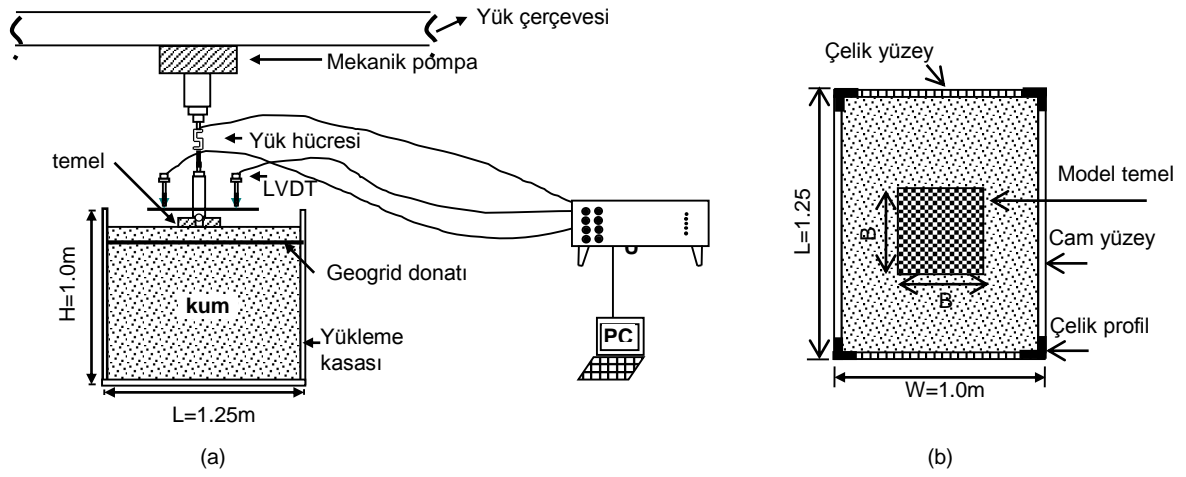
2. MATERYAL VE METOD

İskenderun Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarı'nda yapılan model deneylerde ebatları 125cm x 100cm x 100cm (uzunluk, genişlik, derinlik) olan dikdörtgen kesitli bir kasa kullanılmıştır. Deney kasası iskeleti çelik profillerden olup, ön ve arka yüzü 10 mm kalınlığında cam, yan yüzeyler ile alt taban ise 20 mm kalınlığındaki metal malzemedendir imal edilmiştir.

Deneylerde kullanılan kare temelin genişliği, B , 0.4m'dir. Kare temelin yükleme sistemi Şekil 1'de, yükleme düzeneği ise Şekil 2'de yer almaktadır.

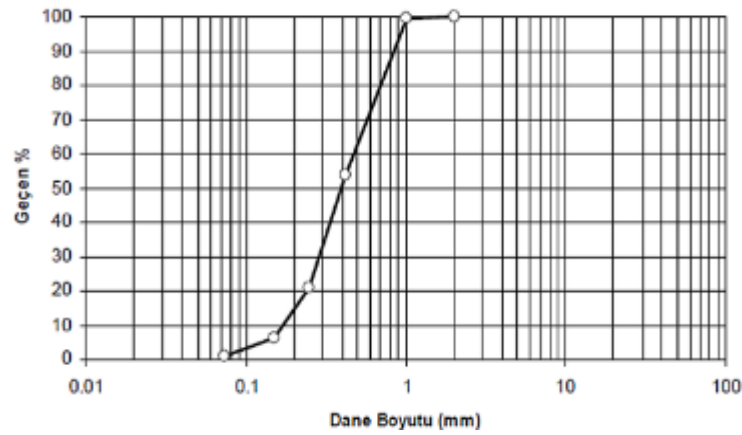


Şekil 1. Kare Temel, Yük Eksantrisitesi ve Çekirdek Bölgesi



Şekil 2. Deneysel Çalışmalarda Kullanılan Yükleme Düzenegi

Deneysel çalışmalarda, Ceyhan nehir yatağından elde edilen kum zemin kullanılmıştır. Kullanılan kumun dane çapı dağılımı Şekil 3'te, elek analizi, kesme kutusu, sıklık, piknometre deney sonuçları ise Tablo 1'de verilmiştir.



Şekil 3. Deneysel çalışmalarda kullanılan kumun dane çapı dağılımı eğrisi

Tablo 1. Deney Kumunun Mühendislik Özellikleri

Özellik	Değer
İri kum yüzdesi (%)	0.0
Orta kum yüzdesi (%)	65.0
İnce kum yüzdesi (%)	35.0
D ₁₀ (mm)	0.13
D ₃₀ (mm)	0.28
D ₆₀ (mm)	0.58
Üniformluk katsayısı, C _u	4.46
Derecelenme katsayısı, C _c	1.04
Özgül ağırlık	2.75
Maksimum kuru birim hacim ağırlık (kN/m ³)	17.11
Minimum kuru birim hacim ağırlık (kN/m ³)	15.44
Kohezyon, c (kPa)	0.0
İçsel sürtünme açısı, ϕ (derece)	36.27
Zemin sınıfı (USCS)	SP

Çalışmada kullanılan geogrid donatının teknik verileri ise Tablo 2’de sunulmuştur.

Tablo 2. Geogrid Donatının Teknik Özellikleri

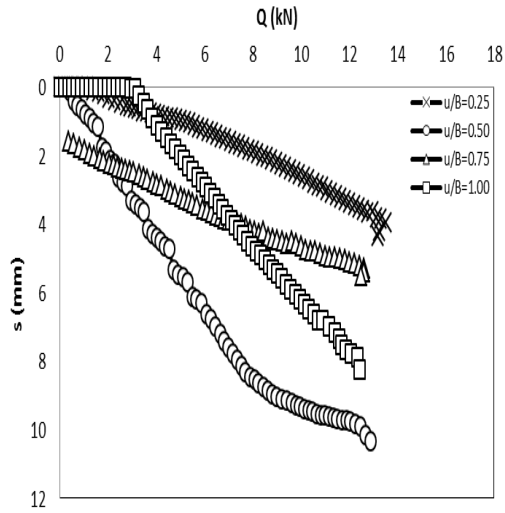
Özellik	Birimi	Değeri
Cinsi	-	Secugrid, Q1 (PP)
Ham madde	-	Polipropilen, beyaz renkli
Ağırlık	g/m ²	360
Maksimum Çekme Dayanımı	kN/m	60
Uzama	%	8
Çekme Dayanımı (%2 - %5 uzamada)	kN/m	22 - 48
Gözenek açıklığı	mm/mm	31/31

Kum zemin, kasa içerisine tabakalar halinde ve gevşek şekilde yerleştirilmiştir. Bu amaç doğrultusunda donatılı olarak yapılan deneylerde tek bir geogrid tabakası önceden belirlenen u/B (burada u donatı gömülme derinliği, B ise temel genişliğidir) oranlarında (0.25, 0.50, 0.75 ve 1.00) serilmiştir. Model temel tüm çalışmada sabit olacak şekilde $D_f/B=0.25$ (burada D_f temel gömülme derinliğidir) olacak şekilde gömülmüştür. Üstü kapatılmadan önce yükleme sistemi temelde yükün uygulanacağı noktaya oturtulmuş ve temelin üstü bu şekilde kapatılmış, temel zeminin içine gömülmüştür. Her deneyde temelin üstü kapatıldıktan sonra zemin üst yüzeyinin düzgünlüğü su terazisi ile kontrol edilmiştir. Deplasman ölçümü ise yükleme düzeneğinde kumdan dışarıda kalacak şekilde sabit tutturulan yardımcı bir çubuk aracılığı ile yapılmıştır. İki deplasman ölçer yük uygulandıkça bu çubuğun yer değiştirmesini ölçmüş ve bu şekilde deplasman değerlerine ulaşılmıştır. Uygulanan yükün, model temelde istenilen noktaya, düşey yönde ve üniform olacak şekilde etki ettirilmesine özen gösterilmiştir. Deneyler sırasında, yükleme hızı sabit tutulmuştur. Elde edilen değerler veri işleme ünitesi ile toplanmış ve verilere ait yük-oturma grafikleri çizilmiştir.

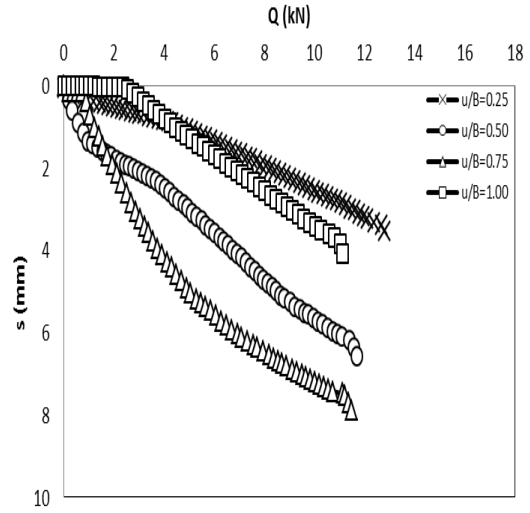
3. BULGULAR VE TARTIŞMA

3.1. Donatı Gömülme Derinliği Etkisinin İncelenmesi

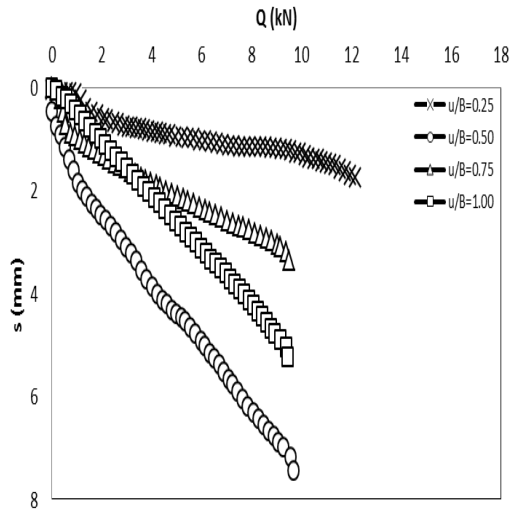
Bu kısımda geogrid donatı dört farklı gömülme derinliği ($u/B=0.25, 0.50, 0.75$ ve 1.00) oranında yerleştirilmiştir. Beş farklı eksantrisitenin (e_0, e_1, e_2, e_3 ve e_4) her birine yüklemeler yapılmış ve deneyler sonucu çizdirilen yük-oturma eğrileri her bir eksantrisite için sırayla verilmiştir.



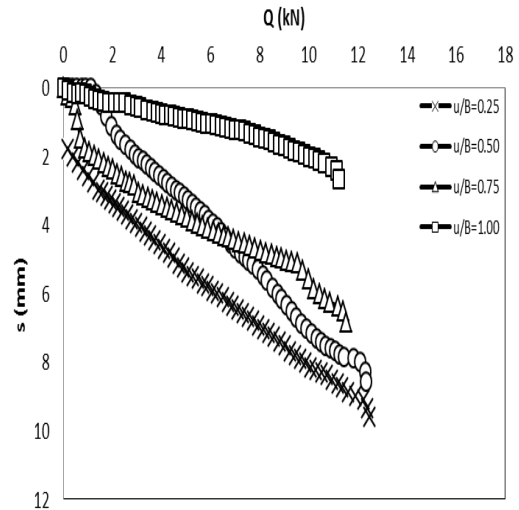
(a)



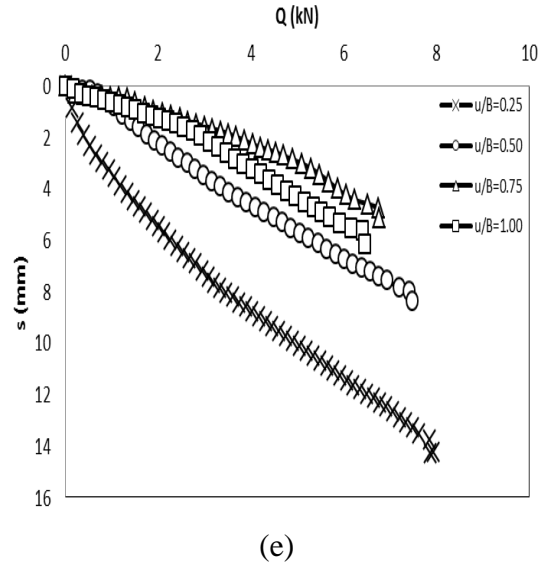
(b)



(c)



(d)



Şekil 4. (a, b, c, d, e). Sırasıyla e_0 , e_1 , e_2 , e_3 , e_4 Noktalarından Yapılan Yüklemeler Sonucu Elde Edilen Yük-Oturma Eğrileri

Her bir yük eksantrisitesindeki nihai göçme yükü olarak her bir deneyden elde edilen en büyük Q yükü değeri alınmıştır. Bu yöntem tüm deney sonuçlarının yorumlanmasında kullanılmıştır. Burada en büyük Q değeri 13.50kN ile merkezi yükleme (e_0) ve donatı gömülme derinliğinin en az olduğu ($u/B=0.25$) durumda elde edilmiştir. Deney sonuçlarından elde edilen verilere göre merkezi, tek yönlü ve çift yönlü eksantrik yükleme durumlarının hepsinde donatı derinliği ve eksantrisite arttıkça taşıma gücünün azaldığı gözlemlenmiştir.

3.2. Taşıma Gücü Değişimlerinin Yorumlanması

Bu çalışmada yapılan deneylerin her biri için çizilen eğrilerin taşıma gücü karakteristikleri değerlendirilirken Eşitlik (1) kullanılmıştır:

$$BCR = \frac{Q_{u(r)}}{Q_{u(o)}} \quad (1)$$

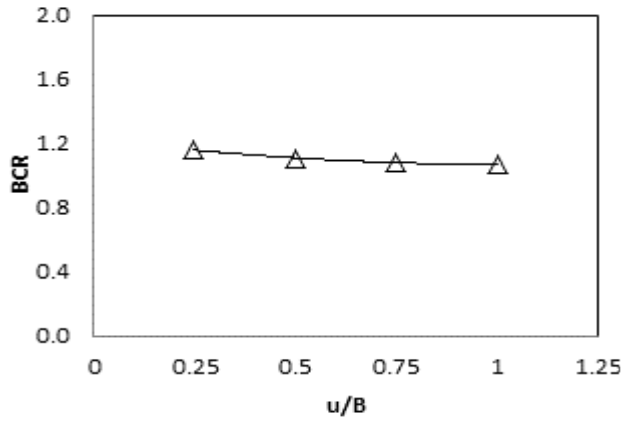
Bu eşitlikte $Q_{u(r)}$ geogrid donatı yerleştirilmiş zemindeki nihai taşıma gücü iken, $Q_{u(o)}$ donatısız zemin şartlarına ait nihai taşıma gücünü belirtmektedir. Bu eşitlik, kum zeminlerde geogrid donatı ilavesinin, taşıma gücüne olan etkilerinin derecelerini belirlemek amacıyla Taşıma Kapasitesi Oranı (BCR) olarak tanımlanmıştır [14].

Her bir eksantrisite için dört farklı donatı derinliği oranından ($u/B=0.25$, 0.50 , 0.75 ve 1.00) elde edilen taşıma gücü değerleri, donatının olmadığı durumla BCR eşitliğine göre oranlanarak, grafik halinde aşağıda sunulmuştur (Şekil 5). Ayrıca bu oranlama yapılırken her bir eksantrisite için donatısız durumda ulaşılan nihai taşıma gücü değerleri Tablo 3'te verilmiştir.

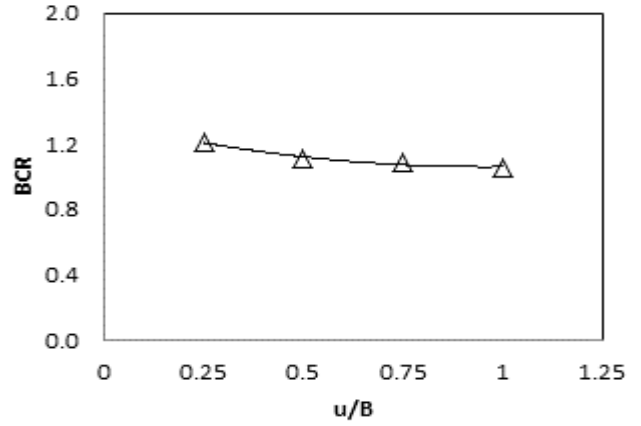
Tablo 3. Donatısız Deneylerde Her Bir Eksantrisite Durumu İçin Nihai Taşıma Gücü Değerleri

Eksantrisite Noktaları (e_n)	Nihai Taşıma Gücü (kN) (Q_u)
e_0	11.63
e_1	10.54
e_2	7.57

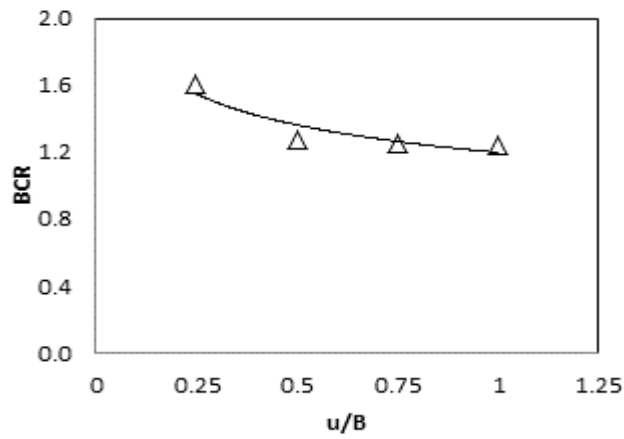
e_3	11.05
e_4	6.25



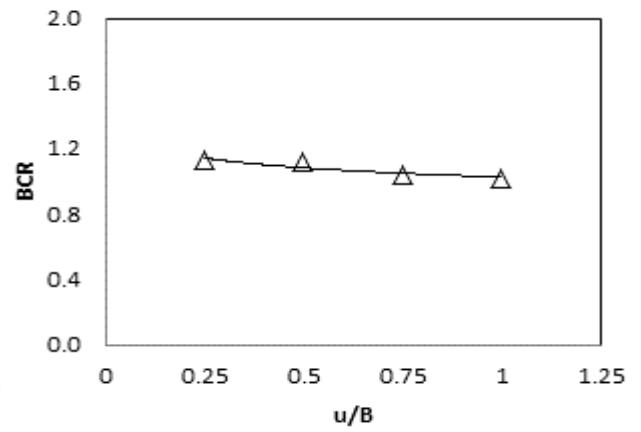
(a)



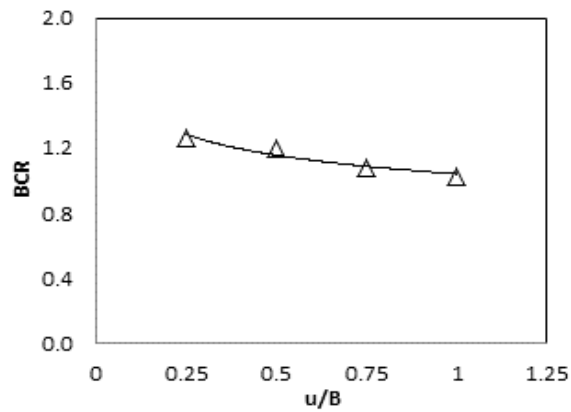
(b)



(c)



(d)



(e)

Şekil 5. (a, b, c, d, e). Sırasıyla e_0 , e_1 , e_2 , e_3 , e_4 Noktalarından Yapılan Yüklemeler Sonucu Elde Edilen u/B – BCR İlişkileri

Deneyleerde merkezi yükleme durumları dışında en yüksek taşıma gücü değerleri e_1 ve e_3 noktalarından, birbirlerine çoğu zaman yakın olacak şekilde elde edilmiştir. Bu nedenle bu iki noktanın hangisinden yapılacak yüklemenin daha yüksek bir taşıma gücü değeri vereceği tam anlamıyla belirlenememiştir. Bu durumun e_1 noktasının tek yönlü eksantrik ve çekirdek bölgesi sınırında, e_3 noktasının ise çift yönlü eksantrik ve çekirdek bölgesi içinde yer alması sonucu iki noktanın birbirine taşıma gücü performansı açısından bir farklılık sağlayamaması nedeniyle ortaya çıktığı düşünülmüştür.

Çekirdek bölgesi dışında ise sonuçlar daha belirgin olmuştur. Çekirdek dışında kalan yükleme noktalarından tek yönlü eksantrik yükleme yapılan e_2 noktası her zaman çift yönlü eksantrik yükleme yapılan e_4 noktasından daha fazla nihai taşıma gücü değerlerine ulaşmıştır.

Deneyleer sonucu elde edilen donatı gömülme derinliği – BCR grafiklerine göre merkezi, tek yönlü ve çift yönlü eksantrik yükleme durumlarının tümünde u/B oranı azaldıkça BCR değerlerinin arttığı gözlemlenmiştir. Örneğin e_4 noktasından yapılan yüklemeler sonucu donatı derinliği azaldıkça BCR oranı 1.03 seviyelerinden 1.27'ye kadar yükselmiştir.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada geogrid donatı ile güçlendirilmiş kum zemine oturan kare temellerin merkezi, tek yönlü ve çift yönlü eksantrik yükleme koşulları altındaki davranışları model deneylelerle araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıda maddeler halinde sunulmuştur.

- Donatı gömülme derinliği ve eksantrisite arttıkça taşıma gücü azalmıştır.
- Donatılı deneyleer için en yüksek taşıma gücü değerleri merkezi yükleme (e_0) durumlarında elde edilmiştir. Deneyleer boyunca taşıma gücünün en yüksek değeri 13.50kN olmuştur. Bu değere merkezi yükleme (e_0) ve donatı gömülme derinliğinin en az ($u/B=0.25$) olduğu durumda ulaşılmıştır. En az taşıma gücü değeri ise 6.46kN olmuştur. Bu değere çift yönlü eksantrisite noktalarından merkeze en uzak olan e_4 noktasında, donatı gömülme derinliği en büyük oranda ($u/B=1.00$) iken ulaşılmıştır.
- BCR grafikleri incelendiğinde, donatının taşıma gücüne %26'ya varan oranlarda katkı yaptığı gözlenmiştir.
- Donatısız zemin şartlarında da benzer şekilde, en yüksek taşıma gücü değeri merkezi yükleme (e_0) durumunda 11.63kN değeri ile elde edilmiştir. En düşük değer ise e_4 noktasından yapılan yüklemelerde okunan 6.25kN değeri olmuştur.

KAYNAKLAR

- [1] Guido, V. A., Chang, D. K., Sweeny, M. A. (1986), "Comparison of Geogrid and Geotextile Reinforced Slabs", Canadian Geotechnical Journal, Vol 23, 435–440.
- [2] Omar, M. T., Das, B. M., Puri, V. K., Yen, S. C. (1993), "Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sand with Geogrid Reinforcement", Canadian Geotechnical Journal, Vol 30, 545–549.
- [3] Das, B. M., Shin, E. C., Omar, M. T. (1994), "The Bearing Capacity of Surface Strip Foundations on Geogrid-Reinforced Sand and Clay: A Comparative Study", Geotechnical and Geological Engineering, Vol 12 (1), 1–14.
- [4] Adams, M. T., Collin, J. G. (1997), "Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundation", ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 123 (1), 66–72.

- [5] Alawaji H. A. (2001) “Settlement and Bearing Capacity of Geogrid-Reinforced Sand Over Collapsible Soil”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 19, 75-88.
- [6] Dash S. K., Krishnaswamy N.R., Rajagopal K. (2001), “Bearing Capacity of Strip Footings Supported on Geocell-Reinforced Sand”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 19, 235–256.
- [7] Shin E. C., Das B. M., Lee E. S., Atalar C. (2002), “Bearing Capacity of Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand” *Technical Note Geotechnical and Geological Engineering*, Vol 20, 169-180.
- [8] Laman M. and Yıldız A. (2003), “Model Studies of Ring Foundations on Geogrid Reinforced Sand”, *Geosynthetics International*, Vol 10 (5) 142–152.
- [9] Patra C.R., Das B.M, Bhoia M., Shin E.C. (2006), “Eccentrically Loaded Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 24, 254–259.
- [10] Türedi Y., (2015), “Farklı Yükleme ve Geometri Koşullarında Gerilme Analizi”, *Mustafa Kemal Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi*.
- [11] Dal, K., Örnek, M. ve Türedi, Y., (2014), “Eksantrik Yüklemede Geogrid Donatı Etkisinin Araştırılması” *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 15. Ulusal Kongresi*, 16-17 Ekim 2014, Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Ankara.
- [12] Şadoğlu, E., Cüre, E., Moroğlu, B. and Uzuner, B.A. (2009), “Ultimate Loads for Eccentrically Loaded Model Shallow Strip Footings on Geotextile-Reinforced Sand”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 27, 176-182.
- [13] Taiebat, H.A. and Carter, J.P. (2002), “Bearing Capacity of Strip and Circular Foundations on Undrained Clay Subjected to Eccentric Loads”, *Geotechnique*, Vol 52(1), 61–64.
- [14] Binquet, J. and Lee, K.L. (1975a), *Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs*, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* 101 (GT12), 1241-1255.

GEOSENTETİK DONATILI DOLGU İSTİNAT DUVARLARI VE KÖPRÜ AYAKLARI

GEOSYNTHETIC REINFORCED RETAINING WALLS AND BRIDGE ABUTMENTS

Waldemar PAULS¹

Oğul DOYGUN²

Stephan WESTHUS³

ABSTRACT

Retaining walls made out of geosynthetic reinforced soil are used for an increased number of applications as an alternative to conventional concrete retaining walls because of their advantages like the saving potential due to the material use, construction time, their environmental benefits and ductile behavior under earthquake loads as well as their variable constructible front. On the basis of two large-scale experiments (1:1) and five real projects, this publication deals with the basics and the advantages of geosynthetic reinforced soil structures, which become increasingly important for infrastructural, railway and hydraulic engineering projects.

Keywords: Geogrid, reinforced soil, bridge abutments, retaining walls, geotextile.

ÖZET

Geosentetik donatılı dolgu istinat duvarları, sundukları önemli avantajlar sebebi ile (ekonomik malzeme kullanımı, inşaat süresi, çevreyi koruma, değişken duvar cephesi imkanları, deprem yükleri altındaki duktıl davranışları, vb.) geleneksel istinat duvarlarına birer alternatif olarak çoğalmakta; altyapı, demiryolu ve su yapıları projelerinde hızla önem kazanmaktadır. İki büyük deney (1:1) ve 5 uygulanmış proje örneğini baz alan bu makale, geosentetik donatılı dolgu duvarların dizayn esasları ve avantajları ile ilgilenmektedir.

Anahtar kelimeler: Geogrid, geosentetik donatılı dolgu duvar, köprü ayakları, istinat duvarları, geotekstil.

1. GİRİŞ

Bu bildiride öncelikle geosentetik donatılı dolgu duvarlarının dizayn esasları hakkında kısa bilgiler verilecek, ardından uygulaması gerçekleştirilmiş olan iki büyük deney tanıtılacak ve deney sonuçları konu kapsamında değerlendirilecektir. Deney sonuçlarının akabinde gerçekleştirilmiş olan 5 proje örneği ile (Türkiye, Hollanda, ve Slovakya ülkelerinden)

¹ Dipl.-Ing., BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, wpauls@bbgeo.com

² M.Sc.-Ing., BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, odoygun@bbgeo.com

³ Dipl.-Ing., NAUE GmbH & Co. KG, swesthus@naue.com

geosentetik donatılı dolgu duvar ve köprü ayağı uygulamaları daha somut bir biçimde tartışılacaktır. Bildirinin sonuç kısmında deney ve proje örnekleri ışığında yapılan geoteknik değerlendirmelere yer verilecektir.

2. DİZAYN ESASLARI

Geosentetik donatılı dolgu duvar dizayn tahkikleri, Avrupa bünyesinde geçerli olan Eurocode 7 (DIN EN 1997-1 [1]) ve Almanya bünyesinde geçerli olan ulusal yönetmelikler (DIN EN 1997-1/NA [2], DIN 1054:2010-12 [3]) yardımı ile yapılabilmektedir. Son bahsedilen ulusal yönetmelik [3], geosentetik donatılı dolgu duvar dizaynı ile ilgili olarak en yeni teknik kuralların yer aldığı EBGEO 2010 [4] kaynağını önermektedir. Dizayn tahkikleri bahsedilen kaynağa göre nihai limit durumu (ultimate limit state) ve hizmete elverişlilik limit durumu (serviceability limit state) için ayrı ayrı yapılmaktadır.

2.1. Geoteknik Kategoriler

Geosentetik donatılı dolgu duvarlar, geleneksel istinat duvarlara benzer olarak, EBGEO 2010 [4] kapsamında zorluk derecelerine göre sınıflandırılmaktadırlar (bakınız, Tablo 1). Eğer DIN 1054 [3]'e göre gerekli olduğu kararlaştırılırsa, yapı bir üst sınıf içinde kategorilendirilebilir.

Tablo 1. Geosentetik Donatılı İstinat Duvarlarının Geoteknik Kategorilere Göre Sınıflandırılması (EBGEO 2010 [4])

Geoteknik Kategori 1	Geoteknik Kategori 2	Geoteknik Kategori 3
Yapı yüksekliği < 3m	3m ≤ Yapı yüksekliği < 9m	9m ≤ Yapı yüksekliği

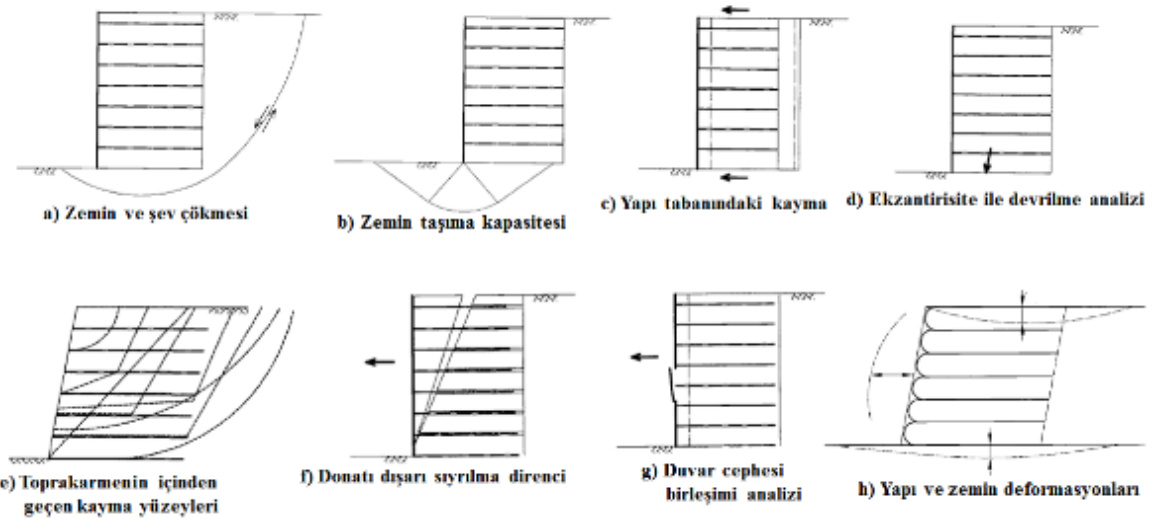
2.2. Geoteknik Dizayn Tahkikleri

2.2.1 Nihai Limit Durumu (Ultimate Limit State)

Geosentetik donatılı dolgu duvar dizaynı, geleneksel istinat duvarlarına benzer olarak, nihai dizayn durumu için aşağıdaki tahkiklerden oluşmaktadır. Tahkikler, EBGEO 2010 kaynağı baz alınarak adlandırılmışlardır (bakınız Tablo 2).

Tablo 2. Geosentetik Donatılı Dolgu Duvarlar İçin Nihai Limit Durum (ULS) ve Hizmete Elverişlilik Limit Durumu (SLS) Tahkikleri (EBGEO 2010 [4])

Tahkik	ULS/SLS	Şekil
Zemin ve şev çökmesi	GEO 3 (ULS)	Sekil 1-a)
Zemin taşıma kapasitesi	STR, GEO-2 (ULS)	Sekil 1-b)
Yapı tabanındaki kayma	STR, GEO-2 (ULS)	Sekil 1-c)
Ekzantirisite ile devrilme analizi	EQU (ULS)	Sekil 1-d)
Toprakarmenin içinden geçen kayma yüzeyleri	GEO 3 (ULS)	Sekil 1-e)
Donatı dizayn mukavemeti	STR, GEO-2 (ULS)	-
Donatı dışarı sıyırılma direnci (pull out)	GEO 3 (ULS)	Sekil 1-f)
Duvar cephesi birleşimi analizi	STR, GEO-2 (ULS)	Sekil 1-g)
Donatı bindirmelerinin analizi	STR, GEO-2 (ULS)	-
Ekzantirisite	SLS	Sekil 1-d)
Yapının deformasyonları	SLS	Sekil 1-h)
Zemin oturmaları	SLS	Sekil 1-h)



Şekil 1. Geosentetik Donatılı İstinat Duvarları İçin Nihai Limit Durum (ULS) ve Hizmete Elverişlilik Limit Durumu (SLS) Tahkikleri (EBGEO 2010 [4])

2.2.2 Hizmete Elverişlilik Limit Durumu (Serviceability Limit State)

Hizmete elverişlilik limit durumu tahkikleri, ekzantirisite analizi (örneğin DIN 1054 [3], 7.6.1 üniteye göre, bakınız Şekil 1.d) ve yapı deformasyon uyumluluğu tahkiklerinden (bakınız Şekil 1.h) oluşmaktadır. Bahsedilen bu tahkikler, zemin oturmaları, dolgunun kendi oturması, dolgu duvar cephesinin deformasyonları ve dolgunun üst yüzeyinde oluşan deformasyonları içermektedir. Toprak dolgu ile geosentetik arasında oluşan kompozit etki, donatılı dolgunun deformasyon davranışını önemli miktarda etkileyen bir faktördür (EBGEO [4]). Yapılan en aktuel araştırma sonuçlarına göre, kompozit malzemeden (geogrid + dolgu zemin) beklenen deformasyonların, geosentetik malzemenin yalnızca çekme-uzama davranışından beklenen deformasyonlarına nazaran çok daha az miktarda olduğu bilinmektedir (EBGEO [4]). Hizmete elverişlilik limit durumu tahkikleri çerçevesinde, geosentetik donatılı dolgu yapıdan beklenen deformasyonlar aşağıdaki tablo yardımıyla yaklaşık olarak tahmin edilebilir (bakınız Şekil 2).

<ul style="list-style-type: none">• Maksimum Yatay Deformasyon: Toplam: $h_{total} = 0,005 \dots 0,01 * H$ İnşaat sonrası: $h_{post} = 0,15 \dots 0,3 * h_{total} = 0,00075 \dots 0,003 * H$• Maksimum Düşey Deformasyon: Toplam: $v_{total} = 0,01 \dots 0,02 * H$ İnşaat sonrası: $v_{post} = 0,15 \dots 0,4 * v_{total} = 0,0015 \dots 0,008 * H$• H: Yapının maksimum yüksekliği• h: Yatay deformasyon• v: Düşey deformasyon• Bu tabloda gösterilen deformasyonlar, geosentetik donatılı dolgunun kendi içinde olan/beklenen deformasyonlar için geçerlidir. Zeminde oluşacak deformasyonların ayrıca incelenmesi gerekmektedir. Deformasyon üst sınırları, üzerinde ekstra yük taşıyan geosentetik donatılı dolgu yapıları için geçerli olup, alt sınırlar ise üzerinde yük olmayan geosentetik donatılı dolgu yapıları için geçerlidir.
--

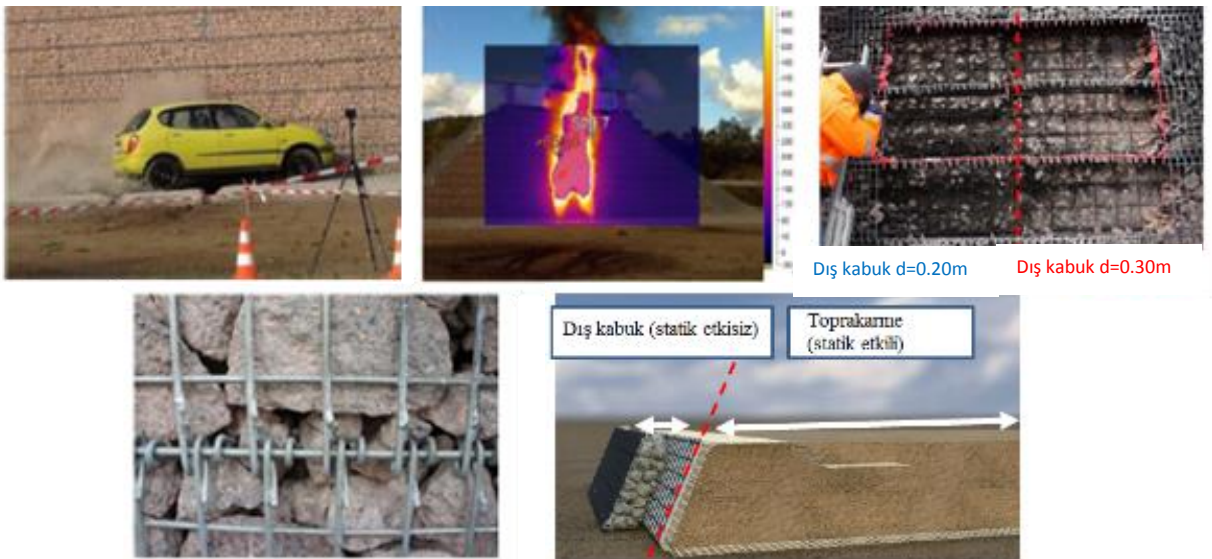
Şekil 2. Geosentetik Donatılı Dolgu Duvarlar İçin Yaklaşık Deformasyon Değerleri (Vollmert v.d.[5])

Zeminde beklenen oturmalar ayrıca hesaplanmalı ve incelenmelidir (örneğin DIN 1054 [3], 7.6.3 numaralı üniteye göre). Geosentetik donatılı dolgu yapılarının altındaki zeminde beklenecek oturmaların hesabında donatılı dolgunun kendisi esnek yük olarak kabul edilebilir. Dolgu yapının kendisi, oturmalarla karşı (duktil yapısı sayesinde) hassas olmadığı için, deformasyon davranışı bağlamında geosentetik donatılı dolgular büyük avantajlar sunmaktadır. Diferansiyel oturma farklılıkları, donatılı dolgunun içinde oluşan optimize yük dağılımı sayesinde, genelde yapı tarafından absorbe edilmektedir. Gerekli olan durumlarda, dolgu zemin-georid kompozit sisteminin deformasyon davranışı numerik olarak incelenebilmektedir (örneğin sonlu elemanlar yöntemi (FEM) ile). Numerik incelemenin sonuçlarının güvenilirliği ve uygunluğu ayrıca kontrol edilmelidir. 3. geoteknik kategorideki donatılı dolgu yapılarının (bakınız Tablo 1) deformasyon davranışları, deformasyon tahminlerine ek olarak, gözleme yöntemi vasıtasıyla (örneğin DIN 1054[3]'e göre) kontrol altında tutulmalıdır. Eğer geogridler, fabrikada veya şantiyede yaş beton içine entegre edilmişler ise, beton sertleştikten sonra geogridler için gerekli olan dayanıklılık ve dışarı sıyırılma (pull out) testleri yapılmalıdır. Secugrid® R6/Q6 (PET) ürün gurubu için bahsedilen sistem incelemeleri ve raporları mevcuttur.

3. BÜYÜK DENEYLER

3.1. Büyük Deney-I / B6n, Bernburg, Saksonya-Anhalt, Almanya

Federal B6n yol inşaatı projesi çerçevesinde, Almanya Saksonya-Anhalt eyaletinin katkılarıyla, Bernburg şehri yakınlarında, geosentetik donatılı dolgu bir duvarın araç çarpması ve yangın durumlarındaki davranışını inceleme amacıyla 1:1 ölçekli bir deney yapıldı. Deney çerçevesinde, öncelikle 800kg ağırlığındaki bir araç, 6m yüksekliğindeki donatılı dolgu duvara 80 km/sa hızla ve 20° açı ile çarpıştırıldı. Bunun akabinde, 375kg ağırlığındaki bir yük, duvara dik olarak yaklaşık 40km/sa hızla çarpıştırıldı. Son olarak, duvar önünde 1100°C-1200°C sıcaklığındaki bir ateş yaklaşık 10 dakika boyunca yakıldı. Duvar cephesi iki tabakalı bir sistemden oluşturulmuştu. Bu sistemde, geosentetik donatılı dolgu ile duvar cephesi birbirinden tamamen ayrılmış olarak inşaa edildi.



Şekil 3. Büyük Deney-I / B6n Bernburg, Almanya (Herold & Vollmert [6])

Dolgunun içine ivme ölçerler entegre edilerek çarpışma ve ortaya çıkan kuvvetler kayıt altına alındı. Yapı içine yerleştirilen düşey inklinometerler vasıtasıyla deformasyon ve çarpışma etkisi ölçüldü. Yapı cephesi deney öncesi ve sonrasında lazer tarayıcı yardımıyla taranarak cephede oluşan deformasyonlar kayıt altına alındı. Yapılan detaylı ölçüm ve değerlendirmeler ışığında, inşa edilen geosentetik donatılı dolgu duvarının, çarpışma ve yangın yüklerine karşı büyük mukavemet gösterdiği tespit edildi. Yapının tahrip gören kısmının statik fonksiyonu olmayan dış tabakasında sınırlı kaldığı görüldü. Zarar gören dış tabakanın, kolay ve ekonomik olarak tamir edilebildiği gösterildi. Yapının deney sonunda kendini oluşturan parçalara tamamen ayrılabilmesi, yapının yaklaşık 100% olarak geri dönüşüme tabi tutulabileceğini gösterdi. Geleneksel istinat duvarlarında yapının herhangi bir şekilde zarar görmesi yapının statüğünü direkt negatif olarak etkilerken, geosentetik donatılı dolgu duvarın iki tabakalı cephesinin yeterli biçimde boyutlandırılması sayesinde, statik fonksiyonu olan kısmının zarar almadığı görüldü. Bu bağlamda, deprem riskinin ve diğer beklenmedik etkilerin yüksek olduğu bölgelerde, geosentetik donatılı dolgu duvarlar, standart yapı tipi olarak yüksek hızlı demiryolu hatlarında kullanılmakta, hem tek başlarına istinat duvarı olarak, hem de integral köprülerde toprak yükünü azaltma fonksiyonlarıyla görev yapmaktadırlar (Tatsuoka v.d.[7]).

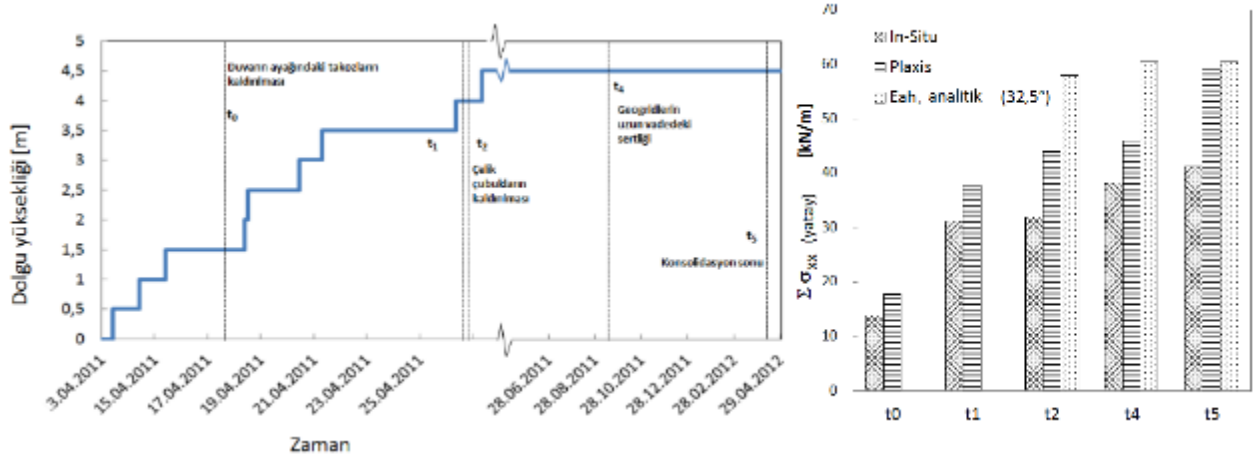
3.2. Büyük Deney-II / Deney Duvarı KWS Utrecht, Hollanda

Rijit cephe elemanlarına sahip geosentetik donatılı dolgu duvarların yük taşıma davranışını incelemek amacıyla, Hollanda KWS Infra firmasının arazisinde (Utrecht şehrinde) bir dolgu duvar, küp şeklinde inşa edildi. Küp duvarın 4 cephesi farklı cephe elemanlarından oluşturuldu ve beton panel ile kaplı olan cephesi deney çalışması için araştırma kesiti görevi gördü. Seçilmiş olan bu kesitte deformasyon davranışını anlama amaçlı, uzama ölçerler, hem panel betonun içine entegre edilmiş olan yüksek mukavementli PET-geogridlerin üstüne, hem beton panellerin üstüne, hem de paneli geçici olarak dikey tutma görevi olan çelik destek çubuğunun üstüne yerleştirildi. Beton panel, şantiyeye precast beton element olarak getirildi. Ek olarak, yapının köşe noktaları jeodezik olarak ölçüldü. Seçilmiş zaman dilimleri için, geogridlerin bilinen, zamana bağlı malzeme çekme-uzama davranışı göz önüne alınarak, ölçülen geogrid uzamalarını baz alıp, yatay kuvvetlerin eşitliği kuralı vasıtasıyla, toprak basınçları geri hesap yöntemiyle hesaplandı ($\sum F_H = 0$). Bu hesapta duvarın altındaki sürtünme, seçilen kaygan destek yardımı ile küçük tutuldu. Karşılaştırma amacıyla, toprak basınçları analitik olarak EBGEO 2010'ya [4] göre ve sonlu elemanlar (FEM) yöntemiyle hesaplandı (bakınız Şekil 5).



Şekil 4. Büyük deney-II/ Deney duvarı KWS, Utrecht, Hollanda

(Vollmert v.d. 2012 [5])



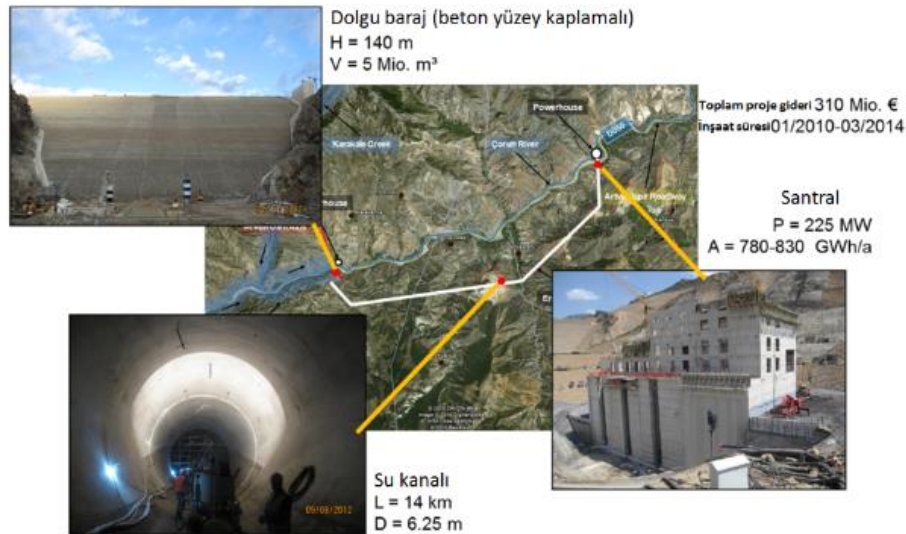
Şekil 5. Toprak Basıncı Dağılımı/ Deney Duvarı KWS, Utrecht, Hollanda
(Vollmert v.d.[5])

Şekil 5'deki sonuçlar, ölçülen geogrid uzamalarını baz alarak geri hesaplanan toprak basınçlarının, EBGEO 2010[4] a göre analitik olarak hesaplanan toprak basınçlarına kıyasla (rijit cephe elemanı için herhangi bir toprak basıncı azaltması yapmadan) kayda değer oranda az olduğunu gösterdi. En az %30 oranındaki fark, geosentetik donatılı dolgu yapıları üzerine yapılan aktuel araştırma sonuçlarıyla uyum içerisinde idi.

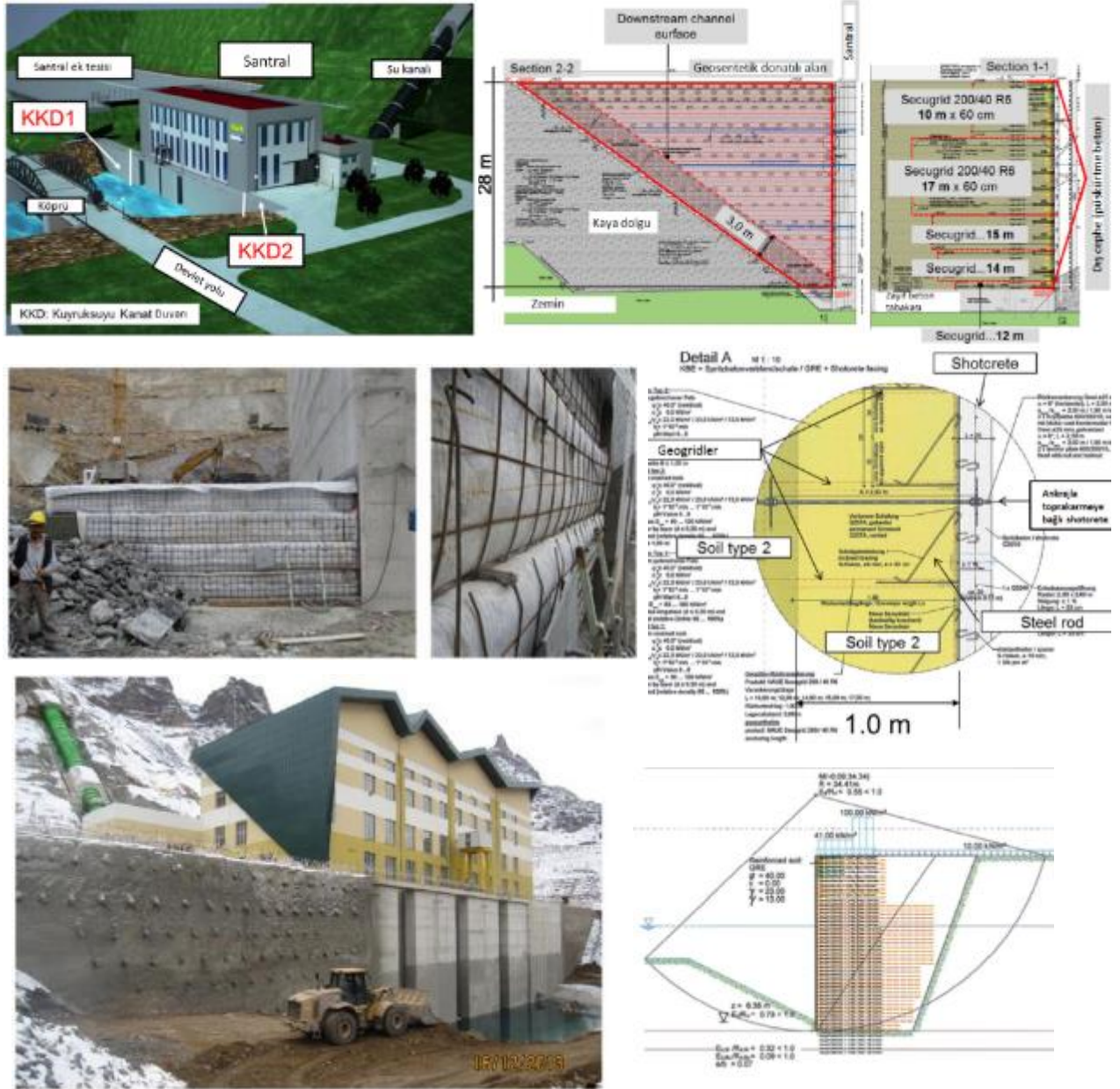
4. PROJELER

4.1. Proje-I / Arkun Barajı Hidroelektrik Santrali, Türkiye

Arkun barajı ve hidroelektrik santrali, Çoruh Nehri üzerinde Artvin ve Erzurum il sınırları içinde yer almaktadır. Ana santral binasının yan kanat duvarlarının inşaatı, 2013 yılında geosentetik donatılı dolgu duvar yardımıyla gerçekleştirilmiştir.



Şekil 6.a. Proje I/Arkun Barajı Hidroelektrik Santrali (Haselsteiner v.d. [8])



Geosentetik donatılı dolgu çözümü, oturmalara karşı duktil olan yapısından dolayı tercih edildi ve planlamada diğer favori alternatif olarak gösterilen betonarme duvara nazaran yaklaşık %40 daha ekonomik inşaa edildi (Haselsteiner v.d. [8]). Kanat duvarları tamamen dikey olarak (90°) inşaa edilip, maksimum yükseklik 28m idi. Yapının statik etkin kısmı geosentetik bohçalama sistemi olup; dış cephe, donatılı püskürtme beton (Q524A ve C25/30) tabakasıyla kaplandı. Püskürtme beton kalınlığı 15cm-20cm olarak seçildi. Donatılı püskürtme beton tabakası, 1,80m aralıklı ankrajlarla dolguya bağlandı. Donatılı dolgu ile püskürtme beton tabakası arasında geosentetik dren malzemesi ve püskürtme beton içine barbakanlar yerleştirildi. Yapının altında zayıf bir beton tabakası uygulandı (C16/20). Farklı su seviyeleri ve deprem yüklerine göre dizayn edilen geosentetik donatılı dolgu duvarın üstünde mobil vinç ve benzeri ağır iş makinalarının yükleri de hesaba katıldı. 2014 başında

inşaatı tamamlanan proje, geosentetik donatılı duvar tekniğinin su inşaatındaki örnek uygulamalarından biri olarak yerini aldı.

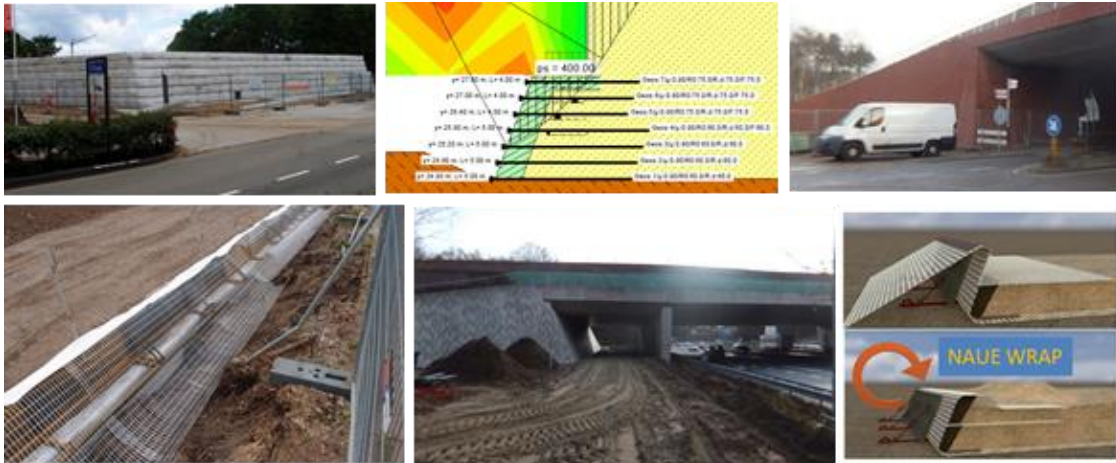
4.2. Proje-II / Ecoduct Laarderhoogt, Laren, Kuzey Hollanda

Hollanda Laren şehri yakınlarındaki Naadestraat yolu ile A1 otobanının üstünden geçen yeşil köprü inşaatı çerçevesinde 4 adet köprü ayağı geosentetik donatılı dolgu ile gerçekleştirildi.



Şekil 7.a. Proje II/Ecoduct Laarderhoogt, Laren, Kuzey Hollanda
(<http://www.wurck.nl/projecten>)

Yapının toplam yüksekliği 8m olup, tuğla görünümlü ön kabuk ve beton panel ön kabuk kısımları yaklaşık 4,5m yüksekliğindedir. Dolgunun ön cephe eğimi yaklaşık 70° olup, statik efektif sistem olarak bohçalama sistemi seçilmiştir (NAUE Wrap). Statik etkin olan bu sistem, estetik ve konstruktif amaçlar için inşaa edilen tuğla görünümlü kabuktan ve beton kabuktan tamamen ayrılmıştır. Köprüden gelen yükleri taşıma fonksiyonunu tamamen geosentetik donatılı dolgu üstlenirken, ek cephe elemanları yapıya konstruktif olarak bağlanmıştır.

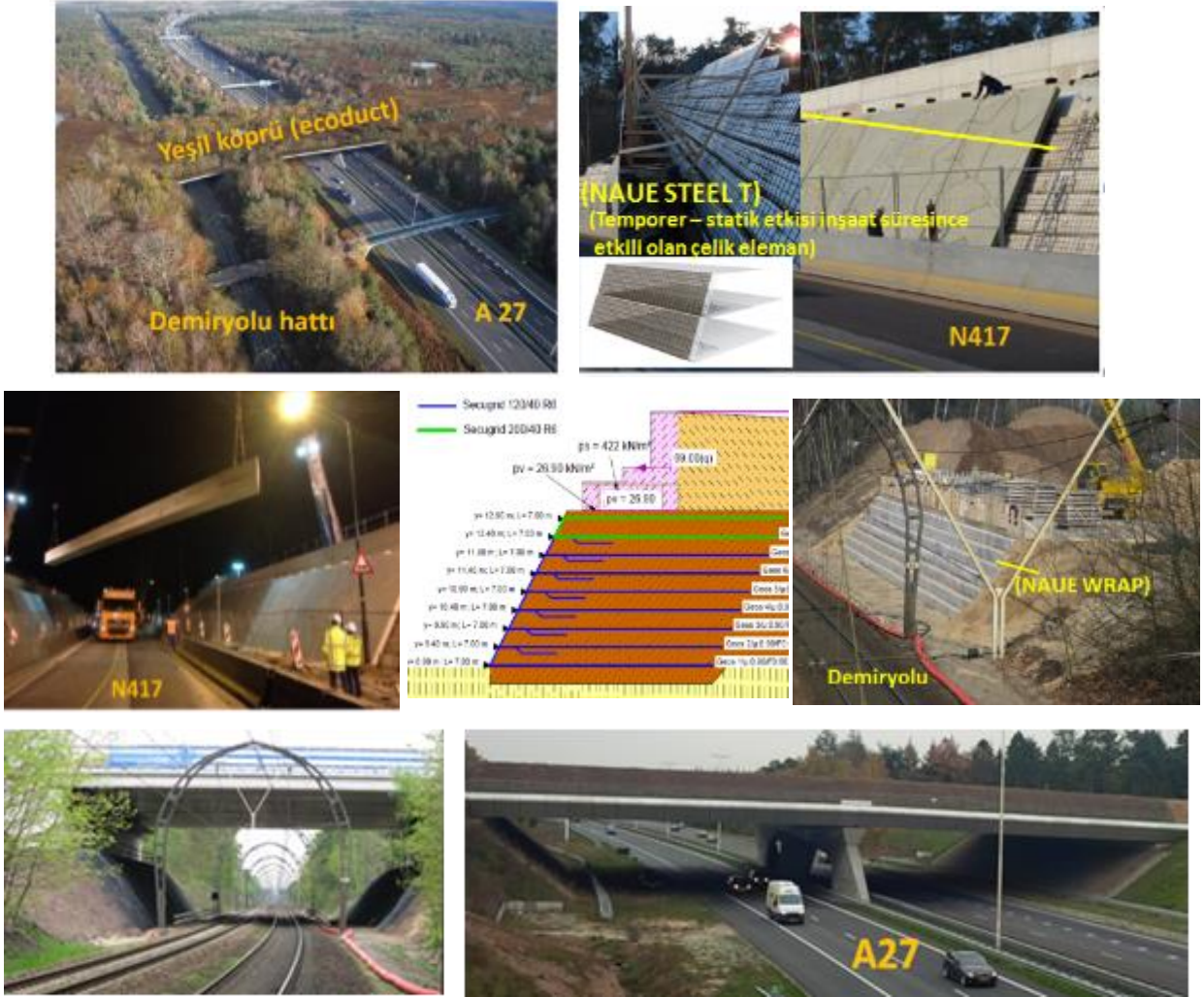


Şekil 7.b. Proje II/Ecoduct Laarderhoogt, Laren, Kuzey Hollanda
(<http://www.wurck.nl/projecten>)

4.3. Proje-III / Ecoduct Zwaluwenberg, Utrecht-Hilversum, Kuzey Hollanda

Hollanda Utrecht ve Hilversum şehirleri arasındaki Zwaluwenberg şehri yakınlarında, N417 yolu, A27 otobanı ve bir demiryolu hattı üzerinden geçen 3 adet yeşil köprü inşaatı çerçevesinde, 6 adet köprü ayağı geosentetik donatılı dolgu ile gerçekleştirildi. Yapı yüksekliği yaklaşık 4,5m olup, ön cephe eğimi 35° ve 70° arasında değişkenlik gösterdi.

Statik etkin sistem, bohçalama usulü ile inşaa edildi (NAUE Wrap & NAUE Steel T). Statik etkin olan donatılı dolgu, A27 otoban projesinde beton taş kaplama ile, N417 yol inşaatında beton panel ile ve demiryolu hattı projesinde geosentetik erozyon kontrol örtüsü ile kaplandı. Bu projede de geosentetik donatılı dolgu, köprü yüklerinin tamamını taşıma görevini başarıyla üstlendi. Köprüden donatılı dolgu üstüne aktarılan toplam yük yaklaşık olarak 450 kN/m² mertebesinde idi.

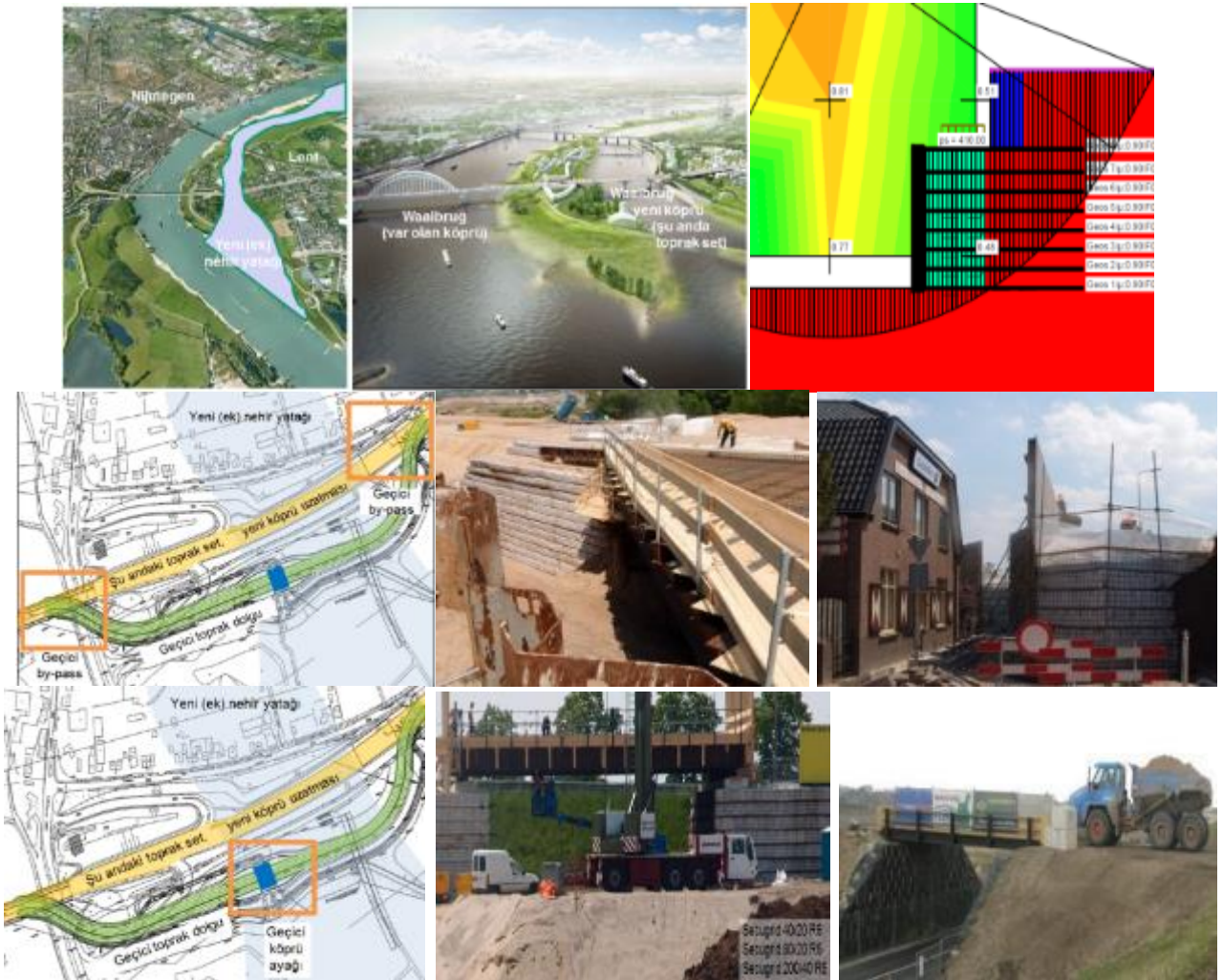


Şekil 8. Proje III/Ecoduct Zwaluwenberg, Utrecht-Hilversum, Kuzey Hollanda
(<http://www.noord-holland.nl>)

4.4. Proje-IV / Baubehelfe voor de Waal, Hollanda

Hollanda ulusal güvenlik projesi 'Ruimte voor de Rivier' (room for the river) çerçevesinde, Ijssel Nehri, aşağı Ren Nehri ve Kuzey Denizi'ne paralel olarak akan Waal Nehri'nin yaklaşık olarak 30 ayrı noktasında 2015 yılının sonuna kadar çeşitli sel önlemleri alınmaktadır. Bu projenin bir parçası da Waal nehrinin en çok kıvrıldığı, Hollanda'nın en eski kasabası olan Njimegen şehri yakınlarındaki kesitinin genişletme çalışmasıydı. Eski nehir yatağında var olan köprü ile bağlantı kurabilmek için, N325/A325 otobanına by-pass yolların, geçici toprak dolguların üzerine yapılması gerekli oldu. Bu bağlamda, 5 şeritli yaklaşık 30m toplam genişlikteki yolun geçici bir köprü üzerine alınması gerekti.

Geosentetik donatılı dolgudan inşa edilen köprü ayağı yaklaşık 450 kN/m^2 büyüklüğündeki köprü yükünün tamamını taşıma görevini üstlendi. Bunun dışında by-pass dolguların bağlantıları yine geosentetik donatılı dolgu ile yapıldı. Köprü ayakları bohçalama yöntemi uygulanarak NAUE Steel T sistemi (bohçalama yöntemi ve cephede kalıp görevi gören çelik hasırlar) ile dizayn ve inşa edildi. Geçici köprü ayaklarının kullanım süresi yaklaşık bir kaç yıl olarak planlandığı için, çok sağlam bir ön cephe inşaatına gerek görülmedi. Bu sebeple, sadece UV korumasını gerçekleştirmek için bir polypropilen şerit dokuma örtü, dolgu duvarın önüne asıldı. Hem ekonomik hem de yüksek taşıma kapasiteli geosentetik donatılı dolgu duvar bu projede de köprü ayağı görevini gerçekleştirdi ve devam eden şantiye çalışmaları için gerekli koşulları başarıyla sağladı.

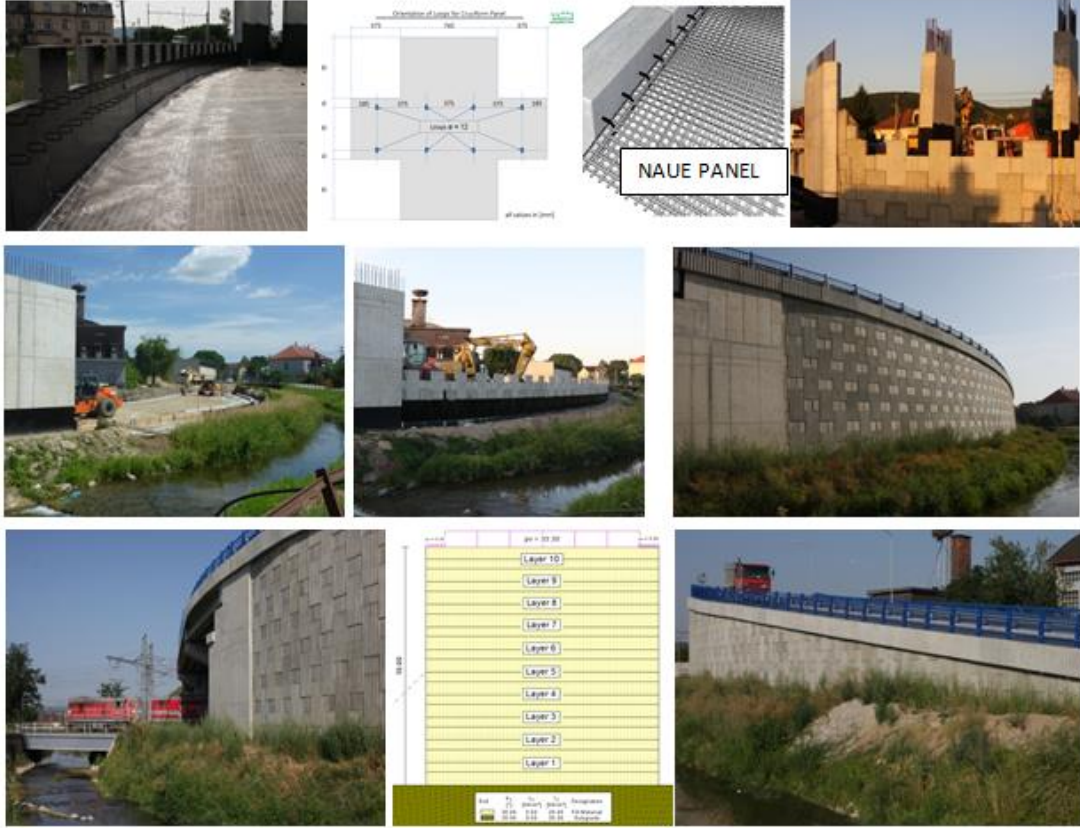


Şekil 9. Proje IV/ Baubehelfe voor de Waal, Hollanda
(<http://www.ruimtevoordewaal.nl/nl/home/>)

4.5. Proje-V / Köprü Rampası, Trencianska Tepla, Slovakya

Kuzey Slovakya'nın Opatova ve Priles şehirleri arasındaki demiryolu hattı projesi çerçevesinde, Trencianska Tepla şehrinde, 2012 yılında gerçekleştirilen yeni bir köprü projesi, köprü rampasının geosentetik donatılı dolgu ile inşasını gerektirdi. Tamamen dikey (90°) olan yapının köprüye bağlandığı yerdeki maksimum yüksekliği 10m idi. Dış cephe NAUE Panel sistemi ile (precast olarak önceden üretilen artı şeklindeki beton paneller

yardımı ile) inşa edildi. Bu sistemde, geosentetik donatı, panellerle demir halkalarla entegre olan çelik bir çubuk etrafında bohçalama yöntemiyle dolandırılarak tekrar dolgu içine bağlanmaktadır. Bu sistem sayesinde ortaya çıkan yüksek taşıma kapasiteli, deformasyonu az olan rijit istinat duvarı, bu projede de görevini köprü rampası olarak fevkalade bir biçimde yerine getirdi. Bu projede uygulanan inşaat yöntemine benzer olarak, örneğin Fransa'da, farklı şekillerde üretilen beton paneller içine betonlama aşamasında entegre edilmiş olan PET geogridlerle donatılı dolgu duvarlar inşa edilmektedir.



Şekil 10. Proje V/ Köprü Rampası, Trencianska Tepla, Slovakya

5. SONUÇLAR

Geosentetik donatılı dolgu duvar konstruksiyonu ile kazanılmış 30 yılı aşkın uluslararası tecrübe, bu yapı yönteminin günümüzde ek yapı elemanları olmaksızın köprü ayağı ve istinat duvarları olarak kullanımını sağlamaktadır. Bu yöntem ile, bir yanda yapının yüksek duktilite avantajı kullanılmakta, diğer yandan köprü ayakları ile dolgular arasındaki oturma farklılıkları minimize edilmektedir. Gerçekleştirilen beton panelli büyük deney kapsamında elde edilen in-situ ölçüm sonuçları, dış cephe üzerine gerçekte gelen toprak yüklerinin, analitik ve sonlu elemanlar yöntemi ile hesaplanan toprak yüklerine nazaran çok daha az olduğunu göstermektedir. Bu durum beton panel boyutlarının daha da optimize edilmesinin mümkün olduğunu ifade etmektedir. Geosentetik donatılı dolgunun kullanılan doğru dış cephe elemanları ile, sağlamlığını, araç çarpması ve yangın gibi olağan dışı yükler sonrasında bile koruduğu, hasar gören kısımlarının ise kolayca tamir edilebileceği görüldü. Yapının avantajları, konstruktif-teknik özellikleri ve kullanılan ucuz malzeme (toprak) ile sınırlı kalmayıp, yapının yaklaşık olarak %100 geri dönüşüm edilebilmesini de kapsamaktadır. Geosentetik donatılı bir dolgu duvarı, teknik olarak aynı değerlerde olan bir

betonarme istinat duvarıyla karşılaştırıldığında, yaklaşık %75 daha az ‘kümülatif, kendini yenileyemeyen enerji ihtiyacı’ na ve yaklaşık % 85 daha az sera gazı emisyonuna sebep olmaktadır (Ehrenberg, Elsing [9]). Bu bağlamda, ürün çevre deklarasyonları (environmental product declaration), geoteknik yapı alternatiflerinin çevreyi koruma etkenleri göz önüne alınarak objektif bir bazda karşılaştırılabilmesi için oluşturulmuş yararlı ve tarafsız bilgi bankalarıdır (Frischknecht, Wallbaum [10]).

KAYNAKLAR

- [1] DIN EN 1997-1: 2014-03 (2014), “Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1, Allgemeine Regeln (Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General rules)”, Deutsches Institut für Normung, Berlin
- [2] DIN EN 1997-1/NA: 2010-12 (2010), “Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7 (National Annex – Nationally determined parameters)”, Deutsches Institut für Normung, Berlin
- [3] DIN 1054: 2010-12 (2010), “Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1 (Subsoil – Verification of the safety of earthworks and foundations – Supplementary rules to DIN EN 1997-1)”, Deutsches Institut für Normung, Berlin
- [4] EBGEO (2010), “Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen (Recommendations for the Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements)”, DGGT, Ernst & Sohn, Berlin
- [5] Vollmert, L., Niehues, C., Pauls, W., Pachomow, D., Herold, A. ve Verstraaten, W. (2012), “Sustainable Concrete Panel Walls – Current Development on Interaction of Earthworks, Reinforcement and Facing”, EuroGeo 5, 5th European Geosynthetics Congress, Valencia
- [6] Herold, A. & Vollmert, L. (2013), “Greater Safety for Geosynthetic-Reinforced Earth (GRE) Systems – Noise Protection, Impact and Fire Performance in Full-Scale Trial”, International Symposium on Design and Practice of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures, Bologna
- [7] Tatsuoka, F., Tateyama, M., Koda, M., Watanabe, K., Koseki, J., Aoki, H. & Yonezawa, T. (2014), „Design, construction and performance of GRS structures for railways in Japan”, 10th International Conference on Geosynthetics, Berlin
- [8] Haselsteiner, R., Westhus, S., Herold, A., Pamuk, R., ve Kaytan, E. (2014), “Geosynthetic Reinforced Retaining Wingwalls at the Powerhouse of Arkun Project in Turkey”, 10th International Conference on Geosynthetics, Berlin
- [9] Ehrenberg, H., Elsing, A. (2013), “Vergleichende Life Cycle Assessments (LCA) von Gekunststoffbauweisen und herkömmlichen Bauweisen, eine Studie des E.A.G.M. (European Association of Geosynthetic Product Manufacturers) (Comparative Life Cycle Assessment (LCA) of geosynthetic construction methods and conventional methods, a study by E.A.G.M.)”, 13. Informations- und Vortragungstagung über ‘Kunststoffe in der Geotechnik’ (KGEO), München
- [10] Frischknecht, R., Wallbaum, H. (2013), “Umweltproduktdeklarationen (Environmental Product Declarations, EPD) im Baubereich – Sinn, Zweck und Nutzen für die Anwender (Environmental Product Declarations in the construction sector – sense, purpose and benefits for users)”, 8. NAUE Geokunststoff Kolloquium, Rostock

TEORİK VE AMPİRİK YAKLAŞIMLARLA ELDE EDİLEN KAZIK OTURMA DEĞERLERİNİN ARAZİ YÜKLEME DENEYİ SONUÇLARI İLE KIYASLANMASI

COMPRASION OF PILE SETTLEMENT RESULTS WITH THEORITICAL&IRICAL APPROACH AND INSITU LOADING TEST

Güner SALİHİ¹

Yüksel YILMAZ²

İlkay TONYALI³

ABSTRACT

In this work, the settlement data of the bored piles constituted on 28 unit different in-situ, acquired as a result of the pile load test implemented on the land, were analyzed in comparison with the values calculated via theoretical, semi-empirical and empirical "Linear Elastic Medium Method", "Tomlinson (2008) Approach", "Das (2004) Approach", "Vesic (1977) Approach", "Poulos and Davis (1980) Approach" and "Vesic (1970) Approach". In the loading test results, the largest settlement value was obtained as 5.40 mm. This value is the maximum mobilization of the pile end resistance is significantly lower than the amount required for the deformation occurs. Therefore, the closest results according to the pile load tests, have been acquired via "Poulos and Davis (1980) Approach" regarding the only shaft settlement of the piles under axial load. Other analysis methods, considering the end settlement of the piles exposed to axial load have been seen to give fairly reliable results.

Keywords: Bored pile, pile load test, settlement analysis, deep foundation, single pile settlement.

ÖZET

Bu çalışmada, 28 adet değişik zemin profiline teşkil edilen fore kazıklara, arazi ortamında uygulanan yükleme deneyleri sonucu elde edilen oturma verileri, teorik, yarı ampirik ve ampirik "Doğrusal Elastik Ortam Yöntemi", "Tomlinson (2008) Yaklaşımı", "Das (2004) Yaklaşımı", "Vesic (1977) Yaklaşımı", "Poulos ve Davis (1980) Yaklaşımı" ve "Vesic (1970) Yaklaşımı" analiz yöntemleri ile hesaplanan oturma değerleri ile kıyaslamalı olarak incelenmiştir. Yükleme deneyleri sonucunda, en büyük oturma değeri 5,40 mm olarak elde edilmiştir. Bu değer, kazıklarda maksimum uç direnci mobilizasyonu oluşabilmesi için gerekli olan deformasyon miktarından oldukça düşüktür. Bu sebeple, yükleme deneylerine göre en yakın sonuçlara, eksenel yükleme altında sadece kazık çevre (şaft) oturmasını dikkate alan "Poulos ve Davis (1980) Yaklaşımı" ile ulaşıldığı görülmektedir. Eksenel

¹ İnşaat Yüksek Mühendisi, Salihi İnşaat, gunersalihi@gmail.com

² Doç. Dr., Gazi Üniversitesi, yuksel@gazi.edu.tr

³ İnşaat Yüksek Mühendisi, Moment Proje, ilkaytonyalı@momentproje.com

yüklemeye maruz kazıklarda, uç oturmasını da dikkate alan diğer analiz metotlarının ise, oldukça güvenli sonuçlar verdiği belirlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Fore kazık, kazık yükleme deneyi, oturma hesapları, derin temeller, tekil kazık oturması.

1. GİRİŞ

Dünya genelinde hızla artan nüfus oranı ve inşaat teknolojilerindeki gelişmeler, günümüzde mühendislik tasarımlarının sınırlarının zorlanmasına neden olmaktadır. Özellikle büyük şehirlerde arazi teminindeki sıkıntılardan dolayı, yüksek katlı yapılar tercih edilmeye başlanmıştır. Ulaşım problemlerini beraberinde getiren bu durum, geniş açıklıklı sanat yapılarına (karayolu ve demiryolu köprüleri, viyadükler, üst geçitler v.b.) olan ihtiyacı da arttırmaktadır. Bu sebeplerden ötürü, üst yapı yüklerinde meydana gelen artışların çeşitli temel uygulamaları vasıtasıyla güvenli şekilde zeminlere taşınması, Geoteknik Mühendisliği açısından son derece önemlidir.

Yapı temellerinin birbirinden bağımsız olarak, göçmeye karşı yeterli güvenliğe sahip olması (taşınma gücü şartı) ve meydana gelecek muhtemel toplam oturmalar ile farklı oturmaların kabul edilebilir sınırlar dahilinde kalması (oturma şartı) gerekmektedir. Temellerin genişletilmesi ve derinleştirilmesi gibi geleneksel yöntemlerle bu şartların ikisinin birden sağlanamadığı durumlarda, zemin ıslah teknikleri veya derin temel uygulamaları kullanılmaktadır.

Derin temel kavramı, derinliği plan genişliğinin üç katı olan temeller için kullanılmakla birlikte, üst yapı yüklerini daha derinlerdeki tabakalara aktarmakta kullanılan kazıklı temeller, kesonlar, ayak (kuyu, shaft) temeller bu kapsamda değerlendirilmektedir. Günümüzde en yaygın olarak kullanılan derin temel tipi olan kazıklar, zemine düşey veya eğik konumda yerleştirilen ince yapısal elemanlardır. Temel altı kazıklar kendilerine aktarılan aksenal yükleri, belirli oturma sınır değerleri dahilinde güvenli şekilde taşıyabilmelidir. Kazık tasarımında teorik ve ampirik yaklaşımlarla gerçekleştirilen oturma ve taşınma gücü analizlerinin uygunluğu, arazide tatbik edilen yükleme deneyleri ile test edilebilmektedir. Son dönemde, arazi yükleme deneyleri ile kazık taşınma gücü ve oturma analizleri arasındaki ilişkilerin belirlenmesi konusunda bir çok çalışma mevcuttur.

Wang ve diğ. [1], katmanlı zeminlerde bulunan tekil ve grup kazıkların düşey yükler altında yaptıkları oturmalarla ilgili doğrusal olmayan yöntemler ile bir yaklaşım geliştirmiştir. Bu çalışmada, kazık shaft ve uç oturmaları için Box Lucas fonksiyonu kullanılmıştır. Analizlerde elastik ortam kabulü yapılarak, öncelikle tekil kazık oturması elde edilmiş, ardından süperpozisyon prensibi ile kazık grubunun oturma değerleri hesaplanmıştır. Tekil ve grup kazık oturma verileri, arazide tam ölçekli yükleme deneyleri ile doğrulanmıştır.

Kirkit [2], kayaya soketli fore kazıklara ait yükleme deneyi sonuçları ile ampirik yöntemlerle elde edilen emniyetli taşınma gücü değerlerini incelemiştir.

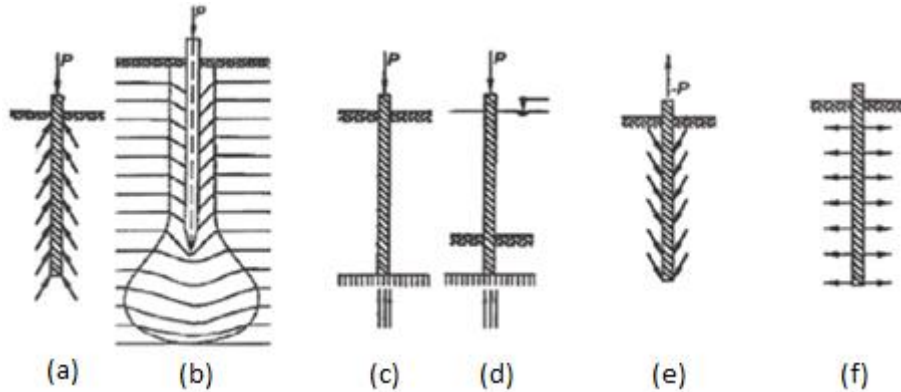
Eid ve Bani-Hani [3], homojen olmayan kayaya soketli kazıkların oturma davranışlarını, üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemi kullanarak değerlendirmiştir. Yapılan analizlerde, çeşitli kazık-kaya sertlik oranlarının tekil kazık elastik oturmaları üzerindeki etkisi de araştırılmıştır. Teorik sonuçlar, kayaya soketli kazıklar için arazide uygulanan tam ölçekli yükleme deneyleri ile kontrol edilmiş olup, elastik oturma değerlerinin kazık-kaya sertlik oranına ve narinliğe bağlı olduğu ortaya konulmuştur. Ayrıca, oturma değerlerinin kazığın boyundan bağımsız hale geldiği derinlik ile kayanın poisson oranı arasındaki ilişki irdelenerek, kayaya soketli kazıklar için kritik derinlik hesaplama yaklaşımı geliştirilmiştir.

2. KAZIKLI TEMELLER

Tarih öncesi devirlere dayanan temel altı kazık imalatının, İsviçre'nin neolitik canlıları tarafından günümüzden 12.000 yıl önce sığ göl tabanlarında yapılan çakma ahşap kazıklar üzerine inşa edilen barınaklar için kullanıldığı bilinmektedir [4]. Bununla birlikte, yapılan arkeolojik çalışmalarda, Büyük İskender'in M.Ö. 322'de Tyre şehrinin inşasında ve Hun İmparatorluğu'nun Çin'de M.Ö. 200 ve M.S. 200 yılları arasında köprü yapımı için çakma ahşap kazık kullandığı belirlenmiştir. Ülkemizde ise bilinen ilk kazıklara, 1755 yılında yapılan Nur-i Osmaniye Cami'sinde rastlanılmakta olup, 2,63 metre boyundaki ahşap kazıklarda demir koruyucu uçlar kullanılmıştır. Kazıklar üzerinde horasan harcından oluşan radye başlık bulunmaktadır.

Kazıklar taşıma gücü ve oturma problemlerine karşı kullanılmalarının yanı sıra, şişme ve çökme özelliği gösteren zeminlerde, oyulmaya karşı temel altlarında, bayrak direkleri gibi yüksek yapılar ile su altında imal edildiği için kaldırma ve çekme kuvvetlerine maruz kalan yapılarda da tercih edilmektedir.

Literatürde kazıklar, kullanılan malzeme özelliklerine, imalat tipine ve çalışma prensibine göre üç ana grupta sınıflandırılmaktadır. Malzeme özelliklerine göre kazıklar, ahşap, betonarme, çelik ve kompozit olarak sıralanabilir. İmalat tipi olarak ise delme (fore) ve çakma kazıklar olarak detaylandırılmaktadır. Son olarak kazıklar, sürtünme, uç, çekme, kompaksiyon ve yanal yüklenmiş olarak tanımlanmakta olup, Şekil 1'de çalışma prensipleri şematik olarak verilmektedir.



Şekil 1. Çalışma Prensiplerine Göre Kazık Çeşitleri. Sürtünme kazığı (a, b), Uç Kazığı (c,d), Çekme Kazığı (e), Kompaksiyon Kazığı (f)

3. KAZIK OTURMA ANALİZLERİ

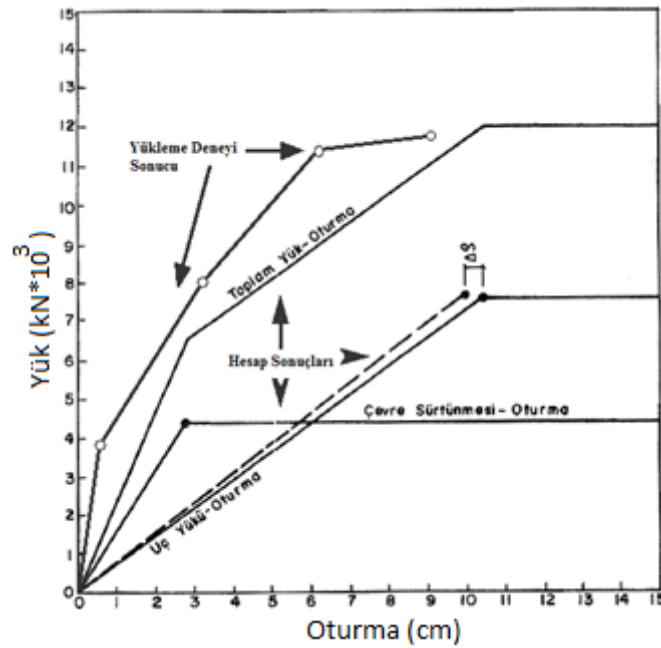
Kazık oturmalarının önceden belirlenebilmesi oldukça karmaşık ve zordur. Bunun nedenleri olarak, kazık imalatı esnasında zemin gerilme durum değişiminin ve kazık-zemin yük aktarımının nasıl gerçekleştiğinin net olarak bilinmemesi gösterilebilir. Kazıkların mobilize olarak, çevre dirençlerinin oluşabilmesi için görece küçük oranlarda oturma yapması yeterlidir. Ancak, uç direncinin oluşması için gerekli ötelenme miktarları daha yüksek olmalıdır. Bu durumun oluşabilmesi için gerekli olan ötelenme miktarları ise zemin tipine, kazık tipine ve boyutlarına bağlı olarak değişim göstermektedir [5].

Kazık oturma teoremleri, kazık-zemin ortamının matematiksel olarak modellenmesine dayanmaktadır. Bu modellemelerde kazığı çevreleyen zeminler için genel olarak, "Doğrusal Elastik-Plastik Ortam Modeli", "Yay Modeli" ve "Birim Deformasyon Modeli" kabulleri

dikkate alınmaktadır. Üçüncü grupta tanımlanan yöntemlerle ilgili son yıllarda gelişmeler kaydedilmekle birlikte, günümüzde mühendislik uygulamaları ilk iki grupta tanımlanan modelleri baz almaktadır [6]. Bu teorik çalışmaların yanı sıra, kazık oturma analizlerinde ampirik yaklaşımlarda kullanılmaktadır.

3.1. Doğrusal Elastik-Plastik Ortam Modeli Yaklaşımı

“Doğrusal Elastik-Plastik Ortam” modelleme tipinde kazığın toplam oturması, üç ana bölümde değerlendirilmektedir. Bunlar, kazık üzerine etkiyen yüklemekten kaynaklı elastik boy kısalması, uç bölümünden aktarılan yük nedeniyle oluşan oturma ve çevre (şaft) oturması olarak tanımlanmaktadır. Şekil 2’de bahsi geçen sistemle ilgili olarak yük-oturma ilişkisi görülmektedir.



Şekil 2. “Doğrusal Elastik-Plastik Ortam” modellemesi yük-oturma ilişkisi [6]

Buna göre, kazıklarda öncelikle çevre direnci yenilmesi meydana gelecek, ardından artan yükleme sonucu uç mukavemeti nihai değerine ulaşarak sabitlenecektir. Kazıkların, bahsi geçen yüklemeler altında göçme durumuna kadar doğrusal elastik, sonrasında ise plastik davranış göstereceği belirlenmiştir. Araştırmacılar, sonlu elemanlar yöntemi yardımıyla, çeşitli değişkenlerin sistem üzerindeki etkilerini de inceleyerek, bu yaklaşımla ilgili çalışmalar gerçekleştirmiştir. Başlarda hacimsel değişikliğe uğramayan, doğrusal elastik yarı sonsuz zemin ortamları için yapılan çalışmalar, kazıkların geometrik ve mekanik özelliklerini dikkate alan düzeltme faktörleri ile geliştirilmiştir.

3.2. Yay Modeli Yaklaşımı

Bu yöntemde, kazık gerilme-şekil değiştirme davranışı yaylar ile modellenmekte olup, değişimler doğrusal veya doğrusal olmayan davranış şeklinde tanımlanabilir. Yay modeli yaklaşımında, kazığın rijit davrandığı kabulü yapılarak uca gelen yükler ihmal edilerek, yükün sadece çevre sürtünmesi ile taşındığı varsayılmaktadır. Bunun sonucu olarak kazığın oturmasının kazık yüzeyindeki kayma gerilmeleri nedeniyle oluştuğu düşünülmektedir. Yay

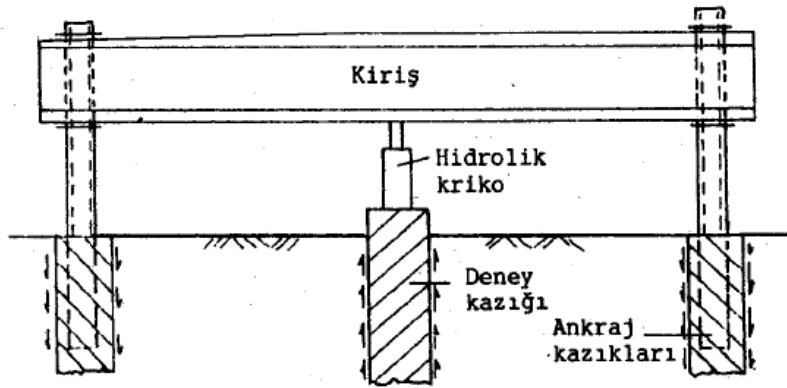
modeli ile tekil kazık oturma analizinin yanı sıra grup kazıkların oturmaları da hesaplanabilmektedir [6].

Scott [7], sürekli ortamlar için elde edilen oturma değerleri ile yay modeli yardımıyla elde olunan sonuçları kıyaslamalı olarak incelemiştir. Buna göre, belirli bir yatak modülü kullanılması durumunda, iki yöntemle hesaplanan sonuçların oldukça yakın olduğu belirtilmektedir.

4. KAZIK YÜKLEME DENEYLERİ

Kazığın taşıma gücünün ve yük-oturma ilişkisinin tayin edilebilmesi açısından en güvenilir yöntem arazi yükleme deneyleridir [8]. Şekil 3'de yükleme deneyi düzeneğinin basitleştirilmiş şematik çizimi görülmektedir.

Kazık yükleme deneylerinin tam ölçekli olarak uygulanması, teorik yöntemlerle elde olunan kazık verilerinin yerinde kontrolü açısından son derece önemlidir. Bu sebepten ötürü, ulusal ve uluslararası bir çok standart ve şartnamede zorunlu tutulmaktadır [9].



Şekil 3. Kazık Yükleme Deneyi Düzeneği [8]

Kazık taşıma kapasitesi ve oturma hesaplamalarında geri analiz yöntemi olarak kullanılabilen yükleme deneyleri sayesinde, kazıkların strüktürel direnci de tespit edilebilmektedir [10].

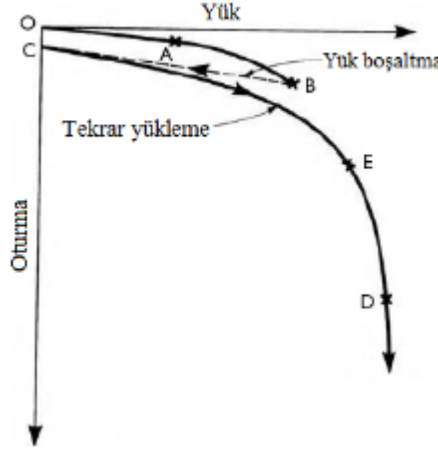
Kazık yükleme deneyleri, düşey yükleme ve yanal yükleme olarak iki ana bölüme ayrılabilir. Düşey yükleme deneylerinde, kazıklara düşey ekseninde statik veya dinamik yük uygulanır. Bu şekilde elemanların çekme ve basınç kapasitesi belirlenebilmektedir.

Yükleme tipine göre deneyler, “Kademeli Yükleme”, “Kademeli Çabuk Yükleme” ve “Sabit Hızla Delme” olarak sınıflandırılmaktadır. Ülkemizde yükleme tipine göre, Kademeli Yükleme Deneyleri en çok tercih edilen tekniktir. Bu yöntemde kazıklar çalışma yükünün % 25’i oranlarda arttırılan kuvvetlere maruz bırakılır. Her yük kademesinde oturma değerleri belirli miktarlara düşene kadar beklenmektedir. Deneyler esnasında yük boşaltma kademeleri de uygulanmaktadır.

Kademeli Çabuk Yükleme Deneylerinde servis yükünün iki katına kadar kademeli yükleme yapılır. Bekleme süreleri az olduğundan deney sonuçlarına kısa sürede ulaşılabilmektedir.

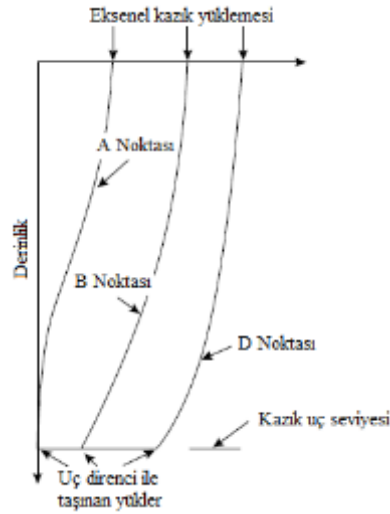
Sabit Hızla Delme Deneylerinde ise, kazık krikolar yardımı ile üretilen kuvvetler ile zemine sürülerek, yük-oturma grafikleri elde edilir.

Tekil kazığın, kademeli ve kademeli çabuk yükleme altında yük-oturma ilişkisi, Şekil 4'de verilmektedir. Buna göre, kazık-zemin sisteminin A noktasına kadar, doğrusal elastik davranış gösterdiği görülmektedir. Artan yükleme altında, B noktasına kadar akma meydana gelmektedir. B noktasında, kazık maksimum şaft sürtünme direncine mobilize olmaktadır. Bu noktadan sonra, yük boşaltması yapıldığı takdirde, kazık üst seviyesi C noktasına ulaşmaktadır. O ile C arasında kalan deplasman farkı, "kalıcı oturma" olarak tanımlanmaktadır. Yeniden artan aksenal yükleme altında, kazığın D noktasına kadar deplasman yaptığı, bu seviyeden sonra ise, sabit yükleme altında kazık oturmalarının devam ettiği belirlenmiştir. D noktasında, kazık maksimum uç direncine mobilize olmaktadır. Bu değerlendirmeler neticesinde, kazıkların maksimum şaft sürtünme direnci mobilizasyonuna ulaşmaları için, kazık çapının %0,3'ü ile %1'i oranında deplasman yapmalarının yeterli olduğu görülmektedir. Bununla birlikte, çok daha büyük deplasmanlar altında maksimum uç direnci mobilizasyonuna ulaşılabilir. Bunun sağlanabilmesi için, kazık çapının %10'u ile %20'si arasında bir oranda oturma miktarı gerekmektedir [11].



Şekil 4. Aksenal Yükleme Altında Yük-Oturma Grafiği [11]

Şekil 4'te aksenal yükleme altında yük-oturma grafiği verilmiş olan kazıkta, şaft boyunca değişik seviyelerde deformasyon ölçerler yerleştirilmesi durumunda, Şekil 5'de verilmiş olan yük transfer grafiği elde edilecektir. Buna göre, A noktasına ulaşıldığında, tüm yükün şaft direnci ile taşındığı görülmektedir. B noktasında ise, şaft direnci en yüksek seviyeye ulaşmakta olup, yükün bir bölümü ise uç direnci olarak aktarılmaktadır. D noktasında çevre direnci değeri, B noktasındakine eşittir. Bununla birlikte, kazık nihai uç taşıma kapasitesine ulaşmıştır [11].



Şekil 5. Şekil 4'de Verilmiş Olan Yük-Oturma Eğrisine Göre Yük Transfer Grafiği [11]

5. YAPILAN ÇALIŞMALAR

Bu çalışma kapsamında, yurt içi ve yurt dışında imalatı ve yükleme deneyleri tamamlanmış yirmi sekiz değişik inşaat alanındaki kazık üretim bilgileri, geoteknik tasarım raporları, inceleme sahasındaki zeminlere ait jeolojik araştırma raporları ve kazık yükleme deneyi değerlendirme raporları temin edilmiştir. Analize esas kazıklar, yerinde dökme betonarme fore kazık olup, tamamı dairesel kesitlidir. Tablo 1’de kazıklara ait boyutsal özellikler, zemin bilgileri ve yükleme deneyi oturma verileri özetlenmektedir.

Kazıklar için oturma analizleri, “Doğrusal Elastik Ortam Yöntemi”, “Tomlinson (2008) Yaklaşımı”, yarı ampirik olan “Das (2004) Yaklaşımı”, “Vesic (1977) Yaklaşımı” ile ampirik “Poulos ve Davis (1980) Yaklaşımı” ve “Vesic (1970) Yaklaşımı” kullanılarak yapılmıştır. Bahsi geçen yaklaşımların, analiz yöntemlerinde dikkate aldıkları oturma kriterleri Tablo 2’de özetlenmektedir. Elde edilen sonuçlar, arazide uygulanan kazık yükleme deneyi sonuçları ile kıyaslamalı olarak incelenmiştir.

Analizlerde kullanılan elastisite modülleri için Sivrikaya ve Toğrol [12] tarafından Tablo 3’de verilmiş olan bağıntılar kullanılmıştır. Zeminin poisson oranları için, kil ve siltlerde 0,50; kumda 0,25 değerleri dikkate alınmıştır [5]. Son olarak zeminlerin G; kayma modülü, E; zeminin elastisite modülü ve μ ; poisson oranı olmak üzere, (1) nolu bağıntı ile elde edilmiştir.

$$G = E/2(1+\mu) \quad (1)$$

Tablo 1. Analize Esas Kazık Ve Zemin Bilgileri [9]

Kazık No	Kazık Tipi	d (m)	L (m)	Çevre Zemin Sınıfı	Uç Zemin Sınıfı	Yükleme Deneyi Oturma Değerleri (mm)
K-1	Fore	0,80	20,0	Kil	Kil	2,59
K-2	Fore	0,80	14,0	Kil	Kil	1,83
K-3	Fore	0,80	24,0	Kil	Kil	4,28
K-4	Fore	1,00	32,0	Kil	Kil	3,25
K-5	Fore	0,80	32,0	Kil	Kil	5,40

K-6	Fore	0,80	25,0	Silt-Kil	Kil	1,55
K-7	Fore	1,20	20,0	Kum	Kum	2,17
K-8	Fore	0,80	20,0	Silt-Kil	Kum	1,98
K-9	Fore	0,65	32,6	Kum	Silt	1,69
K-10	Fore	0,80	32,6	Kum	Silt	1,96
K-11	Fore	1,00	38,0	Kum	Silt	0,63
K-12	Fore	1,00	42,0	Kum	Silt	0,62
K-13	Fore	0,65	25,0	Kum	Kum	1,29
K-14	Fore	1,00	30,0	Kum	Kum	1,29
K-15	Fore	1,00	30,1	Kil	Kum	0,87
K-16	Fore	0,80	25,0	Kil	Kum	0,72
K-17	Fore	0,80	34,0	Kil	Kum	0,11
K-18	Fore	0,80	28,0	Kil	Kum	0,16
K-19	Fore	0,80	33,0	Kil	Kum	0,64
K-20	Fore	0,80	34,0	Kil	Kum	0,43
K-21	Fore	0,80	30,0	Kil	Kum	0,30
K-22	Fore	0,80	17,0	Kil	Kum	2,15
K-23	Fore	0,65	11,0	Kil	Kil	1,19
K-24	Fore	0,80	20,0	Kum	Kum	4,13
K-25	Fore	0,80	35,0	Kil	Kil	3,34
K-26	Fore	0,80	30,0	Kil	Kil	2,87
K-27	Fore	0,80	40,0	Kil	Kil	2,64
K-28	Fore	0,80	45,0	Kil	Kil	3,48

Tablo 2. Kazık Oturma Hesabı Yaklaşımlarında Dikkate Alınan Kriterler

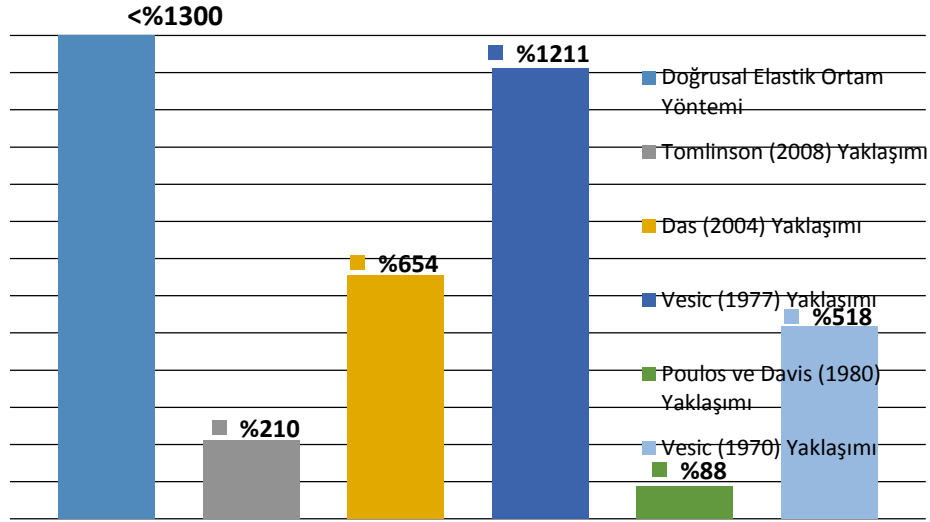
Oturma Analiz Yöntemi	Çevre Oturması	Uç Oturması	Kazığın Elastik Boy Kısalması
Doğrusal Elastik Ortam Yöntemi	√	√	√
Tomlinson (2008)	√	√	√
Das (2004)	√	√	√
Vesic (1977)	√	√	X
Poulos ve Davis (1980)	√	X	X
Vesic (1970)	√	√	√

Tablo 3. Zemin Tipine Göre Elastisite Modülü Bağlılıkları

Zemin Tipi	Bağıntı
Killi kum	$E= 320(N_{60} + 15)$
Silt, kumlu silt	$E= 300(N_{60} + 6)$
Çakıllı kum	$E= 1200(N_{60} + 6)$

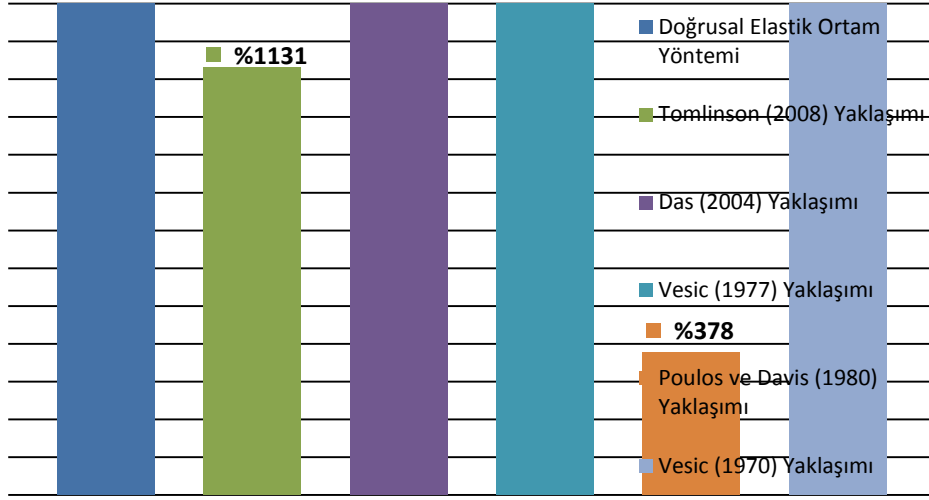
6. ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Yöntemler arası değerlendirmeler, doğrudan gözleme dayanması ve kontrollü deney imkanı sağlaması bakımından, arazide uygulanan kazık yükleme deneyi sonuçları baz alınarak yapılmıştır. Buna göre; derinlemesine homojen zeminlere teşkil edilen fore kazık kolonlarında, teorik ve ampirik çalışmalarla elde edilmiş oturma değerlerinin, yükleme deneyi sonuçlarına oranları Şekil 6'da verilmektedir. Şekil 6 incelendiğinde, yükleme deneyi oturma değerlerine en yakın sonuçların %88 ortalama oranı ile “Poulos ve Davis (1980) Yaklaşımı” ile elde edildiği görülmektedir. İkinci yaklaşık oturma oranları, %210 ile “Tomlinson (2008) Yaklaşımı” kullanılarak hesaplanmıştır. Diğer analiz yöntemlerinde ise, yükleme deneyi sonuçlarına göre %500 oranının üzerinde oturma değerleri elde edilmiştir.



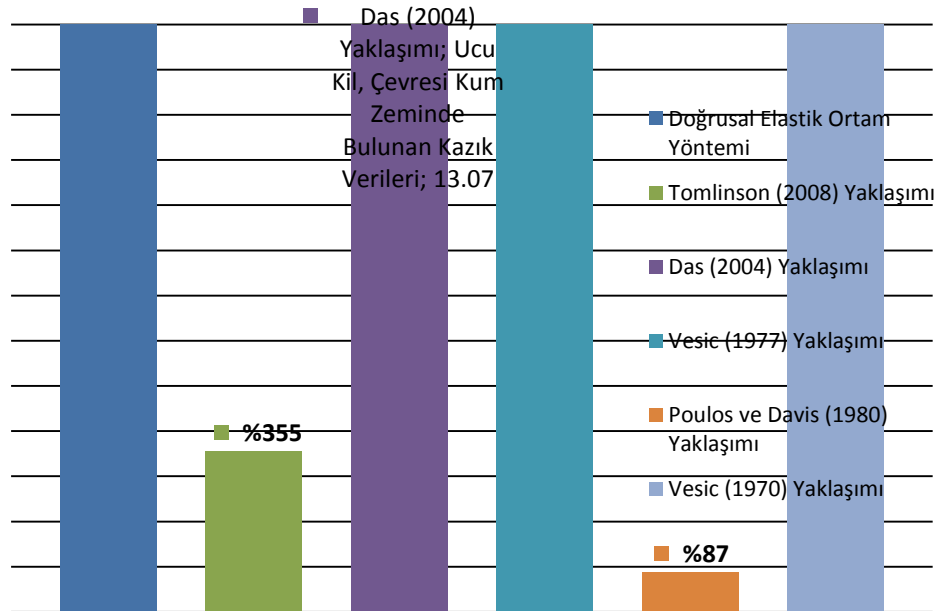
Şekil 6. Homojen Zeminlere Teşkil Edilen Kazıklarda, Teorik ve Ampirik Yaklaşımlarla Elde Edilmiş Oturma Değerlerinin Yükleme Deneyi Sonuçlarına Oranlaması Toplu Gösterimi

Bir diğer değerlendirme, çevresi kohezyonlu ve ucu kohezyonsuz tabakalara teşkil edilen fore kazıklar için gerçekleştirilmiştir. Yükleme deneylerine göre elde edilen orantısal sonuçlar Şekil 7'de verilmekte olup, en yakın sonuçların ortalama %378 oranla “Poulos ve Davis (1980) Yaklaşımı” kullanılarak hesaplandığı görülmektedir. Diğer analiz yöntemleri ile hesaplanan oturmaların, yükleme deneyi sonuçlarına göre %1100 oranının üzerinde değerler verdiği görülmektedir.



Şekil 7. Çevresi Kohezyonlu, Ucu Kohezyonsuz Birimlerde Bulunan Kazıklar İçin Teorik ve Ampirik Yaklaşımlarla Elde Edilmiş Oturma Değerlerinin Yükleme Deneyi Sonuçlarına Oranlaması Toplu Gösterimi

Son olarak, çevresi kohezyonsuz ve ucu kohezyonlu birimlerde bulunan fore kazıklar için değerlendirmeler yapılmıştır. Bu bağlamda, teorik ve ampirik oturma hesabı sonuçlarının yükleme deneyi verilerine oranları Şekil 8'de verilmektedir. Diğer iki kıyaslamalı analize benzer olarak, %87 oranında yakınlık “Poulos ve Davis (1980) Yaklaşımı” ile elde edilmiştir. Bunu %355 oranı ile “Tomlinson (2008) Yaklaşımı” takip etmektedir. Diğer yöntemler ise, %1300 oranının üzerinde yakınlık göstermektedir.



Şekil 8. Çevresi Kohezyonsuz, Ucu Kohezyonlu Birimlerde Bulunan Kazıklar İçin Teorik Ve Ampirik Yaklaşımlarla Elde Edilmiş Oturma Değerlerinin, Yükleme Deneyi Sonuçlarına Oranlaması Toplu Gösterimi

7. SONUÇLAR

Toplamda 28 adet değişik zemin profillerine teşkil edilen fore kazıklara ait yükleme deneyi oturma sonuçları, teorik, yarı ampirik ve ampirik, “Doğrusal Elastik Ortam Yöntemi”, “Tomlinson (2008) Yaklaşımı”, “Das (2004) Yaklaşımı”, “Vesic (1977) Yaklaşımı”, “Poulos ve Davis (1980) Yaklaşımı” ve “Vesic (1970) Yaklaşımı” analiz yöntemleri ile elde olunan oturma değerleri ile kıyaslamalı olarak incelenmiştir. Değerlendirmeler, doğrudan gözlemsel ve deneysel veri akışı sunabilen arazi yükleme deneyleri temel alınarak gerçekleştirilmiştir.

Yükleme deneyleri sonucunda, en büyük oturma 5,40 mm olarak elde edilmiş olup, bu değer, kazıklarda uç direnci oluşabilmesi için gerekli olan deformasyon miktarından oldukça düşük olduğu görülmektedir. Bu sebeple, yukarıda detayları verilmiş olan 3 inceleme grubunda da, en yakın sonuçlara aksel yüklemeye altında sadece çevre oturmasını dikkate alan “Poulos ve Davis (1980) Yaklaşımı” ile ulaşıldığı değerlendirilmiştir.

Orantısız analizlerin yanı sıra, “Poulos ve Davis (1980) Yaklaşımı” sonucu hesaplanan oturma değerleri ile, kazık yükleme deneyi oturma değerleri arasındaki en büyük farkın 3,96 mm mertebesinde olduğu belirlenmiştir. Bunu, en fazla 7,89 mm fark ile “Tomlinson (2008) Yaklaşımı” sonuçları takip etmekte olup, uç oturmasını dikkate alan diğer yöntemlerle ise, oldukça güvenli tarafta kalınarak 15,17 mm ile 58,70 mm arasında daha yüksek oturma değerleri hesaplanmıştır.

Fore kazık oturma analiz yöntemleri arasında yukarıda yapılan değerlendirmelerin, yüksek deformasyonlar altında uygulanacak kazık yükleme deneyleri ile desteklenmesi son derece önemlidir.

KAYNAKLAR

- [1] Wang, Z., Xie, X., Wang, J., (2012, September). A New Nonlinear Method for Vertical Settlement Prediction of A Single Pile and Pile Groups in Layered Soils. *Computers & Geotechnics*, 118-126.
- [2] Kirkit, M. (2009). Türkiye’de Yapılmış Kazık Yükleme Deneylerinden Veri Tabanı Oluşturulması ve Veri Tabanında Bulunan Kayaya Soketli Fore Kazıkların Analizi. Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [3] Eid, H. T.. ve Bani-Hani, K., (2012, June). Settlement of Axially Loaded Piles Entirely Embedded in Rock – Analytical and Experimental Study. *Geomechanics & Geoengineering*, 7(2), 139-148.
- [4] Yıldırım, S. (2009). Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı.(3). İstanbul/Türkiye: Birsan Yayınevi.
- [5] Prakash, S., and Shamsheer, H. D. (1990). Pile Foundations in Engineering Practice.(2). New York/USA: Wiley.
- [6] Birand, A. A. (2007). Kazıklı Temeller.(2). Ankara/Türkiye: Teknik Yayınevi.
- [7] Scott, R. F. (1981). Foundation Analysis. Prentice-Hall.
- [8] Çinicioğlu, S. F., 2005: Zeminlerde statik ve dinamik yükler altında taşıma gücü anlayışı ve hesabı, Seminer, IMO İstanbul Şubesi.
- [9] Salihi, G., 2014. Ampirik ve Teorik Yaklaşımlarla Hesaplanan Kazık Oturmalarının Tam Ölçekli Kazık Yükleme Deneyi Bulguları İle Kıyaslanması, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Gazi Üniversitesi, Ankara.
- [10] Poulos, H. G., ve Davis, E. H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design.(1). New York/USA: Wiley.

- [11] Tomlinson, M. ve Woodward, J. (2008). Pile Design and Construction Practice.(5). USA: Taylor&Francis.
- [12] Sivrikaya, O. ve Toğrol, E. (2009). Arazi Deneyleri ve Geoteknik Tasarımda Kullanımları.(1). İstanbul/Türkiye: Birsen Yayınevi.

EKSENEL YÜKLÜ TEKİL KAZIĞIN FARKLI YÖNTEMLERLE SAYISAL ANALİZİ

NUMERICAL ANALYSIS OF AN AXIAL LOADED SINGLE PILE WITH DIFFERENT METHODS

Mustafa TOLUN¹

Mustafa LAMAN²

ABSTRACT

In this study, it has been investigated the bearing capacity of an axial loaded single pile embedded sand soil with different methods. These methods are grouped as theoretical, computer-aided analysis and experimental study. The experimental study is the most accurate method among those methods but it is more costly and time-consuming to conduct. Hence, to develop a compatible method with the experimental study is quite significant. In the study, it has been investigated that the effect of the pile length and the pile diameter on the bearing capacity. It has been determined that the bearing capacity of a single pile, by doing an experimental study, and compared with Plaxis 2D. It has been observed that the experimental study is compatible with Plaxis 2D. Therefore, remaining studies have been investigated as parametric in terms of theoretical (Vesic, Hansen, Terzaghi, and Janbu), and computer-aided analyses Geo5. Obtained results have been compared and determined the most compatible method with Plaxis 2D.

Keywords: Pile, bearing capacity, theoretical methods, Geo5, Plaxis 2D.

ÖZET

Bu çalışmada, statik düşey yük etkisindeki kum zemine gömülü tekil bir kazığın taşıma kapasitesi farklı yöntemlerle incelenmiştir. Tekil bir kazığın taşıma kapasitesinin belirlenmesinde teorik çözümler, bilgisayar destekli analizler ve deneysel çalışmalardan yararlanılmaktadır. Deneysel çalışmalardan elde edilenler en doğru sonucu verse de bu yöntem oldukça pahalı ve zaman alıcıdır. Bu yüzden, deneysel çalışmalara en yakın sonuçlar veren yaklaşımların belirlenmesi çok önemlidir. Çalışma kapsamında kazık çapı ve boyunun taşıma gücüne etkisi araştırılmıştır. Model bir deney yapılarak tekil bir kazığın taşıma gücü belirlenmiş ve aynı modelin, Plaxis 2D bilgisayar programı ile uyumluluğu araştırılmıştır. Deney ve Plaxis 2D'nin oldukça uyumlu olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, farklı boy ve çaptaki tekil kazıkların taşıma kapasitesi teorik yöntemler (Vesic, Hansen, Terzaghi ve Janbu), ve Geo5 bilgisayar programları ile parametrik olarak incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış ve Plaxis 2D bilgisayar programına en yakın yöntem belirlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Kazık, taşıma gücü, teorik yöntemler, Geo5, Plaxis 2D.

¹ Arş.Gör., Çukurova Üniversitesi, tolnm@cu.edu.tr

² Prof.Dr., Çukurova Üniversitesi, mlaman@cu.edu.tr

1. GİRİŞ

Yapılar, üzerine etkiyen yüklerin büyüklüğü ve bu yükleri taşıyabilecek zemin tabakalarının derinde olması sebebiyle; daha gelişmiş, karmaşık ve derin temellere ihtiyaç duyarlar. Bu tip yapılar için, kazık temeller en önemli çözüm yöntemi olarak önerilmektedir. Kazık temel uygulamasının uygun bir çözüm olabileceği durumlar;

- Yeterli taşıma gücüne sahip olan zemin tabakalarının derinde olması,
- Yüzeysel zemin tabakalarının yetersiz, çok değişken veya çok eğimli olması,
- Zemin oturmalarının kabul edilebilir değerden büyük olması veya binanın farklı oturmalara müsait olması,
- Yatay ve/veya eğimli büyük yüke maruz kalan yapılar,

olarak sıralanabilir.

Kazık temel, ihtiyaca göre tek bir kazıktan oluşturulabildiği gibi daha fazla kazıkla da projelendirilebilir [1]. Yan yana yapılmış sıralı kazıklar da, gerektiğinde ankraj elemanları ile güçlendirilerek dayanım yapısı olarak projelendirilebilirler [2]. Kazıklar, yükleri iletmeye göre; sürtünme ve uç kazığı, imal edildikleri malzemeye göre; ahşap, betonarme ve çelik, imalat şekillerine göre; çakma kazıklar ve yerinde dökülen kazıklar olarak sınıflandırılırlar [3]. Eksenel düşey yük altındaki bir kazığın davranışı o kazığın sürtünme ya da uç kazığı olması durumuna göre değişmektedir. Yarı sonsuz bir zemin ortamındaki bir kazık yüklendiğinde bir miktar oturur ve bu esnada kazık ile zemin arasında, oturma yönüne ters doğrultuda bir sürtünme direnci oluşur. Bu direnci esas alarak, üzerine gelen yükü taşıyan kazıklar sürtünme kazığı olarak anılırlar. Kazığın yarı sonsuz bir zemin içinde olmayıp, tabanını sağlam bir kaya zemine bastığı düşünülürse, bu durumda oturma olmayacağından kazık ile zemin arasında bir sürtünme direnci de gözlenmez. Kazık, uygulanan yükü yalnızca tabandan aldığı direnç ile karşılar ve bu tür kazıklar uç kazığı olarak adlandırılırlar [2]. Kazıkların taşıma gücünü etkileyen birçok faktör vardır. Bunların başlıcaları; kazık boyu, kazık çapı, zeminin tabakalanma durumu, kazık geometrisi ve grup halinde olma durumları olarak sıralanabilir.

Bu çalışmada; kum zemine gömülü tekil bir kazığın taşıma gücü sayısal olarak incelenmiştir. Analizlerde; farklı boy ve çapta dairesel kazıklar kullanılmış olup, kazık boyu ve kazık çapı parametrelerinin taşıma kapasitesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla, sonlu elemanlar yöntemine dayalı Plaxis 2D ve analitik çözüm yapan Geo5 bilgisayar programları kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar, literatürdeki mevcut teorik yöntemlerden Hansen, Vesic, Terzaghi ve Janbu ile karşılaştırılarak yorumlanmıştır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Kazıklar, yapı temellerinde tekil olarak kullanılmalarının yanı sıra genellikle grup olarak kullanılmaktadır. Fakat kazıkların grup davranışını incelemek için tekil bir kazığın davranışının bilinmesi çok önemlidir [4]. Bu sebeple, eksenel yüklü tekil kazıkların davranışı, Terzaghi (1943), Hansen (1961), Coyle ve Reese (1966), Whitaker ve Cooke (1966), Orrje ve Broms (1967), Tomlinson (1971), Tavenas ve Audy (1972), Vesic (1975), Meyerhof (1976), Janbu (1976), Flaate ve Selnes (1977), Coyle ve Castello (1981), Coyle ve Ungaro (1990), Paikowsky ve Whitman (1990), Das (1999), Coyle ve Reese (1966), Whitaker ve Cooke (1966) gibi çok sayıda araştırmacı tarafından incelenmiştir. Sonuçlar incelendiğinde, kazık çapı ve kazık gömülme derinliğinin taşıma gücünü önemli derecede etkilediğini, ayrıca zeminin kayma mukavemeti parametreleri (ϕ ve c) değerlerinin taşıma gücü açısından önemli olduğunu görmüşlerdir [5]. Bowles (1997), 25m uzunluğunda

0.361x0.378m boyutlarında dikdörtgen kazık için Vesic, Hansen, Terzaghi ve Janbu yöntemlerini karşılaştırmıştır. Bu çalışmada, Vesic yönteminin en yüksek taşıma gücü değerini verdiği, Hansen, Terzaghi ve Janbu yöntemlerinin ise birbirlerine yakın sonuçlar verdiği görülmüştür [5]. Singh ve Prakash (1973) tarafından, gevşek ve orta sıkı kumlarda çok sayıda model deneyler gerçekleştirilmiştir. Loganathan ve ark. (1998), ve Jacobsz ve ark. (2002), kazıklı temellerin taşıma gücünün belirlenmesi amacıyla çok sayıda santrifüj deneyler yapmıştır. Rui (2003), ve Li ve ark. (2004), kazıklı temellerin taşıma gücünü sayısal analizler yaparak incelemişlerdir [6].

3. SAYISAL ANALİZLER

Çalışmada kohezyonsuz zeminlere gömülü dairesel kesitli, farklı boy ve çaptaki tekil bir kazığın taşıma gücü sayısal olarak incelenmiştir. Bu amaçla, analitik çözüm yapan Geo5 ve sonlu elemanlar yöntemine dayalı Plaxis 2D bilgisayar programları kullanılmış ve literatürdeki mevcut teorik yöntemlerden Hansen, Vesic, Terzaghi ve Janbu ile karşılaştırılmıştır. Kum zemin için kullanılan model parametreleri Tablo 1’de gösterilmiştir. Kazık, beton malzeme olarak tanımlanmış olup, elastisite modülü 3.1×10^7 kN/m², birim hacim ağırlık 24 kN/m³ ve poisson oranı 0.2 olarak alınmıştır. Analizler farklı kazık boyları ve çapları için gerçekleştirilmiş ve araştırılan parametreler Tablo 2’de gösterilmiştir.

Tablo 1. Kum Zemin İçin Model Parametreleri

	Kum Zemin
Malzeme Modeli	MC
Davranış Tipi	Drenajlı
Kuru Birim Hacim Ağırlık, γ_k (kN/m ³)	15.4
Doygun Birim Hacim Ağırlık, γ_d (kN/m ³)	20
Poisson Oranı, ν	0.3
Elastisite Modülü, E_{50} (kN/m ²)	21600
Kohezyon, c (kN/m ²)	0.3
İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)	38

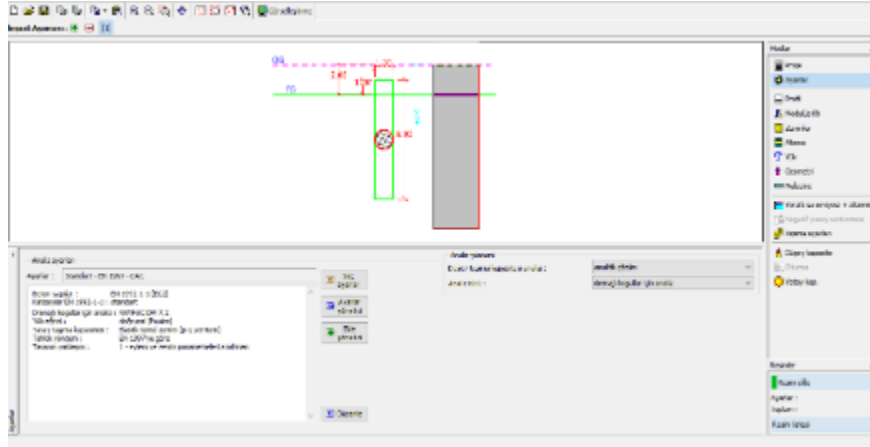
Tablo 2. Araştırılan Parametreler

Kazık Boyu (m)	Kazık Çapı (m)
5	0.2 - 0.4 - 0.6 - 0.8
10	0.2 - 0.4 - 0.6 - 0.8
15	0.2 - 0.4 - 0.6 - 0.8
20	0.2 - 0.4 - 0.6 - 0.8

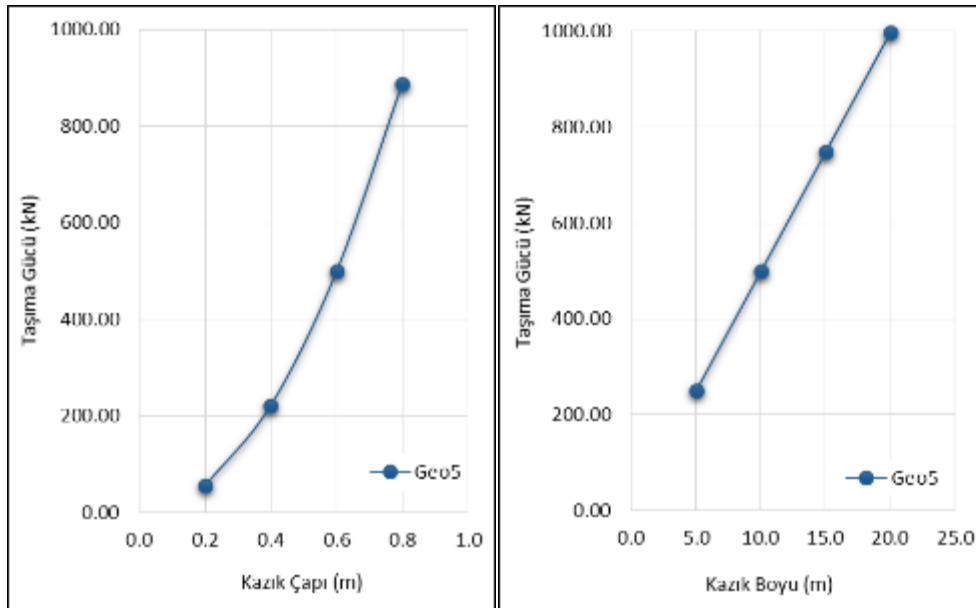
3.1. Geo5 ile Yapılan Analizler

Analizlerde, kazık çapı ve boyunun taşıma gücüne etkisi analitik çözüm yapan Geo5 bilgisayar programı kullanılarak araştırılmıştır (Şekil 1). Analizler; 0.2, 0.4, 0.6 ve 0.8m

çapında, 5.0, 10.0, 15.0 ve 20.0m boyunda dairesel kazıklarda gerçekleştirilmiştir. 10m boyunda bir kazık için, kazık çapının etkisi Şekil 2’de gösterilmiştir. Kazık çapı arttıkça taşıma gücünün parabolik olarak önemli miktarda arttığı gözlenmiştir. Sonrasında 0.6m çapında bir kazık için, kazık boyunun taşıma gücüne etkisi incelenmiştir. Kazık boyu arttıkça taşıma gücünün doğrusal olarak arttığı görülmüştür (Şekil 2).



Şekil 1. Kazık Modeli – Geo5



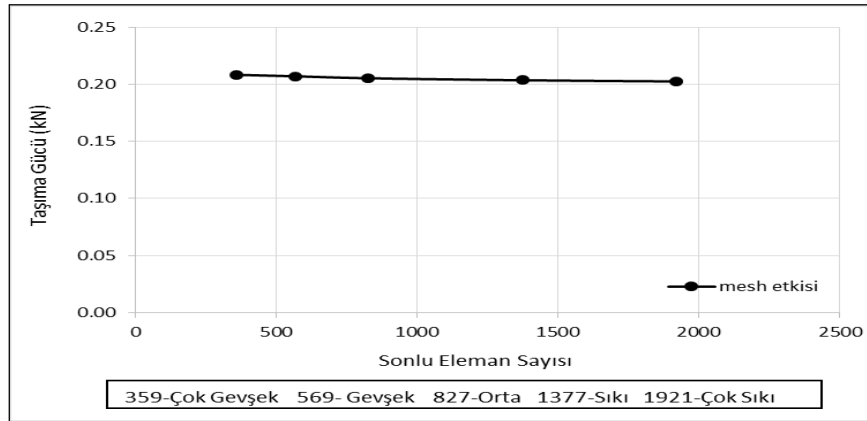
Şekil 2. Kazık Çapı ve Boyunun Taşıma Kapasitesine Etkisi - Geo5

3.2. Plaxis 2D ile Yapılan Analizler

Kazık çapı ve boyunun taşıma gücüne etkisi sonlu elemanlar yöntemine dayalı Plaxis 2D bilgisayar programı kullanılarak da araştırılmıştır. Öncelikle sonlu elemanlar ağının taşıma gücüne etkisi incelenmiştir. Uygun ağ sıklığı belirlendikten sonra, model bir deney yapılmış ve Plaxis ile uyumluluğu, sonuçlar karşılaştırılarak yorumlanmıştır. Sonrasında, 0.2, 0.4, 0.6 ve 0.8m çapında, 5.0, 10.0, 15.0 ve 20.0m boyunda dairesel kazıklarda analizler yapılmış ve sonuçlar taşıma gücü cinsinden ifade edilmiştir.

3.2.1. Sonlu Eleman Ağının Etkisi

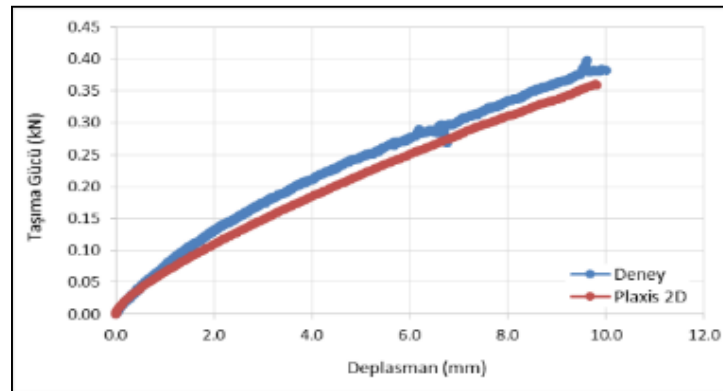
Analizlerde, öncelikle sonlu elemanlar ağının taşıma gücüne etkisi araştırılmıştır. Analizler; 1.0cm çapında ve 20.0cm boyunda dairesel bir kazıkta gerçekleştirilmiştir. 5 farklı ağ sıklığı için (çok gevşek, gevşek, orta sıkı, sıkı ve çok sıkı) elde edilen taşıma gücü değerleri Şekil 1’de gösterilmiştir. Sonuçlar incelendiğinde, sonlu elemanlar ağı sıklığının bu çalışma koşullarında taşıma gücü üzerinde önemli bir etkisinin olmadığı gözlenmiştir (Şekil 3). Bu sebeple, Plaxis 2D ile yapılan analizler orta sıklılıktaki sonlu elemanlar ağı kullanılarak yapılmıştır.



Şekil 3. Sonlu Eleman Ağının Taşıma Kapasitesine Etkisi

3.2.2. Plaxis 2D ile Model Deneyin Karşılaştırılması

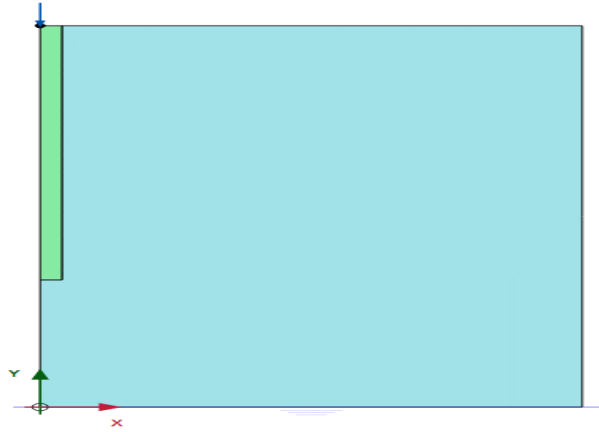
Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarı’nda, Bağrıaçık (2015) tarafından gerçekleştirilen model deney sonuçlarından, sonlu eleman analiz sonuçlarıyla karşılaştırılması hususunda faydalanılmıştır. Deney, iç ölçüleri 0.7m x 0.7m x 0.5m (uzunluk x genişlik x yükseklik) olan kare kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir. Deneyde; kum zemine gömülü, 1.0cm çapında ve 20.0cm boyunda dairesel bir kazık kullanılmış ve taşıma gücü belirlenmiştir. Deneysel çalışmadaki deney düzeneği, yükleme koşulları ve malzeme özellikleri Plaxis 2D bilgisayar programında modellenerek sayısal çözüm yapılmıştır. Şekil 4’ten görüleceği üzere sayısal analiz sonuçlarının deney sonuçları ile uyumlu olduğu belirlenmiştir.



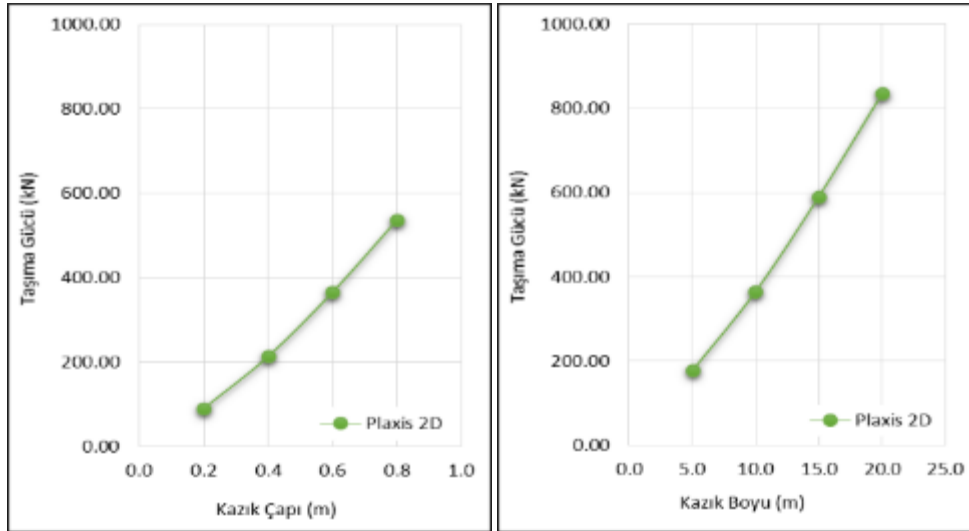
Şekil 4. Plaxis ve Model Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması

3.2.3. Plaxis 2D ile Yapılan Analiz Sonuçları

Analizlerde, kazık çapı ve boyunun taşıma gücüne etkisi araştırılmıştır (Şekil 5). Analizler; 0.2, 0.4, 0.6 ve 0.8m çapında, 5.0, 10.0, 15.0 ve 20.0m boyunda dairesel kazıklarda gerçekleştirilmiştir. 10m boyunda bir kazık için, kazık çapının etkisi Şekil 6'da gösterilmiştir. Kazık çapı arttıkça taşıma gücünün arttığı ve bu artışın 0.2m ve 0.8m çaplı kazıklar arasında yaklaşık 6 kat olduğu gözlenmiştir. Sonrasında 0.6m çapında bir kazık için, kazık boyunun (L=5.0, 10.0, 15.0 ve 20.0m) taşıma gücüne etkisi incelenmiştir. Kazık boyu arttıkça taşıma gücünün arttığı ve bu artışın 5m ve 20m kazık boyları arasında yaklaşık 4 kat olduğu görülmüştür. Kazık çapının etkisi araştırılırken kazık boyu 10m ile sabit tutulmuş, kazık boyunun etkisi araştırılırken ise kazık çapı 0.6m ile sabit tutulmuştur. (Şekil 6).



Şekil 5. Kazık Modeli – Plaxis 2D



Şekil 6. Kazık Çapı ve Boyunun Taşıma Kapasitesine Etkisi – Plaxis 2D

3.3. Teorik Yöntemler ile Yapılan Hesaplamalar

Kazık çapı ve boyunun taşıma gücüne etkisi literatürdeki mevcut teorik yöntemler kullanılarak araştırılmıştır.

Teorik yöntemler (Hansen, Vesic, Terzaghi ve Janbu) ile yapılan hesaplamalarda kullanılan genel formül;

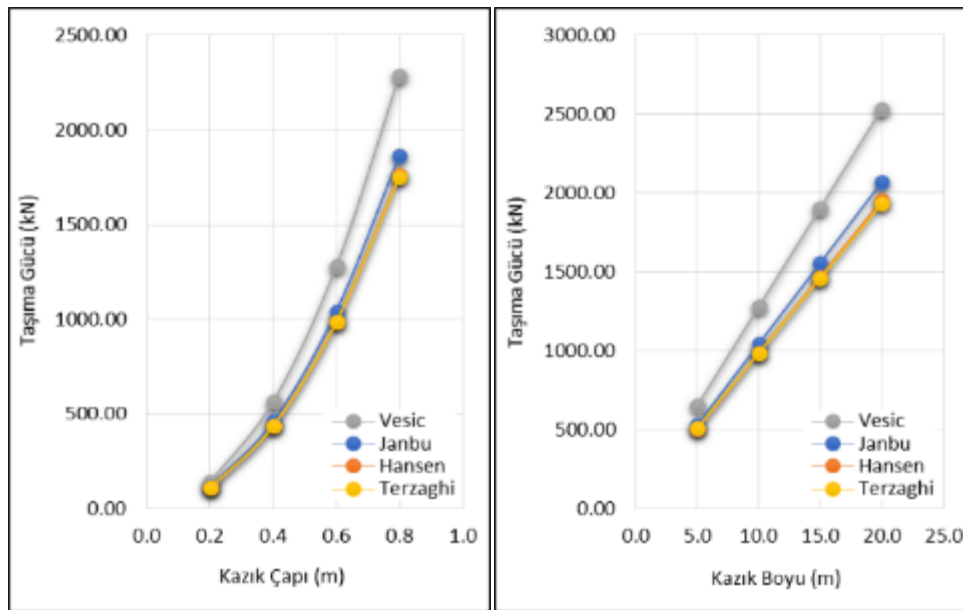
$$Q_p = A_p (cN_c d_c s_c + \eta q N_q d_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B_p N_\gamma s_\gamma)$$

(1)

Burada;

- Q_p : Kazık ucunun yük taşıma kapasitesi
 A_p : Kazık ucunun alanı
 N_c, N_q, N_γ : İçsel sürtünme açısına bağlı taşıma gücü faktörleri
 B_p : Kazık çapı
 d_c, d_γ : Derinlik faktörleri
 s_c, s_q, s_γ : Şekil faktörleri
 c : Kazık ucunu destekleyen zeminin kohezyonu
 γ : Zemin birim hacim ağırlığı
 q : Kazık ucu seviyesindeki düsey efektif gerilme
 η : $\eta = \frac{1+2K_0}{3}$, $K_0 = 1 - \sin \phi$ (Vesic yöntemi dışında 1 alınır.)

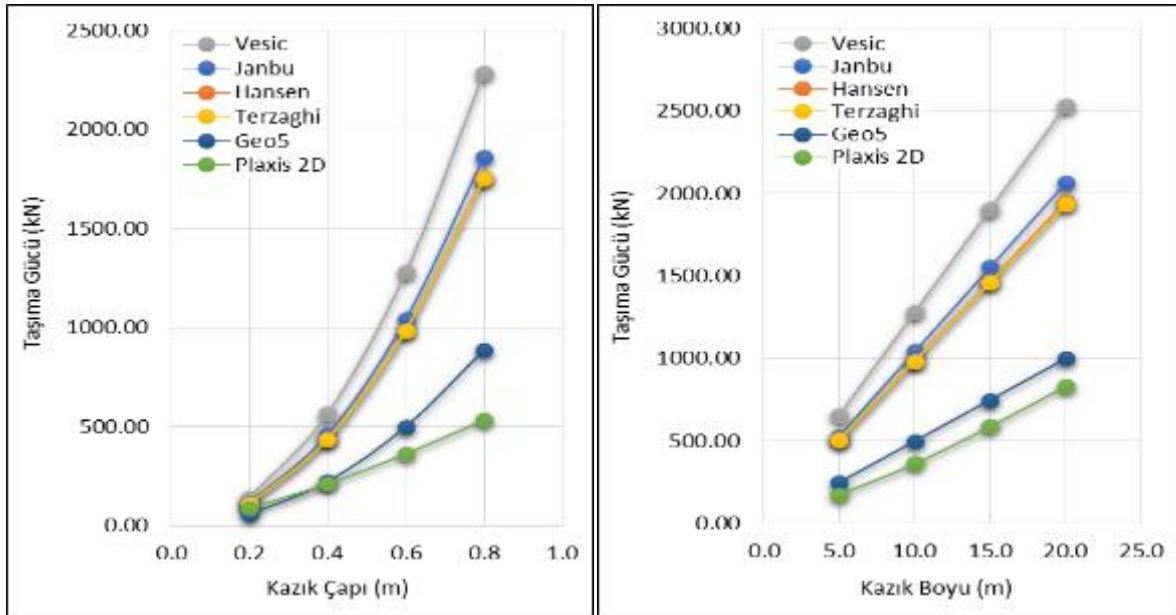
0.2, 0.4, 0.6 ve 0.8m çapında, 5.0, 10.0, 15.0 ve 20.0m boyunda dairesel kazıklarda Hansen, Vesic, Terzaghi ve Janbu yöntemleri ile çözümler gerçekleştirilmiştir. 10m boyunda bir kazık için, kazık çapının etkisi Şekil 7'de gösterilmiştir. Kazık çapı arttıkça taşıma gücünün parabolik olarak arttığı ve bu artışın önemli miktarda olduğu gözlenmiştir. Kazık çapının 0.2m olduğu durumda tüm yöntemlerin oldukça yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Kazık çapının artmasıyla; Hansen, Terzaghi ve Janbu yöntemlerinin benzer sonuçlar verdiği, ancak Vesic yönteminin daha fazla taşıma gücü değerine ulaştığı belirlenmiştir. Ayrıca 0.6m çapında bir kazık için, kazık boyunun (L=5.0, 10.0, 15.0 ve 20.0m) taşıma gücüne etkisi incelenmiştir. Kazık boyu arttıkça taşıma gücünün arttığı ve bu artışın doğrusal olduğu görülmüştür. Kullanılan tüm kazık çapları için; Hansen, Terzaghi ve Janbu yöntemlerinin benzer sonuçlar verdiği, ancak Vesic yönteminin daha fazla taşıma gücü değerine ulaştığı belirlenmiştir. Kazık çapının etkisi araştırılırken kazık boyu 10m ile sabit tutulmuş, kazık boyunun etkisi araştırılırken ise kazık çapı 0.6m ile sabit tutulmuştur (Şekil 7).



Şekil 7. Kazık Çapı ve Boyunun Taşıma Kapasitesine Etkisi – Teorik Yöntemler

3.4. Yöntemlerin Karşılaştırılması

Çalışmada, kazık çapı ve boyunun taşıma gücüne etkisi çeşitli yöntemlerle araştırılmıştır. 10m boyunda bir kazık için kazık çapının etkisi, çalışılan tüm yöntemler için Şekil 8’de gösterilmiştir. Tüm yöntemlerde kazık çapı arttıkça taşıma gücünün arttığı gözlenmiştir. Sonuçlar incelendiğinde, teorik yöntemlerden Vesic’in diğer yöntemlere göre daha fazla kazık taşıma gücüne ulaştığı görülmüştür. Hansen ve Terzaghi’nin aynı sonuçları verdiği, Janbu yönteminin ise bu iki yönteme oldukça yakın taşıma gücü değeri verdiği sonucuna ulaşılmıştır. Geo5 ve Plaxis 2D bilgisayar programlarında yapılan analizlerin, teorik yöntemlere göre daha düşük kazık taşıma gücüne sahip olduğu belirlenmiştir. Bu iki programın, kazık çapının 0.2 ve 0.4m olduğu durumda birbirine benzer sonuçlar verdiği, ancak kazık çapının artmasıyla Geo5’in daha fazla taşıma gücü elde ettiği görülmüştür. Ayrıca 0.6m çapında bir kazık için, kazık boyunun taşıma gücüne etkisi incelenmiştir. Kazık boyu arttıkça taşıma gücünün doğrusal olarak arttığı görülmüştür. Sonuçlar incelendiğinde, teorik yöntemlerden Vesic’in diğer yöntemlere göre daha fazla kazık taşıma gücüne ulaştığı görülmüştür. Hansen ve Terzaghi’nin aynı sonuçları verdiği, Janbu yönteminin ise bu iki yönteme oldukça yakın taşıma gücü değeri verdiği sonucuna ulaşılmıştır. Geo5 ve Plaxis 2D bilgisayar programlarında yapılan analizlerin, teorik yöntemlere göre daha düşük kazık taşıma gücüne sahip olduğu belirlenmiştir. Bu iki programın sonuçlarından, davranışın benzer olduğu, ancak taşıma gücünde %20’ye varan bir fark olduğu görülmüştür. Kazık çapının etkisi araştırılırken kazık boyu 10m ile sabit tutulmuş, kazık boyunun etkisi araştırılırken ise kazık çapı 0.6m ile sabit tutulmuştur (Şekil 8).



Şekil 8. Kazık Çapı ve Boyu için Sonuçların Karşılaştırılması

4. SONUÇLAR

Kum zeminde, kazık çapı ve boyunun taşıma gücüne etkisi; Geo5 ve Plaxis 2D bilgisayar programları ile literatürdeki Hansen, Vesic, Terzaghi ve Janbu yöntemleriyle araştırılmıştır. Çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- Plaxis 2D bilgisayar programı ile model deneyin uyumluluğu karşılaştırılmış ve Plaxis 2D'nin deney sonucuyla oldukça uyumlu olduğu gözlenmiştir.
- Geo5 ve Plaxis 2D bilgisayar programları ile yapılan analizlerde, kazık çapı ve boyunun artmasıyla taşıma gücünün arttığı görülmüştür.
- Teorik yöntemler ile yapılan analizlerde, kazık çapı ve boyunun artmasıyla taşıma gücünün arttığı görülmüştür.
- Literatürde kabul görmüş Hansen, Vesic, Terzaghi ve Janbu yöntemlerine göre, Hansen, Terzaghi ve Janbu yöntemlerinin birbirine yakın taşıma gücü değerleri verdiği, Vesic yönteminin ise diğer yöntemlere göre daha fazla taşıma gücüne ulaştığı görülmüştür.
- Yapılan çalışmada, teorik yöntemler için, Bowles (1997) ile benzer sonuçlar elde edilmiştir. Sonuçlar; tüm çaplar için Vesic yönteminin en yüksek, Plaxis 2D programının ise en düşük taşıma gücü değerini verdiğini göstermiştir.
- Plaxis 2D ve Geo5 programları kullanılarak yapılan sayısal analizlerde, taşıma gücü değerlerinin diğer yöntemlere göre yakın değerler verdiği gözlenmiştir. Bu sayede, elde edilen sonuçlara göre; çözümü çok hızlı ve kullanımı daha kolay olan Geo5 programı yardımıyla hızlı bir hesap yaparak imal edilmek istenen kazığın taşıma gücünün belirlenmesi mümkün olabilmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Sarı, D. (2005), "Kohezyonsuz Zeminlerde Yanal Yüklü Kazıkların ve Kazık Gruplarının İncelenmesi", Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya.
- [2] Birand, A. A. (2001), "Kazıklı Temeller", Teknik Yayınevi.
- [3] Coduto, D. P., Mollamahmutoğlu, M. ve Kayabalı, K. (2005), "Temel Tasarımı: İlkeler ve Uygulamalar", Gazi Kitabevi.
- [4] Ismael, N. F., "Axial Load Tests on Bored Piles and Pile Groups in Cemented Sands", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127 (9), pp. 766-773, 2001.
- [5] Bowles, J. E. (1997), "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill International.
- [6] Liu, H., Liao, X., Zhang, J., Li, N., Yu, Z., and Yao, Q., "Numerical Analysis of Bearing Capacity of Pile Foundation Due to Urban Metro Tunneling", In Contemporary Topics on Testing, Modeling, and Case Studies of Geomaterials, Pavements, and Tunnels, ASCE, pp. 191-197, 2011.
- [7] Armaleh, S., and Desai, C. S., "Load-Deformation Response of Axially Loaded Piles", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113 (12), pp. 1483-1500, 1987.
- [8] Kumbasar, V. ve Kip, F. (1999), "Zemin mekaniği problemleri", Çağlayan Kitabevi.
- [9] Avcı, G. (2008), "Kazıklı Temellere Etki Eden Dinamik Yüklerin Statik Yükler Cinsinden Uygulanabilirliğinin Araştırılması", Yüksek Lisans Tezi, Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir.

ZAYIF KAYAÇLAR VE ARA SEVİYE GEOMATERYALLER İÇİN TEMEL KAZIĞI TASARIMI - BİR VAKA ANALİZİ

PILE FOUNDATION DESIGN IN WEAK ROCKS AND
INTERMEDIATE GEOMATERIALS – A CASE STUDY

Anıl EKİCİ¹

Mustafa Erdem İSPİR²

Aslı ÇEVİK³

ABSTRACT

Many empirical correlations in deep foundation design with reinforced concrete piles have been developed depending on experimental studies for different ground conditions. Correlations developed for calculation of pile capacities in rock formations usually associated with unconfined compressive strength test results obtained from rock samples. However, these correlations are generally valid for intact or slightly weathered/ unweathered rock layers and give unrealistically high pile capacities for weak rocks. Therefore, an additional form between soil and rock formations should be taken into account which can be called as “intermediate geomaterials”. In this case study, reinforced concrete pile foundation design that is going to be constructed in weak tuff layers have been presented. Design stages and site investigation studies involving standard penetration tests, pressuremeter tests and laboratory experiments have been examined. Additionally, predicted pile capacities have been verified with static axial compressive pile load test and presented in the scope of this notice.

Keywords: Pile foundation, weak rocks, intermediate geomaterials (IGM)

ÖZET

Fore kazıklar ile derin temel tasarımında kazık kapasitelerinin belirlenmesi için farklı zemin özelliklerine ve deneysel çalışmalara bağlı olarak pek çok ampirik korelasyon geliştirilmiştir. Kayalar için geliştirilmiş korelasyonlar genellikle kaya numunesinden elde edilen serbest basınç dayanımıyla ilişkilendirilmektedir. Ancak bu korelasyonlar genellikle sağlam ve az ayrılmış/ayrışmamış kaya tabakaları için geçerli olup, zayıf kayaçlar için gerçek değerlerin üzerinde kazık kapasiteleri vermektedir. Bu durum zemin-kaya arasında, ara seviye geomateriyal olarak adlandırılabilir bir ara formun dikkate alınmasını gerekli kılmaktadır. Bu bildiriye sunulan vaka analizinde, bir silo inşaatı kapsamında zayıf tuf kayaçlar içerisinde imal edilecek kazıklı temel tasarımı anlatılmıştır. Projenin standart penetrasyon, presiyometre testleri ve laboratuvar deneylerini içeren zemin etüd çalışması ile

¹ İnş.Yük.Müh., Art GeoDesign Müşavirlik Mühendislik Ticaret A.Ş., anil.ekici@artgeo.com.tr

² İnş.Yük.Müh., Art GeoDesign Müşavirlik Mühendislik Ticaret A.Ş., erdem.ispir@artgeo.com.tr

³ Dr., Art GeoDesign Müşavirlik Mühendislik Ticaret A.Ş., asli.cevik@artgeo.com.tr

tasarım aşamaları irdelenmiş; öngörülen kazık kapasiteleri, kazık yükleme deneyi ile teyit edilerek bu bildiri kapsamında sunulmuştur.

Anahtar kelimeler: Temel kazığı, zayıf kayaçlar, ara seviye geomateryaller (IGM)

1. GİRİŞ

Bir silo inşaatı kapsamında ağır yapı yükleri sebebiyle yapının fore kazıklı derin temeller ile taşıtılma gereksinimi ortaya çıkmıştır. Bu doğrultuda yapılan saha çalışmasında 40 m derinliğinde sondajlar yapılmış ve tanımlanan geoteknik parametreler ile idealize zemin profili oluşturulmuştur. Oluşturulan profile uygun olarak kazık kapasiteleri hesaplanmış ve öngörülen kapasiteler, kazık yükleme deneyi ile teyit edilmiştir.

Sondajlarda ilk 15 m’de siltli kum ile kum ve silt arakatlı tuf tabakalarına rastlanmıştır. Bu derinliklerden itibaren standart penetrasyon değerleri 50⁺ veren çok düşük dayanımlı volkanik tuf tabakasıyla karşılaşmıştır. Söz konusu zayıf kayaçlar için kazık kapasitesini belirleyecek sürtünme ve uç direnci, Amerikan Federal Karayolları Müdürlüğü’nün (U.S FHWA) 2010 tarihli tasarım kılavuzunda [1] önerilen korelasyonlardan faydalanılarak hesaplanmıştır. Kullanılan hesap yöntemi aşağıdaki bölümde sunulmuştur.

2. ARA SEVİYE GEOMATERYALLER (IGM) İÇİN KAZIK KAPASİTESİ HESABI

Kayalarda serbest basınç dayanımına bağlı ampirik korelasyonlar, genelde sağlam ve az ayrılmış/ayrışmamış kaya tabakaları için geçerli olup, zayıf kayaçlarda gerçek değerlerin üzerinde kazık dayanımları verebilmektedir. Söz konusu durum, zayıf kayaçların değerlendirilmesinde, kaya-zemin arası bir ara formun dikkate alınmasını zorunlu kılmaktadır.

Amerikan Federal Karayolları Müdürlüğü’nün (U.S FHWA) 2010 tarihli kazık tasarım kılavuzunda [1], zayıf kayaçlar için serbest basınç dayanımları 0,5 MPa ile 4,5 MPa arasında değişen silttaş, kıltaşı gibi kayaçları da içine alan “kohezyonlu ara seviye geomateryaller (Cohesive Intermediate Geomaterial - IGM)” tanımlanmıştır. Söz konusu formasyonlar için (kireçtaşı, çimentolaşmış zeminler vb. özel çözümler gerektiren kayaçlar hariç) kazık sürtünme direnci ile uç direnci hesap yöntemleri aşağıda sunulmuştur.

2.1. Kohezyonlu Ara Seviye Geomateryallerde (IGM) Kazık Sürtünme Direnci

Kohezyonlu Ara seviye geomateryal olarak tanımlanan zayıf kayaç formasyonlarında sürtünme dirençleri aşağıda verilen formülden hesaplanabilir.

$$f_{SN} = \alpha \cdot \phi \cdot q_u \quad [1] / \text{Eq. 13-26}$$

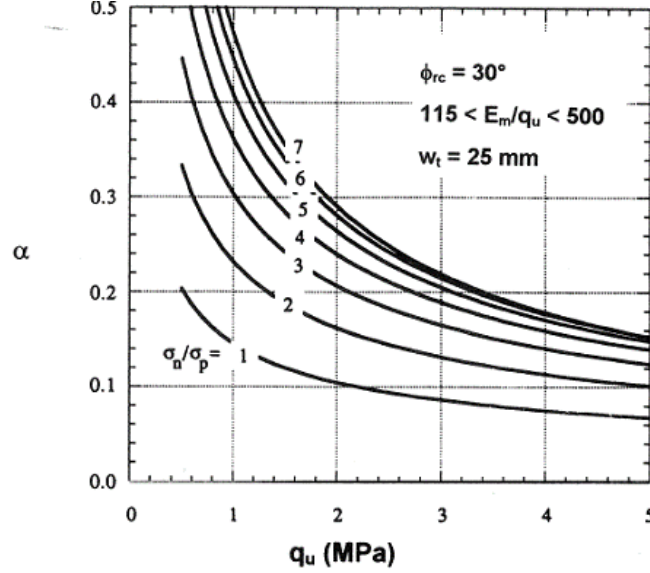
Burada;

q_u : Kayanın serbest basınç dayanımı

ϕ : Çatlakların derecesine bağlı düzeltme faktörü

α : Ampirik faktör (Bkz. Şekil 1)

α değeri, σ_n (beton dökümü sırasında akışkan beton tarafından tabaka ortasında uygulanan basınç değeri) ve σ_p (atmosferik basınç) değerlerinin oranı ile q_u arasındaki ilişkidir. Şekil 1'de gösterildiği gibi hesaplanır.



Şekil 1. Kohezyonlu Ara Seviye Geomateryaller (IGM) için Ampirik Faktör [1] / Fig. 13-9

σ_n değeri aşağıdaki formülde gösterildiği gibi hesaplanabilir. Bu formülde, betonun çökme (slump) değerinin ~ 18 cm (7 inç) veya daha yüksek olduğu, betonlama hızının ~ 12 m/saat (40 ft/saat) veya daha hızlı olduğu kabul edilmektedir.

$$\sigma_n = 0.65 \cdot \gamma_c \cdot z_i \quad [1] / \text{Eq. 13-28}$$

Burada;

γ_c : Betonun birim hacim ağırlığı (24 kN/m³)

z_i : Tabaka orta derinliği (12 m'den daha büyük derinlikler için 12 m (40ft) limit değer)

σ_p : Atmosferik basınç (100 kPa)

α değeri, kohezyonlu ara seviye geomateryalin kayma açısının 30° olduğu kabulüne göre hesaplanmaktadır. Farklı bir kayma açısının geçerli olması halinde, aşağıdaki düzeltme uygulanır.

$$\alpha = \alpha_{Grafik} \frac{\tan(\phi_{rc})}{\tan(30^\circ)} \quad [1] / \text{Eq. 13-27}$$

Çatlakların derecesine bağlı düzeltme faktörü (ϕ); RQD değerine bağlı olarak Tablo 1'den elde edilebilir.

Tablo 1. Kayalar için Düzeltme Faktörü [1] / Table 13-3

RQD (%)	Çatlak Düzeltme Faktörü, ϕ	
	Kapalı Çatlaklar	Açık, Dolgulu Çatlaklar
100	1.00	0.85
70	0.85	0.55
50	0.60	0.55
30	0.50	0.50
20	0.45	0.45

RQD değerinin %20'den daha düşük olduğu koşullarda, ampirik bir değer önerilememekte olup, kazık sürtünme dayanımının belirlenmesi için kazık yükleme testleri yapılması önerilmektedir.

2.2. Kohezyonlu Ara Seviye Geomateryallerde (IGM) Kazık Uç Direnci

FHWA (2010) kılavuzu [1], hem ara seviye geomateryallerde, hem de kayalarda uç direnci hesabı için "Kanada Temel Mühendisliği Kılavuzu"nda, (CFEM) [2] yer alan kayada uç direnci hesap yöntemini önermektedir.

Bu yöntem kullanılarak kazık uç direnci, aşağıda verilen formülden hesaplanabilir.

$$q_a = \sigma_c \cdot K_{sp} \cdot d$$

Burada;

q_a : Emniyetli taşıma gücü

σ_c : Kayanın ortalama serbest basınç dayanımı

K_{sp} : 3 güvenlik faktörü dahil edilmiş ampirik faktör (Bkz. Tablo 2)

d : Derinlik faktörü [$d=1 + 0.4 \times (L_s/B_s) \leq 3$]

L_s : Soket uzunluğu

B_s : Soket çapı

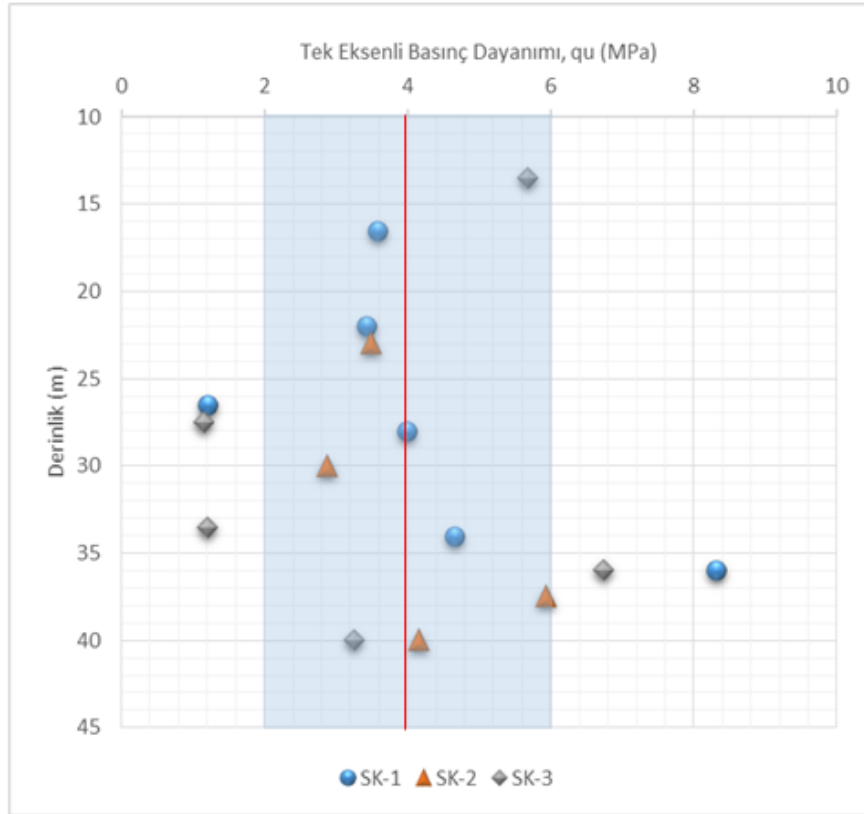
Tablo 2. Süreksizlik Aralığı Katsayısı, K_{sp} [2] / Table 9.2

Süreksizlik Aralığı		K_{sp}
Tanımlama	Mesafe (m)	
Orta derecede Yakın	0.3 ~ 1	0.1
Açık	1 ~ 3	0.25
Çok Açık	>3	0.4

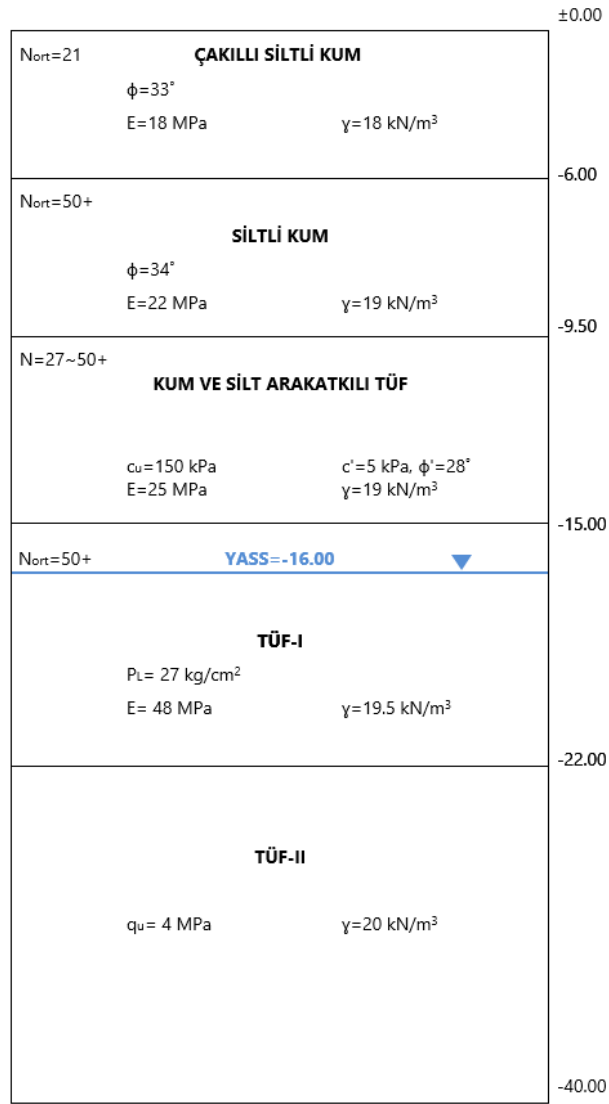
3. PROJE ÖZELLİKLERİ VE ZEMİN PROFİLİ

Yüksek kapasiteli bir silo inşaatı (45m çapında, ~55m yüksekliğinde) kapsamında, ağır yapı yükleri (~85.150 ton) nedeniyle yapının kazıklı derin temeller ile taşınmasına karar verilmiştir. Bu sebeple yapılan destekleyici saha çalışması kapsamında 3 adet 40'ar metrelik sondaj çalışması gerçekleştirilmiştir. Sondajlarda ilk 9.5m'de standart penetrasyon değerleri 6-50⁺ değerleri arasında değişen çakıllı siltli kum; 9.5m-15m arasında yer yer kum ve silt arakatlı tuf tabakaları geçilmiştir. 15m-22m arası derinliklerde ise SPT değerleri 50⁺ veren çok düşük dayanımlı volkanik tuf tabakasıyla karşılaşmıştır. Laboratuvar deneyleri için numune alınamaması veya alınabilen numunelerin kolaylıkla bozulmasından dolayı, tabakaya ait mühendislik parametrelerini doğru belirleyebilmek adına, 15m-22m arasında presiyometre testleri gerçekleştirilmiştir. 22m altında karşılaşılan düşük dayanımlı tuf tabakasından alınan numunelerden ise tek eksenli, üç eksenli basınç mukavemeti ve nokta yükleme testleri gerçekleştirilmiştir.

Yapılan saha ve laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen derinliğe bağlı tek eksenli basınç dayanımı grafiği Şekil 2'de; oluşturulan idealize zemin profili ile tabakalar için seçilen mühendislik parametreleri Şekil 3'te sunulmuştur.



Şekil 2. Derinliğe Bağlı Tek Eksenli Basınç Dağılımı



Şekil 3. İdealize Zemin Profili

Yer altı su seviyesi yüzeyden yaklaşık olarak 16m derinde, çok düşük dayanımlı volkanik tüf tabakasına girilmesiyle birlikte gözlenmeye başlanmıştır.

3. KAZIK TASARIMI

Zemin profili incelendiğinde, kazıkların -22.00 m kotundan başlayan TÜF-II tabakasına soketlenmesi gerektiği görülmektedir. Bu seviyeye kadar geçilen birimlerin çoğunun yüksek SPT değerlerine ($N_{60}=50^+$) sahip olması sebebi ile bu tabakalardan elde edilecek sürtünme dirençleri de dikkate alınmıştır.

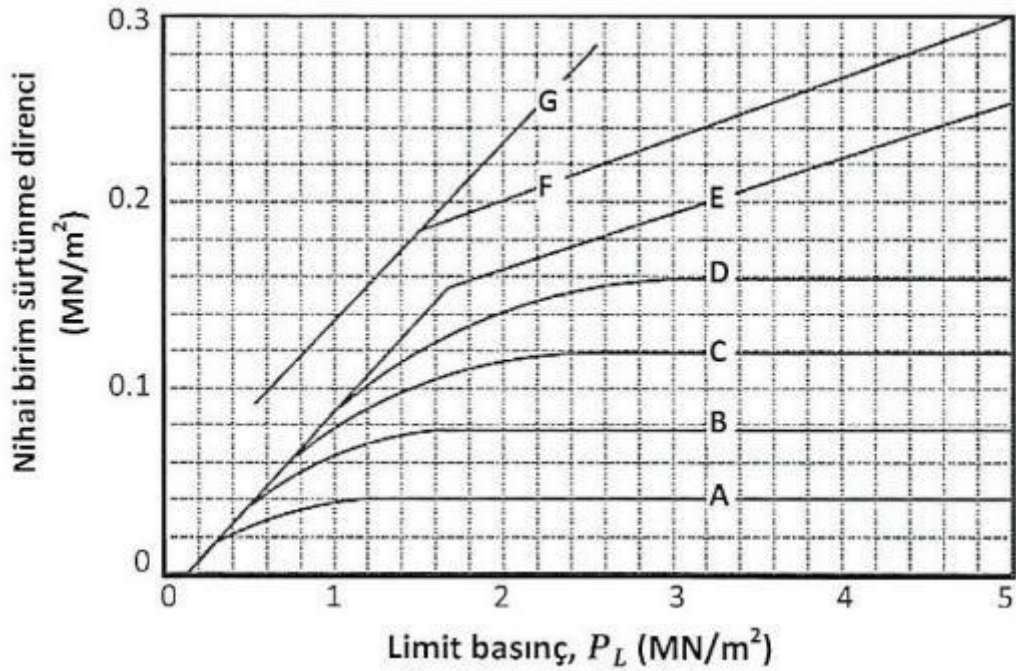
Fore kazık boyunca, kazığın farklı zemin tiplerinden aldığı sürtünme direnci, zemin tabakalarında SPT korelasyonları ile elde edilen geoteknik parametreler kullanılarak, çok düşük dayanımlı Tüf-I biriminde presiyometre test sonuçlarına göre (Tablo 3 ve Şekil 4); altında yer alan Tüf-II biriminde ise laboratuvar deneylerinden elde edilen serbest basınç dayanımı verilerinden faydalanılarak hesaplanmıştır.

Tablo 3. Nihai Birim Sürtünme Direnci (q_s) Değerleri
(Bustamante and Doix, 1985; Erol & Çekinmez, 2014) [5]

Zemin Tipi	P_L (MN/m ²)	Fore kazık	Dökme ve muhafazalı		Çakma		Enjeksiyonlu	
			Beton	Çelik	Beton	Çelik	Düşük basınç	Yüksek basınç
Yumuşak kil	0 – 0.7	A	A	A	A	A	B	
Sert kil	1.2 – 2	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A	B	E*
Çoksert kil	> 2	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A, B	E*	
Gevşek kum	0 – 0.7	A	A	A	A	A	B	
Orta sıkı kum	1 – 2	B, (C)	A, (B)	A	B, (C)	B	C	E
Çok sıkı kum	> 2.5	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	D	E
Tamamen ayrılmış tebeşir	0 – 0.7	A	A	A	A	A	B	
Kısmen ayrılmış tebeşir	> 1	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	E	E
Marn	1.5 – 4	D, (F)	C, (D)	C	F	F	F	G
Sert marn	> 4.5	F					G	G
Ayrılmış kaya	2.5 – 4	G	G		G	G	G	G
Çatlaklı kaya	> 4.5	G					G	G

Not: Parantez içindeki değerler yüksek kalitedeki imalatlar için geçerlidir.

* $P_L < 1.5$ MN/m² ise



Şekil 4. Eksenel Yük Altında Kazıklar için Nihai Birim Sürtünme Direnci
(Bustamante and Doix, 1985; Erol & Çekinmez, 2014) [5]

Derinliğe bağlı emniyetli kazık sürtünme direnci kapasiteleri ile emniyetli kazık uç direnci kapasitesi Tablo 4 ve Tablo 5'te sunulmuştur.

Tablo 4. Derinliğe Bağlı Emniyetli Kazık Sürtünme Direnci Kapasiteleri

Tabakalar	Seviye (m)	Kullanılan Yöntem	Emniyetli Sürtünme Direnci, q_{s-emn} (kN/m ²)
Gevşek Kum	0.0-6.0	İhmal edilmiştir	0
Siltli Kum	6.0-9.5	$q_{s-ult}=K \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan\delta$ K : Yanal zemin gerilmesi katsayısı (Fore kazıklar için 0.5) σ'_{vo} : Dikkate alınan derinlikteki düşey efektif gerilme. A_s : Kazık çeper alanı. δ : Zemin ve kazık arasındaki sürtünme açısı. Betonarme kazıklar için, 0.75ϕ .	13
Silt Arakatmanlı Tüf	9.5-15.0	$q_{s-ult}=\alpha \cdot c_u$ c_u :Drenajsız Kayma Mukavemeti α :Adhezyon Faktörü A_s :Kazık çeper alanı	30
Tüf-I	15.0-22.0	Tablo 3 ve Tablo 4	90
Tüf-II	22.0-40.0	$f_{SN}=\alpha \cdot \phi \cdot q_u$ q_u :Kayanın serbest basınç dayanımı ϕ :Çatlakların derecesine bağlı düzeltme faktörü α :Ampirik faktör	100

Tablo 5. Emniyetli Kazık Uç Direnci Kapasitesi

Tabaka	Kullanılan Yöntem	Emniyetli Uç Direnci, q_{b-emn} (kN/m ²)
Tüf-II	$q_a=\sigma_c \cdot K_{sp} \cdot d$ q_a : Emniyetli taşıma gücü σ_c : Kayanın ortalama serbest basınç dayanımı K_{sp} : 3 güvenlik faktörü dahil edilmiş ampirik faktör d : Derinlik faktörü	1200

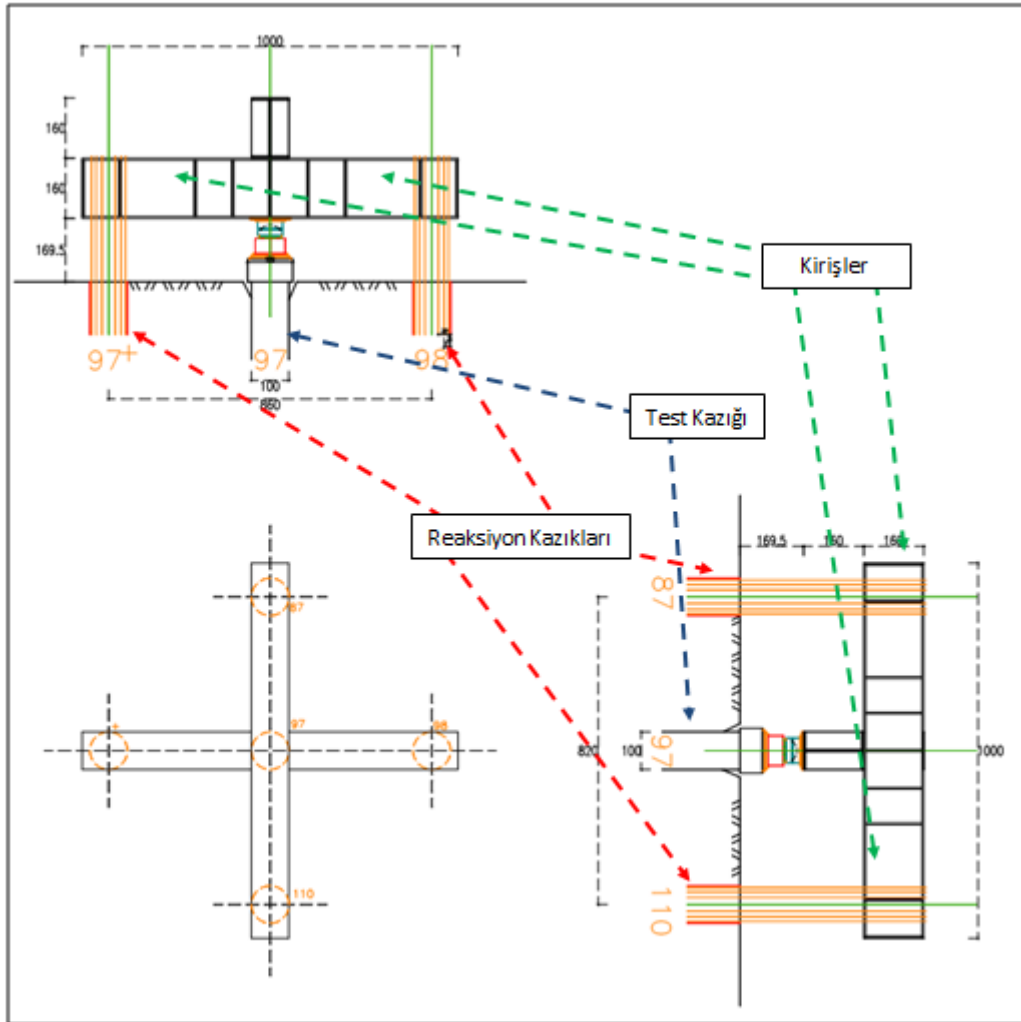
$$Q_{emn} = q_{s-emn} \times A_s + q_{b-emn} \times A_b$$

Projesinde belirtilen kotlara göre, 28m boyunda ve 100cm çapında bir kazık için emniyetli taşıma kapasitesi **598 ton**'dur.

4. KAZIK YÜKLEME DENEYİ

Yapılan geoteknik değerlendirmelerden elde edilen kazık kapasiteleri dikkate alınarak gerçekleştirilen statik analizlere göre, silo radye temeli altında radyal düzende, 27 - 31 m arasında değişen boylarda, 152 adet 100 cm çapında betonarme fore kazıklar planlanmış ve imal edilmeye başlanmıştır.

Yapı altında imal edilecek fore kazıklar için öngörülen taşıma kapasitelerinin teyit edilmesi ve kazıkların yapı tarafından etkiyecek maksimum yükleri güvenli bir şekilde taşıyabileceğinin tespiti amacıyla, 100 cm çapında ve 28m boyundaki proje kazıklarından biri üzerinde statik yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir. Bir test kazığı ile dört adet reaksiyon kazığından oluşan test düzeneği Şekil 5'te sunulmuştur.

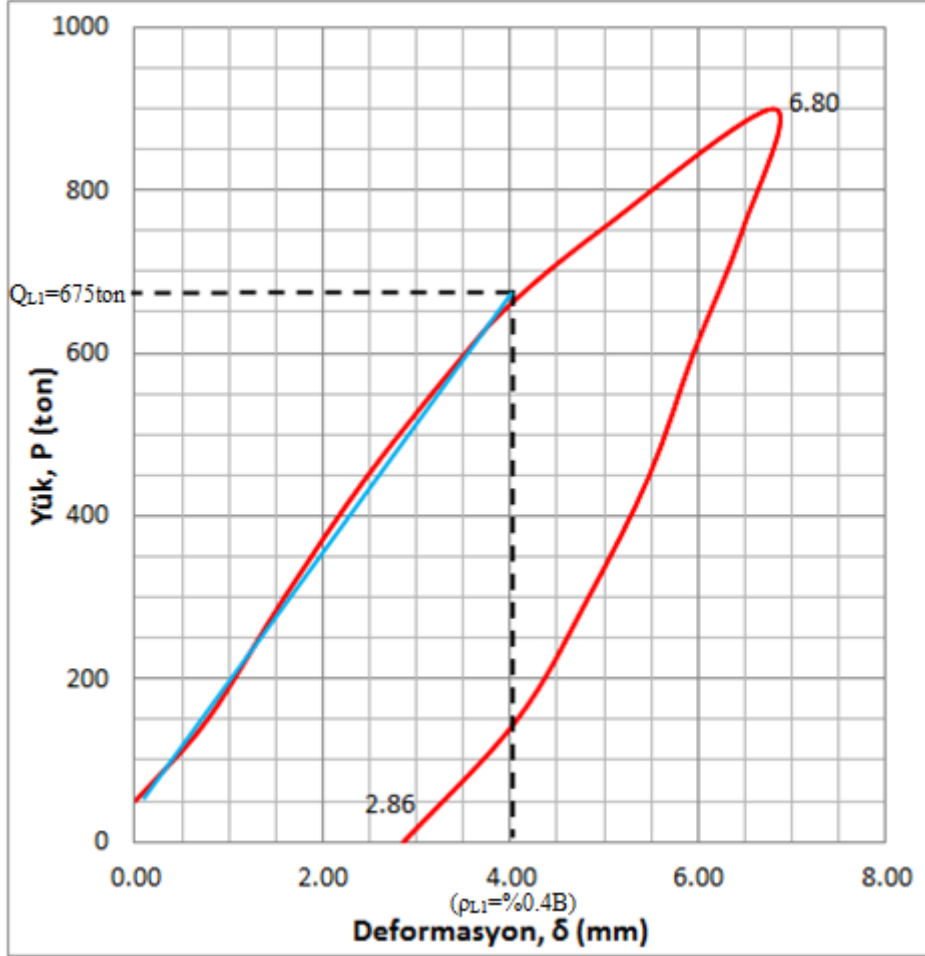


Şekil 5. Kazık Yükleme Deneyi Düzeneği

Test kazığı, ASTM D1143/D 1143/M-07^{e1}: "Standard Test Methods for Deep Foundations under Static Axial Compressive Load" Standardı Prosedür – B'ye uygun olarak 6 adımda, her adımda tasarım yükünün %25'i kadar yük etkilerek, tasarım yükünün %150'sine kadar (897 ton) yüklenmiş ve yine 6 adımda kademeli olarak boşaltılmıştır.

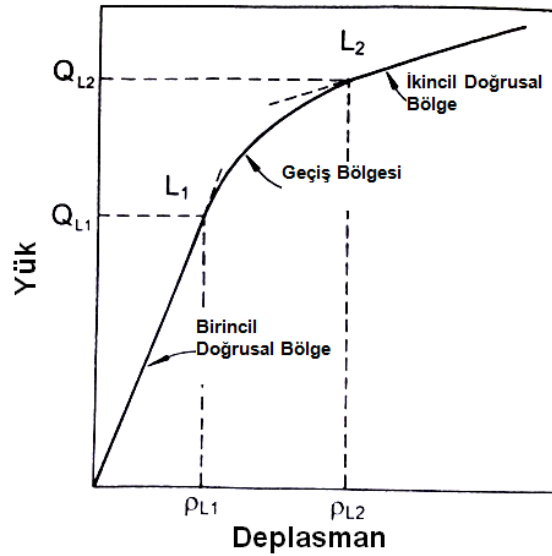
Her bir yükleme ve boşaltma adımında 1 saat beklenmiş ve periyodik aralıklarla (0, 2, 5, 10, 15, 30, 45 ve 60. dakikalarda) altı adet komparatör saatinden okuma alınmıştır. Maksimum test yüküne ulaşıldığında, test yükü 12 saat boyunca sabit tutulmuş ve saat başı periyodik okuma alınmıştır.

Bu kayıtlara dayanarak, “yükleme/boşaltma - eksenel deformasyon” ilişkisini gösterir grafikler çıkarılmıştır (Şekil 6). Test kazığı tasarım yükünün %150’sine yüklendiğinde toplam 6.80mm deplasman yapmış; yük geri boşaltıldıktan sonra ise kalıcı deplasman 2.86mm olarak kaydedilmiştir.



Şekil 6. Test Kazığına ait Yükleme/Boşaltma Eksenel Deformasyon Eğrisi

Şekil 6’da test kazığının yüklenmesi sırasında gözlenen “yükleme/boşaltma-eksenel deformasyon” grafiği, Kulhawy & Hirany (2002) [3] tarafından önerilen yaklaşım kullanılarak yorumlanabilir. Bu yaklaşımda yük deplasman eğrisi Birincil Doğrusal Bölge, Geçiş Bölgesi ve İkincil Doğrusal Bölge olmak üzere 3 kısımda incelenmektedir (Şekil 7).



Şekil 7. Eksenel Yük – Deplasman Eğrisi Bölgeleri
Kulhawy & Hirany 2002 [3]

Şekil 7’de L_1 ve L_2 noktaları elastik limit noktası ve göçme eşiği değerlerini temsil etmektedir. Göçme eşiği, düşük yük artışlarının, yüksek deplasman artışlarına yol açmaya başladığı yük sınırı olarak tanımlanabilir. Elastik Limit Yük değerinde (Q_{L1}) ulaşılan deplasman değerinin (ρ_{L1}), kazık çapının (B) yaklaşık olarak %0.4’ü mertebelerinde; göçme eşiği yük değerinde (Q_{L2}) ulaşılan deplasman değerinin (ρ_{L2}) ise kazık çapının (B) yaklaşık olarak %4’ü mertebelerinde olabileceği ifade edilmiştir. Kulhawy & Hirany (2002) [3], Kulhawy & Hirany (1989a) [4], elastik limit yük değerinin (Q_{L1}), Göçme Eşik Yükünün (Q_{L2} , Nihai taşıma kapasitesi) yaklaşık olarak %50’si değerlerine tekabül edeceğini belirtmektedir.

Şekil 6’da verilen test kazığına ait eksenel yük-deformasyon grafiğinden görüldüğü üzere, doğrusal davranışın sonlandığı Elastik Limit Yük değerinde (Q_{L1}) ulaşılan deplasman değeri (ρ_{L1}), Kulhawy & Hirany (2002) [3] yaklaşımı ile uyum göstermektedir (%0.4B). Buna göre, Elastik Limit Yük değerinin (Q_{L1}) yaklaşık olarak **675 ton** olduğu sonucuna varılmaktadır. 28m boyunda, 100cm çapında olan ve yükleme deneyi yapılan proje kazığının emniyetli taşıma kapasitesi **598 ton** olarak belirlenmiştir (Bkz. Bölüm 3). Bu değer, birincil doğrusal bölge sınırları içinde kalmakta ve tasarımda öngörülen emniyetli taşıma kapasiteleri, kazık yükleme deneyi sonuçlarıyla uyum göstermektedir.

5. SONUÇ

Kayada imal edilecek fore kazıklar için kazık kapasitelerinin belirlenmesinde kullanılan korelasyonlar, genellikle kaya numunesinden elde edilen serbest basınç dayanımıyla ilişkilendirilmektedir. Ancak genellikle sağlam ve az ayrılmış/ayrışmamış kaya tabakaları için geçerli olan bu korelasyonlar, zayıf kayalar için gerçek değerlerin üzerinde kazık kapasiteleri vermektedir.

Bu bildiriye sunulan vaka analizinde bir silo inşaatı kapsamında, siltli kum birimler ile altında yer alan zayıf tuf kayalar içerisinde imal edilecek kazıklı temel tasarımı incelenmiştir. Yer altı su seviyesinin altında yer alan zayıf kayaç birimler, Kohezyonlu Araseviye Geomateryal (IGM) olarak adlandırılan zemin-kaya arası bir form olarak

değerlendirilmiştir. Amerikan Federal Karayolları Müdürlüğü'nün (U.S FHWA) 2010 tarihli kazık tasarım kılavuzunda [1], bu tarz birimler için önerilen tasarım metodu bu bildiri kapsamında anlatılmıştır.

Kazıklar için öngörülen taşıma kapasiteleri, proje kazıklarından biri üzerinde ASTM D 1143/D 1143/M-07 standardına uygun olarak kazık yükleme testiyle teyit edilmiştir. Test sırasında, göçme eşik yük değerine ulaşamamış ancak elastik limit yük değeri belirlenmiştir. Kazık yükleme testi sonuçlarına göre, öngörülen emniyetli taşıma kapasitesinin, elastik limit yük değerinin altında, elastik davranış gösteren birincil doğrusal bölge sınırları içinde kaldığı belirlenmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration (2010) "FHWA-NHI-10-016 Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods", FHWA-NHI
- [2] Canadian Geotechnical Society (2004), "Canadian Foundation Engineering Manual", CGS
- [3] Kulhawy, F.H & Hirany, A (2002), "On the Interpretation of Drilled Foundation Load Test Results", Geotechnical Special Publication No.116, Vol2. Pg.118. Deep Foundations 2002, ASCE
- [4] Kulhawy, F.H & Hirany, A (1989), "Interpretation of Load Tests on Drilled Shafts – Pt 2: Axial Uplift", Found. Engrg.: Current Principles & Practices (GSP 22), Ed. FH Kulhawy, ASCE, New York, 1150-1159.
- [5] Erol, O. & Çekinmez Z. (2014), "Geoteknik Mühendisliğinde Saha Deneyleri", Yüksel Proje Yayınları
- [6] Bowles, J.E. (1988), "Foundation Analysis and Design", McGRAW-HILL
- [7] Hunt, R. (1986), "Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation", McGraw-Hill
- [8] Peck, R. B., W. E. Hanson, and T. H. Thornburn (1974), "Foundation Engineering", John Wiley & Sons, Inc.

ADANA İLİ SARIÇAM İLÇESİ 33.000 SEYİRCİ KAPASİTELİ STADYUM ALANI İNŞAATI YAPIM İŞİ YAPI YÜKLERİNİN TAŞIYICI KAYA BİRİMLERİNE AKTARILMASI

TRANSMITTING STRUCTURE LOADS OF CONSTRUCTION WORK
OF STADIUM AREA WITH 33.000 AUDIENCE CAPACITY WITHIN THE
DISTRICT OF SARIÇAM, IN THE CITY OF ADANA ON THE CARRIER
ROCK UNITS

Ali Hilmi Volkan ÖZDEMİR¹

ABSTRACT

The study is about the Construction Work project of Stadium Area with 33.000 Audience in the district of Sarıçam and city of Adana, contracted out by the Housing Development Administration of Turkey (TOKİ). We have started the research as a geotechnical consultant for the contractor firm. As a data, there are 15 drillings made by the administration in the phase of project and soil investigation report prepared by using geophysical methods. According to that report, the soil profile is defined as follows. There are Gritty, Sandy, Clayed and Silty filled soil stratum at the topmost, and Highly Weathered Siltstone, Claystone, Mudstone Alternation under it, and at the undermost, Medium Weathered Siltstone, Claystone, Mudstone Alternation No groundwater observed during drilling. As the geotechnical engineers, we have to work with the limited and insufficient investigation of soil conducted before us. Here, this project is no longer a product of such process thanks to our efforts, support of the administration and constructive contribution of the contractor. Daily nearly 50 and 70 in total test pit between the 1m and 6 m depth has been opened in the field. The depth of rock units have become contour level by using topographic methods. A successful application project has been prepared by giving the size and layout of the project elements with low margin of error.

Keywords : Claystone, fill, mudstone, pile, siltstone, stadium.

ÖZET

Çalışma TOKİ tarafından ihale edilen Adana İli Sarıçam İlçesi 33.000 Seyirci Kapasiteli Stadyum Alanı İnşaatı İş projesi hakkındadır. Araştırmaya yüklenici firma için geoteknik danışman olarak başladık. Veri olarak proje aşamasında idare tarafından yaptırılan, 15 adet sondaj ve jeofizik yöntemler kullanılarak hazırlanan zemin etüt raporu vardı. Bu rapora göre

¹ İnşaat Yüksek Mühendisi., AGM Mühendislik Ltd.Şti., ahvozdemir@gmail.com

zemin profili şu şekilde tanımlanmıştır. En üstte 1,80 – 10,00 m kalınlığında Çakıllı, Kumlu, Killi ve Siltli dolgu zemin tabakası, bunun altında Çok Ayrışmış Silttaşı, Kiltası, Çamurtaşı Ardalanması ve en altta da orta derecede ayrışmış Silttaşı, Kiltası, Çamurtaşı Ardalanması yer almaktadır. Sondajlarda yeraltı suyuna rastlanılmamıştır. Bizler geoteknik mühendisleri olarak bizden önce yapılan, genellikle sınırlı ve yetersiz olan zemin araştırmalarıyla çalışmak zorunda kalıyoruz. İşte, bu proje de, bizim gayretimiz, idarenin desteği ve yüklenicinin yapıcı katkılarıyla böyle bir süreç ürünü olmaktan çıkmıştır. Sahada bir günde 50'ye yakın, toplamda 70 adet derinliği 1m ile 6m arasında değişen araştırma çukuru açılmıştır. Topoğrafik yöntemler kullanılarak, kaya birimlerin derinlikleri eş yükselti eğrileri haline getirilmiştir. Düşük hata paylarıyla proje elemanlarının boyutları ve yerleşimleri verilerek başarılı bir uygulama projesi hazırlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Çamurtaşı, dolgu, kazık, kiltası, silttaşı, stadyum.

1. GİRİŞ

T.C. Başbakanlık Toplu Konut İdaresince ihale edilen Adana İli Sarıçam İlçesi 33.000 Seyirci Kapasiteli Stadyum Alanı İnşaatı İşi kapsamında, yüklenici tarafından sahada çalışmalara ve hafriyata başlanılmıştı. Biz de bu sırada yüklenici firma için geoteknik danışman olarak çalışmaya başladık. Veri olarak proje aşamasında idare tarafından yaptırılan, 15 adet sondaj ve jeofizik yöntemler kullanılarak hazırlanan zemin etüt raporu vardı. Bu rapora göre zemin profili şu şekilde tanımlanmıştır. En üstte 1,80 – 10,00 m kalınlığında Çakıllı, Kumlu, Killi ve Siltli dolgu zemin tabakası, bunun altında Çok Ayrışmış Silttaşı, Kiltası, Çamurtaşı Ardalanması ve en altta da Orta Derecede Ayrışmış Silttaşı, Kiltası, Çamurtaşı Ardalanması yer almaktadır. Bundan sonra Çok Ayrışmış Silttaşı, Kiltası, Çamurtaşı Ardalanması için Ç-A-S-K-Ç-A kısaltması kullanılacaktır. Sondajlarda yeraltı suyuna rastlanılmamıştır. Ancak inşaat sahasının büyük olması, sondaj verilerinin zemin tabakalanması düzeni açısından alışılmadık bir düzene, hatta düzensizliğe işaret etmesi bizleri daha detaylı ve tabaka sınırlarını net olarak belirlemeye yönelik ilave araştırma yapmaya sevk etmiştir. Bu kapsamda temel altı kotlarına ulaşacak şekilde ilerleyen hafriyatla birlikte sahada toplamda derinliği 1m ile 6m arasında değişen 70 adet araştırma çukuru açılmıştır. Bu araştırma çukurlarının bazılarında 6m derinliğe inilmesine rağmen ana kaya birimlere ulaşılamamıştır. Araştırma çukurlarına sondaj verileri de ilave edilerek zemin ve kaya tabakalanması topoğrafik yöntemlerle eş yükselti eğrileri haline getirilmiştir. Hafriyat sırasında proje aşamasında hazırlanan etüt verilerine ilave olarak dolgunun düzensiz, yer yer beton moloz ve ana kaya birim kaynaklı bloklar da içerdiği tespit edilmiştir. Eş yükselti eğrileri Ç-A-S-K-Ç-A için hazırlanmıştır. Bu sırada sahada da hafriyat temel altı kotlarına 50 cm kalacak şekilde tamamlanmıştır. Temel sahası Çok Ayrışmış Silttaşı, Kiltası, Çamurtaşı ardalanmasına oturan kesimler, 2 m'ye kadar nitelikli malzeme ile oluşturulan mühendislik dolgusuyla Ç-A-S-K-Ç-A birimine oturan kesimler ve Ç-A-S-K-Ç-A birimine soketli fore kazıklar üzerine granüler dolgu ile oturan kesimler diye bölgelere ayrılmıştır. Oluşturulan eş yükselti haritasına göre projede gerekli soketlenmeleri sağlayacak fore kazık boyları tespit edilmiş, fore kazık emniyetli taşıma kapasitesi hesap edilmiş ve projede verilmiştir. Hazırlanan raporda statik müelliifince hesaplamalarda kullanılabilmesi için fore kazıklar ve radye temeller için program gereksinimi parametrelerde hesap edilerek verilmiştir. İnşaat sırasında yapılan kazık yükleme deneyleri ile proje emniyetli kazık taşıma kapasitesi kontrol edilmiştir. Yapılan bu proje çalışmasıyla üstyapı yükleri özellikleri homojen olmayan yapay dolgular ve zemin geçilerek taşıyıcı kaya birimlere iletilmiş,

geoteknik önlemler alınmadan yapılacak imalatlarda karşılaşılabilecek oturma ve taşıma gücü yetersizliği problemleri bertaraf edilmiştir. Düşük hata paylarıyla proje elemanlarının boyutları ve yerleşimleri verilerek başarılı bir uygulama projesi hazırlanmıştır.

2. SONDAJLAR VE LABORATUVAR DENEYLERİ

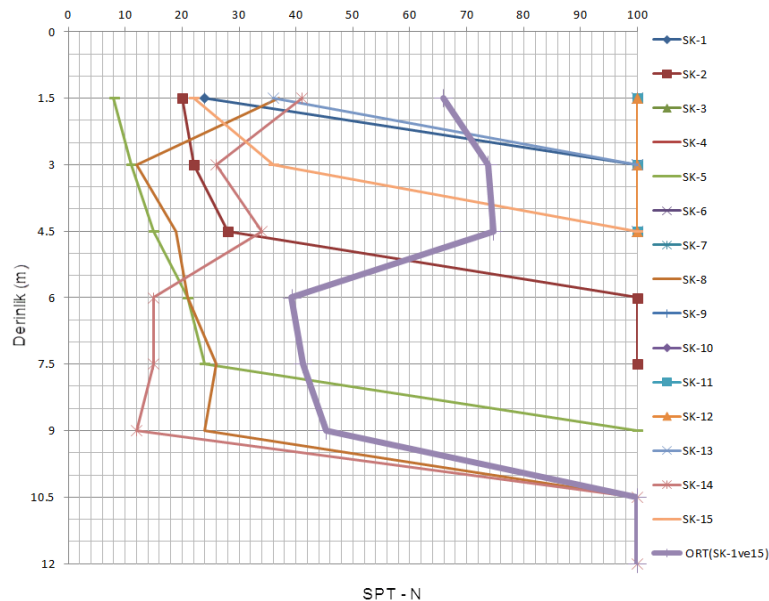
2.1. Proje Aşaması Etütleri

Onaylı zemin etüd raporunda belirtildiği üzere inşaat alanında SK-1 – 15 kodlu 15 adet 20 m derinliğinde toplam 300 m sondaj yapılmıştır. Sondajlarda belli bölümlerde yer alan eski asfalt tesisine ait 0,20 m kalınlığındaki asfalt tabakası altında kalınlığı 1,80 – 10,00 m arasında değişen Dolgu (çakıl, kum, silt, kil) altında kalınlığı 1,50 – 13,00 m arasında değişen Ç-A-S-K-Ç-A, SK-10 ve SK-14 nolu sondajlarda 7,00 – 9,00 m Sarımsı Renkli Çakıllı Siltli Kil altında Ç-A-S-K-Ç-A ve altında Orta Derecede Ayrılmış Silttaşı, Kiltası, Çamurtaşı Ardalanması yer almaktadır.

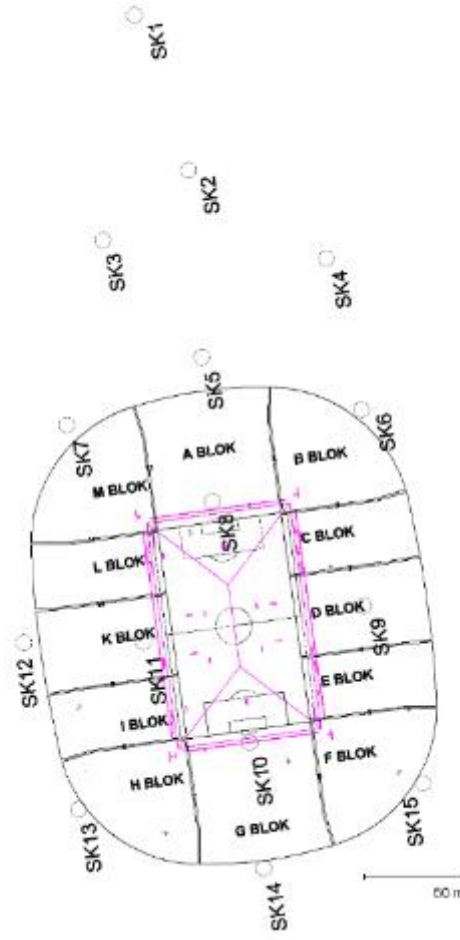
Sondajlarda yer altı suyuna rastlanılmamıştır. Sondajlarda elde edilen SPT N değerleri toplu olarak Şekil 1.'de, stadyum inşaat alanında sondajların yerleşimi Şekil 2.'de ise verilmektedir. Sondajlardan elde edilen SPT ve karot numunelerine ait laboratuvar deney sonuçları Tablo 1. ve Tablo 2. 'de verilmektedir.

2.2. Yapım Aşaması Etütleri

Yapım aşamasındaki işin geoteknik danışmanlığı tarafımızca üstlenildikten sonra inşaat alanında mevcut etüdü destekleyecek ve stadyum sahasının tamamını kapsayacak şekilde 70 adet derinliği 1,00 – 6,00 m arasında değişen araştırma çukuru açtırılmıştır. Açılan araştırma çukurlarına idare ile birlikte bizzat eşlik edilerek yapay dolguyu oluşturan zemin, yer yer beton moloz ve ana kaya birim kaynaklı bloklar gözlenmiştir. Bu araştırma çukurlarının bazılarında 6m derinliğe inilmesine rağmen ana kaya birimlere ulaşılamamıştır. Açılan araştırma çukurlarında 4,00 – 5,00 m derinlikte dolgu birim içerisinden granüler zemin içeren kesimlerden gelen sular olmuştur. Stadyum İnşaat Alanında açılan araştırma çukurlarının yerleşimi Şekil 3.'de verilmektedir. Araştırma çukuru çalışmalarına ait örnek bir fotoğraf Fotoğraf 1.'de verilmektedir.



Şekil 11. Sondajlar SPT-N Toplu Sonuçları (Refü=100 girilmiştir.)



Şekil 12. Stadyum İnşaat Alanında Sondajların Yerleşimi

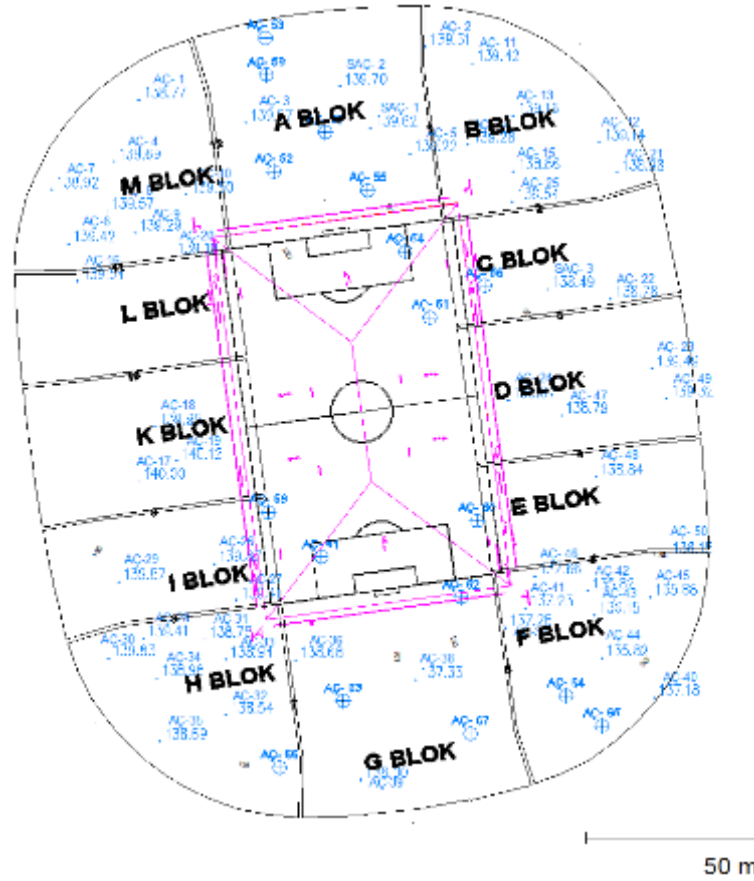
Tablo 1. Laboratuvar Deney Sonuçları – İndeks Deneyleri ve Nokta Yüğü Dayanımları

Sondaj Boring	Numune Sample	Derinlik m	Elek Analizi Sieve Analysis		Attarberg Limitleri Atterberg Limits			Sınıf Uscs
			-No4(%)	-No 200(%)	LL(%)	PL(%)	PI(%)	
SK1		1,95-3,00	60,9	44,7	53,6	27,5	26,1	GC
SK2		1,50-3,00	88,6	75,2	33,8	16,9	16,9	CL
SK3		1,77-3,00	35,7	27,5	NP			GM
SK4		1,73-3,00	25,5	9,6	NP			GW-GM
SK5		7,95-9,00	99,2	65,8	53,3	27,3	26,0	CH
SK6		3,17-4,50	24,2	22,9	NP			GM
SK7		0,20-1,50	39,5	37,7	-	-	-	-
SK8		7,95-9,00	81,1	74,8	45,8	25,0	20,8	CI
SK9		3,21-4,50	59,0	57,2	-	-	-	-
SK10		7,50-9,00	67,7	54,0	27,3	17,0	10,3	CL
SK11		1,95-3,00	53,3	39,9	24,7	16,5	8,2	GC
SK12		1,69-3,00	53,4	50,3	-	-	-	-
SK13		0,20-1,50	38,0	36,5	49,8	26,1	23,7	GC
SK14		4,95-6,00	72,8	63,9	-	-	-	-
SK14		9,45-10,50	100,0	91,1	49,5	26,0	23,5	CH
SK15		3,45-4,50	74,6	16,5	NP			SM

KUYU SONDAJ NO	$\gamma_s(50)$ kgf/cm ²	KUYU SONDAJ NO	$\gamma_s(50)$ kgf/cm ²
SK1	6,41	SK9	7,69
SK2	8,58	SK10	8,07
SK2	10,23	SK11	7,91
SK3	6,33	SK11	9,44
SK4	6,31	SK12	8,12
SK5	6,52	SK12	9,79
SK6	6,89	SK13	6,38
SK6	9,32	SK13	7,09
SK7	7,15	SK14	7,15
SK8	6,36	SK15	11,02
SK9	6,45	SK15	7,53



Fotoğraf 1. Araştırma Çukuru Çalışmaları



Şekil 13. Stadyum İnşaat Alanında Araştırma Çukuru Yerleşimi

3.GÖRÜŞ VE DEĞERLENDİRMELER

İdealize zemin profilinin oluşturulmasında sondaj verileri ve ilave olarak inşaat sahasında açtırılan 70 adet araştırma çukuru verileri kullanılmıştır. Bu verilere göre temel altı kotları (139,00) dikkate alındığında mevcut durumda stadyum yapısının bir bölümü direk Ç-A-S-K-Ç-A birimine otururken büyük bir bölümü de yapay dolgu birime oturmaktadır. Yapı temellerinin oturduğu birimlerin hatlarının ayrıntılı olarak tespit edilmesi ve uygulanacak geoteknik çözümün düşük hata paylarıyla uygulama projesine çevrilebilmesi için Ç-A-S-K-Ç-A biriminin başlangıç kotlarına ilişkin eş yükselti eğrileri haritası çıkarılmıştır. Ç-A-S-K-Ç-A birimi kalınlığı idealizasyonda 4,50 m olarak öngörülmüş olup altında orta derecede ayrılmış birim idealize edilmiştir. Oluşturulan İdealize zemin profili Şekil 4.'de verilmektedir.

İnşaat sahasında, 2B+Z+1 Katlı bloklardan oluşan, üstünde oturma alanları ve çelik çatısı bulunan stadyum yapılacaktır. Stadyum yapısı oturmaları karşı çok düşük toleranslı tek parça çelik çatı yapısına sahip olacaktır. Statik proje müellifi tarafından bildirilen temel altı gerilme değerlerine göre statik durumda maksimum noktasal 14,52 t/m² gerilme değerleri ile çevresinde 12,67 t/m² gerilme değerleri elde edilmiş olup bir kademe düşük gerilme değerleri 10,83 t/m² 'dir. Bu bağlamda temel alanı için 2 gerilme bölgesi idealize edilmiş olup güvenli tarafta kalınarak orta bölge 14,52 t/m², iç ve dış bölgeler ise 10,83 t/m² olarak değerlendirilmiştir. Gerilme dağılımı Şekil 5.'de verilmektedir.

139,00

DOLGU (ÇAKIL, SİLT, KUM, KİL) VE SARIMSI RENKLİ ÇAKILLI SİLTİLİ KİL

$$\gamma=19,50 \text{ kN/m}^3, \gamma_{\text{sat}}= 20,50 \text{ kN/m}^3$$

139,00-122,00

ÇOK AYRIŞMIŞ SİLT TAŞI, KİL TAŞI, ÇAMUR TAŞI ARDALANMASI

$$\gamma=20,00 \text{ kN/m}^3$$

$$I_{s50}= 6,36 - 8,58 \text{ kg / cm}^2 = 0,62 - 0,84 \text{ MPa}$$

$$q_u= 12* I_{s50}= 12*6,36 - 12*8,58 \text{ kg / cm}^2 = 7,49 - 10,10 \text{ MPa}$$

RQD: 0

Karot %: 10 – 55

134,50-117,50

ORTA DERECEDE AYRIŞMIŞ SİLT TAŞI, KİL TAŞI, ÇAMUR TAŞI ARDALANMASI

$$\gamma=20,00 \text{ kN/m}^3$$

$$I_{s50}= 7,15 - 11,02 \text{ kg / cm}^2 = 0,70 - 1,08 \text{ MPa}$$

$$q_u= 12* I_{s50}= 12*7,15 - 12*11,02 \text{ kg / cm}^2 = 8,42 - 12,97 \text{ MPa}$$

RQD: 0 – 38

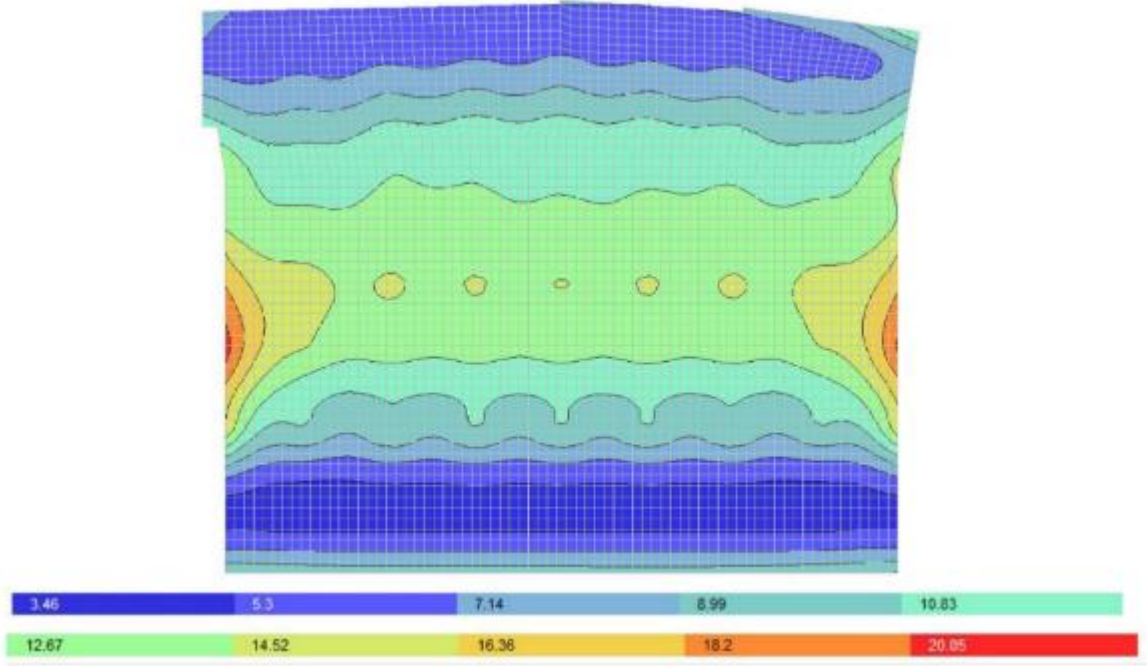
Karot %: 11 – 52

Şekil 14. Oluşturulan İdealize Zemin Profili

Eş yükselti eğrileri haritası sondaj ve araştırma çukurlarında tespit edilen Ç-A-S-K-Ç-A biriminin başlangıç kotlarının topoğrafik yöntemlerle birleştirilmesi ile elde edilmiştir. Stadyum temel altı proje kotu 139,00 olup direk ve 2m mühendislik dolgusuyla Ç-A-S-K-Ç-A birimine temeller oturacak şekilde 137,00 kotuna kadar bir bölge oluşturulmuştur. Daha iç bölgelerde üst yapı yükleri bu birime soketli fore kazıklar ile aktarılacaktır. Stadyum Temel Alanı için elde edilen eş yükselti eğrileri haritası Şekil 6.'da verilmektedir.

3. GEOTEKNİK TASARIM

Temelaltı birimleri olarak homojen olmayan dolgu ve hemen hemen temelin yarısında da bu dolgu birim altında SPT refü değerlerine sahip kil birim olduğu için jet grout ve benzeri enjeksiyon yöntemleri ıslah için düşünülememiştir. İnşaat sahasında yapılan çalışmalarda, yapının temel alt kotlarına göre Ç-A-S-K-Ç-A birimine oturan kesimlere ilave olarak nitelikli mühendislik dolgusuna oturtulacak kesimlerin olması, kaya birimin farklı bölgelerde değişken derinliklerde olması sebebiyle kayaya soketli fore kazık kullanımında değişken boylar çıkmaktadır.



Şekil 15. Statik Proje Müellifince A Blok İçin Oluşturulan Gerilme Dağılımı Grafiği

Bu sebeple, üstyapı temellerine bağlı derin temel sistemleri yerine temele bağlı olmayan üstünde granüler şilte tabakası bulunan fore kazıklar ile 2,00 m'ye kadar mühendislik dolgusu ile Ç-A-S-K-Ç-A birimine oturan bir temel altı zemin ıslah yöntemi seçilmiştir. Fore Kazık Çapı olarak 65 cm seçilmiştir. Bu yöntem seçilerek, oturma problemi bulunmayan, gereksinim duyulan emniyetli taşıma gücü değerlerini sağlayan yapı temeline aksenal yükler haricinde yük aktarması beklenmeyen bir temel altı zemini hazırlanması planlanmıştır.

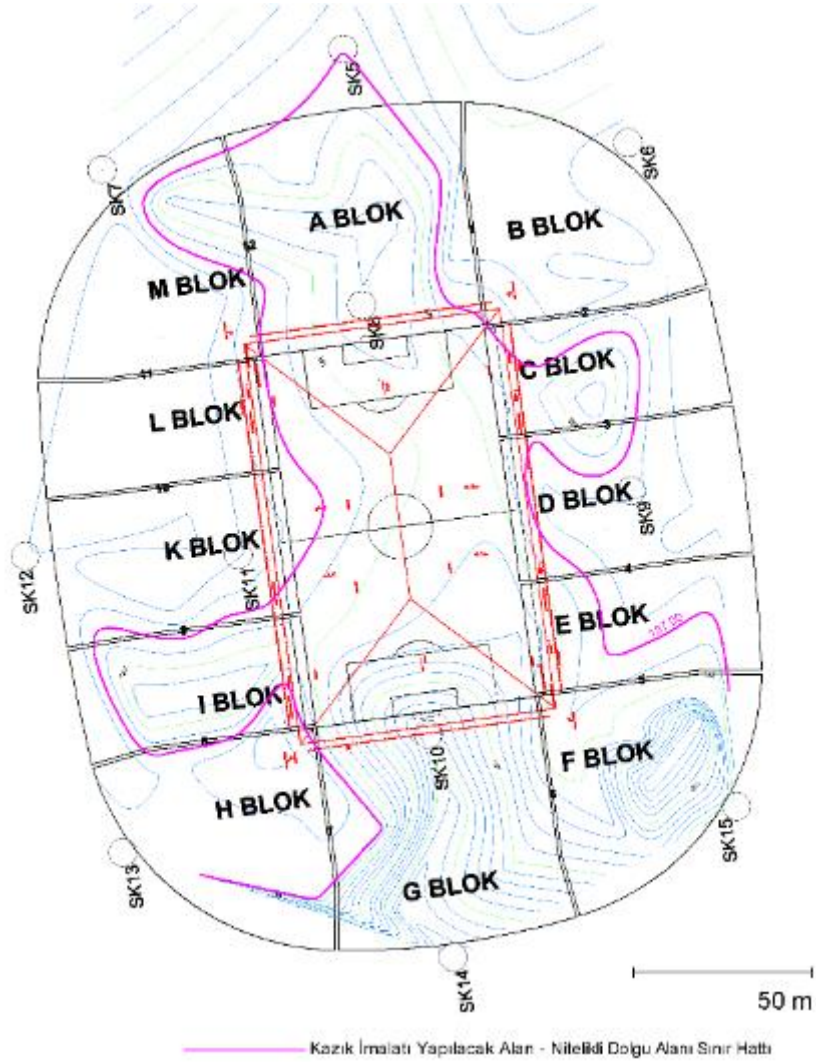
Türkiye deprem bölgeleri haritasında Adana İli Sarıçam İlçesi, 2. Derece Deprem Bölgesine düşmektedir. Bu sebeple Ç-A-S-K-Ç-A birimine soketli fore kazıklarda, Deprem Yönetmeliği 2007, 6.3.3.3 maddesine göre donatı kullanılmasına karar verilmiştir. Kazıkların kaya olarak tanımlanan bir birime soketlenmeleri ve kaya sonrası konsol boylarının değişken ve göreceli olarak uzun olmasından dolayı projeci ve idarenin tercihi ile kazıklar tam boy minimum donatılı (%0,8 boyuna donatı oranı) olarak projelendirilmiştir. Detayları bu bildiri de verilmeyen ancak sonuçları özet bir tablo halinde sunulan Ç-A-S-K-Ç-A birimine ve bu birime soketli fore kazıklar için verilen parametreler Tablo 3.'de yer almaktadır.

Statik proje müellifince elde edilen A Blok temel altı gerilme dağılımı sonuçlarına göre tasarım için idealize edilen iki adet gerilme değeri; temel orta bölgesi için $14,52 \text{ t/m}^2$, iç ve dış bölge için de $10,83 \text{ t/m}^2$ kullanılmıştır.

Orta Bölge - $152 / 14,5 = 10,48 \text{ m}^2$ 'ye 1 adet, 3,20 m x 3,20 m kazık karelağı

İç ve Dış Bölge - $152 / 10,8 = 14,07 \text{ m}^2$ 'ye 1 adet, 3,75 m x 3,75 m kazık karelağı

Elde edilen kazık karelağı ve eş yükselti eğrileri ile sınırlanan kazık uygulama bölgelerine ve boylarına göre planlanan kazık yerleşimleri Şekil 8.'de verilmektedir.



Şekil 16. Stadyum Temel Alanı İçin Oluşturulan Eş Yükselti Eğrileri Haritası

Tablo 2. Ç-A-S-K-Ç-A Birimi ve Bu Birime Soketli Fore Kazıklar için Hesap Edilen Parametreler

Zemin Grubu	(B)
Yerel Zemin Sınıfı	Z2
Etkin Yer İvme Katsayısı	0,3 g
Spektrum Karakteristik Periyotları	Ta =0,15, Tb = 0,40 sn
Zemin Emniyet Gerilmesi, σ_{zem}	25 t/m ²
Zemin Düşey Yay Sabiti, kv	5000 t/m ³
Fore Kazık Düşey Yay Sabiti ($L_{ort}=12m$)	42000 t/m
Fore Kazık Soket Bölgesi Yanal Yay Sabiti,	2500 t/m
65 cm Fore Kazık Emniyetli Taşıma Gücü	152 t
65 cm Fore Kazık Test Yüğü (%150)	228 t

4. SONUÇLAR

Bu çalışma özellikle büyük alanlarda böyle değişken zemin koşullarında, çok sık araştırma çukuru açılan, beraberinde topoğrafik yöntemlerde kullanılarak zemin yapısının, tabakalanmasının tanımlandığı, sahada fore kazıklı iyileştirme yapılmasına, başarılı bir örnektir. Bilimsel veri tabanında GIS (Geographic Information System) kullanımları, sahada elde edilen SPT değerlerine göre haritalama yapılması gibi yöntem kullanımları görülmüş ancak bu tebliğ konusu benzer bir kullanım görülmemiştir. Yine 3 Boyutlu zemin modellemesi yapılan sonlu elemanlar programlarında benzer şekilde zemin tabakalanmasını programa sondajlar aracılığı ile girme imkânı olabilmektedir. Ancak bu tebliğde yapılan çalışma ile projenin hayata geçirilmesinde eş yükselti eğrileri oluşturma yöntemi kullanılarak yapılan çalışmalar ve projelendirme neticesinde sahada temel alanı altında imal edilecek bütün kazık lokasyonları, boyları ve betonarme detayları verilmiş olup, imalata yönelik soru işareti bırakılmamıştır.

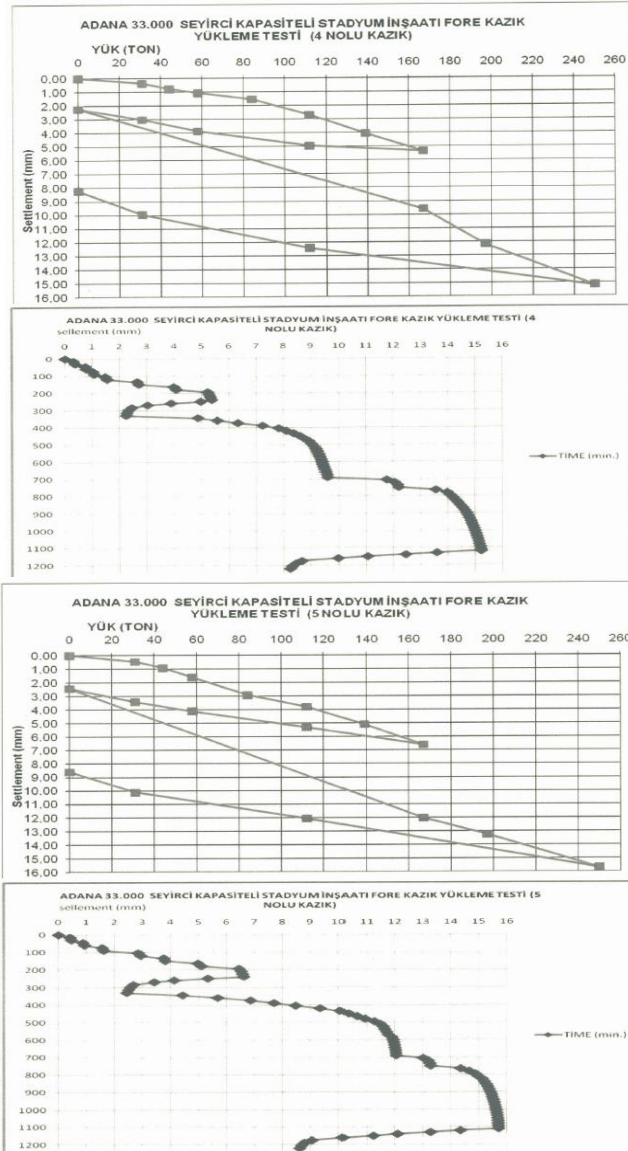
Stadyum Blok temelleri yapılan imalatlar ile Ç-A-S-K-Ç-A Birimine, 2m mühendislik dolgusu ile Ç-A-S-K-Ç-A Birimine ve 2 m (3D) soketli kazıklarla Ç-A-S-K-Ç-A Birimine oturtulmuştur.

Kazık boylarının ve lokasyonlarının farklı olması, kazıkların Ç-A-S-K-Ç-A Birimine soketli olması ve üstünde dolguyla çevrili olması dolayısıyla sismik yükleme durumunda kazıklara gelebilecek yanıl yüklerin tam olarak hesap edilemeyeceği öngörülerek kazıklar tam boy minimum donatılı (%0,8 boyuna donatı oranı) ve sık sargı donatılı (ϕ 10/10) olarak projelendirilmiş, kazıklar temele bağlanmayarak kazık ile temel arasına şilte tabakası konulmuştur.

Kazık imalatının sahadaki kontrolü için her 100 adet kazık için 1 adet kazık yükleme deneyi ile, kazıkların fore kazıklar için hesap edilen servis yükü 152 t değerinin %150'sine 228 t değerine kadar yüklenerek deneye tabi tutulması istenilmiştir. Her 50 adet kazıkta 1 adet kazık için Kazık Süreklilik Testi (Pile Integrity Test, PIT) istenmiştir.

Projenin üst yapı statik proje müellifliği firmamızda olmadığı için statik proje müellifinin modelleme ve hesaplamalarında kullanması için Tablo 3.'de verilen parametreler hesaplamalarıyla birlikte proje raporunda verilmiştir. Ayrıca geoteknik proje aşamasından sonraki çalışmalara yön verebilmesi açısından belirli kıstaslar konulmuştur. Statik proje müellifince kazık kareajlarından kaynaklı temelin zımbalama kuvvetlerine karşı güvenliğinin kontrol edilmesi ve temellerin buna göre tasarlanması istenmiştir. Ayrıca verilen parametre takımları kullanılarak statik proje müellifince yapılan modellemelerde kazıklara gelen aksel yüklerin 152 t değerini geçmediğinin kontrol edilmesi ve hesaplamaları neticesinde gerekmesi durumunda temel altına kazık ilavesi yapılabileceği ifade edilmiştir. 4,5 nolu kazık yükleme deneylerine ait yük (ton) – oturma (mm) oturma (mm) – zaman (dakika) grafikleri Şekil 7.'de verilmektedir.

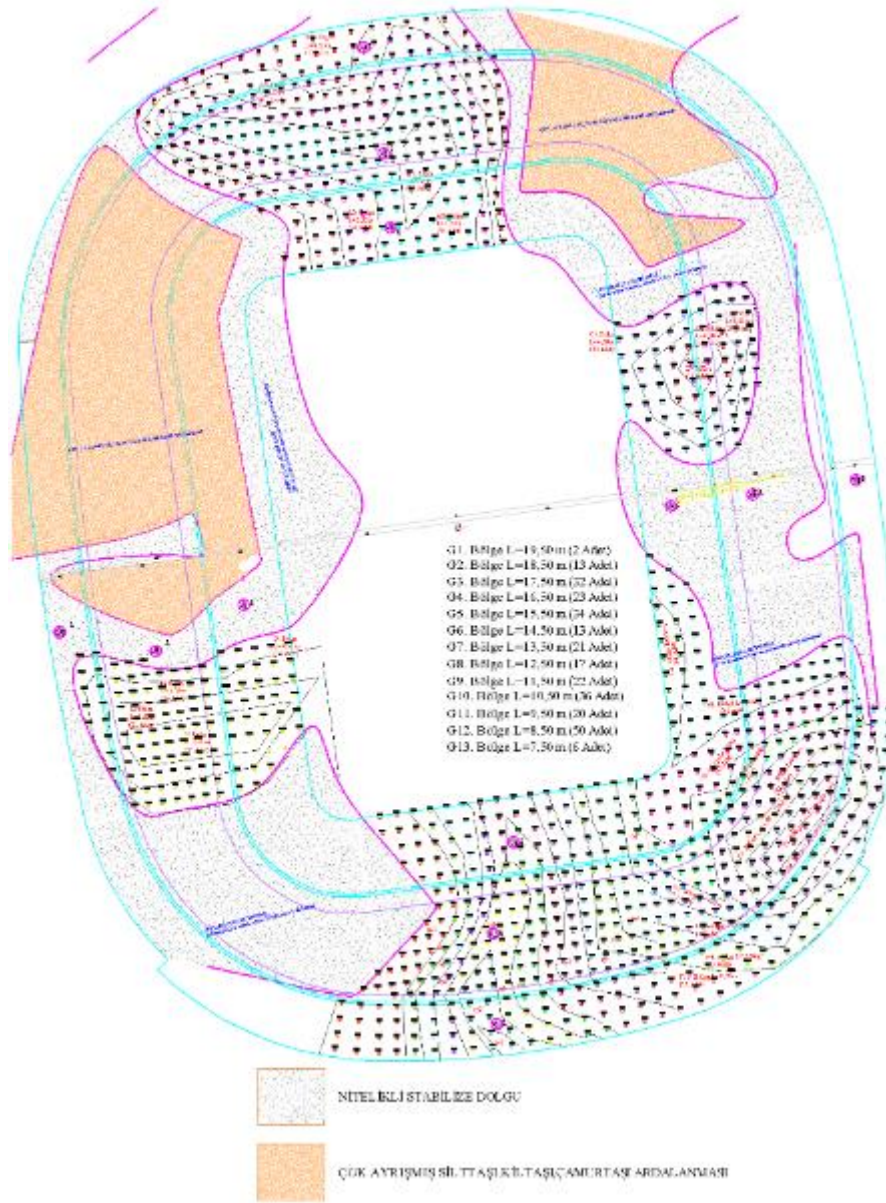
Yapım sırasında kazık imatları öncesi projede belirlenen kriterlere göre boyları 8,50 m, 7,50 m, 6,50 m, 5,50 m 10,50 m ve 9,50 m olan 6 adet kazıkta yükleme deneyi yapılmıştır. Yükleme deneyinde proje müdürü kararıyla %10 fazla yükleme 167 ton ve bu değer %150 'si 250 ton yükleme yapılmıştır. Bizim tasarım aşamasında hesapladığımız kazık elastik düşey yay sabiti 42.000 t/m olup 152 ton için hesap edilen deplasman 3,60 mm mertebelerindeydi. %100 yükleme değeri olan 167 ton için 3,98 mm, %150 yükleme değeri olan 250 ton için ise 5,95 mm elastik oturma hesap edilmiştir. Yükleme deneylerinde boyları verilen kazıklarda test yüklerinde elde edilen kalıcı ve elastik oturma değerleri ve hesap edilerek beklenen elastik oturma değerleri Tablo 3.'de verilmiştir.



Şekil 17. 4 ve 5 Nolu Kazıklara Ait Yük (ton) – Oturma (mm), Oturma (mm) –Zaman (dakika) grafikleri

Tablo 3. Kazık Yükleme Deneyi Sonuçları

Kazık Numarası (Boyu)	Hesap Edilen Elastik (167 ton)	Deneyde E. E. Elastik (167 ton)	Hesap Edilen Elastik (250 ton)	Deneyde E. E. Elastik (250 ton)	Deneyde E. E. Kalıcı (167 ton)	Deneyde E. E. Kalıcı (250 ton)
2 (8,5 m)	3,98 mm	2,61 mm	5,95 mm	7,02 mm	3,64 mm	8,72 mm
3 (7,5 m)		2,43 mm		7,13 mm	3,64 mm	9,35 mm
4 (6,5 m)		2,24 mm		8,23 mm	3,13 mm	6,97 mm
5 (5,5 m)		2,44 mm		8,62 mm	4,18 mm	7,09 mm
6 (10,5 m)		2,53 mm		8,46 mm	3,91 mm	7,80 mm
7 (9,5 m)		2,61 mm		7,02 mm	3,64 mm	8,72 mm



Şekil 18. Stadyum Temel Alanı Altındaki Projelendirilen Kazık Yerleşimi

KAYNAKLAR

- [1] Özdemir, A. H. V.. (2014), “T.C. Başbakanlık Toplu Konut İdaresi Başkanlığı Adana İli Sarıçam İlçesi 33.000 Seyirci Kapasiteli Stadyum Alanı İnşaatı Yapım İşine Ait Geoteknik Proje Raporu”
- [2] “T.C. Ulaştırma Bakanlığı Demiryollar, Limanlar, Havameydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü Geoteknik Tasarım Esasları”, T.C. Ulaştırma Bakanlığı

KAZIK TAŞIMA KAPASİTESİNİN İKİ YÖNLÜ STATİK YÜKLEME DENEYLERİ İLE BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF PILE CAPACITY BY BIDIRECTIONAL STATIC LOADING TEST

Onur YANKI¹

Recep İYİSAN²

ABSTRACT

Several methods are available for determining the bearing capacity of piles. These are the capacity calculations made with static pile formulas considering the engineering properties of soil, pile load tests which are applied in the field and the numerical analysis performed by the finite elements method. Under superstructure loading, bi-directional static pile loading test made with Osterberg load cell preferred. Bi-directional static loading test allow to measure skin friction resistance and end bearing respectively. In this study, to be determined pile behavior and bearing capacity, the conventional pile loading and bi-directional static pile loading test results made with Osterberg load cell and the numerical analysis results made with the finite elements method were compared. Pile and barrette foundation design is evaluated to consider the displacement and mobilizing skin friction values that obtained by the field test and numerical analysis results.

Keywords: Pile foundations, Bi-directional static loading, Finite element method analysis.

ÖZET

Kazıkların taşıma kapasitesi, geoteknik incelemeler sonucunda elde edilen veriler dikkate alınarak kullanılan statik kazık formülleri, sahada gerçekleştirilen kazık yükleme deneyleri ve nümerik analizler yardımıyla belirlenebilmektedir. Yüksek servis yükü altında yerinde kazık davranışının ve kapasitesinin belirlenmesi için Osterberg yük hücresi (O-cell) ile iki yönlü statik yükleme deneyi tercih edilmektedir. İki yönlü statik yükleme deneyi kazığın uç ve çevre sürtünme direncinin ayrı ayrı ölçülmesine imkân sağlamaktadır. Bu çalışma kapsamında, kazık davranışı ve taşıma kapasitesinin belirlenmesi amacıyla geleneksel kazık yükleme ve Osterberg yük hücresi ile gerçekleştirilen iki yönlü statik kazık yükleme deneylerinin sonuçları ve sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan nümerik analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Arazi deneyleri ve nümerik analizler sonucu elde edilen deplasman ve mobilize olan çevre sürtünme direnci değerleri dikkate alınarak yapılmış olan temel tasarımı geoteknik mühendisliği açısından değerlendirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kazıklı temeller, İki yönlü statik yükleme, Sonlu elemanlar analizi.

¹ İnşaat Y. Müh., İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Maslak, İstanbul. onur.yanki@itu.edu.tr

² Prof. Dr., İTÜ İnşaat Fakültesi, İnşaat Müh. Böl., Geoteknik Mühendisliği, Maslak, İstanbul. iyisan@itu.edu.tr

1.GİRİŞ

Derin temel uygulamalarında, ülkemizde ve dünyada genelde olarak betonarme kazıklar ve kazıkların özel formasyonu olan baretler kullanılmaktadır. Mühendisliğin her alanında olduğu gibi, geoteknik mühendisliğinde de kazıklı temel sistemlerin tasarımında maliyet-güvenlik analizi yapılması gerekmektedir. Bu kapsamda, üst yapı yüklerinin kazıklar ile taşınmaması ya da kazık tasarımının ekonomik olmaması ve kazık imalatı için gerekli teçhizatın yetersiz olması sebebiyle, fore kazıklara alternatif olarak dikdörtgen kesitli baret temeller kullanılmaktadır. Baret temeller geometrisine bağlı olarak fore kazıklara göre daha fazla çevre sürtünmesine ve dolayısıyla daha fazla taşıma kapasitesine sahiptirler [1]. Güvenlik faktörleri dikkate alınarak, arazi incelemeleri ve laboratuvar deneyleri sonucunda statik kazık formülleri ile kapasitesi hesaplanan kazıkların saha koşullarında davranışının incelenmesi temel sisteminin güvenliği için önem arz etmektedir. Bu sebeple tasarımın desteklenmesi için tam ölçekli kazık yükleme deneyleri gerekli olmaktadır. Test yükü, zaman ve ekonomi koşulları göz önünde bulundurulduğunda; iki yönlü statik yükleme deneyi geleneksel yükleme deneyine göre daha üstün olup, kazığın uç ve çevre sürtünme direncinin ayrı ayrı ve daha net olarak gözlemlenmesine olanak sağlamaktadır [2,3]. Kazık ve kazık gruplarının kapasitesinin belirlenmesinde, statik kazık formülleri ile yapılan hesaplar ve kazık yükleme deneyinden elde edilen yük-oturma verileri tek başlarına tasarımda etkin çözüm olarak görülmemektedir. Statik analizler, arazide gerçekleştirilen kazık yükleme deneyi ve imalat kalite gözlemlerine ek olarak sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan numerik analizlerle tasarımın güvenliği irdelenerek gerekli kazık optimizasyonu sağlanabilmektedir. Kazık elemanı ve zemin için seçilen modelin uygunluğu analiz sonuçlarının doğru şekilde değerlendirilmesinde etkilidir. Kazık elemanının gömülü kazık elemanı olarak tanımlanması kazığın uç ve çevre sürtünme direncinin detaylı olarak gözlenmesine olanak sağlamaktadır.

Bu çalışmada, kapasite hesapları yapılan kazık ve baret temelin yük altında oluşan teorik deplasman değerleri ile sahada Oseterberg yük hücresi kullanılarak yapılan iki yönlü statik yükleme deneyinden elde edilen mobilize sürtünme direnci ve deplasman değerleri ile numerik analizlerle elde edilen sürtünme direnci ve deplasman değerleri karşılaştırılmıştır. Ayrıca sahada gerçekleştirilen deneyler sonucunda kazık ve barette gözlenen deplasman ve kazık gövdesi boyunca mobilize olan çevre sürtünme direnci değerleri ile numerik analizler sonucunda elde edilen deplasman ve mobilize sürtünme direncine etki eden faktörler irdelenmiştir. Bu kapsamda, iki yönlü statik yükleme ve geleneksel kazık yükleme deneyinin gerçekleştirildiği kazık ve baret, arazi incelemeleri sonucunda elde edilen zemin parametreleri dikkate alınarak sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmiş, sahada yapılan deneyler sonucunda elde edilen deplasman değerleri göz önünde bulundurularak numerik analizler sırasında beş adet parametrik yaklaşım yapılarak kazık ve baret için seçilen modelin uygunluğu kontrol edilmiştir. Saha koşulları ve parametrik yaklaşımlarla yapılan numerik analizlerin kazık ve baret kapasitesinin değerlendirilmesindeki etkisine yer verilmiştir.

2.KAZIKLARIN DÜŞEY YÜK TAŞIMA KAPASİTESİ

Kazığa etkiyen aksenal yük, kazık çevresi ve zemin arasındaki sürtünme kuvveti ile kazık ucunda oluşan kuvvetlerin toplamı tarafından karşılanmaktadır. Kazığın üst yapıdan gelen yükleri yeteri kadar güvenlikle taşıyabilmesi için belirli bir miktarda yer değiştirmesiyle birlikte adhezyon etkisi sürtünme direncine etki etmekte ve bu iki etken kazığın çevre sürtünmesini oluşturmaktadır. Bunun yanı sıra yükün kazığın alt ucuna iletilmesiyle birlikte,

oluşan reaksiyon kuvveti de uç direncini oluşturmaktadır [4,5,6]. Bir kazığın taşıma kapasitesi statik hesaplar, arazide gerçekleştirilen kazık yükleme deneyleri ve sonlu elemanlar yöntemiyle gerçekleştirilen nümerik analizlerle belirlenebilmektedir.

Kazık imalat yöntemleri ve saha koşulları düşey yük taşıma kapasitesini doğrudan etkilemekte olup statik hesaplara ve modellemeye dayalı analizler tamamen güvenli sonuçlar vermemektedir. Bu sebeple, arazi deneyleri sonucunda edilen zeminlerin mühendislik parametreleri ve kazık imalatında kullanılan malzeme cinsi dikkate alınarak, statik kazık formülleri yardımıyla yüksek güvenlik faktörleri kullanılarak yapılan nihai kapasite hesabının saha koşullarında kontrolü için arazide geleneksel kazık yükleme ve Osterberg yük hücresi ile iki yönlü statik yükleme deneyi yapılmaktadır. Kazık yükleme deneyleri yardımıyla kazığın nihai taşıma kapasitesi, yük-deplasman ilişkisi ve yapısal bütünlüğü belirlenebilmektedir.

2.1. Statik Hesaplarla Kapasite Hesabı

Eksenel yüklü tekil kazıklar için taşıma kapasitesi, çevre sürtünmesi ve uç direncinin toplanması ile aşağıdaki eşitlikle elde edilmektedir.

$$Q_u = Q_s + Q_p = f_s A_s + q_p A_p \quad (1)$$

Eşitlikte Q_u nihai kazık taşıma kapasitesi, Q_s çevre sürtünmesi, Q_p uç direnci, f_s birim sürtünme direnci, A_s zeminle temas eden kazık çevre alanı, q_p birim uç direnci, A_p zeminle temas eden kazık en kesit alanı olmaktadır. Kohezyonlu zeminlerde imal edilecek temel yapılarının kapasite hesabında drenajsız kayma direnci c_u kullanılmaktadır. Bu durumda;

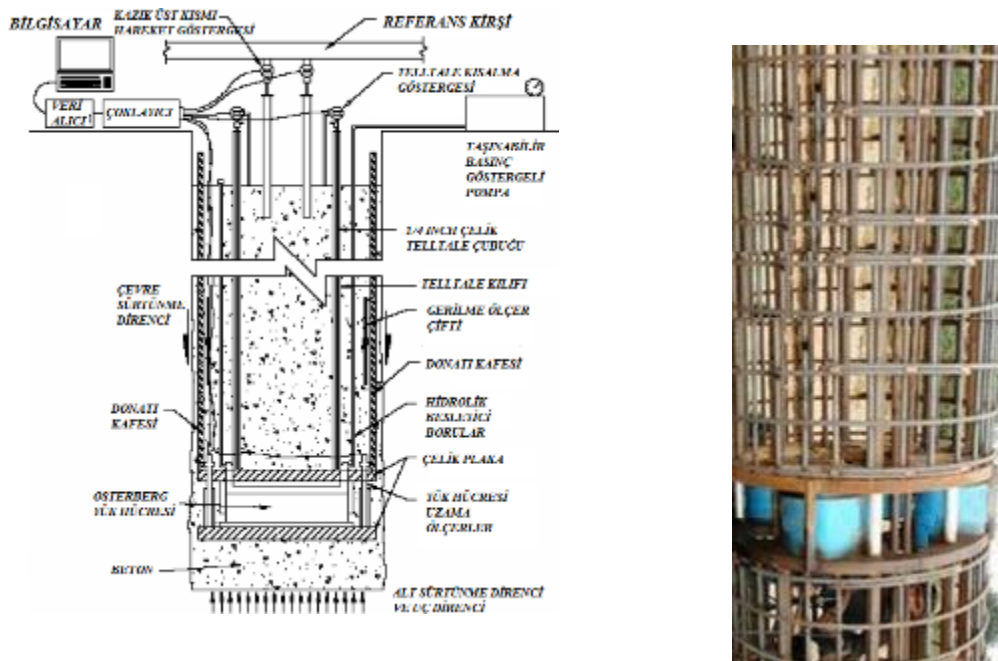
$$Q_u = N_c c_u A_p + \alpha c_u A_s \quad (2)$$

bağıntısı ile kazıkların taşıma gücü hesaplanabilmektedir. Bağıntıdaki N_c taşıma gücü faktörünü, α adhezyon katsayısını göstermektedir [4,7].

2.2. İki Yönlü Statik Yükleme Deneyi

Geleneksel kazık yükleme deneyi, uygulanacak test yükünün büyümesine paralel olarak gerekli deney düzeneği kurulumu, zaman ve maliyet açısından sınırlayıcıdır [2]. Bu sebeple Osterberg yük hücresi (O-cell) yardımıyla iki yönlü statik yükleme deneyi tercih edilmektedir. Deney, Osterberg tarafından tasarlanan yük hücresi ve deney ekipmanlarının kazık ya da baret donatısı ile birlikte kuyu içerisine indirilerek betonlanması ve ardından yeterli beton dayanımına ulaşılmasıyla birlikte kazığın belirli bir süre içerisinde iki yönlü olarak yüklenmesiyle gerçekleştirilmektedir. İki yönlü açılan yük hücreleri yardımıyla kazık alt ve üst parçası eşit miktarda yüklenmiş olmaktadır. Kazık kapasitesinin belirlenmesi sırasında yük hücrelerinin uyguladığı yükün iki katı kazığa etkiyen yükü vermektedir [3]. İki yönlü statik kazık yükleme deneyi ASTM D-1143 standardına uygun şekilde gerçekleştirilmektedir. Ampirik bağıntılar ve statik kazık formülleri kullanarak yapılan kapasite hesabı sonrasında kil zeminlerde imal edilecek kazık ya da barette maksimum çevre sürtünme direncini elde etmek amacıyla yük hücresi, kazık alt kotuna ya da alt kotuna yakın bölgeye yerleştirilmektedir. Kazık gövdesine yerleştirilen yük hücresi, kazığı iki parçaya ayırarak çevre sürtünme direnci ve uç direncinin ayrı ayrı ve net olarak gözlenmesine olanak sağlamaktadır [2,3].

İki yönlü statik yükleme deney ekipmanlarını Şekil 1’de kazık kesitinde yer alan, yük hücresi, kazık gövdesi boyunca yük altında oluşacak gerilmeleri ölçmek amacıyla kullanılan gerilme ölçerler, çubuk uzama ölçerler ve yük hücresinin açılımını gösteren lineer titreşim telli yerdeğiştirme ölçerler ve hidrolik pompa oluşturmaktadır. Deney düzeneğinin kazık içerisinde olması, deplasmanların ve gerilmelerin elektronik olarak gözlenmesi deneyi güvenli kılmaktadır. Deney sırasında yük hücresinin iki yönlü olarak açılmasıyla birlikte kazık alt ve üst parçasında ayrı ayrı yük-deplasman eğrisi elde edilmektedir. İki yönlü statik yükleme deney eğrileri çevre ve uç direncinin mobilize olmasına bağlı olarak ekstrapolasyon yöntemleri ve kabuller içermektedir. Kazık gövdesinde mobilize olan çevre sürtünmesi-deplasman eğrisi yardımıyla kazık alt ve üst parçasında elde edilen deplasman değerini veren yük değerinin toplamı ile üstten yükleme durumundaki yük-deplasman eğrisi elde edilmektedir.



Şekil 1. Osterberg Yük Hücresi İle İki Yönlü Statik Yükleme Deneyi

3. ARAZİ UYGULAMALARI

Arazi uygulamaları kapsamında, bir proje sahasında aynı zemin koşullarında yapı yüklerine bağlı olarak tasarımı yapıp imal edilmiş baret ve fore kazıklar üzerinde geleneksel ve iki yönlü yükleme deneyleri yapılmış ve sonuçları verilmiştir. Sahada 3 bodrum kata sahip toplam 28 ve 40 kattan oluşan ofis ve konut yapılması planlanmıştır. İnşaat sahasında önceden yapılmış geoteknik incelemeler sonucunda elde edilmiş zemin modeli Şekil 2’de verilmiştir. Zemin kesitinde üstte kalınlığı 2.0~3.0 m arasında değişen kontrolsüz dolgu altında kıvamı derinlikle yumuşaktan çok katıya kadar değişen siltli kil tabakaları yer almaktadır. Yeraltı su seviyesi yüzeyden yaklaşık 2.5 m derinlikte ölçülmüştür.

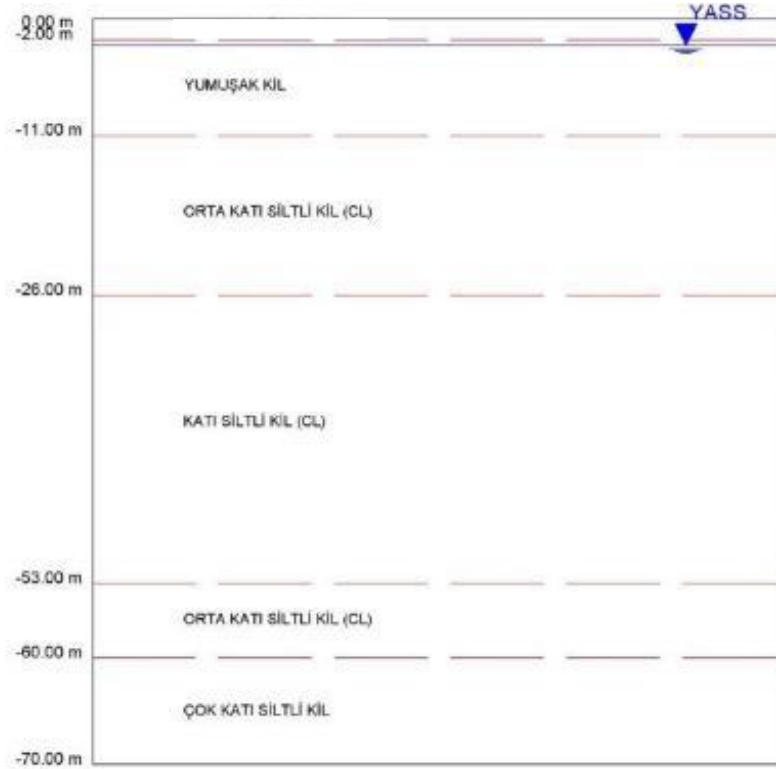
Proje kapsamında çok katlı yapılardan gelen yükler, deprem etkisi ve izin verilen oturma sınır değerleri dikkate alınarak yapılan temel tasarımında, konut binası altında gerilmelere

bağlı olarak farklı boylarda, boyutları 80 cm x 280 cm olan baretler, ofis yapısı altında ise 80 cm çapında fore kazıklar tercih edilmiştir.

Statik kazık formülleri yardımıyla yapılan kapasite hesaplarında 63 m boyundaki baretin güvenilir taşıma gücü 20000 kN, 52 m boyundaki fore kazığın taşıma gücü 4500 kN olarak

0.00 m	Kontrolsüz DOLGU	
2.00 m	Yumuşak KİL (CL)	SPT-N=4, $c_u=30$ kPa,
-11.00 m	Orta Katı Siltli KİL (CL)	SPT-N=15 $c_u=100$ kPa
-26.00 m	Katı Siltli KİL (CL)	SPT-N=25 $c_u=160$ kPa
-53.00 m	Orta Katı Siltli KİL (CL)	SPT-N=15, $c_u=100$ kPa,
-60.00 m	Çok Katı Siltli KİL (CL)	SPT-N=38 $c_u=260$ kPa
-70.00 m		

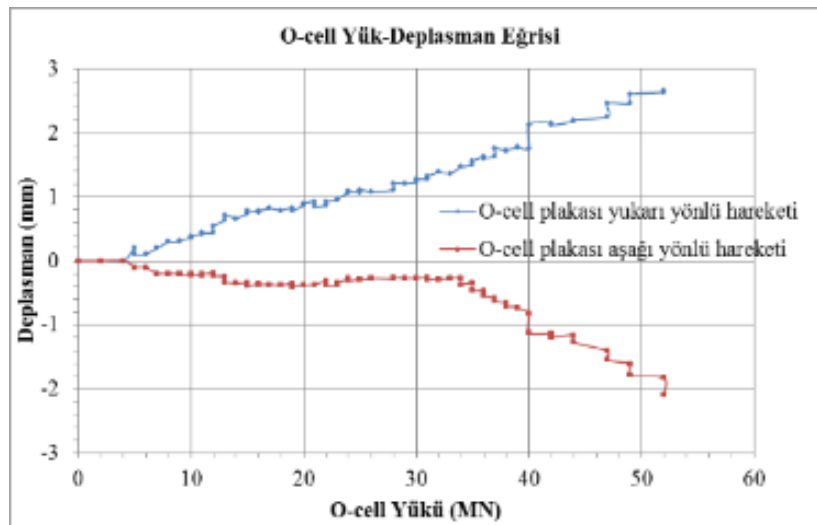
hesaplanmıştır. Baret ve fore kazıkların arazide taşıma kapasitesinin belirlenmesi amacıyla test kazıkları ve baret üzerinde geleneksel kazık yükleme deneyi ve iki yönlü statik yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir.



Şekil 2. İdealize Zemin Kesiti.

3.1. Baret Temelde İki Yönlü Statik Yükleme Deneyi

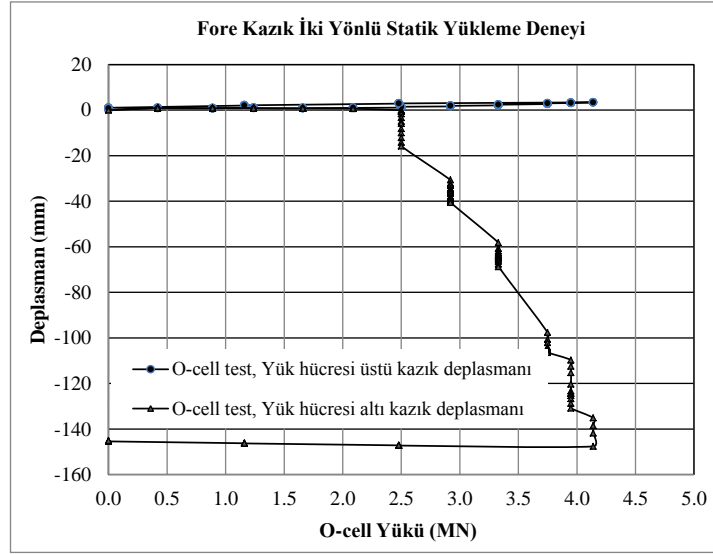
Yaklaşık -17.0 m kotundan başlayarak imal edilmiş olan baret üzerinde -56.0 m kotuna yerleştirilen yük hücresi yardımıyla kazık kapasitesinin 2.6 katına kadar yüklenerek gerçekleştirilen iki yönlü statik yükleme deneyi sonucunda elde edilen yük-deplasman eğrisi Şekil 3'te verilmiştir. Yapılan ölçümlerde test yükünde yük hücresinin üst kısmında 2.7 mm, yük hücresinin hemen altında 2.1 mm deplasman oluşmuştur. Baret üst kotunun deplasmanı ise 0.5 mm olarak gözlenmiştir.



Şekil 3. Baret temelde iki yönlü statik yükleme deneyi yük-deplasman grafiği

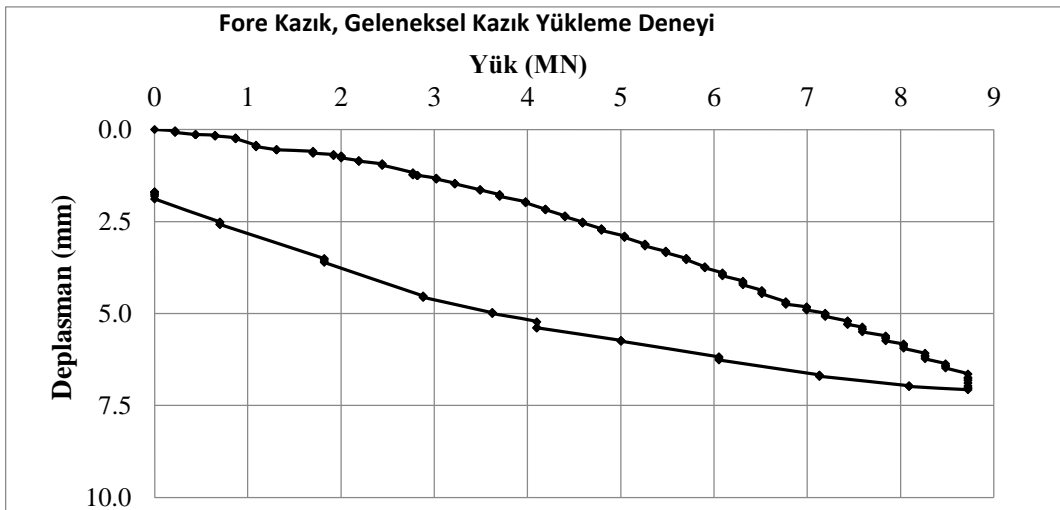
3.2. Fore Kazıkta İki Yönlü Statik ve Geleneksel Yükleme Deneyi

Yaklaşık -17.0 m kotundan itibaren imal edilen fore kazık üzerinde -47.0 m kotuna yerleştirilen yük hücresi yardımıyla kazık kapasitesinin 2 katına kadar yüklenerek gerçekleştirilmesi planlanmış ancak yaklaşık 4000 kN yük altında oturmaların sınır değeri aşması sebebiyle sonlandırılmıştır. Deney sonucunda elde edilen yük-deplasman eğrisi Şekil 4'te verilmiştir. Yapılan ölçümlerde test yükünde yük hücresinin üst kısmında gözlenen deplasman değeri 3.4 mm, yük hücresinin hemen altında gözlenen deplasman değeri 147.6 mm olarak kaydedilmiştir.



Şekil 4. Fore Kazık İki Yönlü Statik Statik Yükleme Deneyi Yük-Deplasman Eğrisi

Yaklaşık -12.0 m kotundan başlayarak -60.0 m kotuna kadar imal edilmiş fore kazık üzerinde kazık kapasitesinin 2 katına kadar yüklenerek gerçekleştirilen geleneksel kazık yükleme deneyi sonucunda elde edilen yük-deplasman eğrisi ise Şekil 5'te verilmiştir. Deney sonucunda test yükünde gözlenen kazık deplasmanı 7.3 mm'dir.



Şekil 5. Fore kazık geleneksel kazık yükleme deneyi yük-deplasman eğrisi

4. SAYISAL ANALİZLER

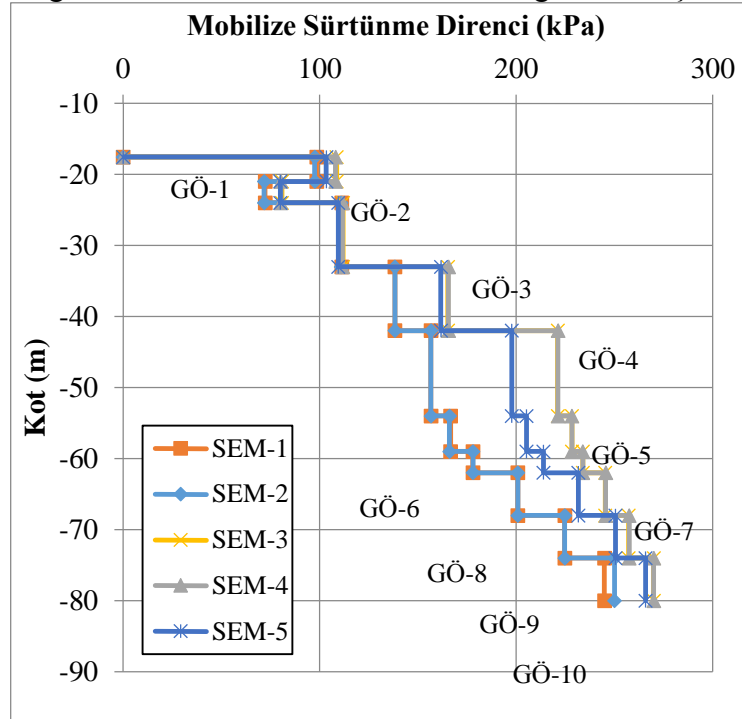
Arazide kazık ve baret kapasitesinin belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilen statik yükleme deneylerinin, kapasite hesaplarında kullanılan zemin özellikleri dikkate alınarak sonlu elemanlar yöntemini ile iki boyutlu (2D) nümerik analizleri gerçekleştirilmiştir. Baret ve kazık yükleme deneyleri dikkate alınarak gerçekleştirilen nümerik analizlerde zemin tabakalarının drenajsız kayma mukavemeti ve elastisite modülü değerleri için literatürde yer alan [4,6,8] öneriler kullanılarak 5 farklı yaklaşımla (SEM-1~5) analizler gerçekleştirilmiştir. Nümerik analiz sonuçlarının modelden etkilenmemesi için iki boyutlu model sınırları x eksenini boyunca 400 m, y eksenini boyunca 200 m olarak belirlenmiştir. Arazide gerçekleştirilen iki yönlü statik yükleme deneyinin baret kapasitesi hesabında kullanılan zemin kesitine ait model kullanılarak 5 farklı yaklaşıma göre yapılan analizlerin sonuçları Tablo 1’de verilmiştir.

Tablo 1. Sonlu elemanlar metodu ile yapılan nümerik analiz sonuçları

SEM-1						Deplasman (mm)		
Kot (m - m)	Tabaka Adı	c_u (kPa)	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	O-cell üstü	O-cell altı	Baret Üstü
(-11.00) - (-26.00)	Orta Katı Kil	100	40.000	120.000	19	81.60	52.70	79.80
(-26.00) - (-53.00)	Katı Kil	160	64.000	192.000	20			
(-53.00) - (-60.00)	Orta Katı Kil	100	40.000	120.000	19			
(-60.00) - (-200.00)	Sert Kil	250	100.000	300.000	21			
SEM-2						Deplasman (mm)		
Kot (m - m)	Tabaka Adı	c_u (kPa)	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	O-cell üstü	O-cell altı	Baret Üstü
(-11.00) - (-26.00)	Orta Katı Kil	100	60.000	180.000	19	54.86	35.50	53.06
(-26.00) - (-53.00)	Katı Kil	160	96.000	288.000	20			
(-53.00) - (-60.00)	Orta Katı Kil	100	60.000	180.000	19			
(-60.00) - (-200.00)	Sert Kil	250	150.000	450.000	21			
SEM-3						Deplasman (mm)		
Kot (m - m)	Tabaka Adı	c_u (kPa)	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	O-cell üstü	O-cell altı	Baret Üstü
(-11.00) - (-26.00)	Orta Katı Kil	160	64.000	192.000	19	53.48	47.90	52.95
(-26.00) - (-53.00)	Katı Kil	225	90.000	270.000	20			
(-53.00) - (-60.00)	Orta Katı Kil	100	40.000	120.000	19			
(-60.00) - (-200.00)	Sert Kil	270	108.000	324.000	21			
SEM-4						Deplasman (mm)		
Kot (m - m)	Tabaka Adı	c_u (kPa)	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	O-cell üstü	O-cell altı	Baret Üstü
(-11.00) - (-26.00)	Orta Katı Kil	160	96.000	288.000	19	37.00	32.30	35.16
(-26.00) - (-53.00)	Katı Kil	225	135.000	405.000	20			
(-53.00) - (-60.00)	Orta Katı Kil	100	60.000	180.000	19			
(-60.00) - (-200.00)	Sert Kil	270	162.000	486.000	21			
SEM-5						Deplasman (mm)		
Kot (m - m)	Tabaka Adı	c_u (kPa)	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	O-cell üstü	O-cell altı	Baret Üstü
(-11.00) - (-26.00)	Orta Katı Kil	160	240.000	720.000	19	17.10	17.15	15.20
(-26.00) - (-53.00)	Katı Kil	225	337.500	1.012.500	20			
(-53.00) - (-60.00)	Orta Katı Kil	100	150.000	450.000	19			
(-60.00) - (-200.00)	Sert Kil	270	405.000	1.215.000	21			

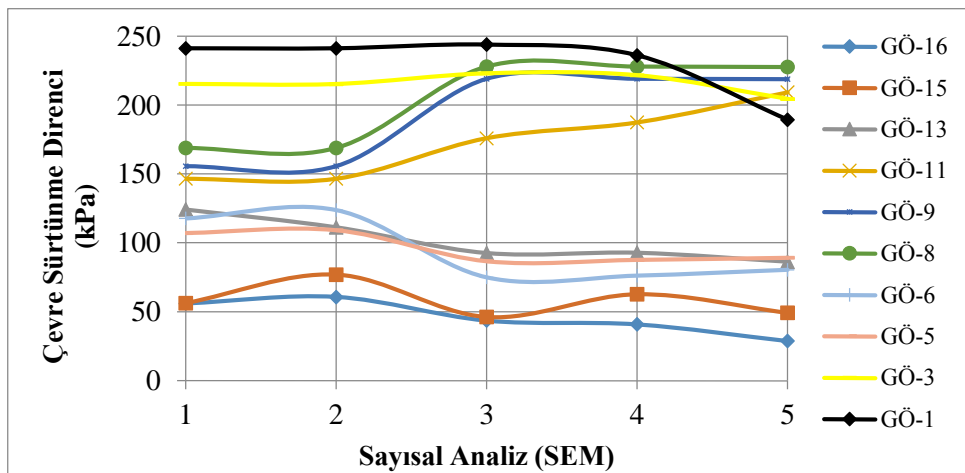
Analizlerde kazık ve baret elemanı gömülü kazık elemanı olarak tanımlanmıştır. Gömülü kazık elemanı ile yapılan modelleme kazığın aksenal rijitliğinin girilmesine, kazık gövdesi boyunca oluşan sürtünme direncinin belirlenmesine, baret ve kazığın düzlem dışına doğru gerçek aralığında tanımlanmasına olanak sağlamaktadır [8]. Analizlerde kil zeminler pekleşen zemin (Hardening Soil HS) modeli olarak tanımlanarak, gerilme izi ve gerilme izinin zemin davranışı ve zemin rijitliğindeki etkisi dikkate alınmıştır. Analizler sonucunda elde edilen baret alt parçası deplasman değerleri 52.50 mm ile 17.15 mm arasında, baret üst parçası deplasmanı ise 81.60 mm ile 17.10 mm arasında değişmekte olup sahada gerçekleştirilen deneyden fazla elde edilmiştir. Deney sırasında baret gövdesinde belirli kotlarda tanımlanan gerilme ölçerler (GÖ), nümerik analizler sırasında da Plaxis 2D tarafından incelemeye imkân veren 10 noktada tanımlanıp elde edilen değerler Şekil 6'da verilmiştir. Bu tablodan da görüleceği üzere yük hücresine yakın olan GÖ-5 ve GÖ-6 seviyesinde çevre sürtünme direnci servis yükünün 2 katında tamamen mobilize olmuştur.

Sahada yük hücrelerine yakın seviyede yer alan gerilme ölçerlerden elde edilen mobilize sürtünme direnci değerleri 985 kPa~1331 kPa arasında değerler almıştır.



Şekil 6. Sayısal Analizler Sonucunda Test Yükünde Baret Gövdesinde Mobilize Olan Çevre Sürtünme Direnci Değerleri

Fore kazık üzerinde gerçekleştirilen iki yönlü statik yükleme deneyi nümerik analizleri sonucunda elde edilen kazık alt parçası deplasman değeri 18.85 mm ile 4.18 mm arasında, kazık üst parçası deplasmanı ise 26.50 mm ile 5.00 mm arasında değişmekte olup sahada gerçekleştirilen deneyden fazla elde edilmiştir. Deneye eş değer kotlarda tanımlanan noktalarda test yükünde ölçülen mobilize sürtünme direnci değerleri Şekil 7'de verilmiştir. Yük hücrelerine yakın olan GÖ-9 ve GÖ-8 seviyesinde çevre sürtünme direnci servis yükünün 2 katında tamamen mobilize olmamıştır. Sahada yük hücrelerine yakın seviyede yer alan gerilme ölçerlerden elde edilen mobilize sürtünme direnci değerleri 90~160 kPa'dır.



Şekil 7. Fore Kazık İki Yönlü Statik Yükleme Deneyi Test Yükünde Mobilize Olan Sürtünme Direnci Değerleri

Fore kazık üzerinde gerçekleştirilen geleneksel kazık yükleme deneyi nümerik analizleri sonucunda elde edilen kazık alt kotu deplasmanı 80.50 mm ile 15.16 mm arasında, baret üst parçası deplasmanı ise 91.60 mm ile 24.57 mm arasında değişmekte olup sahada gerçekleştirilen deneyden fazla elde edilmiştir. Kazık üst kotuna yakın olan GÖ-10 seviyesinde çevre sürtünme direnci servis yükünün 2 katında tamamen mobilize olmuştur. Sahada yük hücresine yakın seviyede yer alan gerilme ölçerden elde edilen mobilize sürtünme direnci değerleri 100 kPa'dır.

4.SONUÇLAR

Sahada gerçekleştirilen kazık yükleme deneylerinden elde edilen deplasman değerleri, aynı zemin parametreleri ile sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan nümerik analizler sonucu elde edilen deplasman değerlerinden daha küçük elde edilmiştir. Bunun sebebi olarak kazık ve baretin sürtünme kapasitesi hesabında kullanılan α adezyon katsayısının, analizlerde kabul edilen değerden saha koşullarında daha fazla olduğu düşünülmektedir. Sahada kazık üzerinde gerçekleştirilen iki yönlü statik yükleme (O-cell) deneyinde, test yüküne ulaşmadan kazık alt parçasında yük artımı olmaksızın deplasman artışı gözlenmiş ve kazık alt parçası göçmüştür. Ancak nümerik analizlerde bu durum gözlenmemiştir. Arazi deneyinde gözlenen bu durumun sebebi kazık ucunun yeterince temizlenmemesi ve betonlama sırasında kazık ucunda zemin-bentonit karışımının dayanımı olumsuz etkilemesi olarak açıklanabilmektedir. İmalat sırasında kalite kontrolünün yeterince sağlanamaması, kazık kapasitelerinin azalmasına neden olmaktadır.

Baret üzerinde arazide gerçekleştirilen O-cell deneyi sonucunda elde edilen deplasman değerleri nümerik analizler sonucunda elde edilen deplasman değerlerinden daha azdır. Yük hücresinin yer aldığı zemin tabakasının daha rijit davrandığı veya yük hücresine yakın kotta yer alan gerilme ölçerlerde okunan mobilize sürtünme direnci değerleri göz önünde bulundurulduğunda yük hücresinin yer aldığı derinlikte imalat sırasında kesitte genişleme olma olasılığı bu duruma neden olabilmektedir.

Geleneksel kazık yükleme deneyi sonucunda elde edilen deplasman değerleri, nümerik analizler sonucu elde edilen değerlerin altında kalmaktadır. Sahada elde edilen deplasman değerlerinin nümerik analizlerden az olmasına sebep olarak kazık alt ucunda ve üst kotunda yer alan zemin tabakalarının daha rijit davranışı ile açıklanabilmektedir. Bu nedenle deneylerin yapılacağı bölgelerde ilave sondajların yapılması, sahada deney öncesi yük hücresi yerleşimi ve imalatında aşırı özen gösterilmesi tavsiye edilmektedir.

Nümerik analizlerde, literatürde kil zeminlerin elastisite modülü ve drenajsız kayma mukavemeti için önerilen değerlerin üst limitleri alındığında arazi davranışına yakın davranış gözlenmiştir. Zemin tabakalarının dayanımı için seçilen üst limit değerleri, düşük güvenlik faktörü kullanarak analizlerin yapıldığını ifade etmektedir. Elde edilen sonuçların sınır değerler içerisinde kaldığı göz önünde bulundurulduğunda zemin tabakalarının mühendislik parametreleri için ortalama değerler alınarak taşıma gücü daha doğru değerlendirilebilir. Bu sonuçlar, hesap ve tasarım aşamasında zemin parametrelerinin doğru seçilerek çalışılmasının çok önemli olduğunu göstermektedir. Bu amaçla, laboratuvarda zemin kesitinde yer alan tabakaların zemin cinsine uygun deneyler gerçekleştirilerek parametreler bulunmalıdır. Nümerik analizlerde, kazık ve baret gövdesinde elde edilen mobilize çevre sürtünme direnci değerleri arazide elde edilen deneylerden daha fazladır. Analizlerde, [7] tarafından önerilen adezyon faktörü kullanılarak gömülü kazık elemanı sürtünme kapasitesi girildiği için $R_{inter} = 1$ kabul edilmiştir. R_{inter} rijitlik azaltma katsayısı zemin ve kazık malzemesinin cinsine bağlı olarak 1'den küçük değerler alınarak düşük

mobilize sürtünme direnci değerleri elde edilebilir. Sonlu elemanlar metodu ile yapılan analizlerde, parametrik yaklaşımlarla yapılan analiz sayısının artırılması, farklı zemin ve malzeme modeli kullanarak analizlerin çoğaltılması, analizlerin kum zeminlerde de tekrarlanması ile O-cell deneyi ve geleneksel kazık yükleme deneyinde gözlenen baret ve kazık davranışı genellenebilir. Analizlerde sondaj loglarından yararlanarak oluşturulan idealize zemin kesiti, sahada mevcut durumda zemin tabakalarının dağılımını tam olarak yansıtmadığı düşünülerek deney bölgesine yakın noktalarda yapılan sondajlar dikkate alınarak yapılacak modellemeler ile saha davranışına yakın değerlerin elde edilmesini sağlayacağı düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Lei, G., (2001), “Behaviour of Excavated Rectengular Piles (barrettes) in Granitic Saprolites”, Doktora Tezi, Hong Kong Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Hong Kong.
- [2] England, M., (2003), Bi-directional Static Load Testing – State of the Art. Proceedings of the 4th International Geotechnical Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, 2-4 June, Ghent, Belgium.
- [3] Osterberg, J. O., (1989), “New device for load testing driven piles and drilled shafts seperates friction and end-bearing”. Proceedings of the International Conference on Piling and Deep Foundations, London, Vol.1, pp. 421-427.
- [4] Bowles, J. E., (1996), “Foundation Analysis and Design”, McGraw-Hill Company, New York, USA.
- [5] Fleming, W. G. K. ve diğ., (2009), “Piling Engineering 3rd edition”, Taylor & Francis, London.
- [6] Poulos H.G. and Davis, E.H. (1980), “Pile foundation analysis and design”, New York (USA). Wiley.
- [7] Tomlinson, M. J., (2004), “Pile Design and Construction in Practice”, E & FN Spon, London, UK.
- [8] Sluis, J.J.M., (2012), “Validation of Embedded Pile Row in PLAXIS 2D”, Yüksek Lisans Tezi, Delft University of Technology.

FRP KAZIKLI RADYE TEMELLERİN DAVRANIŞININ DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

EXPERIMENTAL INVESTGATION OF THE BEHAVIOUR OF THE FRP PILED RAFT

H. Suha AKSOY¹

Mesut GÖR²

Esen İNAL³

ABSTRACT

Engineers are use piled raft as foundation for centuries. Driven piles are generally used for transmit building loads to the stiff soil layer. Moreover they can be used as friction pile. Because of long life in water, wooden piles are preferred for centuries. In 20th century steel used as pile material, because of advances of pile driving technology and economical difficulties. Nowadays, decreasing natural resources prompt to discover alternative pile materials. FRP (fiber-reinforced polymer) is a economic material and it has very long life span in harsh environment. In this study, FRP model piles are vertically loaded in sand soils which prepared 10%, 40% and 65% relative density. As a result of these loading tests, bearing capacity vs. settlement relationships of FRP piled rafts are determined. Load vs. soil mass stress disturibition curves and settlement vs. soil mass stress disturibition curves are figured.

Keywords: FRP, relative density, piled raft, bearing capacity, pressure bulb.

ÖZET

Kazıklı temeller yüzyıllardır kullanılan bir temel tipidir. Çakma kazıklar özellikle sağlam zemin tabakasına yapı yüklerini aktarmak için veya sürtünme ile yük taşımak için kullanılırlar. Tarih boyunca ahşap kazıklar kullanılmıştır. Bunun nedeni ahşabın özellikle su içerisinde uzun ömürlü olmasıdır. 20. yüzyılda değişen yapı teknolojisi ve artan ahşap maliyetleri nedeniyle çelik kazıklar tercih edilmiştir. Günümüzde doğal kaynakların azalması nedeniyle alternatif kazık malzemesi arayışları devam etmektedir. Cam takviyeli plastik (FRP) malzemesinin, ekonomik ve deniz suyu gibi olumsuz koşullar altında bile çok uzun ömürlü olması nedeniyle kazık imalatında gittikçe artan miktarlarda kullanılmaktadır. Bu çalışmada; FRP den imal edilmiş model kazıklar, %10, %40 ve %65 relatif sıklıkta hazırlanmış zeminler içerisinde düşey olarak yüklenmiştir. Yapılan deneyler neticesinde, FRP kazıklı radye temelin taşıma gücü, oturma grafikleri elde edilmiştir. Yük ve oturmalar ile zemin kütlesi içerisinde meydana gelen gerilmelerin değişimleri belirlenmiştir.

¹ Y. Doç.Dr., Fırat Üniv., aksoy.suha@gmail.com

² Arş. Gör., Fırat Üniv., mesutgor@gmail.com

³ Yük. Mühendis., Fırat Üniv., inal.esen@gmail.com

Anahtar Kelimeler: FRP, relatif sıklık, kazıklı radye, taşıma gücü, oturma, basınç soğanı.

1. GİRİŞ

Kazıklı temeller Romalılardan beri kullanılan bir temel sistemidir. Ahşap kazıkların kullanıldığı bu temeller yüzlerce yıl geçmesine rağmen hala hizmet etmektedirler. Ahşap temelleri tercih edilmesinin en önemli sebebi ahşabın su altında neredeyse sonsuz ömürlü olmasıdır. Ahşap kazıkların kullanımı son yıllarda çevresel ve ekonomik nedenlerden dolayı azalmıştır. Günümüzde çakma kazıklar genellikle çelik kullanılarak imal edilmektedir. Ancak çelik pahalı bir malzeme olup yer altı suyunun zararlı madde içermesi halinde ve deniz içinde çabuk tahrip olmaktadır. Bu tahribat, oksijenin varlığına bağlıdır. Bu nedenle bu tür kazıkların ömürleri kumlu zeminlerde genellikle kısa olmaktadır.

Bir kazığın taşıma gücü, iki büyüklüğün toplamından oluşur. Bunlar uç mukavemeti ile kazığın çevre yüzeyi boyunca adhezyon veya sürtünme nedeni ile yer alan sürtünme mukavemetidir. Kazıklar pratikte genellikle ikiye ayrılır:

1. Yükün büyük kısmının sert/sıkı bir tabakaya aktarıldığı uç kazıkları;
2. Uç mukavemetinin önemsiz mertebelerde olduğu ve yükün büyük ölçüde sürtünme mukavemeti ile taşındığı sürtünme kazıkları veya yüzen kazıklar.

Yapılan deneysel çalışmalar, kazıkların tasarımında kullanılan teorik hesap yöntemlerinin her zemin tipi için geçerli olmadığını ve tabakalı zeminlerde farklı hesap yöntemlerine ihtiyaç olduğunu göstermiştir.

Doğal kaynakların sonsuz olmadığı ve dikkatlice kullanılmadığı takdirde bir gün bu doğal kaynakların tükeneceği bilinmektedir. Katı atıkların depolanması ise her geçen gün çevresel ve ekonomik sorunlar doğurmaktadır. Bu nedenle, kaynak israfını önlemek ve ortaya çıkabilecek enerji krizleri ile baş edebilmek için atıkların geri dönüştürülmesi, tekrar kullanılması çevre ve ekonomi için çok önemlidir. Tüm bu hususlar göz önüne alındığında plastik malzemesinin, atık, geri dönüşümlü, ekonomik ve deniz suyu gibi olumsuz koşullar altında bile çok uzun ömürlü olması nedeniyle kazık imalatında gittikçe artan miktarlarda kullanılması kaçınılmazdır [1]. Plastikler, kimyasal yapıları nedeni ile esnek (kırılmaz) yapıya sahiptir. Ancak plastiklerin mekanik dayanımları düşüktür. Bu nedenle plastikler, mekanik özelliklerinin iyileştirilmesi amacıyla son yıllarda cam elyaf ve benzeri malzemelerle takviye edilmektedir. Cam takviyeli plastik (FRP), takviye malzemesi (camelyafı) ve taşıyıcı matriks'in (reçine) birlikte kalıplanması ile elde edilmektedir. Polyester reçineler, kimyasal bir reaksiyon ile polimerize edilerek, sert, çözülmeyen, ergimeyen bir madde haline dönüştürülmekte ve kalıplandığı şekli almaktadır. FRP elemanlar yüksek mukavemetleri, hafif olmaları, korozyon ve kimyasallara dayanımlarının yüksek olması ve yorulma dayanımının yüksek olması gibi avantajları sebebiyle 1940'lardan beri uçak endüstrisinde kullanılmaktadır [2]. FRP'nin özgül dayanım σ_{max}/γ değeri yüksek dayanımlı çelikten 60 kat daha yüksektir [3].

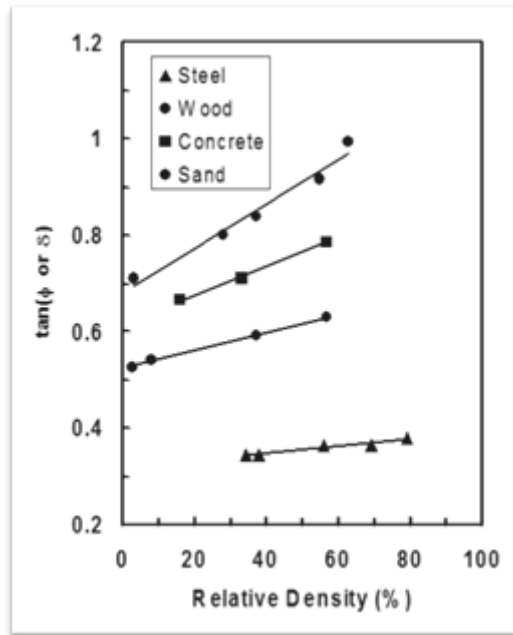
Son yıllarda tüm dünyada plastik malzemesinin giderek artan bir hızda zemin problemlerinin çözümünde kullanılmaya başlandığı görülmektedir. Örneğin; geogrid, palplanş perde, ankraj ve kazık malzemesi olarak plastikler kullanılmaktadır. Plastik çeliğe göre oldukça ucuz bir malzemedir. Donatılı plastik olarak isimlendirilen FRP benzeri ürünlerden elde edilen profiller, yeterli dayanıma sahip oldukları için uç kazığı olarak kullanılabilirler. Bunun yanında çeliğe göre daha yüksek bir sürtünme katsayısına sahip oldukları için sürtünme kazığı olarak da kullanılabilirler.

Sawwaf (2010) eksantrik olarak yüklenmiş kazıklı radye temellerin taşıma güçlerinin belirlenmesi üzerine çalışmıştır. Radyeye monte edilmiş ve monte edilmemiş kazıkların

kullanıldığı model deneyleri yapmıştır. Kumdaki sıklık artışının özellikle kısa kazıklarda kazıklı radyenin taşıma gücünü artırmada çok etkili olduğunu belirlemiştir. Radye kenarına yakın yerleştirilmiş kısa kazıkların hem oturmaları daha etkin bir şekilde azalttığını hem de radyedeki dönmeleri azalttığını belirtmiştir. Radyeye monte edilmiş kazıkların oturma performansının monte edilmemişlere göre çok daha yüksek olduğunu belirtmiştir [4].

Ashford ve Jakrapayanun (2001) FRP kazıkların çakılabilirliği üzerine yaptıkları çalışmada betonarme, çelik, betonla doldurulmuş FRP tüp, iki farklı yöntemle üretilmiş FRP ve plastik kaplanmış çelik kazıkların çakılabilirliğini ve düşey yük taşıma kapasitelerini karşılaştırmışlardır. Yapılan deneyler sonucunda bütün FRP kazıkların çelik ve betonarme kazıklara benzer taşıma gücüne sahip olduklarını göstermiştir. Yazarlar özellikle zorlu çevre şartlarına maruz kalan bölgelerde FRP ile kaplanmış kazıkların kullanılmasını önermişlerdir [5].

Bilindiği gibi kazıklar yükleri uç direnci ve yüzey sürtünmesi ile taşırlar. Özellikle sürtünme kazıklarında, kazık malzemesinin taşıma gücünü oldukça değiştirebileceği bilinmektedir. Gireesha ve Muthukkumaran (2011) yaptıkları çalışmada farklı relatif sıklıkta hazırlanmış kum zeminlerin ahşap, çelik ve beton malzemeleri ile ara yüz sürtünmelerini incelemişlerdir. Relatif sıklık arttıkça ara yüz sürtünme açısının arttığını belirlemişlerdir [6]. Ayrıca Acar vd (1982) yaptıkları çalışmada relatif sıklıkla sürtünme açısının arttığını belirlemiş ve Şekil 1.'deki sonuçlara ulaşmışlardır [7].



Şekil 1. Relatif Sıklık ve Yüzey Sürtünme Açısı İlişkisi [7]

Sakr ve diğerleri (2007) yaptıkları çalışmada, kesiti incelen (büyük çaptan küçük çapa) FRP tüpünü kendiliğinden yerleşen betonla doldurarak kazık çakma işlemini modellemişlerdir. Kazık çakma işlemini nümerik olarak modelleyerek deney sonuçlarıyla karşılaştırmışlardır. FRP tüp kazıkların sıkı kumlarda güvenle kullanılabilceğini, silindirik kazıklara göre aşağıya doğru kesiti incelen kazıkların çok daha kolay çakılabildiğini, FRP kazıkların çelik ve betonarme kazıklarla benzer çakma davranışı gösterdiğini, FRP tüpünün boş olarak

kullanılması durumunda burkulma - kıvrılma davranışlarının görülebileceğini, belirlemişlerdir [8].

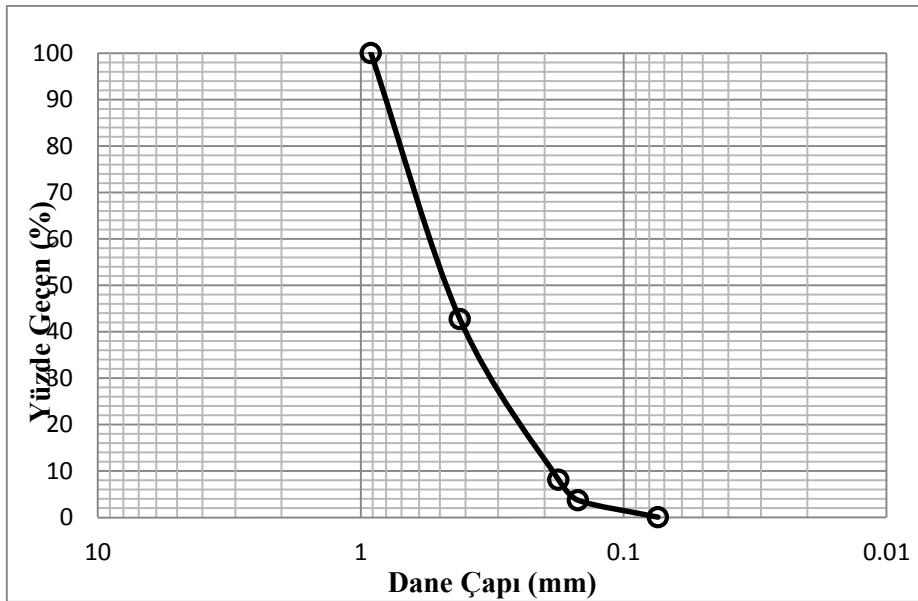
Bu çalışmada, 3x3 FRP kazıklı radye temelin farklı sıklıkta hazırlanmış zeminlerdeki taşıma gücünün belirlenmesi amacıyla model deneyleri yapılmıştır. Farklı relatif sıklıktaki zeminlerde FRP kazıklı radye temelin taşıma gücünün nasıl etkilendiği belirlenmiştir.

2. MATERYAL VE METOT

Laboratuvarda yapılacak model deneylerinde kullanılmak üzere dere kumu temin edilmiş ve yıkanıp elenerek uygun granülometride hazırlanmıştır. Hazırlanan kumun toplam hacmi 2m^3 dür. Kazıkların modellenmesi için 10mm çapında 380mm boyunda FRP çubuklar temin edilmiş ve bu kazıklara uygun 150x150mm radye CNC tezgahında imal edilmiştir. Zemin kütlesi içerisindeki gerilme değişimleri basınç ölçerler (pressure transducer) yardımıyla ölçülmüştür. Deney sonuçları dijital datalogger kullanılarak bilgisayar ortamında kaydedilmiştir.

2.1. Deneylerde Kullanılan Zeminin Özellikleri

Laboratuvar deneylerinde, Elazığ ili Murat Nehri yatağında kurulmuş olan kum ocağından temin edilen dere kumu kullanılmıştır. Dere kumu malzemesi ise siyah tonda olup bazalt kökenlidir. Deneylerde kullanılan zeminin granülometri eğrisi Şekil 2’de görülmektedir.



Şekil 2. Deneylerde Kullanılan Zeminin Granülometri Eğrisi

Deneylerde kullanılan kazıklar FRP malzemelerinden, kazık başlığı (radye plak) çelikten imal edilmiştir. Deneylerde farklı sıklıktaki zeminlerde kazıkların taşıma gücü değişimlerini belirlemek amacıyla kazık uçlarının soketleneceği alt zemin tabakası bütün deneylerde %90, üst zemin tabakası ise %10, %40 ve %65 relatif sıklıkta hazırlanmıştır. Bu sayede sıkı zemine soketlenen ve farklı sıklıktaki zeminlere çakılmış olan FRP sürtünme kazıklarının

taşıma güçleri belirlenmiş ve karşılaştırılmıştır. Kum tabakaları oluşturulurken zeminin içerisine belirli aralıklarla basınç ölçerler yerleştirilmiştir. Deneylerde kullanılan zemin üzerinde, ASTM C127-15, ASTM D854-14 ve ASTM D422-63(2007)e2 standartlarına uygun şekilde yapılan deneyler sonucunda bu zeminin endeks özellikleri elde edilmiştir ve Tablo 1.'de gösterilmiştir [9-10-11].

Tablo 1. Deneylerde Kullanılan Zeminin Endeks Özellikleri

Dane Birim Hacim Ağırlığı, G_s	2.77
D10 (mm)	0.18
D50 (mm)	0.45
Maksimum – Minimum Dane Boyutu, $D_{maks}-D_{min}$ (mm)	1 - 0.074
Maksimum Kuru Birim Hac. Ağ. (kN/m^3)	17.50
Minimum Kuru Birim Hac. Ağ. (kN/m^3)	14.30
Maksimum Boşluk Oranı, e_{maks}	0.903
Minimum Boşluk Oranı, e_{min}	0.553

2.2 FRP Kazıkların ve Kazık Başlığının Özellikleri

Deneylerde kullanılan FRP kazıkların özellikleri imalatçı firmadan alınmış olup Tablo 2.'de görülmektedir.

Tablo 2. Deneylerde Kullanılan FRP Kazıkların Özellikleri

Basınç Dayanımı (Mpa)	200
Çekme Dayanımı (Mpa)	240
Çekme Elastisite Modülü (Gpa)	23
Yoğunluk (gr/cm^3)	1.8
Cam Lifi Oranı (%)	50

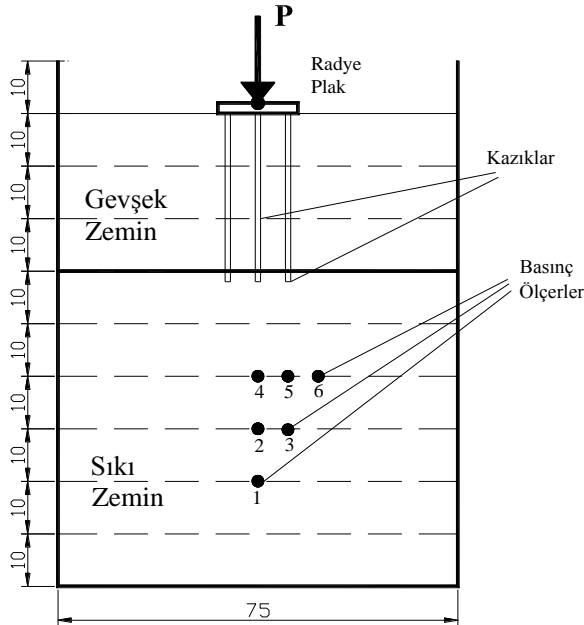
Kazık başlığı 150x150x25mm boyutlarında olup st37 çelik malzemesinden CNC tezgahında imal edilmiş ve paslanmaması için galvanizle kaplanmıştır. Kazık başlığı ve FRP kazıklar Şekil 3.'te görülmektedir.



Şekil 3. Kazık Başlığı ve FRP Kazıklar

2.3 Deney Sisteminin Özellikleri

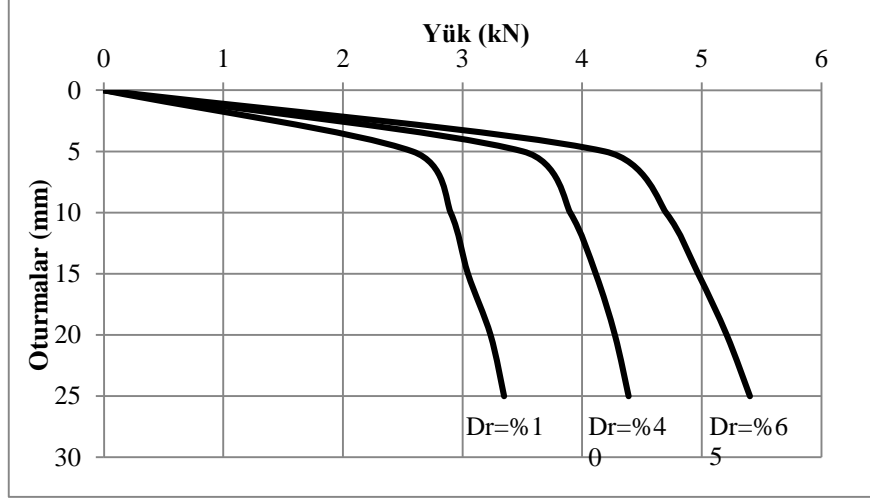
Model deneylerinde, 150x150mm boyutlarındaki radye plak, çapı 10mm ve boyu380mm olan kazıklar, planda 750x750mm boyutlarında olan ve derinliği 1000mm olan kum tankı içerisinde yüklenerek gerilme deformasyon ilişkisi gözlemlenmiştir. Kum zemin 100mm'lik tabakalar halinde istenilen sıklıkta kum tankına yerleştirilmiştir. Basınç ölçerler kum tabakaları arasında Şekil 3.'de gösterilen yerlere konulmuştur. Deneylerde, ortalama 2.0mm/dak deformasyon hızı oluşacak şekilde yükleme yapılmıştır. Deneyler sırasında deformasyonlar, yük ve zemin kütlesi içerisinde yerleştirilmiş basınç ölçerlerden alınan değerler saniyede 2 veri olacak şekilde datalogger kullanılarak bilgisayara kaydedilmiştir. Deney sisteminin ayrıntıları Şekil 4.'te gösterilmiştir.



Şekil 4. Deney Sistemi

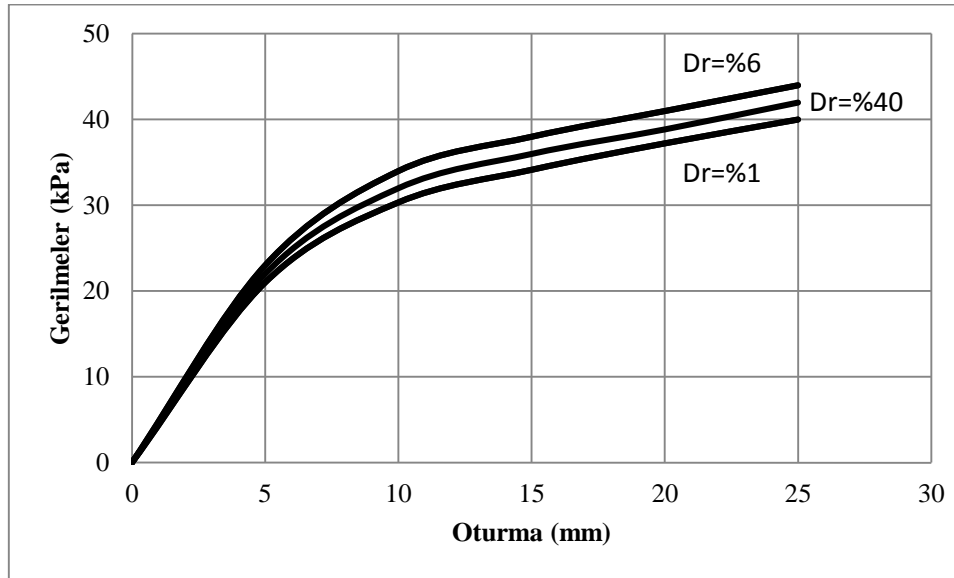
3. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Bütün deneylerde kum tankında alt tabaka %90 relatif sıklıkta 600mm yüksekliğindeki zemin ile hazırlanmıştır. Bu tabakanın üzerine 300mm yüksekliğinde %10, %40 ve %65 relatif sıklıkta hazırlanmış kum zemin serilmiştir. Deneylerde 3x3 düzeninde yerleştirilmiş FRP kazıklı radye temel hazırlanan bu kum tankı içerisinde yüklenmiştir. Yapılan deneylerde ölçülen yükler ile oturmaların değişimi Şekil 5.'te görülmektedir.

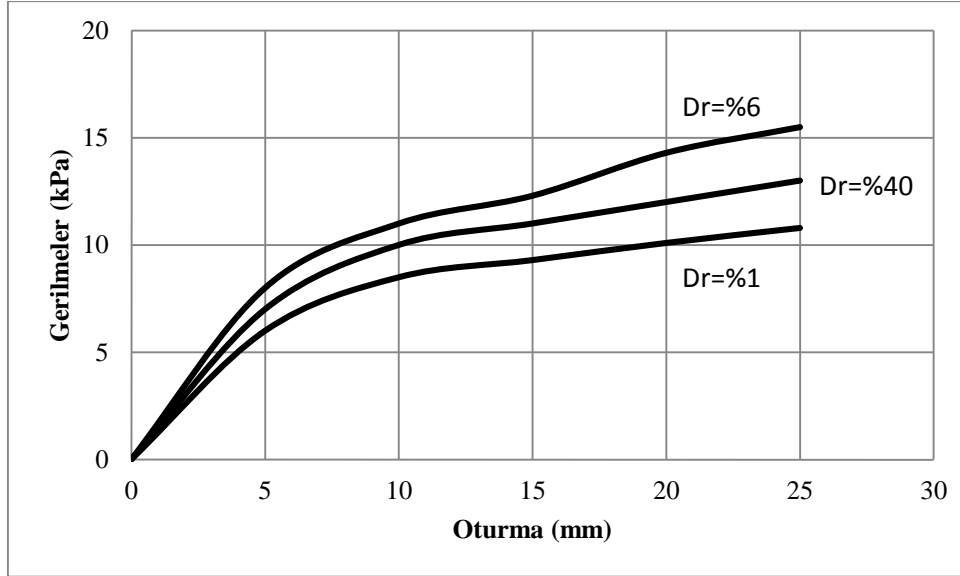


Şekil 5. Yük-Oturma Eğrileri

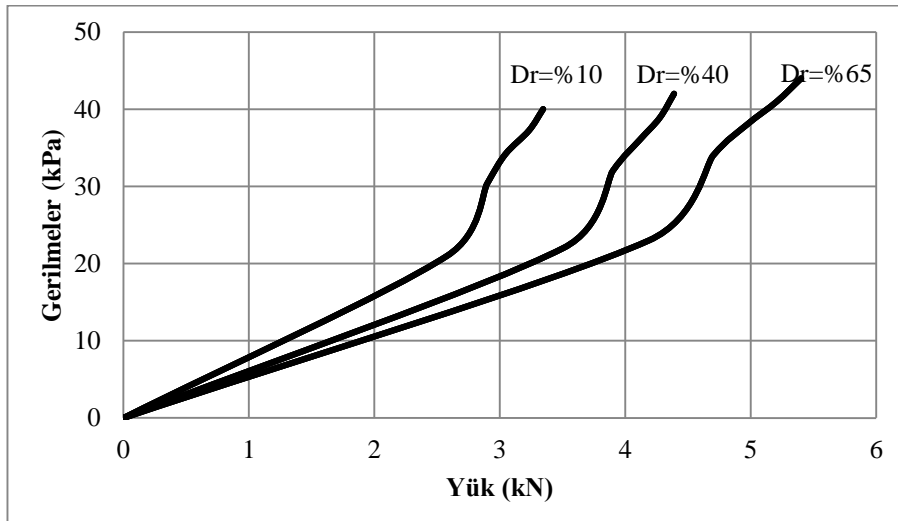
Zemin kütleli içerisinde 6 adet basınç ölçer yerleştirilmiştir. Bunlardan kazık uçlarına en yakın (4 numaralı) ve en uzak (1 numaralı) basınç ölçerler tarafından kaydedilen gerilme değerlerinin, kazıklı radyeye uygulanan yük ile değişimleri Şekil 6.'da ve Şekil 7.'de görülmektedir. Uygulanan yük ile ölçülen gerilmelerin değişimi Şekil 8.'de ve Şekil 9.'da verilmiştir.



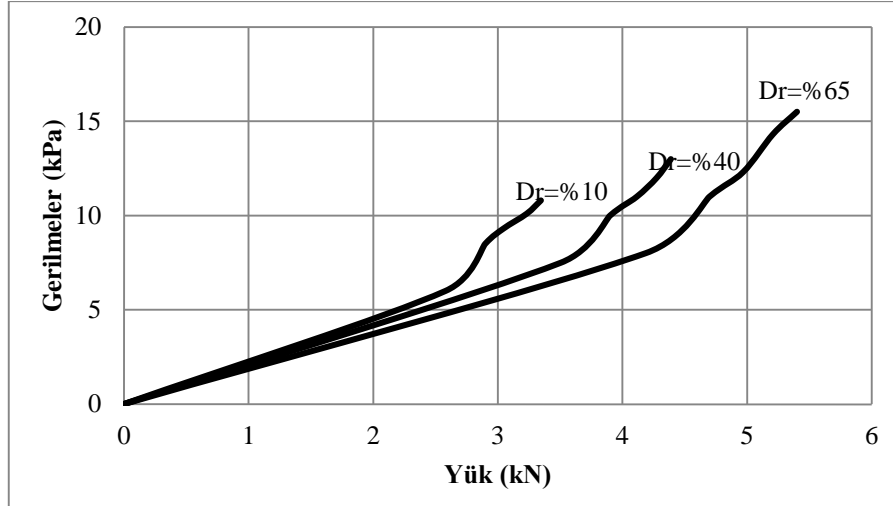
Şekil 6. Oturmalar ve Kazık Uçlarına En Yakın Basınç Ölçer (4 Numara) ile Ölçülen Gerilmelerin Değişimi



Şekil 7. Oturmalar ve Kazık Uçlarına En Uzak Basınç Ölçer (1 Numara) ile Ölçülen Gerilmelerin Değişimi



Şekil 8. Uygulanan Yük ve Kazık Uçlarına En Yakın Basınç Ölçer (4 Numara) ile Ölçülen Gerilmelerin Değişimi



Şekil 9. Kazık Uçlarına En Uzak Basınç Ölçer (1 Numara) ile Farklı Relatif Sıkılıktaki Zeminlerde Ölçülen Gerilme Değerleri.

4.SONUÇLAR

Yapılan model deneyleri neticesinde, zeminin relatif sıkılığı arttıkça FRP kazıklı radye temelin taşıma kapasitesinin arttığı gözlemlenmiştir. Zemin kütlelerinde oluşan maksimum gerilmeler, kazık uç noktalarına yakın bölgelerde zeminin artan sıkılığı ile beraber çok az miktarda artış göstermiştir. Ancak kazık uçlarına en uzak noktada, artan relatif sıkılıkla ölçülen gerilmelerin biraz daha fazla artış gösterdiği belirlenmiştir. Gerilmeler, oluşan basınç soğanı nedeniyle bütün deneylerde kazık uç noktalarından uzaklaştıkça azalmıştır. Relatif sıkılık arttıkça boşluklar azalır daneler birbirine daha çok yaklaştığından zemin kütleleri içerisinde gerilme aktarımı daha kolay olmaktadır. Bunun neticesinde, oturmaların aynı olduğu noktalar dikkate alındığında relatif sıkılık arttıkça ölçülen gerilme değerlerinde arttığı görülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Taylor, R.B. "Composite recycled plastic marine piling and timber: An alternate to traditional wood products for marine use." Proceedings, Ports '95, Tampa, FL, pp. 711-722, (1995).
- [2] Alampalli, S., O'Connor, J., Yannotti, A. P., Luu K. T., FRPs for bridge construction and rehabilitation in New York., Materials and construction: Exploring the connection, ASCE, Reston, VA, 345-350, (1999).
- [3] USACE ETL 1110-2-548, Engineering and Design: Composite Materials for Civil Engineering Structures, Washington D.C., (March 31 1997).
- [4] Sawwaf M., E., Experimental Study of Eccentrically Loaded Raft with Connected and Unconnected Short Piles, J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 136:1394-1402, (2010).
- [5] Ashford, S. A., Jakrapiyanun W., Drivability of Glass Frp Composite Piling, J. Compos. Constr., ASCE, 5:58-60, (2001).
- [6] Gireesha N. T, Muthukkumaran K., Study on Soil Structure Interface Strength Property, Int. J. Earth Sciences and Engineering, V:04, No:06, pp: 89-93, (2011).

- [7] Acar, Y. B., Durgunoğlu, H. T., Tumay, M. T., Interface Properties of Sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, No. 4, pp. 648-654, (1982).
- [8] Sakr, M., Naggar, M. H. E., Nehdi, M., Wave Equation Analyses of Tapered FRP–Concrete Piles in Dense Sand, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol: 27, Issue: 2, P: 166-182, (2007).
- [9] ASTM C127-15, Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015, www.astm.org.
- [10] ASTM D422-63(2007)e2, Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007, www.astm.org.
- [11] ASTM D854-14, Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, www.astm.org.

FARKLI GEOMETRİYE SAHİP PLAKALI ANKRAJLARIN ÇEKME KUVVETİ ETKİSİNDE DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF UPLIFT BEHAVIOUR OF PLATE ANCHORS WITH DIFFERENT GEOMETRIES

Buse EMİRLER¹

Mustafa LAMAN²

ABSTRACT

In this study, behavior of plate anchors embedded sand soil has been investigated numerically. The plate anchors having square, round and rectangular geometry have been used in the analysis. The effect of anchor geometry, relative density and embedment ratio H/B on the uplift capacity have been investigated for a single anchor plate. In case of group anchors have also been investigated. These analyses have been carried out considering the parameters such as the effect of relative density and embedment ratio H/B for square anchors having 3x3 configuration and spacing ratio between anchors, S/B=4. PLAXIS 3D finite element program has been used in order to model anchors embedded sand soil. The results have been interpreted in terms of breakout factor (F_q) and group efficiency (F_{group}) being non-dimensional parameters. As the results, it has been seen that the uplift capacity of square plate anchors is slightly more than the others.

Keywords: Plate anchor, uplift capacity, breakout factor, group efficiency, PLAXIS 3D.

ÖZET

Bu çalışmada, kum zeminlere gömülü plakalı ankrajların davranışı sayısal olarak incelenmiştir. Analizlerde; kare, dikdörtgen ve daire olmak üzere farklı geometriye sahip ankraj plakaları kullanılmıştır. Bir ankraj plakasında plakanın geometrisi, zemin sıklığı ve gömülme derinliği oranı H/B'nin çekme kapasitesi üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Ankrajların grup olması durumundaki analizler ise, kare geometriye sahip ankrajlarda 3x3 yerleşim düzeninde ve ankrajlar arası mesafe oranı S/B'nin 4 olduğu durumda yapılmış olup, zemin sıklığı ve gömülme derinliği oranı H/B'nin etkisi incelenmiştir. Çalışmada, kum zemine gömülü ankrajların sayısal çözümü için sonlu elemanlar yöntemine dayalı PLAXIS 3D bilgisayar programı kullanılmıştır. Sonuçlar, boyutsuz parametreler olan kopma faktörü (F_q) ve grup etkisi (F_{grup}) cinsinden yorumlanmıştır. Sonuçlardan kare ankrajların çekme kapasitesinin diğer ankrajlardan bir miktar yüksek çıktığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Plakalı ankraj, çekme kapasitesi, kopma faktörü, grup etkisi, PLAXIS 3D.

¹ Arş. Gör., Çukurova Üni., emirlerbuse@gmail.com; bemirler@cu.edu.tr

² Prof. Dr., Çukurova Üni., mlaman@cu.edu.tr

1. GİRİŞ

Günümüzde gereksinimlerin değişmesi ile birlikte, farklı türde yapılara ihtiyaç duyulmaya başlanmıştır. Bu ihtiyaçlara bağlı olarak, farklı temel sistemlerinin kullanılması kaçınılmaz hale gelmiştir. Özellikle yüksek gerilim hatları, haberleşme kuleleri (radyo ve televizyon kuleleri vb.), uzun fabrika bacaları, deniz platformları (deniz yüzeyinde yapılmış rıhtım yapıları, su altındaki platformlar ve dalgakıran yapıları vb.), otoyol ve demiryollarındaki işaret levhaları ile reklam panolarını taşıyan direkler ve boru hatları gibi özel yapıların temel sistemleri, farklı yükleme koşullarına maruz kalmaktadırlar. Bu yapılar, özellikle çekme kuvveti türü yükleme koşullarının etkisi altındadırlar. Bahsedilen kuvvetlere eksantrisiteden kaynaklı kuvvetler, su üstünde inşa edilen geçici yapılardaki kaldırma kuvvetleri, kablolarda oluşan kuvvetler ve boş silolarda oluşan kaldırma kuvvetleri örnek verilebilir [1].

Birçok yapının temel sisteminin, basınç gerilmeleri bakımından analiz edilip tasarlanması yeterli iken bu tür yapıların temel sistemleri çekme gerilmeleri yönünden de analiz edilerek tasarlanmalıdır. Son yıllarda çekme kuvvetine maruz yapılar için ankrajlı temel sistemleri efektif olarak kullanılmaktadır. Kullanılan bu ankrajlı temel sistemlerinin davranışına zemin özellikleri, yükleme koşulları, gömülme derinliği ve grup halinde olma durumları gibi faktörler etki etmektedir [1].

Bu çalışmada kum zeminlere gömülü plakalı ankrajların davranışı sayısal olarak incelenmiştir. Analizlerde; kare, daire ve dikdörtgen olmak üzere farklı geometriye sahip ankraj plakaları kullanılmıştır. Bir ankraj plakasında; plakanın geometrisi, zemin sıklığı ve gömülme derinliği oranı H/B 'nin çekme kapasitesi üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Ankrajların grup olması durumundaki analizler ise, kare geometriye sahip ankrajlarda, 3×3 yerleşim düzeninde ve ankrajlar arası mesafe oranı S/B 'nin 4 olduğu durumda yapılmış olup, zemin sıklığı ve gömülme derinliği oranı, H/B 'nin etkisi incelenmiştir. Çalışmada, kum zemine gömülü plakalı ankrajların sayısal çözümü için sonlu elemanlar yöntemine dayalı Plaxis 3D programı kullanılmıştır. Sonuçlar, boyutsuz parametreler olan kopma faktörü (F_q) ve grup etkisi (F_{grup}) cinsinden yorumlanmıştır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Bir plakalı ankrajlar üzerine teorik ve deneysel çalışmalar oldukça fazla olmasına rağmen, grup ankrajların davranışı üzerine yapılan çalışmalar oldukça sınırlıdır. Grup ankrajlar konusundaki ilk çalışmalardan biri Hueckel tarafından 1957'de yapılmıştır. Hueckel (1957) laboratuvar ortamında gerçekleştirdiği çalışmasında, yatay konumda bulunan 3 sıra kare plakalı ankrajın kum zemin içerisinde çekme kapasitesini etkileyen parametreleri incelemiştir. Yaptığı çalışmada ankrajlar arası mesafenin azalması ile çekme kapasitesinin azaldığını ortaya koymuştur [2]. Smith (1962) grup ankrajların davranışını incelemek amacıyla arazide büyük ölçekli deneysel çalışmalar yapmış ve Hueckel (1957) tarafından ortaya konulan sonuçları doğrulamıştır [3]. Hanna vd. (1972) laboratuvarında kum zemine gömülü dairesel grup ankrajların davranışını düşey çekme deneyleri ile incelemişlerdir. Yaptıkları çalışmada ankraj sayısını 25 alarak farklı ankraj aralıklarında derinlik-çap oranının 6 ve 12 olması durumlarını incelemişler ve elde ettikleri sonuçları Meyerhof ve Adams (1968) teorisi ile karşılaştırmışlardır [4, 5]. Bu karşılaştırmanın sonucunda teorik yaklaşımda öngörülen davranışın deneysel sonuçlarla uyumsuz olduğunu ortaya koymuşlardır. Larnach (1972, 1973) kuma gömülü 2, 3 ve 5 sıradan oluşan çelik ankrajları 55° açı ile çekme kuvvetlerine maruz tutup davranışını incelemiştir. Larnach (1972, 1973) yaptığı deneysel çalışmalar sonucunda çekme açısı, ankrajlar arası mesafe ve ankraj sayısı

gibi parametrelerin sonucu etkilediğini ortaya koymuştur [6, 7]. Geddes ve Murray (1996) bir grup ankraj plakasını çekme deneyine tabi tutmuşlardır. Deneyler, bir gömülme derinliğinde ($H/B=4$) yapılmıştır. Bütün ankraj grupları için yük-deplasman ilişkilerini incelemiştir. Bu amaçla grup ankrajların çekme kapasitesinde, çeşitli yerleşim düzenlerinin etkisini araştırmışlardır. Gömülme derinliğinin $H/B=4$ olduğu bir yoğunluktaki kum zeminde, statik yükleme koşullarında deplasman kontrollü çalışmalar yapmışlardır. Bu çalışmada, ankrajlar arası mesafenin artmasıyla, grup ankraj etkisinin arttığını gözlemlemiştir. Kritik aralık değerini, tüm deneylerde $S/B=2.9$ olarak bulmuşlardır. $S/B=2.9$ değerinde, %100 grup etkisine ulaşıldığını ve ankrajlar arası mesafe arttıkça bu etkinin korunduğunu görmüşlerdir [8]. Vanitha vd. (2007) çekme yüklerine maruz 2×2 yerleşim düzeninde grup ankrajlarla ilgili deneysel çalışmalar yapmışlardır. Çekme çubuklarının gömülme derinliği $H/D=20$ ve 30 , ankraj genişliğinin çekme çubuğunun çapına oranı $B/d=1, 2$ ve 3 olduğu grup ankrajlar için, ankrajlar arası mesafeyi $3d, 4d, 6d$ ve $8d$ olarak belirlenmiştir. Bu parametrelerin; yük-deplasman davranışı, grup etkisi ve dayanım üzerindeki etkilerini incelemiştir [9]. Kumar ve Bhoi (2009) kum zemine yerleştirilen bir grup şerit ankrajın nihai çekme dayanımını ölçmüşlerdir. Deneylerde birkaç ankraj plakası kullanmak yerine, simetrik düzlem boyunca sınır koşullarını dikkate alan bir tek ankraj plakası kullanmışlardır. Zemin sürtünme açısı (ϕ) ve ankrajların gömülme oranlarının (λ) farklı kombinasyonları için ankrajlar arası mesafenin etkisini incelemiştir. Şerit ankraj olması durumunda kırılma yükü oranı olarak tanımlanan ve boyutsuz bir faktör olan ξ_γ yönünden sonuçları ele almışlardır. Ankrajlar arası mesafenin azalmasıyla, ξ_γ büyüklüğünün azaldığını ve ξ_γ büyüklüğünün, az da olsa, λ ve ϕ değişiminden etkilendiğini gözlemlemiştir [10]. Bildik vd. (2012) sonlu elemanlar yöntemini kullanarak grup ankrajların çekme dayanımını araştırmışlardır. Ankraj sayısı, kumun yoğunluğu, ankrajların gömülme oranı, ankrajlar arası mesafe ve yatay mesafe (uzunluk) gibi parametrelerin etkisini incelemiştir. Sonuçları grup ankrajlarda F_{grup} ve her bir ankraj plakası için boyutsuz bir faktör olan F_q cinsinden sunmuşlardır. Ankrajlar arası mesafenin artmasıyla grup etkisinin %100'e yaklaştığını görmüşlerdir. Sonlu elemanlar yöntemine göre kum yoğunluğunun ve ankrajların gömülme oranının, ankraj plakalarının çekme kapasitesini etkileyen ana parametreler olduğu sonucuna ulaşmışlardır [11]. Emirler vd. (2015) sonlu elemanlar yöntemini kullanarak grup ankrajların çekme kapasitesini araştırmışlardır. Analizlerde zemin sıklığı, ankrajların gömülme derinliği oranı ($H/B = 2, 5$ ve 8), ankrajlar arası mesafe oranı ($S/B = 1, 2, 3$ ve 4) ve yerleşim düzeni (1×4 ve 2×2) gibi parametrelerin etkisini incelemiştir. Analiz sonuçlarında, zemin sıklığı, gömülme derinliği oranı ve ankrajlar arası mesafe oranının artmasıyla çekme kapasitesinin arttığı sonucuna ulaşmışlardır. Yerleşim düzeninde ise 1×4 ankraj grubunun, 2×2 ankraj grubuna göre daha fazla grup etkisine sahip olduğunu görmüşlerdir. Bu durumu 1×4 ankraj grubunda, ankrajların birbirini etkilediği alan oranının 2×2 ankraj grubuna göre daha az olması ile açıklamışlardır [12].

3. SAYISAL ANALİZLER

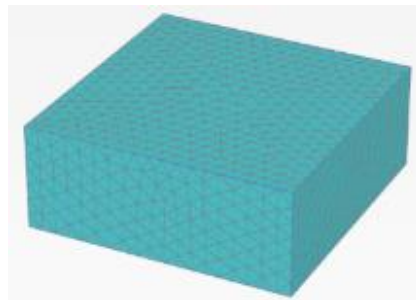
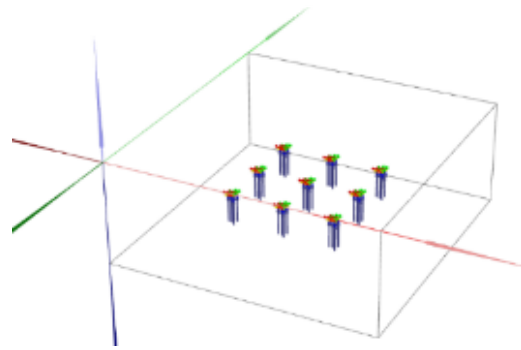
Çalışmada kohezyonsuz zeminlere gömülü kare, dikdörtgen ve daire geometriye sahip tek haldeki ankraj plakalarının ve kare geometriye sahip 3×3 yerleşim düzenindeki grup ankraj plakalarının farklı zemin sıklığı ve gömülme derinliğinde çekme kapasitesi değişimi incelenmiştir. Bu amaçla, PLAXIS 3D bilgisayar programı kullanılarak, 3 boyutlu sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal olarak çözüm yapılmıştır (Şekil 1). Analizlerde ankraj

plakalarının çekme kapasitesi, plastik analiz yöntemi (plastic calculation) ve aşamalı inşaa (staged construction) hesaplama yöntemi kullanılarak belirlenmiştir. Sayısal analizlerde kum zemin için kullanılan model parametreleri Tablo 1’de gösterilmiştir. Ankraj plakası plak (plate) eleman ile modellenmiş, elastisite modülü 2.1×10^7 kN/m², birim hacim ağırlık 77.0 kN/m³ ve poisson oranı 0.300 olarak alınmıştır. Kare, dikdörtgen ve daire geometrideki ankrajların boyutları, eşdeğer alana sahip olacak şekilde belirlenmiştir. 1.0cm kalınlığında, 5.0cmx5.0cm boyutlarında kare 1.0cm kalınlığında, 6.25cmx4.0cm boyutlarında dikdörtgen ve 1.0cm kalınlığında, 5.642cm çapında daire ankraj plakaları; 3 farklı gömülme derinliği oranında (H/B=2, 5 ve 8) ve farklı zemin sıklıklarında yerleştirilmiş ve bu parametrelerin çekme kapasitesine etkisi araştırılmıştır.

Ankrajların grup olması durumunda, ankrajlar arası mesafe oranı (S/B), 4 olarak sabit tutulmuş ve kare geometriye sahip 3x3 yerleşim düzenindeki ankrajlar, farklı zemin sıklığı ve gömülme derinliği oranında (H/B = 2, 5 ve 8) çekme kuvvetine maruz bırakılmıştır.

Tablo 1. Kum Zemin İçin MC Model Parametreleri

	Gevşek Kum	Sıkı Kum
Malzeme Modeli	MC	MC
Davranış Tipi	Drenajlı	Drenajlı
Kuru Birim Hacim Ağırlık, γ_k (kN/m ³)	15.4	17.0
Doygun Birim Hacim Ağırlık, γ_d (kN/m ³)	20	20
Poisson Oranı, ν	0.300	0.300
Elastisite Modülü, E_{50} (kN/m ²)	21600	30000
Kohezyon, c (kN/m ²)	0.300	0.300
İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)	38	44



Şekil 1. 3x3 Yerleşim Düzeninde Sonlu Elemanlar Modeli – Plaxis 3D

Sonuçlar boyutsuz parametreler olan kopma faktörü (F_q) ve grup etkisi (F_{grup}) cinsinden verilmiştir.

$$F_q = \frac{Q_u}{\gamma \times H} \quad (1)$$

Burada;

F_q : Kopma faktörü
 Q_u : Çekme kapasitesi
 γ : Zemin birim hacim ağırlığı
 H : Gömülme derinliği

olarak tanımlanmaktadır.

$$F_{grup} = \frac{Q_{top} \times 100}{N \times Q_u} \quad (2)$$

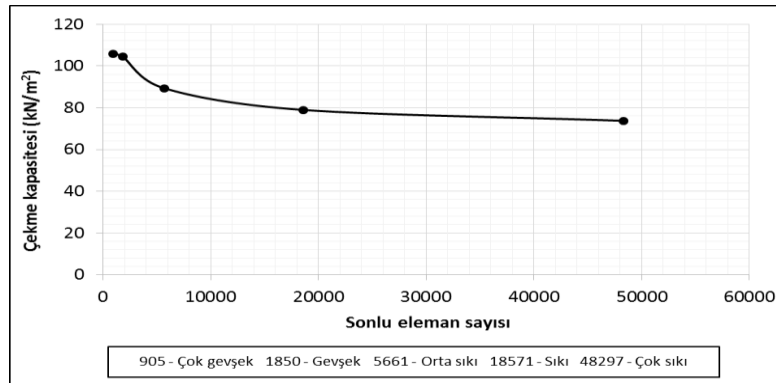
Burada;

F_{grup} : Grup etkisi
 Q_{top} : Ankrajların toplam çekme kapasitesi
 N : Ankraj sayısı
 Q_u : Bir ankrajın çekme kapasitesi

olarak tanımlanmaktadır.

3. 1. Sonlu Eleman Ağının Etkisi

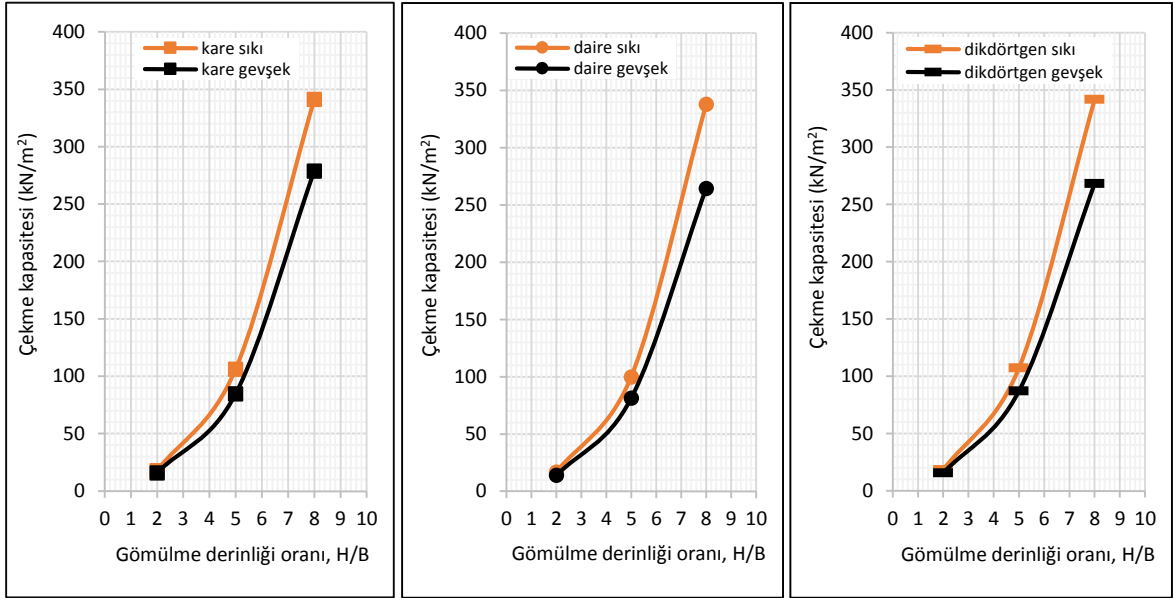
Analizlerde, sonlu elemanlar ağının çekme kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Analizler gevşek kum zeminde, $H/B=5$ gömülme derinliği oranında, 5.0cm çapında dairesel kesitli bir ankrajda gerçekleştirilmiştir. 5 farklı ağ sıklığı için (çok gevşek, gevşek, orta sıkı, sıkı ve çok sıkı) elde edilen çekme kapasitesi değerleri Şekil 2’de gösterilmiştir. Sonuçlar incelendiğinde, sıkı ve çok sıkı sonlu elemanlar ağı için çekme kapasitesinin benzer değerler verdiği görülmüştür. Bu sebeple, sonraki analizler sonlu elemanlar ağı sıkı alınarak gerçekleştirilmiştir.



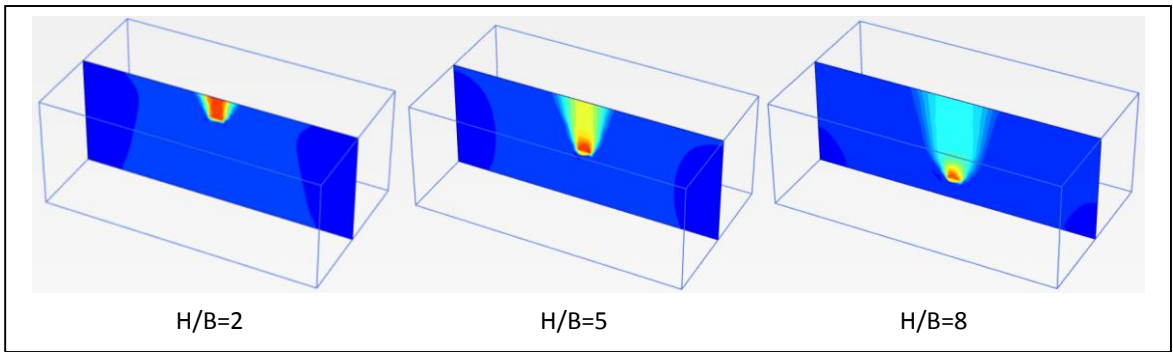
Şekil 2. Sonlu Eleman Ağının Çekme Kapasitesine Etkisi

3. 2. Bir Ankraj Plakasında Zemin Sıklılığı ve Plaka Geometrisinin Etkisi

Analizlerde kare, dikdörtgen ve daire geometriye sahip bir plakalı ankrajın çekme kapasitesinin, zemin sıklılığı ve gömülme derinliği oranına bağlı değişimi incelenmiştir. Elde edilen sonuçlardan 3 farklı geometride gömülme derinliği oranının artmasıyla her 2 zemin durumu için de (gevşek ve sıkı) plakalı ankraj çekme kapasitesinin arttığı görülmüştür (Şekil 3 ve 4). Bu kapasite artışı, gömülme derinliği oranı ve zemin sıklılığının artmasıyla, ankraj plakası üzerindeki zemin ağırlığının çekme kapasitesine yaptığı katkı ile açıklanabilir. Analiz sonuçlarına göre, çekme kapasitesindeki artış her 3 geometri için de geçerli olmuştur.



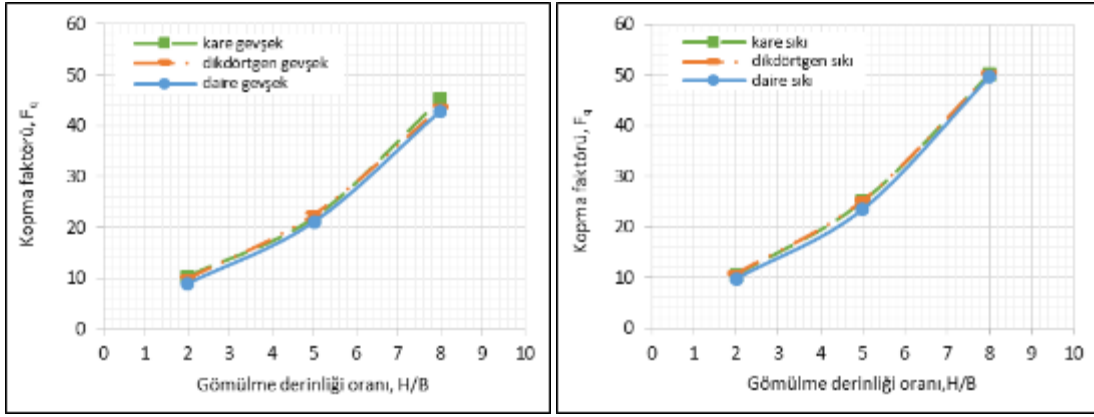
Şekil 3. Zemin Sıklılığının Çekme Kapasitesine Etkisi



Şekil 4. Gömülme Derinliği Oranı - Gerilme İlişkisi

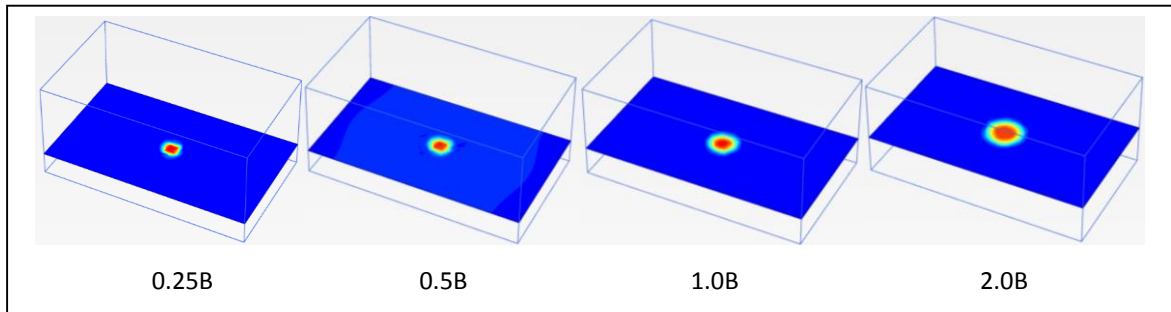
Analizlerde 2 farklı zemin sıklılığında ankraj plakası geometrisinin çekme kapasitesine etkisi kopma faktörü ile ifade edilmiştir. Eşdeğer alanlı kare ve dikdörtgen geometrideki plakalı ankrajların benzer kopma faktörü değerine sahip olduğu görülmüştür (Şekil 5). Ancak eşdeğer alanlı daire geometrideki plakalı ankrajlarda daha düşük çekme kapasitesi ve buna bağlı kopma faktörü değeri elde edilmiştir.

Gevşek zemine gömülü ankraj plakalarında geometri etkisi daha net görülmektedir. Kare ve dikdörtgen geometrideki ankrajlarda $H/B = 2$ ve 5 gömülme derinliği oranlarında benzer kopma faktörü değerleri elde edilirken, $H/B = 8$ 'de bu benzer davranış son bulmuştur ve kare geometrili ankraj plakası, dikdörtgen geometrideki ankraj plakasına göre daha fazla kopma faktörü değeri vermiştir. Daire geometrili ankraj plakasının ise, kare ve dikdörtgen geometriye göre daha düşük çekme kapasitesi verdiği görülmüştür. Sıkı zemine gömülü ankraj plakalarında ise, kare ve dikdörtgen geometrideki ankrajlar, gömülme derinliği oranı H/B 'nin 2 ve 5 olduğu durumda birbirlerine çok yakın kapasite değerleri verirken, gömülme derinliği oranı (H/B) arttıkça daire geometrili ankraj plakası da, kare ve dikdörtgen geometrideki ankrajlar ile benzer davranış sergilemiştir.

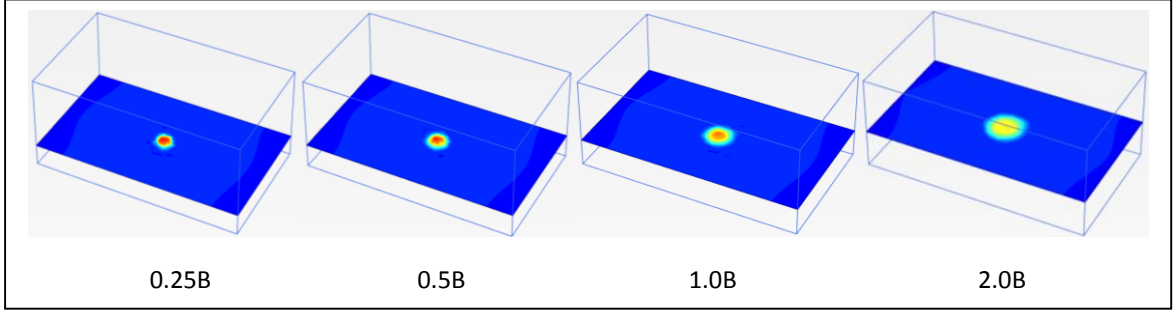


Şekil 5. Ankraj Plakası Geometrisinin Kopma Faktörüne Etkisi

Analizlerde ankraj plakası geometrisinin, gerilmeye olan etkisi de incelenmiştir. Analiz sonuçlarına göre kare geometrili ankraj plakası etrafında daire geometrili ankraj plakasına göre daha fazla gerilme yoğunluğu gözlenmiştir. Gerilme dağılımının şekline bakıldığında geometri etkisinin, ankraj plakasının bulunduğu derinlikten $0.5B$ yukarıda son bulduğu görülmüştür. Kare geometrili ankrajlarda, ankraj plakasına $0.25B$ ve $0.5B$ uzaklıktan alınan yatay kesitlerde gerilme dağılımı şeklinin de kare olduğu, ancak ankraj plakasından uzaklaştıkça gerilme dağılımı şeklinin kareden uzaklaşıp, daire şeklini aldığı belirlenmiştir (Şekil 6). Daire geometrili ankraj plakalarında ise ankraj plakasından belli mesafelerde alınan bütün yatay kesitler için gerilme dağılımı geometrisi daire şeklindedir (Şekil 7).



Şekil 6. Kare Ankraj Plakasında Gerilme Dağılımının Derinlikle Değişimi ($H/B=8$)

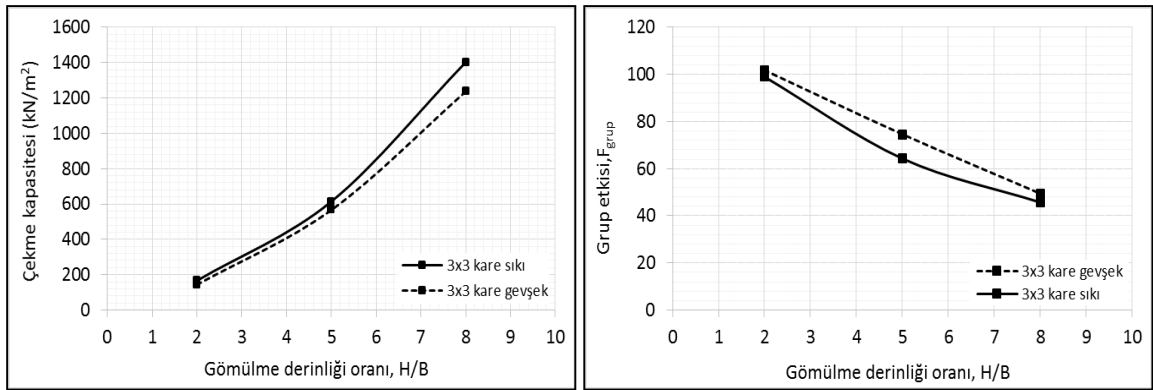


Şekil 7. Daire Ankraj Plakasında Gerilme Dağılımının Derinlikle Değişimi (H/B=8)

Yapılan analizler sonucunda kare geometrili ankraj plakasının, diğer geometrilere göre (dikdörtgen ve daire) daha fazla çekme kapasitesine sahip olduğu görülmüştür. Bu sebeple, bundan sonra yapılacak grup ankraj plakası analizlerinde, kare geometrideki ankraj plakaları kullanılmıştır.

3. 3. Grup Ankraj Plakalarında Zemin Sıklılığı ve Görülme Derinliği Oranının Etkisi

Grup ankraj analizlerinde, 5.0cmx5.0cm boyutlarında kare geometrili ankraj plakaları kullanılmıştır. Analizler 3x3 kare yerleşim düzeninde, 2 farklı zemin sıklılığı (gevşek ve sıkı) ve 3 farklı gömülme derinliği oranında (H/B = 2, 5 ve 8) gerçekleştirilmiştir. Ankrajlar arası mesafe oranı (S/B), literatürde yapılan çalışmalar dikkate alınarak grup etkisinin %100'e ulaştığı S/B=4 değerinde sabit tutulmuştur [13]. Sonuçlar çekme kapasitesi ve grup etkisi (F_{grup}) cinsinden Şekil 8'de gösterilmiştir.



Şekil 8. 3x3 Yerleşim Düzeninde Zemin Sıklılığı ve Görülme Derinliği Oranının Etkisi

Sıkı kum zemine gömülü ankraj plakaları, gevşek kum zemine gömülü ankraj plakalarına göre daha fazla çekme kapasitesine sahiptir. Ancak bu fazla kapasite, gömülme derinliği oranının artmasıyla daha belirgin olarak görünmektedir. Grup ankraj plakalarında gömülme derinliği oranı (H/B), hem gevşek hem de sıkı zemin koşullarında çekme kapasitesini etkileyen önemli bir parametre olmuştur. Gömülme derinliği oranı (H/B)'nin 2'den 8'e artması durumunda çekme kapasitesinde, sıkı ve gevşek zemin koşullarında 9 kata varan bir artış gözlenmiştir.

Sonuçlar grup etkisi cinsinden gösterildiğinde, grup etkisinin çekme kapasitesi ile ters orantılı olduğu görülmüştür. Gevşek kum zeminde grup etkisinin, sıkı kum zemine göre daha

fazla olduğu ve davranışın doğrusal olduğu gözlenmiştir. Sıkı kum zeminde ise, davranış paraboliktir. Gömülme derinliği oranının artmasıyla, grup etkisinde azalma meydana gelmiştir. Grup etkisi değeri; $H/B=2$ gömülme derinliği oranında yaklaşık %100 iken, $H/B=8$ gömülme derinliği oranında bu değer yaklaşık %50'dir. Gömülme derinliği oranının 2 ve 8 olduğu durumda, gevşek ve sıkı zeminde benzer grup etkisi değerleri elde edilirken, $H/B=5$ gömülme derinliği oranında gevşek ve sıkı zemin arasında yaklaşık %10'luk bir etki farkı olduğu görülmüştür.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, farklı geometriye sahip tek ve kare geometriye sahip grup haldeki ankraj plakalarının çekme kapasitesini etkileyen parametreler PLAXIS 3D programı yardımıyla sayısal olarak incelenmiştir. Çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- Farklı geometriye sahip (kare, dikdörtgen ve daire) bir ankrajın çekme kapasitesinin, zemin sıklığı ve gömülme derinliği oranına bağlı değişimi incelendiğinde, gömülme derinliği oranının artmasıyla her 2 zemin sıklığında da çekme kapasitesinin arttığı görülmüştür. Çekme kapasitesindeki artış 3 farklı geometri için de geçerli olmuştur. Ancak, kare geometrili ankraj plakası, dikdörtgen ve daire geometrideki ankraj plakalarına göre daha fazla çekme kapasitesine ulaşmıştır.
- Analizlerde ankraj geometrisinin, gerilmeye olan etkisi incelendiğinde, analiz sonuçlarına göre kare geometrili ankrajda, daire geometrili ankraja göre daha fazla gerilme yoğunluğu görülmüştür. Gerilmenin şekline bakıldığında, geometri etkisinin ankrajın bulunduğu derinlikten $0.5B$ yukarıda son bulduğu belirlenmiştir.
- Grup ankraj analizlerinde sıkı kum zemine gömülü kare ankraj plakalarının çekme kapasitesi, gevşek kum zemine gömülü ankraj plakalarına göre daha fazladır. Sonuçlar grup etkisi cinsinden gösterildiğinde, grup etkisinin çekme kapasitesi ile ters orantılı olduğu görülmüştür ve gömülme derinliği oranının artmasıyla, grup etkisinde azalma meydana gelmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın birinci yazarı TÜBİTAK tarafından yurt içi doktora bursu ile desteklenmektedir. Birinci yazar, bu destek için TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] Emirler, B., ve Laman, M., “Grup Ankrajların Çekme Davranışının İncelenmesi”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbeşinci Ulusal Kongresi, 16-17 Ekim 2014, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.
- [2] Hueckel, S., “Model Tests on Anchoring Capacity of Vertical and Inclined Plates”, 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Butterworth Scientific Publications, 2, 203-206, 1957, London.
- [3] Smith, J. E. (1962), “Deadman Anchorages in Sand”, U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California.

- [4] Hanna, T., Sparks, R. and Yılmaz, M., “Anchor Behaviour in Sand”, Journal of soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 98 (11), 1187-1207, 1972.
- [5] Meyerhof, G. G., and Adams, J. L., “The Ultimate Uplift Capacity of Foundations”, Canadian Geotechnical Journal, 5(4): 225-244, 1968.
- [6] Larnach, W. J., “The Pull-out ,Resistance of Inclined Anchors Installed Singly and in Groups in Sand”, Ground Engrg., 5 (4), 14–17, 1972.
- [7] Larnach, W. J., “Anchors 3—the behaviour of grouped inclined anchors in sand”, Ground Engrg., 6 (6), 34–41, 1973.
- [8] Geddes, J. D., and Murray, E. J., “Plate Anchor Groups Pulled Vertically in Sand”, Journal of Geotechnical Engineering, 122 (7), 1996.
- [9] Vanitha, L., Patra, N. R., and Chandra S., “Uplift Capacity of Pile Group Anchors”, Geotech Geol Eng, 25: 339-347, 2007.
- [10] Kumar, J., and Bhoi, M. K., “Vertical Uplift Capacity of Equally Spaced Multiple Strip Anchors in Sand”, Geotech Geol Eng, 27: 461-472, 2009.
- [11] Bildik, S., Laman, M., and Suleiman, M. T., “Numerical Investigations of Uplift Behaviour of Multiple Plate Anchors”, 10th International Congress on Advances in Civil Engineering, 2012, Ankara.
- [12] Emirler, B., Bildik, S., and Laman, M., “Numerical Investigation of Group Anchors”, The International Foundations Congress and Equipment Expo, pp. 279-288, doi: 10.1061/9780784479087.028, March 17-21, 2015, San Antonio, Texas.
- [13] Emirler, B. (2013), “Grup Ankrajların Çekme Davranışının İncelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

LİMAN YAPISINDA KAZIK YÜKLEME DENEYİ

PILE LOADING TEST OF AN OFFSHORE STRUCTURE

Gizem MISIR¹ Fatih YALDIZ² Mustafa LAMAN³ Şenol KARAKAYALI

ABSTRACT

This study was mentioned for the pile foundation system in an offshore structure project, within the scope of Mersin International Port Development Project. For this purpose, 9 boreholes that the application depths were changed between 50.58 to 35.39, were drilled in the construction side. Then at first, 2 test piles which have circular cross-section made from steel pipe were drilled into the sea. The diameters of the test piles were 1016mm and 1219 mm respectively. Then, the pile loading tests were conducted to determine the pile head bearing capacity. The loadings, which applied to twice the design load of 711 tons such as 1422 tons, and even under these loads the pile performance are higher than expected.

Keywords: Driven pile, pile loading test, port construction.

ÖZET

Bu çalışmada; Mersin Uluslararası Liman Geliştirme Projesi kapsamında, Mersin Limanı içerisinde yapılacak olan kazık temelli liman projesinden bahsedilmiştir. Bu amaçla uygulama sahası içerisinde derinlikleri 35.39m ile 50.58m arasında değişen 9 adet sondaj kuyuları açılmıştır. Ardından ilk etapta çapları 1016 mm ve 1219 mm olan 2 adet dairesel kesitli çelik borudan imal edilmiş deney kazıkları deniz içerisine çakılmak suretiyle yerleştirilmiş, ardından kazık taşıma kapasitelerinin belirlenmesi için yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Yüklemede, 1422 ton gibi proje yükünün 2 katı gibi büyük değerlere kadar çıkılmış ve bu yükler altında dahi, kazık performansı beklenenin üzerinde çıkmıştır.

Anahtar Kelimeler: Çakma kazık, kazık yükleme deneyi, iskele yapısı.

1. GİRİŞ

Kazıklar, derin zemin tabakalarına üst yapı yüklerini iletme için kullanılan nispeten uzun ve genelde ince yapısal temel elemanlarıdır. Son yıllarda, sayısız kazık türü geliştirilmiş ve inşaat sektöründe yaygın olarak kullanılmaktadır. Ancak; farklı zemin ve arazi koşullarına göre, farklı tipte kazıkların üretilmesi zorunlu hale gelmiştir. Kazık taşıma kapasitesinin

¹ Arş. Gör., Çukurova Üniversitesi, gmisir@cu.edu.tr

² İnş. Müh., Bektaşoğlu Kulak İnş., faith.yaldiz@bektasoglukulak.com

³ Prof. Dr., Çukurova Üniversitesi, mlaman@cu.edu.tr

belirlenmesinde, sağlam zemin tabakasına oturan birçok kazık, genellikle uç taşıma kapasitesi ile yüke karşı direnç göstermektedir. Bununla birlikte, zemin ve kazık yüzeyi arasındaki sürtünme direnci ile de dayanımın belli bir yüzdesi karşılanabilmektedir. Kazıkların düşey taşıma kapasitelerinin tahmini, geoteknik mühendisliğinin temel taşlarından biri olup, ilk araştırılan konuların başında yer almaktadır. (Wael N. Abd Elsamee, 2013).

Wael N. Abd Elsamee (2012) arazide gerçekleştirilen kazık yükleme deney sonuçları ile sürtünme kazıklarının nihai yük taşıma kapasitelerini tahmin etmek için yeni bir yaklaşım önermiştir. Deneyler, Port-Said Mısır Kültür ve Rekreasyon Kompleksi proje arazisinde gerçekleştirilmiştir. Kazık yükleme deneyleri, boyu 50m olan ve 90 cm çaplı 3 adet kazık üzerinde yapılmıştır. Geoteknik zemin incelemeleri, saha genelinde 60m derinliğe kadar yapılmıştır. Kazıkların nihai taşıma kapasiteleri farklı yöntemlere göre tespit edilmiştir. Sonuç olarak, dayanımın %8'i kazık ucundan, %92'sinin ise çevre sürtünmesinden oluştuğu görülmüştür. Ayrıca; kazık yükleme deneylerinden nihai taşıma kapasitesinin hesaplanabilmesi için yeni bir yaklaşım geliştirilmiştir. Akbar ve ark. (2008) Pakistan'ın kuzey batı sınır eyaletinde 4 farklı kazık yükleme deneyi gerçekleştirmişlerdir. Saha incelemeleri maksimum 60m derinliğe kadar yapılmıştır. Kazık yükleme deneyinde kullanılan 4 farklı kazık için, çap değerleri 66cm ile 76 cm arasında değişirken, kazık boyları 20 m ile 47.5 m arasında değişmektedir. Kazık yükleme deney sonuçları kullanılarak, geri analizler ile kazık tasarım parametreleri için uygun bir yaklaşım önerilmiştir. Wael N. Abd Elsamee (2013) tarafından Mısır'da yapılan çalışmada, 27 m derinliğinde ve 60 cm çapında kazık temeller ile 4 adet kazık yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir. Deney sahası üzerinde 45 m derinlik boyunca zemin etüd çalışması yapılmıştır. 4 farklı kazık yükleme deney sonucu ile literatürde yer alan yöntemler ile nihai yük taşıma kapasitesi değerleri karşılaştırılmıştır. Bu çalışmalara ek olarak araştırmacı tarafından önerilen yöntemin geçerliliği, literatür ile yapılan karşılaştırmalarla kıyaslandığında sonuçların uyumlu çıktığı görülmüştür.

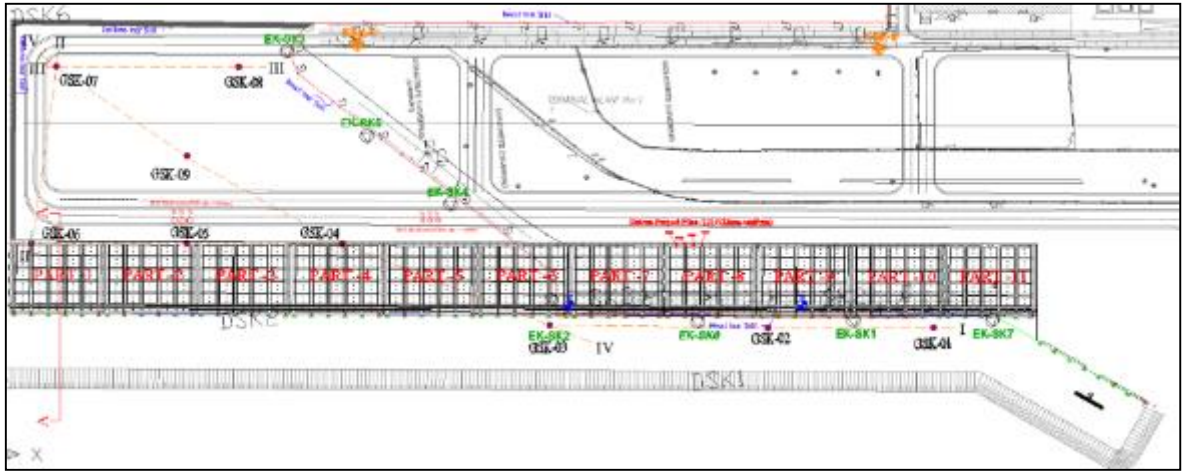
Servis yükü veya tasarım yükü terimleri, kazığın sınırlı bir deplasman kriteri için, güvenle taşıyabileceği yük değerini ifade etmektedir. Bu deplasman kriteri, kazığın yerleştirildiği zeminin özellikleri ve üst yapının önemine bağlı olarak değişkenlik göstermektedir. Yükleme deneylerinden elde edilen yük-oturma grafikleri ile uygun bir yaklaşım kullanılarak alternatif göçme yükü değeri belirlenebilmektedir. Ancak, bu çalışmada olduğu gibi, elde edilen yük-oturma eğrisinde eğriliğin oluşmaması ve yüklemenin lineere yakın bir davranış sergilemesi, göçme yükünün tayin edilmesini zorlaştırmaktadır.

Bu çalışma kapsamında yer alan liman rıhtım yapısı temelleri için kazıklar, deniz tabanına indirildikten sonra çakma işlemi ile zemine yerleştirilmiştir. Bu çalışma kapsamında liman rıhtım yapısına ait zemin incelemeleri, kazık çakım işleri ve 2 adet deney kazığına ait yükleme deneyleri ve sonuçları irdelenmiştir. Çalışmada ayrıca; statik kazık yükleme deneylerinden alternatif bir göçme yükü değerini belirleyebilmek için literatürde yer alan yöntemlerden 7 tanesi irdelenmiştir. Davisson (1972), Brinch Hansen (%90 Kriteri) (), (Brinch Hansen (%80 Kriteri)) (1963), Chin-Kondner (1970), Mazurkiewicz (1980), De Beer (1967), ve Decourt (1999) yöntemlerinden uygun bir göçme yükü değerinin elde edilebilir olup olmadığı irdelenmiştir.

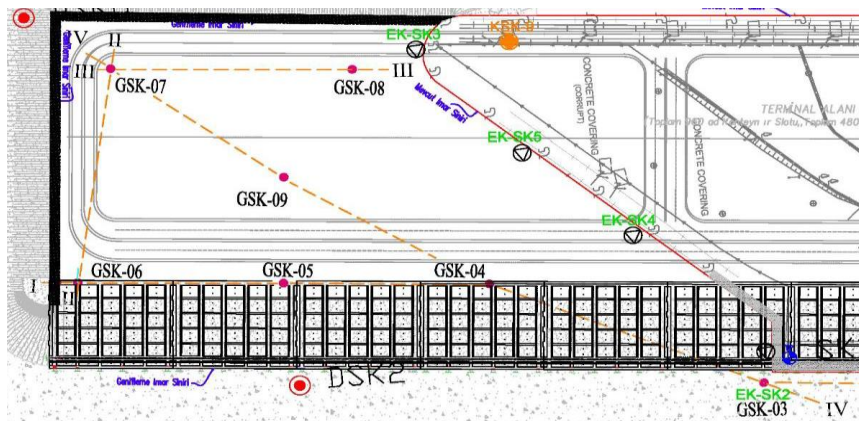
2. İMALAT SAHASINA AİT BİLGİLER

2.1. Saha İncelemesi

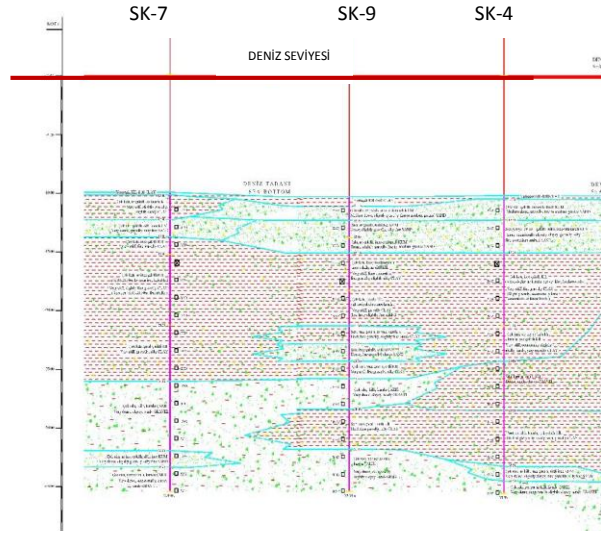
Liman yapısı için sahada 9 adet sondaj kuyusu açılmıştır. Şekil 1’de liman yapısına göre sondajların yerleri görülmektedir. Sondaj derinlikleri, ilk 6 sondaj için 50 m, son 3 sondaj için ise 35 m olarak belirlenmiştir. Sondaj yerleri belirli bir hat üzerinde birleştirilip derlendiğinde, ortaya zemin profilinin belirlenebileceği 2 kesit çıkmaktadır. Bunlardan birincisi 7, 9 ve 4 numaralı sondaj kuyularını birleştiren, ikincisi ise 1, 2, 3, 4, 5 ve 6 numaralı sondaj kuyularını birleştiren kesittir. 2 hattan elde edilen veriler derlendiğinde Şekil 2 ve Şekil 3’te görülen zemin profilleri elde edilmiştir.



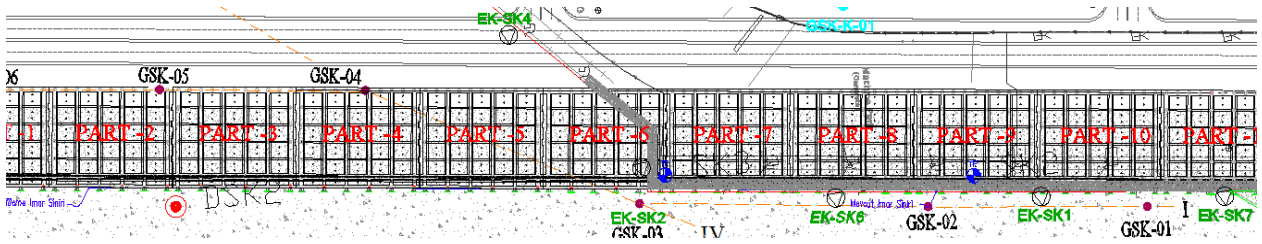
Şekil 1. Liman Yapısı ve Sondaj Kuyularının Yerleri



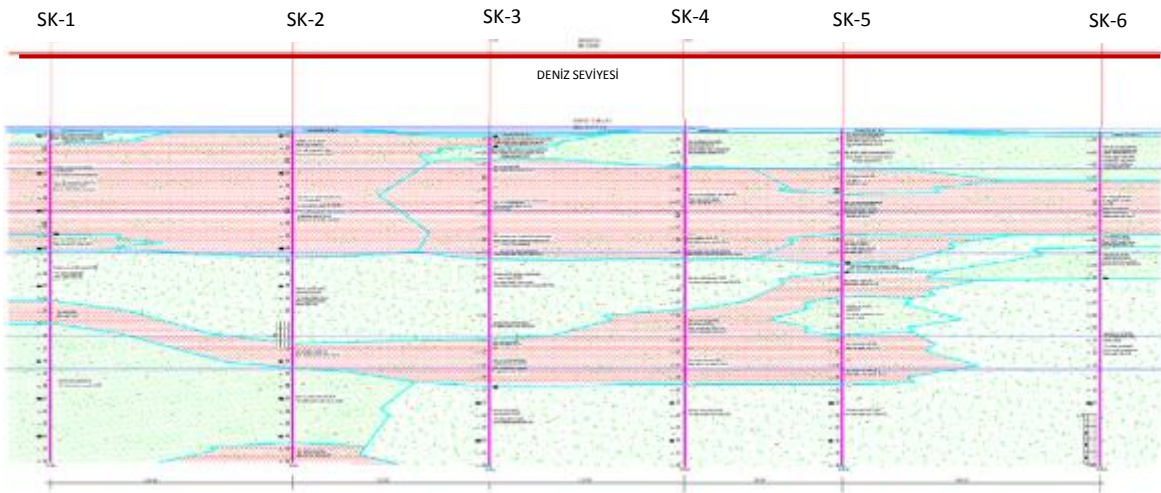
a) Sondaj Kuyusu Planı



b) Sondaj Kesitleri Şematik Görünümü
Şekil 2. 7, 9 ve 4 Numaralı Hatta Yer Alan Zemin Profilleri

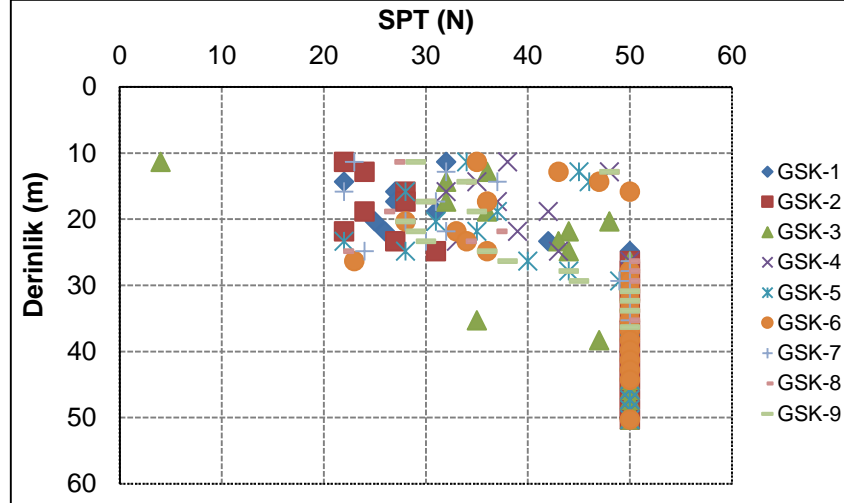


a) Sondaj Kuyusu Planı



b) Sondaj Kesitleri Şematik Görünümü
Şekil 3. 1, 2, 3, 4, 5 ve 6 Numaralı Hatta Yer Alan Zemin Profilleri

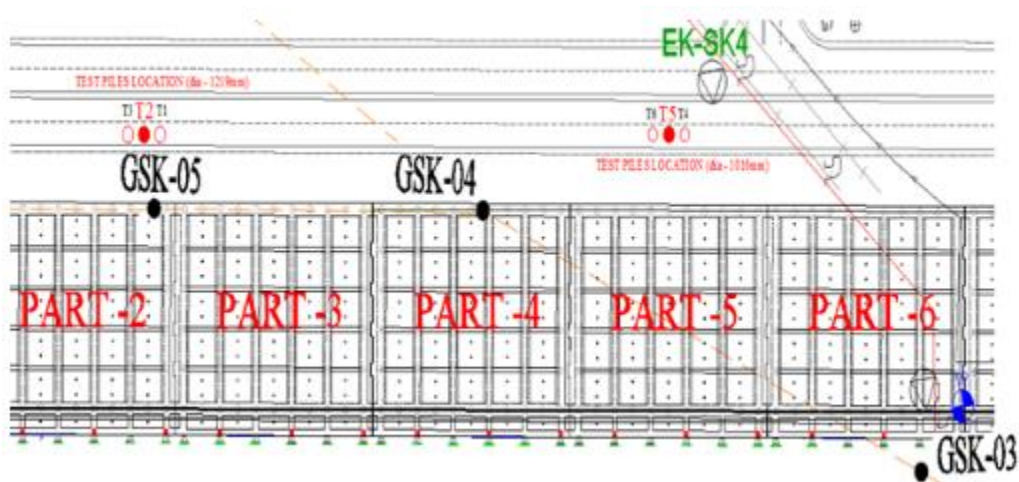
Sondaj kuyularında yapılan Standart Penetrasyon Deneysel (SPT) sonuçları da zemin profilinin belirlenmesi ve tabakaların tanımlanması için diğer bir değerlendirme kriteri olarak ele alınmıştır. SPT değerlerinin derinlikle değişimleri, tüm sondaj kuyuları için Şekil 4'te verilmiştir.



Şekil 4. SPT (N) Değerlerinin Derinlikle Değişimi

2.2. Deneysel Kazıklarının Zemine Çakılması

Proje kapsamında, rıhtım yapısı kuzeyinde 2 ve 4. anahol civarında, 6 adet kazık, zemin içerisine uygulanan standart enerji ile, penetre edilerek, deneme deneyleri zemine çakılmıştır. Bu kazıklardan, 2 ve 5 numaralı kazıklar, deneysel kazığı olarak seçilerek, yüklemeye tabi tutulmuştur (Şekil 5).



Şekil 5. Deneysel Kazıklarının Lokasyonu

Bu çalışma kapsamında, yüklemeye deneysel detayları verilen, çapları 1016 mm (T5) ve 1219 mm (T2) olan çelik boru deneysel kazıklarına ait bilgiler Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Deney Kazıklarına ait Bilgiler

	T2	T5
Kazık Malzemesi	Çelik	Çelik
Kazık Çapı (mm)	1219	1016
Kazık Et Kalınlığı (mm)	23.50	20.00
Kazık Penetrasyon Boyu (m)	28.60	29.80
Toplam Kazık Boyu (m)	44.20	43.00
Deniz Taban Kotu (m)	-10.95	-10.65

3. KAZIK YÜKLEME DENEYLERİ

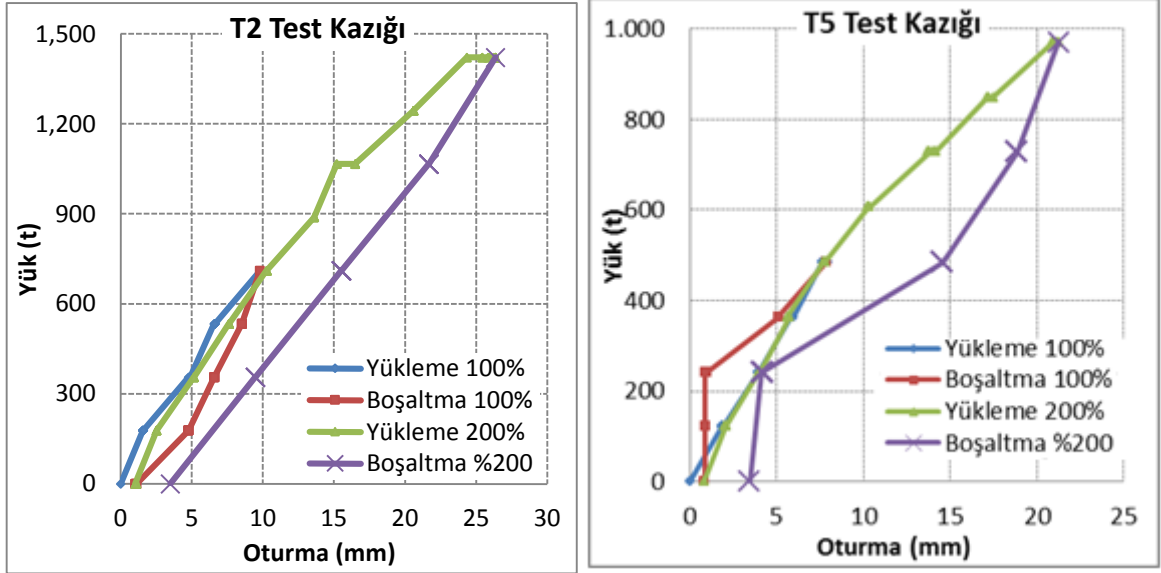
Deniz içerisine yerleştirilen 2 deney kazığı (T2 ve T5) üzerinde, ASTM D1143 [1] standardına göre kazık yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Kazıklarda eksenel yükleme, 2 set yükleme-boşatma çevrimi yapılarak, yük-deplasman, oturma-zaman ve yük-zaman değişimleri ile kayıt altına alınmıştır. Bu amaçla yükleme ve boşaltma, servis yükünün %25'lik dilimleri halinde adım adım uygulanmıştır. Deney kazıklarında, tasarlanan servis yükü değerleri, 1219 mm çaplı T2 kazığı için 711 ton iken, 1016 mm çaplı T5 kazığı için 485 ton olarak belirlenmiştir. Yükleme deneylerinde, her iki kazık için de önce servis yüküne kadar, ardından da servis yükünün 2 katına kadar yükleme-boşaltma yapılmıştır. Mersin Uluslararası Liman Geliştirme Projesi kapsamında dizayn edilen kazıklar için bu yük değerlerini kabul edilebilir deplasmanlarda sağlaması durumunda kazıklar yeterlidir, denilmektedir. Deneylerde 4 adet 600 ton kapasiteli yük hücresi kullanılmıştır. Kazık, deniz tabanına indirildikten sonra, üzerine yerleştirilen dijital ölçerler sayesinde, çakım işlemi sırasında oturma miktarları kayıt altına alınmıştır. Deney safhalarına ait görüntüler Şekil 6'da verilmiştir.





Şekil 6. 1219 mm (T2) Çaplı Kazık için Yükleme Deneyi Aşamaları

Deneyler sırasında yük değerleri için, hem manometre hem de yük halkasından okumalar alınmıştır. T2 ve T5 kazıkları için, manometre okumalarından alınan yükleme-boşaltma deneylerine ait yük-deplasman grafikleri Şekil 7’de verilmiştir.



Şekil 7. T2 ve T5 Deney Kazıklarına ait Yükleme Deneyi Sonucu

Şekil 7’deki yük deplasman grafikleri incelendiğinde, hem %100 hem de %200 yükleme eğrileri için net bir göçme yükü elde edilememektedir. Kazık taşıma kapasitesinin belirlenebilmesi için literatürden yararlanılarak, uygun bir yaklaşımın seçilmesi gerekmektedir. Bu konuda öne çıkan yaklaşımlardan bazıları aşağıda verilmektedir.

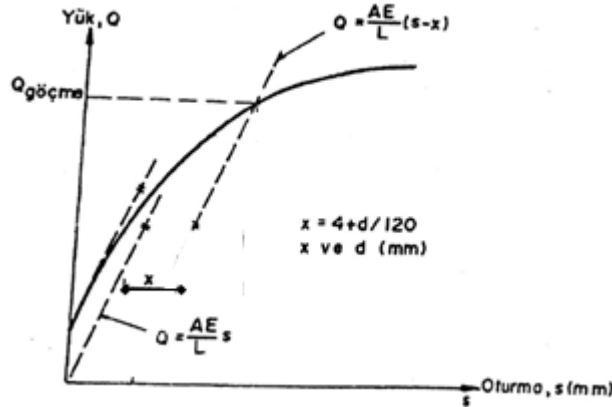
Davison Yöntemi

Davison Ofset Sınır Yöntemi (nihai yük) kazık uzunluğu ve büyüklüğü dikkate alınarak, izin verilebilir servis yüküne karşılık, izin verilen maksimum hareketin belirlenebildiği bir yaklaşımdır. Yük-oturma grafiğinin başlangıcına çizilen bir teğet $x=4+(D/120)$ mm ötelenerek:

$$Q=AE/L(s-x) \quad (1)$$

formülü ile ifade edilen doğru ile kesiştiği yere karşılık gelen yük, “göçme yükü-ofset limit yük” olarak tanımlanmıştır (Şekil 8). Burada Q, uygulanan yük değeri, L, kazık boyu, A, kazık kesit alanı, s, oturma miktarı, D, kazığın uç çapı ve E ise kazık malzemesine bağlı elastisite modülü değeridir. Bu yöntemde, tanımlanan öteleme yükünün göçme yükü olarak alınması halinde, güvenli tarafta kalan bir değer kabul edileceği bilinmektedir. Diğer taraftan, ofset yükü, çakma kazıklar için önerilmiş olup, delme kazıklarda pratik olmayan yüksek ve güvenli, değerler vermektedir. Ayrıca, bu yöntem, yükleme- boşaltma döngülerinin olduğu kazık yükleme deney sonuçları için uygun değildir.

Davisson Öteleme Sınır yöntemi, yük-deplasman ölçüm hatalarına karşı çok hassas olup, bakımlı ekipman ve doğru ölçümler gerektiren bir yaklaşımdır. Buna karşın, uygulanması kolay ve geniş bir uygulama alanı bulmuş bir yöntemdir. Yöntemin dezavantajı, betonarme boru ve dolu kesitli kazıklarda, elastisite modülünün belirlenmesindeki zorluktur. Davisson metodu, göçme anına kadar yüklenmiş kazık yükleme deneyleri için uygulanan bir yaklaşımdır.

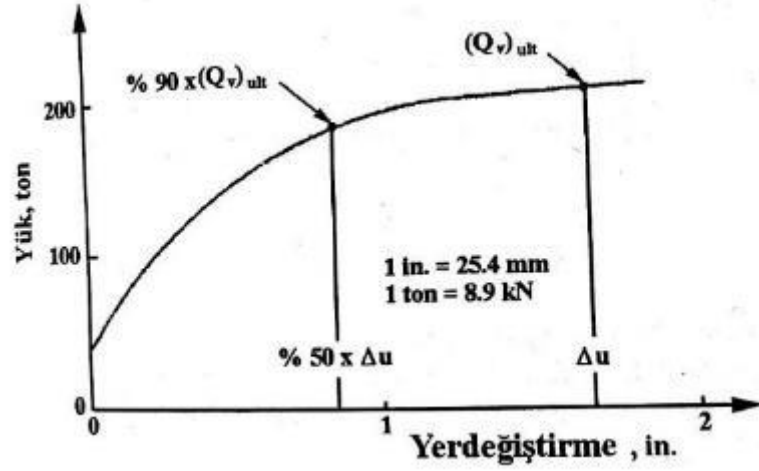


Şekil 8. Davisson Yöntemi ile Göçme Yükü Tayini

2 numaralı deney kazığı için ofset mesafesi; $x=4+(1219/120)$ ile 14.16 mm olarak hesaplanmaktadır. Bu oturma değerinden çizilecek olan doğrunun denklemi; $[4+(D/120)]+(QL/AE)$ ifadesi ile hesaplandığında, denklem $s=14.16+0.022Q$ olarak elde edilmektedir. Deneyde servis yükünün 2 katına kadar yükleme yapılmış olmasına rağmen, yük-deplasman grafiği üzerinde çizilen bu doğrunun, grafiği herhangi bir noktada kesmediği görülmüştür. Dolayısıyla, Davisson yönteminin bu proje kapsamındaki deney eğrilerini değerlendirmede uygun olmadığı anlaşılmıştır.

Brinch Hansen Yöntemi (90% kriteri)

Bu yaklaşım sabit yükleme hızında gerçekleştirilen kazık yükleme deneyleri için en uygun yöntem olarak kabul edilmektedir. Göçme yükünün %90'ına eşit bir yükte kazık başı hareketinin, göçme yükü olarak tanımlanan yükteki kazık başı hareketinin %50'sine eşit olması ilkesi ile açıklanmaktadır (Şekil 9).



Şekil 9. Brinch Hansen (%90 Kriteri) Yöntemi ile Göçme Yükü Tayini

Brinch Hansen Yöntemi (80% kriteri)

Bu yöntem, yük-oturma eğrisinin yaklaşık parabol olduğunu varsayar. Göçme kriteri zımbalama türü göçme ile uyum içerisindedir. Boşaltma çevrimleri içeren yüklemeler için veya zımbalama türü göçme mekanizması olmayan hallerde uygun değildir.

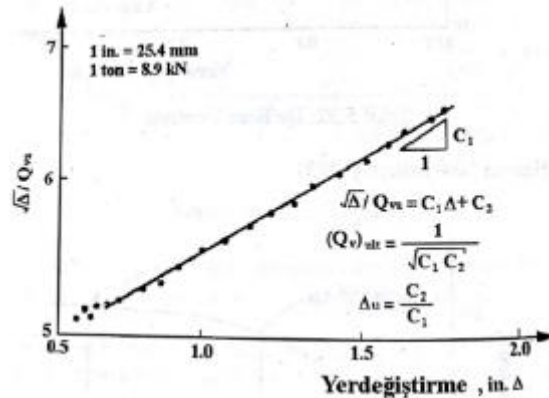
Yükleme deneyinden elde edilen yük-deplasman grafiği, düşey eksen, deplasman karekökünün o deplasmana karşılık gelen yük değerine oranı olarak, yatay eksen ise deplasman olarak yeniden grafiklendirildiğinde (Şekil 10), eğrinin doğrusallaştığı kısmın denklemi;

$$Q = \sqrt{S/[C_1 S_u + C_2]} \quad (2)$$

ile ifade edildiğinde, göçme yükü değeri (Q_u) ve göçme anındaki kazık başı deplasmanı (S_u) Denklem 3 ve 4 formülleri ile hesaplanmaktadır.

$$Q_u = 1/(2\sqrt{C_1 C_2}) \quad (3)$$

$$S_u = C_1/C_2 \quad (4)$$



Şekil 10. Brinch Hansen (%80 Kriteri) Yöntemi ile Göçme Yüğü Tayini

Burada; Q, uygulanan yük değerini, S ise deplasman değerini ifade etmektedir. Hansen'in %80 kriteri kullanılırken, (0.80Q_u, and 0.25S) noktasının ölçülen yük deplasman eğrisi üzerinde veya ona yakın bir konumda olup olmadığının kontrol edilmesi çok önemlidir. Gözlenen yük-deplasman eğrisi üzerinde Denklem 2'ye göre, kendi nihai yük değeri ile Hansen'in %80 kriterine karşılık gelen nihai yük değerleri tercihen iki eğri birbirleri ile aynı olmalıdır. Yaklaşım, kazığın göçme ciarına kadar yüklenmesi durumunda uygulanmaktadır.

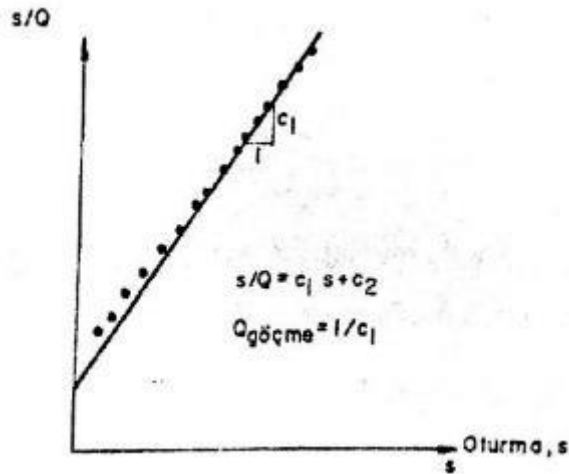
Chin-Kondner ve Modifiye Chin Yöntemi

Chin yönteminde, yük-oturma eğrisinin bir hiperbol ile temsil edildiği varsayımından yola çıkılmaktadır. Bu varsayım, matematiksel olarak (oturma/yük) değerinin (oturma) değerlerine ilişkisinin bir doğru ile ifade edilmesi ile açıklanmaktadır (Şekil 11). Bu doğrunun eğimi hesaplanarak, tersi alınırsa göçme değeri bulunmaktadır. Doğrunun denklemi ve göçme yükünü veren ifadeler Denklem 5 ve 6'da verilmiştir.

$$s/Q = C_1 * s + C_2 \quad (5)$$

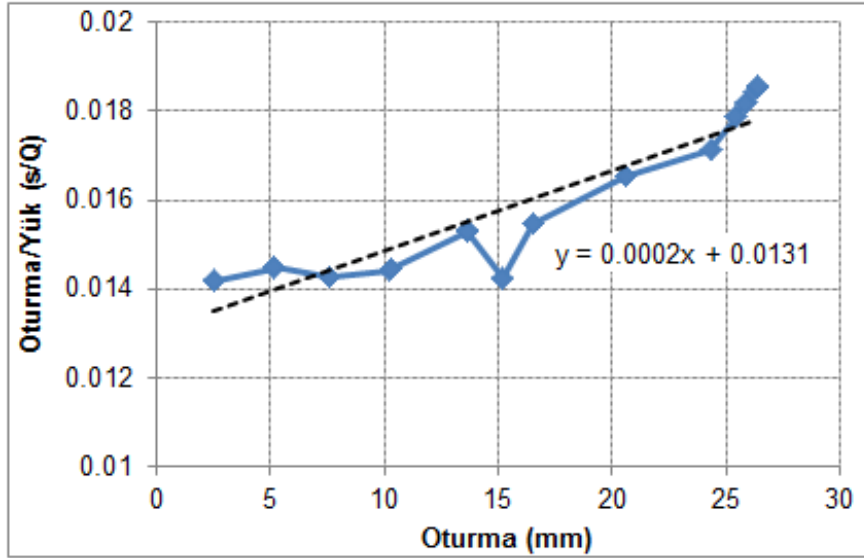
$$Q_{göçme} = 1/C_1 \quad (6)$$

Burada; s: kazıkta meydana gelen oturma Q, uygulanan yük, C₁, and C₂ sırası ile, doğru eğimi ve doğrunun düşey eksenini kestiği s/Q değeridir. Bu yöntem, kademeli yükleme ve sabit hızla yükleme deneylerinde, oturma okumalarının eşit zaman aralıklarında alınması halinde kullanılabilir. Bu nedenle, standart yükleme planlarından elde edilen verilere genellikle uygulanmamaktadır



Şekil 11. Chin-Kondner Metodu ile Göçme Yüğü Tayini

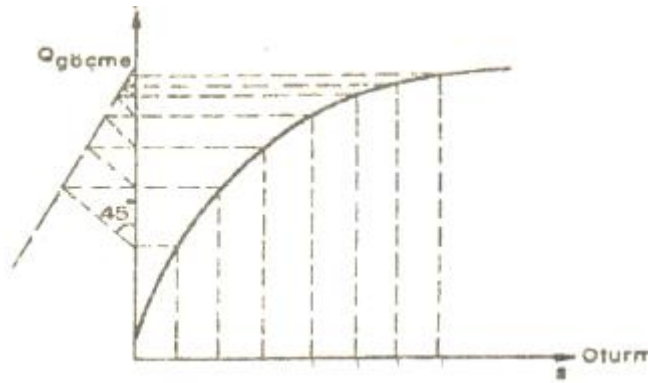
2 numaralı deney kazığında göçme yükü değeri, yük-deplasman ilişkisinden yararlanılarak Chin-Kondner yöntemi ile değerlendirilmiştir. Oturma/yük –oturma eğrisinde doğrusala yakın bir ilişki gözlenirse de eğimin tersi alındığında göçme yükü 5000 ton gibi çok büyük bir değer elde edilmektedir (Şekil 12).



Şekil 12. Chin-Kondner Metodu ile T2 Kazığında Göçme Yüğü Tayini

Mazurkiewicz Yöntemi:

Mazurkiewicz (Bengt, 1980) Yönteminde, Yük-Oturma diyagramının oturma eksenini eşit aralıklarla noktalanır. Bu noktalardan yük eksenine paraleller çizilir. Bu paralel çizgilerin yük - oturma eğrisini kestiği yerlerden, oturma eğrisine paralel doğrular çizilir. Bu doğruların yük eksenini kestiği noktalardan, yük eksenini 45 derece açı yapan doğrular çizilir ve oturma eksenine paralel çizilmiş olan bir sonraki doğru ile kesiştirilir. Bu kesişme noktalarını birleştirerek elde edilen doğrunun yük eksenini kestiği yer "taşınma kapasitesi" olarak alınır. Bu yöntem Şekil 13'te sunulmuştur.

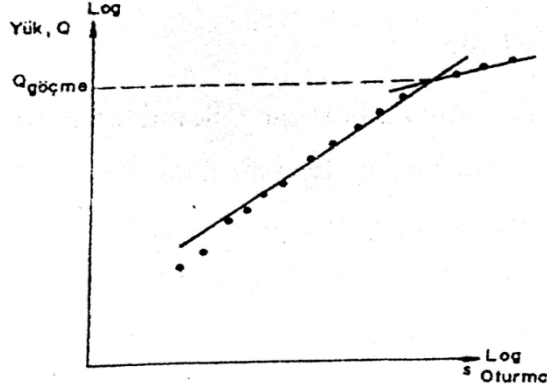


Şekil 13. Mazurkiewicz Yönteminin Uygulanması (Birand, 2001)

De Beer Yöntemi:

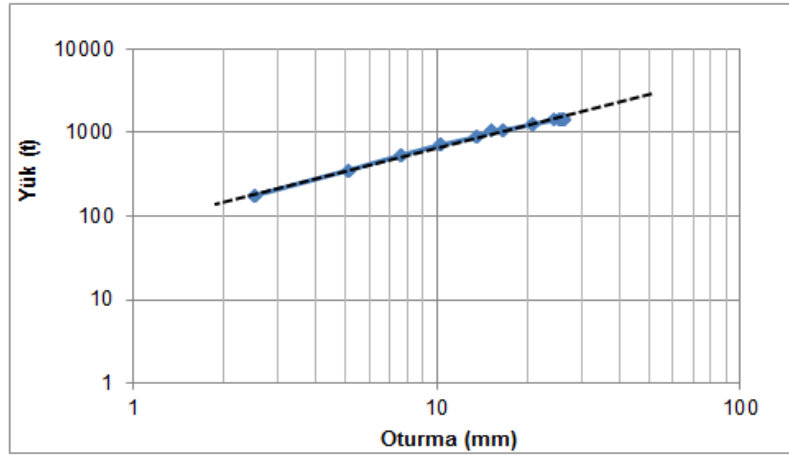
Bu yaklaşımda, yükleme deneylerinden elde edilen yük-deplasman grafiği, her iki eksen takımı için de logaritmik ölçekte oluşturulmaktadır (Şekil 14). Bu şekilde, yük-deplasman noktaları iki doğrusal çizgi ile birleştirilebiliyorsa, bu çizgilerin kesim noktası, kazık

yükleme deneyinden elde edilen limit yük değeri olarak kullanılabilir. Dolayısıyla ile, bu yöntem için limit yük adı verilen yeni bir tanımın kullanılması gerekmektedir. De Beer hariç, bundan önce ifade edilen tüm araştırmacıların yaklaşımları nihai yük değerleri için elde edilmiştir. Dolayısıyla, nihai yük değeri ve limit yük değeri arasında bir güvenlik faktörü kullanılmalıdır. Bu yaklaşım, kazıkların göçme yükü civarına kadar yüklenmeleri durumunda geçerli olup, kazık nihai yük değerine kadar yüklenmez ise, oluşturulacak logaritmik yük-deplasman grafiğinde, tüm noktalar doğrusal bir çizgi üzerinde kalacak ve limit yük değerini el etmek mümkün olmayacaktır.



Şekil 14. De Beer Yöntemi ile Göçme Yükü Tayini

De Beer yöntemi ile T2 kazığından elde edilen yük-deplasman grafiğinin eksen takımları logaritmik ölçekte oluşturulduğunda Şekil 15'te görülen ilişki elde edilmektedir. Oluşturulan grafik üzerinde tüm noktalar çizilen doğru üzerinde kalmakta ve dolayısıyla limit yük değerinin elde edilmesi mümkün olamamaktadır.



Şekil 15. De Beer Yöntemi ile T2 Kazığında Göçme Yükü Tayini

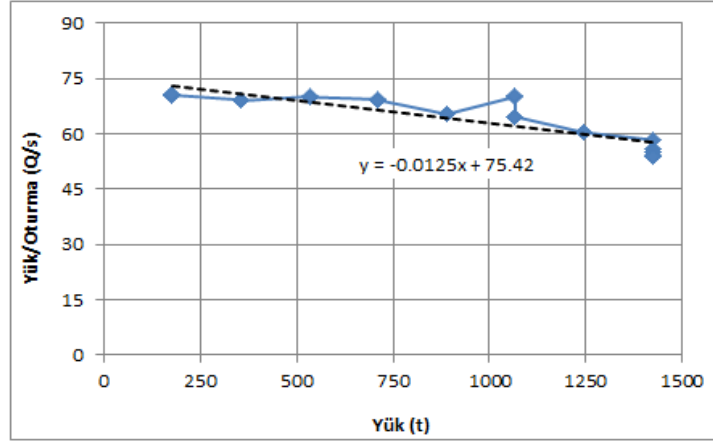
Decourt Extrapolasyon Yöntemi

Bu yöntem, her yük değerinin o yük altında meydana getirdiği deplasmana oranının, uygulanan yük değeri ile grafiğe atılması ile elde edilmektedir. Elde edilen grafiğe regresyon analizi ile grafiği içine alan bir denklem oluşturulduğunda, doğrusala yakın bir ilişki elde edilmektedir. Bu doğrusal çizginin eğimi C_1 , düşey eksenini kestiği değer ise C_2 olarak kabul

edildiğinde Decourt'un nihai yük taşıma kapasitesi Denklem 7'de verildiği gibi elde edilmektedir.

$$Q_u = C_2 / C_1 \quad (7)$$

Decourt yöntemi ile T2 kazığında eksen takımı yük/oturma-yük olacak şekilde oluşturulduğunda, doğrusala yakın bir ilişki gözlenmekte ve doğrunun düşey eksenini kestiği değer doğru eğimine oranlandığında, göçme yükü 6034 ton gibi çok büyük bir değer olarak elde edilmektedir (Şekil 16).



Şekil 16. Decourt Yöntemi ile T2 Kazığında Göçme Yükü Tayini

Sonuç olarak; yukarıda anlatılan yöntemler gibi, literatürde çakma kazıklar için yükleme deneylerinden kazık yük taşıma kapasitesinin elde edilmesine yönelik pek çok değerlendirme yöntemi bulunmaktadır. Bu yöntemler genelde kazık yükleme deneyinin kazığın nihai taşıma kapasitesine kadar yüklendiği durumlar için geçerlidir. Bu çalışma kapsamında sunulan yöntemlerden literatürde sıklıkla kullanılan ve deney sonuçlarına uygulanabileceği düşünülen 4 yöntem ile karşılaştırma yapılmıştır. Ancak, bu yöntemlerden elde edilen eğrilerden de, yükleme sınırları içerisinde kalan net bir göçme yükü gözlenememiş ve alternatif değerlendirme kriteri dikkate alınmıştır.

4.SONUÇLAR

Bu çalışma ile hem detaylı zemin araştırmaları yapılarak, hem de kapsamlı ölçüm sistemleri kullanılarak, deniz içi yapılarda (rıhtım, iskele vb.) inşa edilen kazık temellerin taşıma kapasiteleri, uygulama esaslarındaki standartlara bağlı kalınarak, kazık yükleme deneyleri ile elde edilmiştir.

Bu çalışmada elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

1. Kazık yükleme deneylerinden elde edilen yük-oturma grafikleri ile bu çalışmada incelenen yöntemler arasında karşılaştırma yapıldığında; yöntemlerin büyük çoğunluğunun sistemin göçme civarına kadar yüklenmesi ve yük-deplasman davranışının lineer olmayan bir forma sahip olması koşulunda geçerli olacağı anlaşılmaktadır. Bu çalışmada ise, yük-deplasman eğrileri doğruya yakın çıkmıştır.

- a. Göçme yükü, Davisson yöntemi ile belirlenmeye çalışıldığında, yükleme sınırları içinde ofset doğrusunun yük-deplasman grafiğini herhangi bir noktada kesmediği görülmektedir.
 - b. T2 numaralı deney kazığında Chin-Kondner yöntemi ile göçme yükü 5000ton olarak elde edilmektedir.
 - c. De Beer yöntemi ile T2 kazığı için oluşturulan grafik üzerinde tüm noktalar bir doğru üzerinde kalmakta ve dolayısı ile limit yük değeri belirlenmemektedir.
 - d. Decourt yöntemi ile T2 kazığında göçme yükü 6034ton olarak elde edilmektedir.
2. Literatürdeki yöntemler ile yapılan karşılaştırmalarda, yükleme deney sonucunu yorumlayabilecek nitelikte bir yaklaşıma ulaşamadığından, nihai yük değerinin tespitinde, kazık çapının %10 deplasman değerine karşılık gelen değer, nihai göçme yükü olarak kabul edilmesi uygun bir yaklaşım olarak kabul edilmiştir (BS 1986).
 3. Sonuç olarak; yüklemede, 1422 ton gibi büyük değerlere kadar çıkılmasına rağmen yük oturma eğrisinden göçme yükü gözlenmemiş ve bu yük güvenlik sayısı 2 alınarak, servis yüküne dönüştürülmüştür.
 4. Hem kazık yükleme deneylerinden elde edilen yük-deplasman ilişkisi, hem de farklı yöntemler ile yapılan alternatif göçme yükü değerleri incelendiğinde, gerçekte zemin özelliklerinin olduğundan güvenli tarafta kalınarak, daha güvenilir zemin parametreleri kullanılarak, değerlendirildiği anlaşılmaktadır. Bu çalışma ile zemin özelliklerinin oldukça iyi, kazığın yük altındaki performansının da yüksek olduğu görülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Akbar A., Khilji S., Khan S. B., Qureshi and M. Sattar M. S., "Shaft Friction of Bored Piles in Hard Clay," Pakistan Journal of Engineering and Applied Science, Vol. 3, No. 3, 2008, pp. 54-60.
- [2] ASTM D 1143, "Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load", 2009.
- [3] Bengt, H.F. "The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests", Ground Engineering, pp.19-31, 1980.
- [4] Branch-Hansen, "Discussion on Hyperbolic Stress-Strain Response", American Society of Civil Engineering, ASCE, Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.97, SM6, pp.931-932. 1963
- [5] British Standard, BS 8004, "Code of practice for Foundations" 1986
- [6] Chin, F.K. "Estimation of the Ultimate Load of Piles Not Carried to Failure", Proc.2nd Southeast Asia. Conference on soil Engineering, pp. 81-90, 1970.
- [7] Davisson, M. T., "High capacity piles". Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, American Society of Civil Engineers, ASCE, Illinois Section, Chicago, March 22, pp. 81 112, 1972.
- [8] Debeer, E. E., "Proefondervindlijke bijdrage tot de studie van het grensdraag vermogen van zand onder funderingen op staal." Tijdschrift der Openbar Verken van België, No. 6, 1967 and No. 4, 5, and 6, 1968, Quoted from Ref. 10
- [9] Decourt, L., "Behavior of foundations under working load conditions". Proceedings of the 11th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz-DoIguassu, Brazil, August 1999, Vol. 4, pp. 453 488, 1999.

- [10] W. N. Elsamee, "Evaluation of the Ultimate Capacity of Friction Piles," Engineering, Vol. 4 No. 11, 2012, pp. 778- 789. doi:10.4236/eng.2012.411100
- [11] W. N. Elsamee, "New Method for Prediction Pile Capacity Executed by Continuous Flight Auger (CFA)", Engineering, 2013, 5, 344-354
<http://dx.doi.org/10.4236/eng.2013.54047>, 2013.

YÜZEYSEL TEMELLERİN YATAK KATSAYISI İLE TASARIMI

DESİGN OF SHALLOW FOUNDATIONS WITH MODULUS OF SUBGRADE REACTION

Burhan AVCI¹

Ayhan GÜRBÜZ²

ABSTRACT

To perform foundation design with structural analysis programs, modulus of subgrade reaction is required. In our country and in the world, while determining the modulus of subgrade reaction, one can follow two different ways which are obtaining values from literature studies and from the results of plate load tests. First of these is the modulus of subgrade reaction values, which are obtained from literature studies and turned into tables based on the kind of soil. Yet, one should be very careful while using this method since the modulus of subgrade reaction values is found for a wide range. The second way is to obtain soil modulus of subgrade reaction values by using the results of plate load test. Since the plate load test has a very shallow exposure depth, the modulus of subgrade reaction values do not reflect every layer under the construction foundation. The gauged plate load tests in the database generated in this study and load-deformation curves obtained by using finite element analysis method has been compared and a back calculate has been done by converting the modulus of elasticity to catch the curves that give the best results. As a result of such reverse analysis, it is determined that the soils with same friction angles have variable modulus of elasticity. Accordingly, while designing the foundation, it shall be more efficient to use the correlations developed on the basis of foundation depth, foundation friction angle and foundation modulus of elasticity of modulus of subgrade reaction that shows decreasing trend in relation with the deformation.

Keywords: Subgrade reaction, plate load test, foundation load test

ÖZET

Günümüzde kullanılan yapısal analiz programlarında, yapı temel tasarımı yapabilmek için yatak katsayısına gerek duyulmaktadır. Ülkemizde ve dünyada yatak katsayısı belirlemede, literatür çalışmalarından ve plaka yükleme deney sonuçlarından elde edilen değerler olmak üzere iki farklı yol izlenmektedir. Bunlardan birincisi, literatür çalışmalarından elde edilen ve zemin türüne bağlı olarak tablo haline getirilen yatak katsayısı değerleridir. Fakat bu yöntem kullanılarak elde edilen yatak katsayısı değerlerinin çok geniş bir aralık için verilmesi sebebi ile bu yöntem kullanılırken çok dikkatli olunmalıdır. İkinci yol ise, plaka yükleme deneyi sonuçları kullanılarak zemin yatak katsayısı değeri elde etmektir. Plaka

¹ İnşaat Mühendisi, Fugro Sial Ltd Şti, b.avci@fugrosial.com.tr

² Doç. Dr., Gazi Üniversitesi, agurbuz@gazi.edu.tr

yükleme deneyi çok sığ etki derinliğine sahip olduğundan, bu yöntem kullanılarak bulunan yatak katsayısı değerleri yapı temeli altında bulunan bütün tabakaları yansıtmamaktadır. Bu çalışmada, oluşturulan veri tabanında bulunan ölçümlenmiş plaka yükleme deneyleri ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak elde edilen yük – deformasyon eğrileri karşılaştırılmış ve en iyi sonucu veren eğrileri yakalamak için elastisite modülü değiştirilerek geri analiz yapılmıştır. Yapılan bu geri analizler sonucunda, aynı içsel sürtünme açısına sahip zeminlerin çok değişken elastisite modülüne sahip olduğu saptanmıştır. Bunun sonucunda; temel tasarımı yapılırken, deformasyona bağlı olarak azalma eğilimi gösteren yatak katsayılarının temel derinliğine, zemin içsel sürtünme açısına ve zemin elastisite modülüne bağlı olarak geliştirilen korelasyonların kullanılması daha doğru bir yaklaşım olacaktır.

Anahtar Kelime: Yatak katsayısı, plaka yükleme deneyi, temel yüklemeye deneyi.

1. GİRİŞ

Yapı temel projelendirilmesinde; yapı-zemin arasındaki etkileşimin dikkate alınması, yapıdan gelen yüklerin zemin tabakalarında meydana getireceği deformasyonların ve yapı eleman sistemindeki iç kuvvetlerin hesaplanmasında büyük önem taşımaktadır. Mühendislik uygulamalarında, yapı ve zemin arasındaki ilişkiyi sabit yatak katsayısı ile ifade eden Winkler (1867) [1] yöntemi kullanılarak temel tasarımı yapılmaktadır. Bu teoremin temel noktası, zeminin elastik olduğu ve birbirine bitişik sonsuz sayıda bağımsız yaydan oluştuğu kabulüne dayanmaktadır. Bu yöntemin bir diğer adı yatak katsayısı yöntemidir. Yöntemin temel çıkış prensibi, zeminin elastik olması ve birbirine bitişik sonsuz sayıda bağımsız yaydan oluşması kabulüne dayanmaktadır.

Genellikle, ülkemizde ve dünyada yapı-zemin etkileşimi sabit yatak katsayıları kullanılarak analiz edilmektedir. Hâlbuki yatak katsayısı deformasyonun bir fonksiyonu olarak sabit bir değere sahip değildir. Yatak katsayısını etkileyen başlıca parametreler; zemin cinsi, temel derinliği, temel boyutu, zemin içsel sürtünme açısı ve zemin elastisite modülüdür. Ülkemizde yatak katsayısı belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan plaka yüklemeye deneylerinden elde edilen sonuçlar ile gerçek boyuttaki temel davranışı arasında ciddi farklılıklar olduğu bilinmektedir.

Literatürden derlenen, aynı zemin türü üzerinde yapılan 1 m'den büyük ve 1 m'den küçük plaka yüklemeye deney sonuçlarından elde edilen yük – deformasyon eğrileri karşılaştırılmıştır. Yapılan bu mukayese sonucunda, 1 m'den küçük plaka genişliği için Terzaghi (1955) [2] tarafından geliştirilen düzeltilmiş yatak katsayısı ve deformasyon, 1 m'ye eşit ya da 1 m'den daha büyük plaka genişliği için de düzeltilmemiş yatak katsayısı ve deformasyon eşitliklerinin kullanılması ortaya çıkmıştır.

Bu çalışmada, boyut etkisinin azaldığı ortaya çıkarılan 1 m genişliğindeki plaka için 29 adet deney sonucu kullanılarak genel zemin karakteri çıkartılmış ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak analizler yapılmıştır. Bu sayede; farklı elastisite modülü, zemin içsel sürtünme açısı ve temel derinliği sıfır olan temeller için deformasyona bağlı zemin yatak katsayısı korelasyonları hesaplanmıştır.

2. LİTERATÜR TARAMASI

Yatak katsayısı konusunda birçok araştırma yapılmış olup çok fazla sayıda yöntemin olduğu görülmüştür. Literatürde en çok karşılaşılan yöntemlerin başında, Winkler (1867) [1],

Terzaghi (1955) [2], Biot (1937) [3], Vesic (1961) [4], Meyerhof ve Baikke (1965) [5], Selvadurai (1984) [6] ve Bowles (1998) [7] tarafından geliştirilen yatak katsayısı bağıntıları gelmektedir. Bu araştırmacıların yatak katsayısı için önerdikleri bağıntılar Tablo 1’de sunulmuştur.

Tablo 1. Deformasyona Bağlı Olmayan Yatak Katsayısı Bağıntıları

Bağıntı	Kaynak
$k_s = \frac{q}{s}$	[1]
$k_s = k_{(plaka)} \times \left(\frac{B_{temel} + 0.305}{2B_{temel}} \right)$	[2]
$k_s = \frac{0.95 \times E_s}{B_{temel} \times (1 - v_s^2)} \times \left[\frac{B^4 \times E_s}{(EI)(1 - v_s^2)} \right]^{0.108}$	[3]
$k_s = \frac{0.65 \times E_s}{B_{temel} \times (1 - v_s^2)} \times \sqrt[12]{\frac{B^4 \times E_s}{(EI)}}$	[4]
$k_s = \frac{E_s}{B_{temel} \times (1 - v_s^2)}$	[5]
$k_s = \frac{0.65}{B_{temel}} \times \frac{E_s}{(1 - v_s^2)}$	[6]
$k_s = \frac{E_s}{B \times (1 - v_s^2) \times (m \times I_s \times I_f)}$	[7]

Bu tablodaki m: sırasıyla temel kenarı için 1,2 merkezi için ise 4 alınabilir, I_s : temelin şekline bağlı etki faktörü, I_f : temelin şekline bağlı etki faktörü, E_s : zeminin elastisite modülü, v_s : zeminin poisson oranı, k_s : yatak katsayısı, E: temel elastisite modülü, I: temel atalet momenti, B_{temel} : temel genişliğidir.

Dünyada yatak katsayısını belirlemek için iki yol izlenmektedir. Bunlardan birincisi, literatürden elde edilen ve zeminin türüne göre tablo halinde verilen değerleri kullanma yoludur. İkincisi ise, proje yerine ait arazide yapılan plaka yükleme deney sonuçlarından yatak katsayısı elde etme yoludur.

Tablo 1’in incelenmesi sonucunda elde edilecek yatak katsayıları deformasyondan bağımsız olmaktadır. Yapı temelinde oluşacak olan deformasyon miktarının şartnamelerde belirtilen değerlerden fazla olması, yapı güvenliği açısından istenmez. Temel tasarımda sıklıkla istenen izin verilebilir deformasyon değerleri Tablo 2’de verilmiştir.

Tablo 2. İzin Verilebilir Deformasyon Miktarları

Temel türü	S(maksimum)(mm)	Kaynak
Yüzeysel temel	25	[8]
Radye temel	50	

Mühendislik yapıları izin verilebilir kıstaslar çerçevesinde tasarlanmalıdır. Bu yüzden temel tasarımı yaparken Tablo 2’de verilen izin verilebilir deformasyon kriterleri göz önünde bulundurularak tasarım yapılmalıdır. Ülkemizde temel tasarımı yapılırken elastik zemine

oturan yapı ile zemin arasındaki bağıntıyı kurmak için sıklıkla Tablo 1’de özetlenen yatak katsayı değerleri kullanılmaktadır. Bu yüzden yapısal tasarımın önemli bir parçası olan temel tasarımı, yapı ile zemin arasındaki etkileşim ihmal edilerek ve zemin özelliklerini dikkate alınmadan yapılmaktadır. Fakat literatürde yapı – temel – zemin etkileşimi ile ilgili birçok araştırmacı tarafından yapılmış çalışmalar mevcuttur. Bunlar aşağıda kısaca özetlenmiştir. Yapısal tasarım yapılırken, yapı-temel-zemin arasındaki etkileşimini dikkate almak gerekmektedir [9]. Çünkü üst yapıdan gelen yükler temel tarafından zemine aktarılırken oluşacak olan deformasyonlar, üst yapı taşıyıcı sistemindeki iç kuvvetleri ve yük dağılımından elde edilen değerleri üç kata kadar olumsuz yönde değiştirdiği daha önce yapılan çalışmalarda ortaya konmuştur [9].

Esnek temellerde yapılan yapısal analizlerde; sabit yatak katsayısı kullanmak sistemde eşit deformasyona sebep olmuştur [10]. Ancak gerçek sonuca yaklaşabilmek için, temelin köşe noktalarında temel orta noktasına kıyasla daha yüksek yatak katsayısı girilerek tasarım yapılmasını gerekliliği ortaya koyulmuştur [10].

Sonlu elemanlar yöntemi yardımı ile değişken yatak katsayısı kullanılarak yapılan analizlerde, üst yapı – zemin etkileşiminde özellikle kenar noktalarda eğilme momentinin sabit yatak katsayısı ile yapılan analizlere göre belirgin bir şekilde arttığı ortaya konmuştur. Bunun sebebi ise sabit yatak katsayısı kullanılarak yapılan analizlerde temel deformasyonun eşit olmaya zorlanmasıdır [11]

2.1. Literatürde Bulunan Yatak Katsayısı Değerleri

Yatak katsayıları ile ilgili sabit değerler, Terzaghi (1955) [2], Bowles (1996) [7], Dörken ve Dehne (1955) [12], Zeevaert (1983) [13], Baldouf (1988) [14], Ersoy (1995) [15], Das (2007) [16] ve Uzuner (2011) [17] tarafından araştırılmıştır. Bu araştırmacıların sunmuş oldukları temel deformasyonuna bağlı olmayan yatak katsayısı değerleri Tablo 3 ’de verilmiştir.

Tablo 3. Literatürden Derlenen Yatak Katsayısı Değerleri

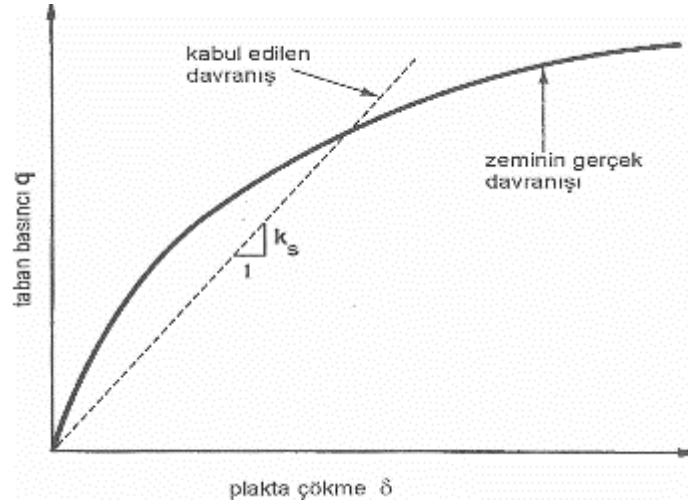
Zemin Cinsi	Minimum k_s (kN/m ³)	Maksimum k_s (kN/m ³)
Gevşek kum	4800	20 000
Orta Sıkı Kum	9600	100 000
Sıkı Kum	50 000	320 100
Killi Orta Sıkı Kum	32 000	80 000
Siltli Orta Sıkı Kum	24 000	48 000
Kuru Gevşek Kum	8000	25 000
Kuru Orta Sıkı Kum	25 000	125 000
Kuru Sıkı Kum	125 000	375 000
Doygun Gevşek Kum	10 000	15 000
Doygun Orta Sıkı Kum	35 000	40 000
Doygun Sıkı Kum	130 000	150 000
Kumlu Sıkı Çakıl	200 000	250 000

Tablo 3. (Devam) Literatürden derlenen yatak katsayısı değerleri

Sıkı Kumlu Çakıl	100 000	150 000
Toprak Dolgu	10 000	20 000
Yumuşak Kil	5 000	10 000

2.2. Plaka Yükleme Deneyi

Yatak katsayısı değeri plaka yükleme deneyi ile elde edilebilir. Şekil 1 'de gösterilen plaka yükleme deneyi sonucunda elde edilen gerilme – deformasyon eğrisinin, lineer kabul edilen parçasının eğimi, yatak katsayısı olarak ifade edilmektedir[18].



Şekil 1. Zemin Davranışı İle Yatak Katsayısı Arasındaki İlişki [19].

Plaka yükleme deneyinde kullanılan plaka boyutunun, temel boyutundan daha küçük olması sebebi ile plaka etkili derinliği gerçek boyutlu bir temele göre daha yüzeyseldir. Bu yüzden, sadece yüzeye yakın zeminin özelliklerini yansıtmakta ve yanıltıcı sonuçlar verebilmektedir. Bu nedenle plaka yükleme deneylerinden elde edilen yatak katsayısı değerleri, düzeltme yapılmadan, karayolu yol kaplamaları ve buna benzer çok sığ etki derinlikleri altında gerçekleşen durumlar için kullanmak mümkündür.

Temel tasarımında, plaka yükleme deneyinden elde edilen yatak katsayılarını kullanabilmek için temel boyutuna bağlı olarak düzeltme yapılması gerekir. Bu amaçla, Terzaghi (1955) granüler zemine oturan kare veya dairesel temeller için aşağıdaki bağıntıları önermektedir.

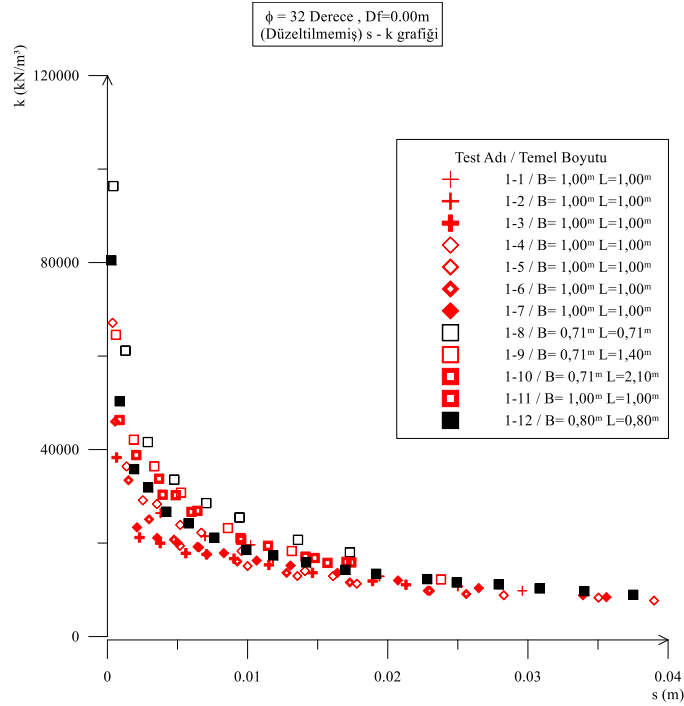
$$k_s = k_{(Plaka)} \times \left(\frac{B_{temel} + B_{plaka}}{2B_{temel}} \right)^2 \quad (1)$$

$$s_s = s_{(Plaka)} \times \left(\frac{2B_{temel}}{B_{temel} + B_{plaka}} \right)^2 \quad (2)$$

Burada; B_{temel} : temel genişliği, B_{plaka} : plaka genişliği, $k_{(plaka)}$: plaka yükleme deneyinden elde edilen yatak katsayısı, k_s : yatak katsayısı, $s_{(plaka)}$: plaka yükleme deneyinden elde edilen düşey deformasyon, s_s : temele ait düzeltilmiş düşey deformasyondur.

2.3. Temel Boyutunun Yatak Katsayısı Üzerindeki Etkisi

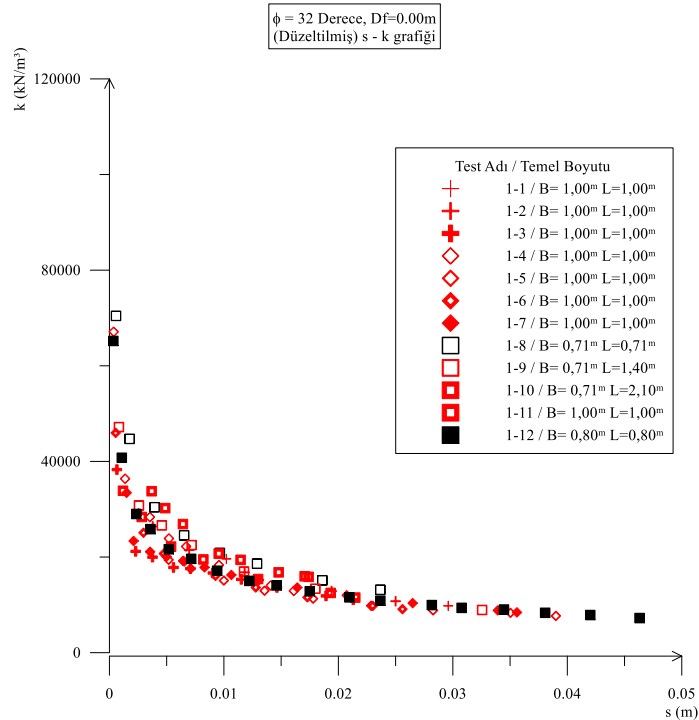
Oluşturulan veri tabanında, farklı temel genişlikleri için, aynı zemin içsel sürtünme açısına sahip olan koşullarda plaka yükleme deneyi yapılmıştır. Yapılan bu deneyler sonucunda; zemin içsel sürtünme açısı 32 derece, temel derinliği sıfır ve temel genişliği 0,7 ile 1,0 metre arasında olan temeller için, ortaya çıkan düzeltilmemiş deformasyon – yatak katsayısı grafiği Şekil 2 'de verilmiştir



Şekil 2. Düzeltilmemiş Deformasyon – Yatak Katsayısı Grafiği

Terzaghi (1955)'nin [2] önerdiği eşitlikleri kullanılarak düzeltilen yatak katsayısı – deformasyon grafiği Şekil 3 'de verilmiştir.

Bu grafik incelendiğinde; 1 m'den küçük temellerde düzeltme yapılması gerektiği, 1 m den büyük temellerde ise temel boyut etkisinin önemli olmadığı ve grafiklerin birbirine yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 3. Düzeltilmiş deformasyon – yatak katsayısı grafiği

3.YAPILAN ÇALIŞMALAR

Bu çalışma kapsamında, literatürden toplanan 28 adet plaka yükleme deney sonuçları ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılmıştır. Bu çalışmada, şu adımlar takip edilmiştir;

- Arazide yapılmış toplam 28 adet plaka yükleme deney sonuçları toplanmıştır.
- Bu deneylerin yapıldığı zeminlerin mühendislik özellikleri (içsel sürtünme açısı), arazide yapılan koni penetrasyon testi (CPT) ve standart penetrasyon testi (SPT) değerine bağlı olarak hesaplanmıştır.
- Plaka yükleme deney sonuçları ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak geri analiz yöntemi ile zemin elastisite modülleri hesaplanmıştır.
- Hesaplanan ortalama ve \pm standart sapmaya karşı gelen zemin elastisite modül değerleri kullanılarak, temel deformasyonuna bağlı olarak yatak katsayıları hesaplanmıştır.
- Temel boyutu, temel derinliği ve zemin mukavemet parametrelerinin yatak katsayısı üzerindeki etkisi araştırılmıştır.

3.1. Veriler

Literatürden elde edilen gerçek boyutlu temel yükleme deneyleri ile plaka yükleme deneyleri toplandığında, temel derinliği sıfır olan 28 adet veri bulunmaktadır. Bu deneylerin karakteristik özellikleri Tablo 4 'de özetlenmiştir.

Tablo 4. Kullanılan Veri Tabanı

Test Adı	Referans No	Zemin Tipi	B (m)	L (m)	D _f (m)	E (kPa)	γ (kN/m ³)	(N ₁) ₆₀	ϕ°
1-1	[20]	Silt	1	1	0	50000	19.5	29	32
1-2	[20]	Silt	1	1	0	50000	19.5	29	32
1-3	[20]	Silt	1	1	0	40000	19.5	29	32
1-4	[20]	Silt	1	1	0	40000	19.5	29	32
1-5	[20]	Silt	1	1	0	30000	19.5	29	32
1-6	[20]	Silt	1	1	0	35000	19.5	29	32
1-7	[20]	Silt	1	1	0	45000	19.5	29	32
1-8	[20]	Silt	0.7	0.7	0	80000	19.5	30	32
1-9	[20]	Silt	0.7	1.4	0	70000	19.5	30	32
1-10	[20]	Silt	0.7	2.1	0	50000	19.5	30	32
1-11	[20]	Silt	1	1	0	70000	19.5	29	32
1-12	[21]	Kum	0.8	0.8	0	70000	-	-	32
2-1	[22]	Çakıl	0.45	-	0	30000	-	-	38
2-2	[23]	Killi Kum	1.2	-	0	40000	18.4	31	38
2-3	[24]	Orta sıkı kum	0.61	0.61	0	50000	19	12	38
2-4	[24]	Orta sıkı kum	0.31	0.31	0	30000	19	11	38
2-5	[24]	Orta sıkı kum	0.61	0.61	0	50000	19	12	38
2-6	[24]	Orta sıkı kum	0.3	0.3	0	60000	20.4	11	38
2-7	[25]	Killi Kum & Çakıl	0.3	0.3	0	140000	20.4	14	38
2-8	[25]	Killi Kum & Çakıl	0.3	0.3	0	40000	20.4	13	38
2-9	[26]	Çakıl	0.25	0.25	0	30000	19.2	-	38
2-10	[26]	Çakıl	0.3	0.3	0	50000	19.2	-	38

2-11	[26]	Çakıl	0.4	0.4	0	50000	19.2	-	38
3-1	[27]	Kum	0.63	0.63	0	50000	17.6	29	42
3-2	[25]	Killi Kum & Çakıl	1.2	1.2	0	130000	20.4	40	42
3-3	[25]	Killi Kum & Çakıl	0.3	0.3	0	110000	20.4	33	42
3-4	[25]	Killi Kum & Çakıl	1.2	1.2	0	140000	20.4	32	42
3-5	[25]	Killi Kum & Çakıl	0.3	0.3	0	110000	20.4	33	42

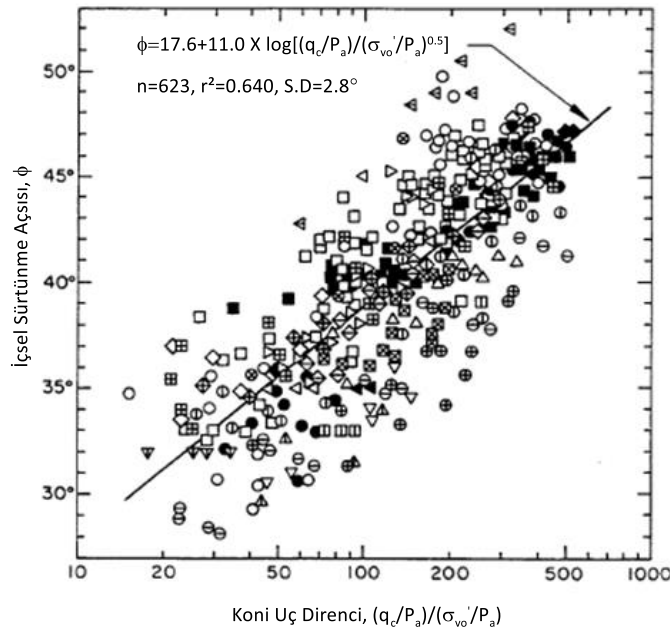
Oluşturulan veri tabanında bulunan plaka yükleme deneyleri; 11 adet siltli, 6 adet kumlu, 1 adet killi kum, 6 adet killi kum ve çakıl, 4 adet çakıllı zemin türünde gerçekleştirilmiş olup toplamda 28 adet deney verisi bulunmaktadır.

Kullanılan veri tabanında bulunan deneyinin temel genişliği 0,25m – 1,2 m, uzunluğu ise 0,30m – 2,1 m arasında değişmektedir. Deneyler kare, dikdörtgen ve dairesel olmak üzere 3 farklı geometri için yapılmıştır. Zeminin içsel sürtünme açısı 32° – 42° arasında; birim hacim ağırlığı ise 17,6 – 20,4 kN/m³ aralığında değişmektedir

3.2. Zemin Parametrelerinin Bulunması

Geoteknik analizlerde zemin mukavemet parametrelerine sıklıkla ihtiyaç duyulmaktadır. Saha deneyleri, kohezyonsuz zeminlerin mukavemet parametrelerinin belirlenebildiği en güvenilir ve en ekonomik deney türüdür. Bu yüzden, oluşturulan veri tabanında 3 farklı saha deneyine rastlanmıştır. Bunlar; koni penetrasyon testi, standart penetrasyon testi ve presiyometre testidir.

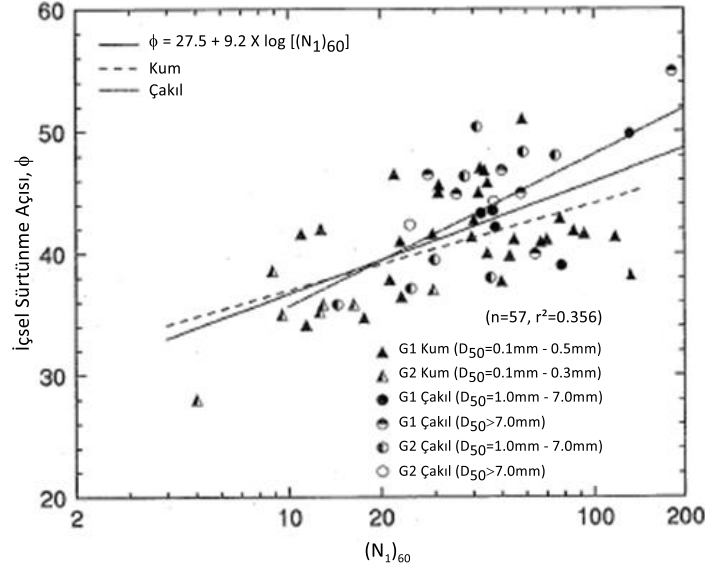
Şekil 4 'de gösterildiği üzere, koni penetrasyon test sonucu kullanılarak kumlar için koni uç direnci ve zemin içsel sürtünme açısı arasında bir korelasyon gerçekleştirilmiştir. Bu korelasyon sayesinde, koni uç direnci bilinen kumlar için zemin içsel sürtünme açısı direkt olarak bulunabilmektedir.



Şekil 4. CPT'ye Bağlı İçsel Sürtünme Açısı [28]

q_c : koni uç direnci, P_a : Atmosfer basıncı, σ_{vo}' : Koni ucundaki efektif gerilmedir.

Oluşturulan veri tabanında, koni penetrasyon testinin yapılmadığı deney sahaları mevcuttur. Ancak, bu deney sahalarında standart penetrasyon testi yapılmış ve zemin penetrasyon değeri hesaplanmıştır. Chen (2004) [29], zemin içsel sürtünme açısı ve düzeltilmiş SPT $(N_1)_{60}$ değerlerini kullanarak kohezyonsuz zeminler için bir korelasyon yapmıştır. Bu çalışma Şekil 5’de verilmiş olup Şekil 4’de verilen korelasyon ile büyük uyum sağlamaktadır. Hesaplanan içsel sürtünme açısı değeri Tablo 4’te verilmiştir.



Şekil 5. SPT’ye bağlı İçsel Sürtünme Açısı [29]

φ: İçsel sürtünme açısı, $(N_1)_{60}$: %60 enerji oranı ve örtü yükü düzeltilmesi yapılmış SPT değeridir.

Oluşturulan veri tabanında yapılan saha deneyleri sonucunda bulunan içsel sürtünme açısında herhangi bir uyumsuzluk olmaması için birbirine oldukça yakın sonuçlar veren Şekil 4 ve Şekil 5’de verilen korelasyonlar kullanılarak, zemin içsel sürtünme açısı bulunmuştur.

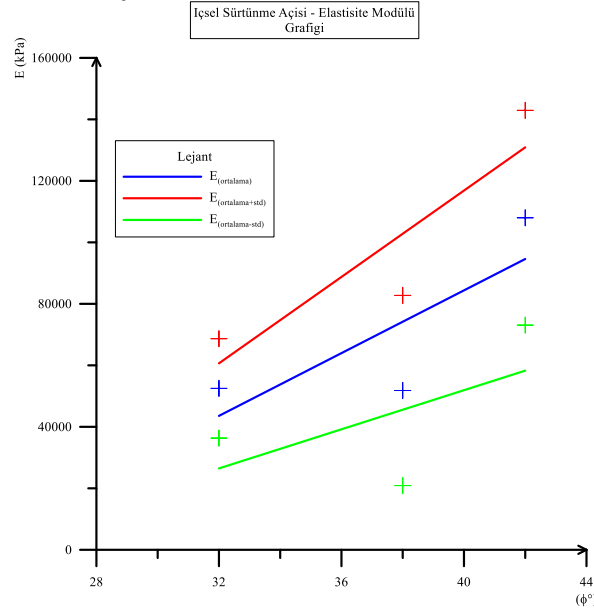
3.3. Analiz Sonuçları

Çalışmalarda kullanılan veri tabanında; temel tipi, temel boyutları ve içsel sürtünme açısı değerleri bilinen plaka yükleme deneyleri ve temel yükleme deneyleri için Plaxis 2D paket programı kullanılarak sonlu elemanlar analizi yapılmıştır.

Plaka ve temel yükleme deneylerini modellemek için zemine kademeli olarak artan deformasyon verilip, temel genişliği boyunca her yerde eşit deformasyon yapacak şekilde zeminin yenilmesi sağlanmıştır. Bu yöntem, temelin rijit olarak modellenebilmesini sağlamakla birlikte sonlu elemanlar yönteminde daha hızlı olarak yakınsamasını mümkün kılmaktadır.

Bu kapsamda, çalışmada kullanılan veri tabanında bulunan farklı temel boyutları ve içsel sürtünme açısına sahip yükleme deneyleri ile sonlu elemanlar yöntemi karşılaştırılarak 85 adet analiz gerçekleştirilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi yardımı ile gerçekleştirilen mevcut plaka yükleme ve temel yükleme deney sonuçlarına göre en iyi yük – deformasyon eğrisini veren elastisite modülü geri analiz yöntemi kullanılarak bulunmuştur. Tablo 4 ‘de geri analiz yöntemi ile bulunan elastisite modül değerleri özetlenmiştir. Yapılan geri analizler sonucunda, aynı içsel sürtünme açısına sahip zeminlerin birbirinden farklı zemin elastisite modülüne sahip olduğu ortaya çıkmıştır. Bu yüzden kullanılan veri tabanının genel

karakterini ortaya çıkarmak için geri analiz yöntemi ile bulunan zemin elastisite modüllerinin ortalama ve \pm standart sapmaya bağlı değerleri zemin içsel sürtünme açısına bağlı olarak Şekil 6 'da verilmiştir.

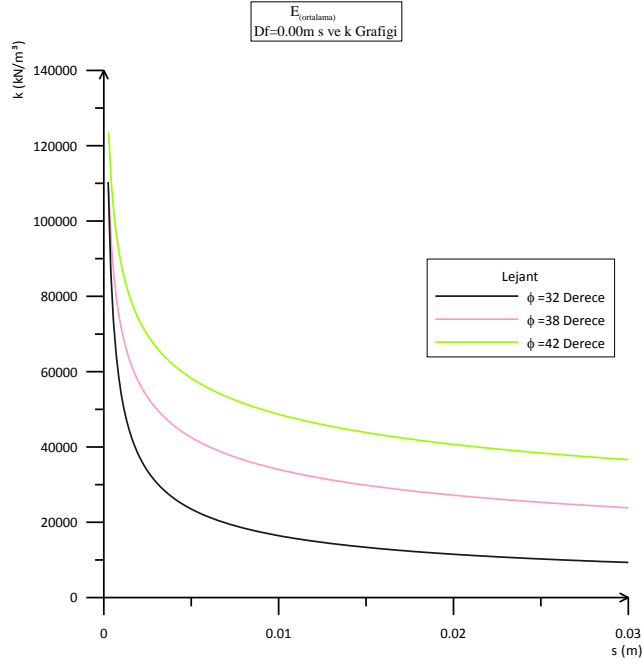


Şekil 6. ϕ° ve Elastisite Modülü Grafiği

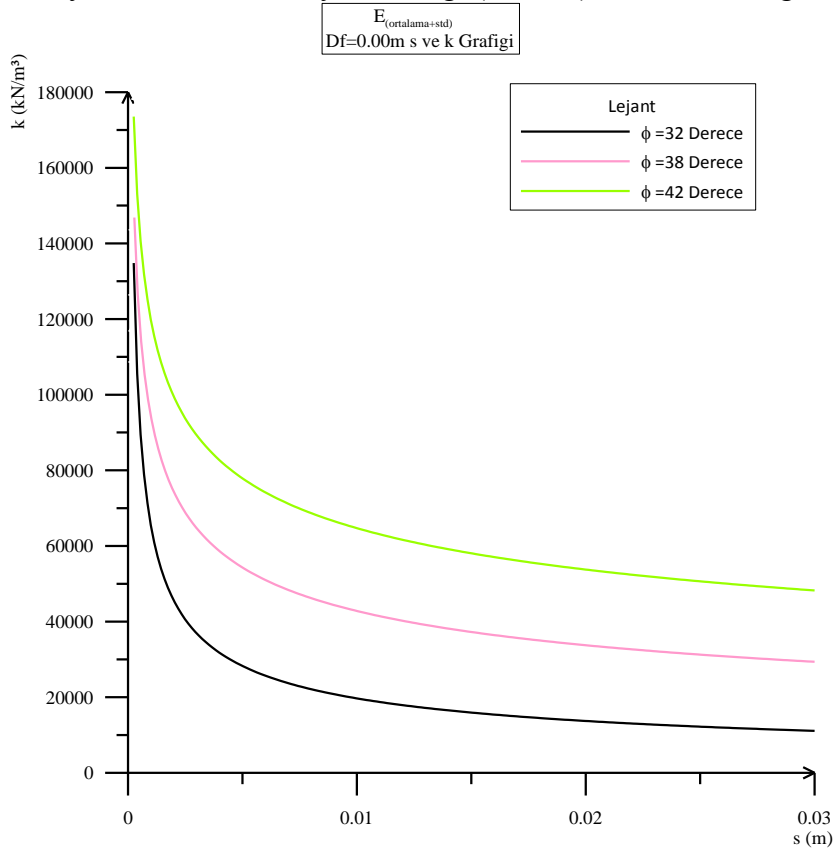
4.YATAK KATSAYISININ BULUNMASI

Mühendislik yapıları izin verilebilir tasarım çerçevesinde yapılmalıdır. Bu yüzden temel tasarımı yaparken Tablo 2 'de verilen izin verilebilir deformasyon kriterleri göz önünde bulundurularak tasarım yapılmalıdır.

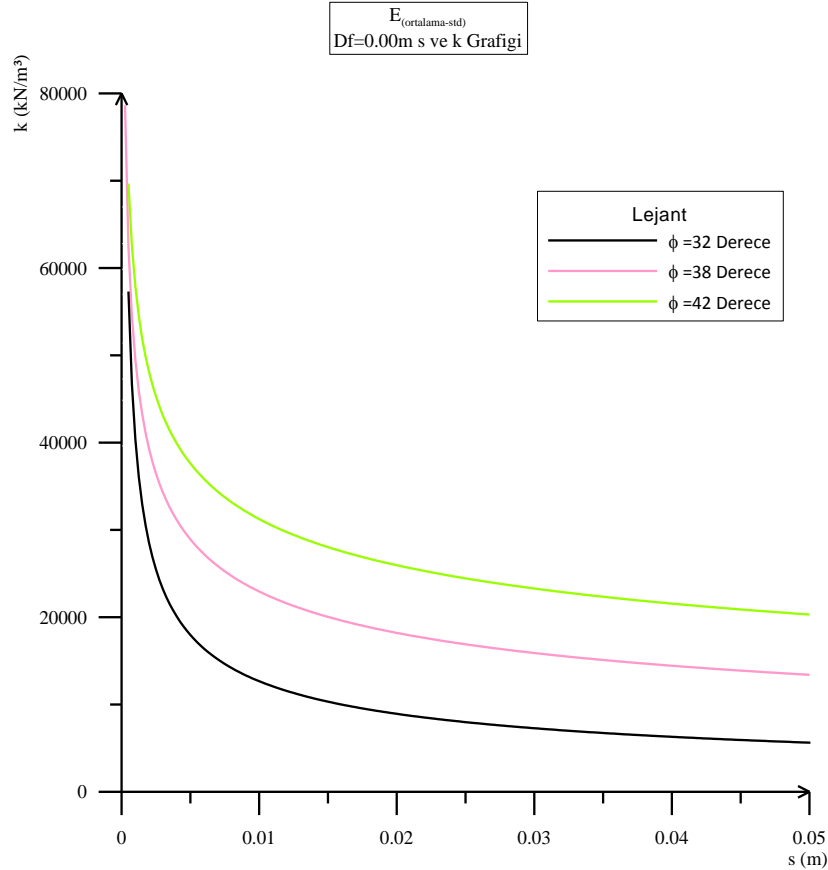
Bu nedenle, yatak katsayısının herhangi bir değişiklik göstermediği 1 m'den büyük temeller için, sonlu elemanlar yöntemi ile 1 m x 1 m kare temel eşdeğer çap yöntemi modellenmiştir. Bu sayede; deformasyona bağlı olarak azalma eğilimi gösteren yatak katsayılarının, zemin içsel sürtünme açısına, ortalama ve standart sapma değeri ile değişen zemin elastisite modülüne bağlı olarak değişimi Şekil 7 Şekil 8 ve Şekil 9'da verilen grafiklerde sunulmuştur.



Şekil 7. Deformasyon ve Yatak Katsayısı Grafiği (E_{ortalama}) Temel Derinliği $D_f=0.00\text{m}$



Şekil 8. Deformasyon ve Yatak Katsayısı Grafiği ($E_{\text{ortalama+std}}$) Temel derinliği $D_f=0.00\text{m}$



Şekil 9. Deformasyon ve Yatak Katsayısı Grafiği ($E_{ortalama-std}$) Temel derinliği Df=0.00m

5.SONUÇLAR

Literatürden toplanan 28 adet farklı içsel sürtünme açısı ve temel boyutuna ait yükleme deneyleri kullanılarak zemin profili çıkarılmıştır. Bu çalışma sonucunda, plaka yükleme deneylerinde kullanılan plaka boyutunun 1 m genişliğinden veya çapından sonra yatak katsayısı üzerinde etkili olmadığı bulunmuştur. Sonlu elemanlar yardımı ile yapılan analizler sonucunda aşağıdaki sonuçlara varılmaktadır.

1. Zemin içsel sürtünme açısı arttıkça, yatak katsayısı artmaktadır.
2. Yatak katsayısı düşey yöndeki deformasyonun bir fonksiyonu olmaktadır. Deformasyondaki artışa bağlı olarak yatak katsayısı azalmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] Winkler, E., "Die Lehre von Elastizität und Festigkeit (on Elasticity and Fixity)", 182, 1867.
- [2] Terzaghi, K., "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction", Geotechnique, Vol 94, 145-165, 1955.
- [3] Biot, M. A., "Bending of Infinite Beams on an Elastic Foundation", Journal of Applied Physics, 155-164, 1937.

- [4] Vesic, A. B., “Beams on Elastic Subgrade and Winkler’s Hypothesis”, 5th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1961, Paris.
- [5] Meyerhof, G. G., “Shallow Foundations”, American Society of Civil Engineers, vol. 91, SM 2, 21-31, 1965.
- [5] Selvadurai, A. P. S., “Elastic Analysis of Soil-Foundation Interaction”, Developments in Geotechnical Engineering, Vol.17, 1979.
- [7] Bowles. J.E., (1996), “Foundation Analysis and Design 5th”, McGraw-Hill
- [8] Eurocode 7, “Geotechnical Design Part 2: Ground Investigation and Testing”, European Standard Norm, 57–59, 2007.
- [9] Girgin, C. S., Mısır, S., Özden, G., ve Kahraman, S., “Yapı-Zemin Etkileşiminin Yapısal Tasarımındaki Rolü”, Dokuz Eylül Üniversitesi Fakültesi Fen ve Mühendislik Dergisi, 10(1): 27-37, 2008.
- [10] Daloglu, A.T. and Vallabhan, C.V., “Values of k For Slab on Winkler Foundation”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126 American Society of Civil Engineers, 463-471, 2000.
- [11] Kahraman, S., Mısır, İ.S., ve Özden G., “Sabit ve Değişken Yatak Katsayısı Yaklaşımlarının Yapı Davranışa Etkisi”, 6.Ulusal Deprem Konferansı, İstanbul. (2007).
- [12] Dörken, W. and Dehne, W., “Grundbau in Beispielen Teil 2”, Werner Verlag, 175-176, 1995.
- [13] Zeevaert, L., (1983), “Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions”, United State of America:Van Nostrand Reinhold Company, 145-234.
- [14] Baldouf, T. (1988), “Betonkonstruktionen im Tiefbau.Ernst & Sohn, Berlin, 102.
- [15] Ersoy, U., (1995), “Betonarme 2 Döşeme ve Temeller”, Evrim Yayınevi, 175-178.
- [16] Das, B. M., (2007), “Principles of Foundation Engineering”, United State of America:Thomson, 170-312.
- [17] Uzuner, B.A., (2011), “Temel Mühendisliğine Giriş”, Trabzon: Derya Kitabevi, 167-171.
- [18] Kökten, Ö., “Yüzeysel Temellerin TS 500’e Göre Hesap ve Tasarım Yöntemleri”, Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, 10-12, 2008.
- [19] Önalp, A. ve Sert, S., (2010), “Geoteknik Bilgisi III Bina Temelleri”,Birsen Yayınevi, 205 – 206.
- [20] Canape, Y., “Fondations superficielles. Essais de chargement de semelles établies sur une couche de sable en place, station expérimentale de Labenne”, Influence des conditions d'exécution. Compte rendu d'essais. FAER 1.17.02.09, LREP, Fransa, 1990.
- [21] Phung Duc Long, P. D. “Footings with settlement-reducing piles in non-cohesive soil”, Report 43, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, 45-93, 1993.
- [22] Lin, B.S., Chu, B.L and Chang, X.N. “Study of Mechanical Characteristics of Red Gravel in Linko Terrace.” Proceedings Geotechnical Engineering Conference, 1987, Taiwan.
- [23] Viana da Fonseca, A., Ferreira, C., and Vieira de Saousa, J., “Deriving Stiffness Parameters from “Simple” in Situ Tests and Relating them with Reference Values on Saprolitic Soils from Granite”, Proceedings 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2003, Cambridge.
- [24] Frost, R. J. “Discussion to Session No.1.Proceedings, Symposium on Foundations on Interbedded Sands”, 1970, Perth.

- [25] Bazaraa, A. R. S. S., “Use of Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand”, Doktora Tezi, Univesity of Illionis, Urbana, 1967.
- [26] Verma, S. K., Jain. P. K., and Kumar, R. “Prediction of Bearing Capacity of Granular Layered Soils by Plate Load Test”, International Journal of Advanced Engineering Research and Studies, 2013.
- [27] Long, D. P. “Which Soil Inverstigation Methods Can We Trust: Field Test or Laboratory Tests?”, Proceedings 1st International Conference on Site Characterization, 1998, Atlanta.
- [28] Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W., “Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design.” Report-EI-2870, 1990, Paolo Alto.
- [29] Chen, J.-R., “Axial Behavior of Drilled Shafts in Gravelly Soils.” Doktora Tezi, Cornell University, Ithaca, 2004.

KAZIKLI RADYE TEMEL TASARIMI VE MODELENMESİ

DESIGN OF PILED RAFT FOUNDATION AND ITS MODELLING

Ayşe ALAGÖZ¹ Murat Can ÖZDEMİR² Ekin EKİZCE³ Osman SİVRİKAYA*⁴

ABSTRACT

Civil engineers prefer to use shallow foundations where possible because their construction is simple and they are cheap. However, we often encounter situations in which shallow foundations are not the suitable solution. The piled raft is the most effective type of foundation that reduces settlements, where raft foundations are adequate in terms of bearing capacity but their settlement values exceeds acceptable limits. In this study, It is intended to obtain the optimum design by deciding pile type, number of piles and pile spacing in the piled raft foundation system where the superstructure loads are very high. The individual pile and block failure of designed piled raft foundation system is controlled. The settlement values obtained by an empirical/semi-empirical method and by a commercial software package based on finite element method (FEM) were compared. According to the analyses results, the maximum settlement values estimated by approximate methods (empirical/semi-empirical methods) were found to be close to the values calculated by the FEM based program. It is thought that the difference between settlement values are caused by different procedure of calculation methods.

Keywords: Piled raft foundation, over-consolidated clay, modeling, settlement.

ÖZET

İnşaat mühendisleri, inşa edilmeleri basit ve ucuz olduğundan, mümkün olduğu durumlarda yüzeysel temeller kullanmayı tercih eder. Ancak çoğu zaman yüzeysel temellerin uygun çözüm olmadığı durumlar ile karşılaşırız. Radye temelin taşıma gücü açısından yeterli olduğu ancak oturma değerlerinin kabul edilebilir sınırları aştığı durumlarda, oturmaları azaltmada kazıklı radye en etkin temel tipidir. Bu çalışmada, üst yapıdan gelen yükün çok büyük olduğu durumda kazıklı radye temel sistemi için kazık tipine, kazık sayısına ve kazık ara mesafesine karar verilerek en uygun tasarımın elde edilmesi amaçlanmıştır. Seçilen kazıklı radye temel sistemi için kazıkların bireysel ve blok göçme açısından güvenliğinin kontrolü yapılmıştır. Ampirik/yarı-ampirik yöntemlerle bulunan oturma miktarları ile, sonlu elemalar yönetimi kullanan bir paket programı ile bulunan değerlerin karşılaştırılması gerçekleştirilmiştir. Yapılan analiz sonuçlarına göre yaklaşık yöntemle (ampirik/yarı-

¹ Niğde Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, aysealagozz@gmail.com

² Niğde Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, muratcanozdemir@windowslive.com

³ Niğde Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ekingzt@gmail.com

⁴ Prof. Dr. Niğde Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, osivrikaya@nigde.edu.tr

ampirik yöntem) elde edilen oturma değerlerinin, sonlu elemanlar yöntemi kullanan paket program ile bulunan maksimum oturma değerine yakın çıktığı görülmüştür. Oturma değerleri arasındaki farkın, hesap yöntemleri arasındaki farktan kaynaklandığı düşünülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Kazıklı radye temel, aşırı konsolide kil, modelleme, oturma.

1. GİRİŞ

Temellerin tasarımında yapı ile ilgili bilgiler yanında zeminin mühendislik özelliklerinin de bilinmesi gerekmektedir. Yapı arazisinde zemin profilinin ve zemin özelliklerinin belirlenmesi için arazi ve laboratuvar çalışmaları yapılması gerekmektedir. Arazide yapılan sondaj çalışmaları ile zeminin düşey profili çıkarılabilmekte, aynı zamanda laboratuvar deneylerinde kullanılmak üzere örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınabilmektedir. Bir zemin profilinin sayısal analizinin yapılabilmesi için, uygun parametrelerin laboratuvar ve/veya arazi deneyleri ile belirlenmesi gerekmektedir. Ancak, bu özelliklerin belirlenmesinin yanında uygun zemin modelinin belirlenmesi de projelendirme aşamasında yapılan sayısal analiz sonuçlarına önemli derecede etki etmektedir.

Temel zeminlerinin problemliliği halinde, en genel çözüm derin temel (kazık temel) seçilerek yapı temellerinin tasarlanmasıdır. Bazı hallerde yüzeysel temel taşıma gücü açısından yeterlidir fakat oturmalar kabul edilebilir değerleri aşabilir. Bu şartlarda, radye temelin altında imal edilecek kazıklar oturmayı azaltıcı eleman olarak kullanılmaktadır. Geleneksel yöntemlerde kazıklı radye temel hesabı, yapı yükünün tamamının kazıklar tarafından taşındığı varsayımına göre yapılır. Fakat radyenin zeminle doğrudan temas ettiği durumlarda yük radye ve kazıklar arasında paylaşılarak zemine aktarılmaktadır. Temellerin boyutlandırılmasında radye tarafından zemine aktarılan yük göz önüne alınırsa, kazık harcamalarında dolayısıyla temel maliyetinde önemli ölçüde tasarruf sağlanır.

Literatürde kazıkların ara mesafesinin (s) kazık çapın (D) 3-7 katı olması halinde kazıkların grup olarak nitelendirilmesi ve kazık arası mesafenin çapın en az 3 katı kadar olması önerilmektedir [1]. Bunun sebebi kazıkların imalatını zorlaştırmamak ve kazıkların negatif etkisini azaltmaktır. Bununla beraber pratikte bazı uygulamalarda imal edilen kazıkların merkezlerinin düşey yönde sapması sonucu uç seviyesinde yakınlaştığı ve bu seviyede aşırı gerilme artışı olduğu gözlenmektedir. Sonuçta bu durum karşısında özellikle killi zeminde aşırı miktarda oturma olduğu gözlenir [2].

1.1. Kazıklı Radyede (Kazık Gruplarında) Taşıma Gücü

Kazık gruplarında taşıma gücü hesabı, kazıkların grup halinde çalıştıkları kabulüyle yapılır. Grup içerisinde ki kazıklar diğer kazıkların sebep olduğu gerilmelerin tesir alanı içerisinde kalabilirler. Bu yüzden özellikle kohezyonlu zeminlerde kazık grubunun taşıma gücü, her bir kazığın taşıma gücü toplamına eşit olmayabilir. Kazık gruplarındaki taşıma gücünde meydana gelen azalmayı hesaplamak için ampirik ve yarı ampirik formüller geliştirilmiştir. Grup taşıma gücü kazıkların birer birer taşıma güçlerinin toplamı ile kazık grup verimliliği olarak adlandırılan 'η' kat sayısının çarpılması sonucu bulunur.

1.1.1. Kohezyonsuz Zeminlerde Kazıklı Radyenin Taşıma Gücü

Kohezyonsuz zeminlerde grupta yer alan kazıkların altında meydana gelen gerilme zarflarının diğer kazıklarla olan etkileşimi az olduğu verimlilik katsayısı (η) genel olarak 1 alınır. Bu nedenle pratik olarak tekil kazıkların taşıma güçlerinin toplamı kazık grubunun taşıma gücüne eşitlenir. Kazık grubunun taşıma kapasitesi ile ilgili olarak Vesic (1977)' in önerdiği [1];

$$Q_G = N \cdot Q_{\text{tekil}} \quad (1)$$

bağıntısı kullanılır. Burada Q_G kazık grubunun taşıma gücü, Q_{tekil} tek kazığın taşıma gücü ve N kazık sayısıdır.

1.1.2. Kohezyonlu Zeminlerde Kazıklı Radyenin Taşıma Gücü

Kohezyonlu zeminlerde genel olarak kazıkların taşıma güçleri toplamı, grup taşıma kapasitesinden daha azdır. Kazık grubunun taşıma gücü, bireysel etki ve grup etkisinden küçük olanına eşit kabul edilir.

Bireysel Etki: Kazıkların sık yerleştirilmesi (kazıklar arası mesafe $3D$ ' den küçük) durumunda grup taşıma gücü, bireysel etki ile toplam taşıma gücünden küçük olacaktır. Grup etkisi yok ise toplam yük, tek kazığın taşıdığı yükün " N " katı ile verimlilik katsayısı (η)' in çarpımına eşit olur.

$$Q_G = N \cdot \eta \cdot Q_{\text{tekil}} \quad (2)$$

Kazık grubu verimliliği (η); zemin cinsine (parametrelerine), kazık çapına, kazık aralığına, kazık uzunluğuna, kazık grubu ve şekline, kazığın yapım şekline, kazığın yapımından sonra geçen süreye ve uygulanacak yükün yönüne bağlı olarak değişkenlik gösterir. Pratik olarak kohezyonlu zeminlerde kazık grubu verimlilik katsayısı için Tablo.1'deki değerler kullanılabilir veya Converse – Labbare Denklem (3) yardımı ile de hesaplanabilir.

Tablo 1. Grup Verimi (η) Tahmini Öneriler [3]

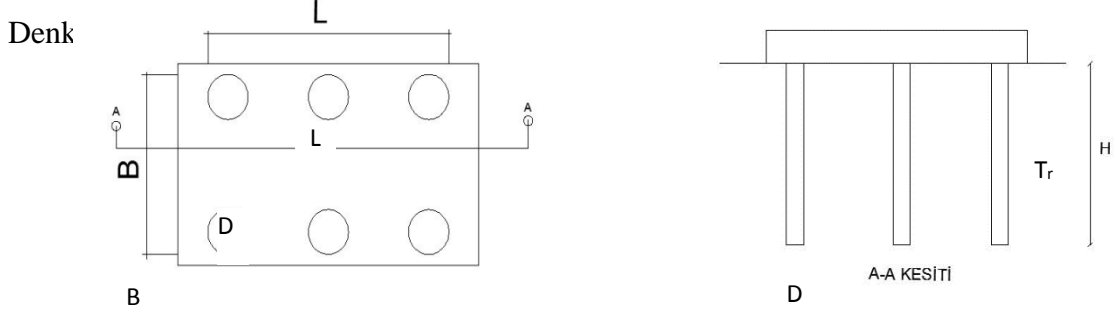
Kazık Yerleşimi (s)	3D	4D	5D	6D	8D
η	0.7	0.75	0.85	0.9	1

$$\eta = 1 - \theta \cdot \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \quad (3)$$

Burada n bir sıradaki kazık sayısı, m gruptaki kazık sıra sayısı, s kazık aralığı, D kazık çapı ve $\theta = \arctg(d/s)$ dir.

Blok Etkisi: Grup etkisi ile taşıma gücü, bireysel etki ile taşıma kapasitesinden daha büyük çıkmaktadır. Şekil 1’de görünen kazık gurubu taşıma kapasitesi; Terzaghi ve Peck (1967)’nin önerdiği [4];

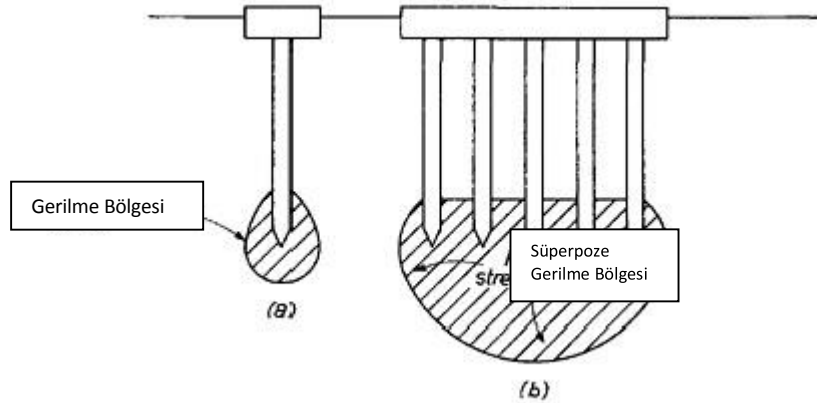
$$Q_{Grup} = c_u N_c BL + 2(B+T) H c_u \quad (4)$$



Şekil 1. Kohezyonlu Zeminlerde Kazık Grubu Taşıma Kapasitesi [4]

1.2. Kazık Gruplarında (Kazıklı Radyede) Oturma

Kazık gruplarında, hem elastik hem de zamana bağlı konsolidasyon oturmaları söz konusu grubu oluşturan tekil kazıkların oturma değerlerinden fazla olacaktır. Bunun sebebi, kazıklardan zemine aktarılan gerilmelerin kazık grubu için tekil kazıklara nazaran çok daha derin bir alanda etkimeleridir. Şekil 2’de gösterildiği gibi kazıklar tarafından zemine aktarılan gerilmelerde süperpozisyon oluşacağından artış olacak ve kazık taşıma kapasitesinde tekil kazıklara göre azalma ve oturma miktarlarında artış meydana gelecektir [5]



Şekil 2. Kazık Gruplarında Oluşan Gerilmelerin Süperpozisyonu

Kazık gruplarının oturmalarında bir çok farklı yöntem kullanılmaktadır. Bunlar aşağıdaki gibi sınıflandırılabilir [6]:

1. Ampirik formüllere dayanan yöntemler [7, 8],
2. Yapı zemin etkileşimini ve gerilme süperpozisyonunu dikkate alan yaklaşımlar [9],

3. Tekil kazıklara ait yük-oturma grafiklerini grup etkileşim faktörleri yardımıyla değiştirmeye dayanan yaklaşımlar,
4. Kazık grubuna etkiyen ortalama yük altında bir adet kazığın oturmasının oturma oranı R_s ile çarpılarak grup etkisini göze almaya dayanan yaklaşımlar,
5. Kazıkların yüzeyden itibaren belirli bir derinlikte yer alan bir radye temel tarafından sembolize edilebileceği varsayımına dayanan eşdeğer radye yöntemi,
6. Kazık grubunun ve arasındaki zeminin bir bütün olarak algılanarak grubun bir tekil kazık gibi çözümlenmesine dayanan blok yöntemi, bu yöntemde kazık ve zeminin rijitliği hesaplanır ve ortalama oturma değeri elde edilir.
7. Sonlu elemanlar metodu (SEM) ve sonlu farklar metodu (SFM) gibi nümerik yöntemler.

Kazık gruplarının konsolidasyon oturmalarının hesaplanmasında en sık kullanılan yöntemler olan basitleştirilmiş yöntemler yukarıda bahsedildiği gibi eşdeğer radye jeneral temel yöntemi ve kazık gruplarının blok halinde davrandığı farz edilerek çözümlenen eşdeğer ayak yöntemidir.

1.2.1. Kazıklı Radyenin Elastik Oturması

Yarı Ampirik Yöntem: Çalışan düşey bir yük (Q_{wp}) altında, kazıkta üç sebepten oturma meydana gelmektedir. Bunlar; kazık ucunun oturması (S_p), kazığın elastik oturması (S_s), kazığın gövde boyunca taşınan yükten dolayı oturması (S_{ps}) dir. Kazıkta oluşan toplam oturma (S_t), bunların toplamıdır [1].

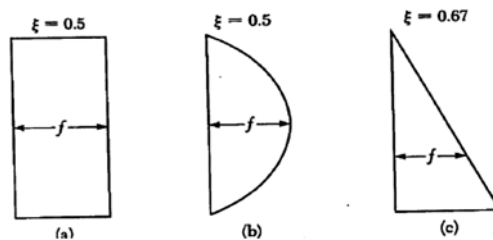
$$S_t = S_s + S_p + S_{ps} \quad (5)$$

Kazık oturmasının bu üç elemanını belirlemek için aşağıdaki prosedür uygulanmaktadır:

Eğer kazık malzemesinin elastik olduğu kabul edilirse, kazık shaftındaki deformasyon temel malzeme mekaniği kullanılarak Denklem (6) ile belirlenebilir:

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s Q_{fa}) \frac{L}{A_p \cdot E_p} \quad (6)$$

Burada Q_{pa} servis yükü altında kazık ucu tarafından taşınan yük, Q_{fa} servis yükü altında kazık gövdesi tarafından taşınan yük, α_s kazık gövdesi boyunca çevre sürtünmesine bağlı bir katsayı, L kazık boyu, A_p kazık uç alanı, E_p kazık elastisite modülünü temsil etmektedir. α_s 'in büyüklüğü, kazık shaftı boyunca oluşan birim sürtünme mukavemetine bağlıdır. Eğer f uniform veya parabolikse (Şekil 3a ve 3b), α_s 0,5'e eşittir. Ancak, f 'in dağılımı üçgen ise, α_s 'in değeri yaklaşık 0.67'dir (Şekil 3c) [1].



Şekil 3. Kazık Shaftı Boyunca Çeşitli Birim Sürtünme Mukavemetleri [1]

Bir kazığın kazık ucundaki yüke bağlı oturması, yüzeysel temellerdekine benzer şekilde ifade edilmektedir.

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{D \cdot q_p} \quad (7)$$

Burada; D kazığın çapı, q_p nihai uç direnci, C_p ampirik katsayıyı verir (Tablo 2).

Tablo 2. Tipik C_p Değerleri [3]

Zemin çeşidi	Çakma Kazık	Fore Kazık
Kum (sıkıdan gevşeye)	0,02 - 0,04	0,09 - 0,18
Kil (katıdan yumuşağa)	0,02 - 0,03	0,03 - 0,06
Silt (sıkıdan gevşeye)	0,03 - 0,05	0,09 - 0,12

Kazığın gövde boyunca taşınan yükten dolayı oturması (S_{ps}), Denklem (8) ile belirlenebilir.

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{D_f \cdot q_p} \quad (8)$$

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \cdot \sqrt{\frac{D_f}{B}} \right) \cdot C_p \quad (9)$$

Burada; D_f kazık gömülü derinliğidir.

Ampirik yöntem:

$$S_t = \frac{D}{100} + \frac{Q_{va} \times L}{A_p \times E_p} \quad (10)$$

Burada, S_t toplam oturma, D kazığın çapı, Q_{va} servis yükü altında kazık tarafından taşınan yük, A_p kazık uç alanı, E_p kazık elastisite modülü ve L kazık boyudur.

Grup oturması değerinin (S_G) hesabında, tekil kazık için bulunan ampirik ve yarı ampirik yöntemlerden elde edilen oturma (S_t) değerlerinden büyük olanı dikkate alınarak, Denklem (11) kullanılarak hesaplanır [1].

$$S_G = S_t \sqrt{\frac{b}{D}} \quad (11)$$

1.2.2. Kazıklı Radyenin Konsolidasyon Oturması

Kildeki bir grup kazığın konsolidasyon oturması, 2:1 gerilme dağılımı metoduyla yaklaşık olarak belirlenebilir. Kazık gömü derinliğinin L olduğu kabul edilir. Grup, Q_g toplam yüküne maruzdur. Eğer kazık başlığı orijinal zemin yüzeyinden aşağıdaysa, Q_g , kazıklar

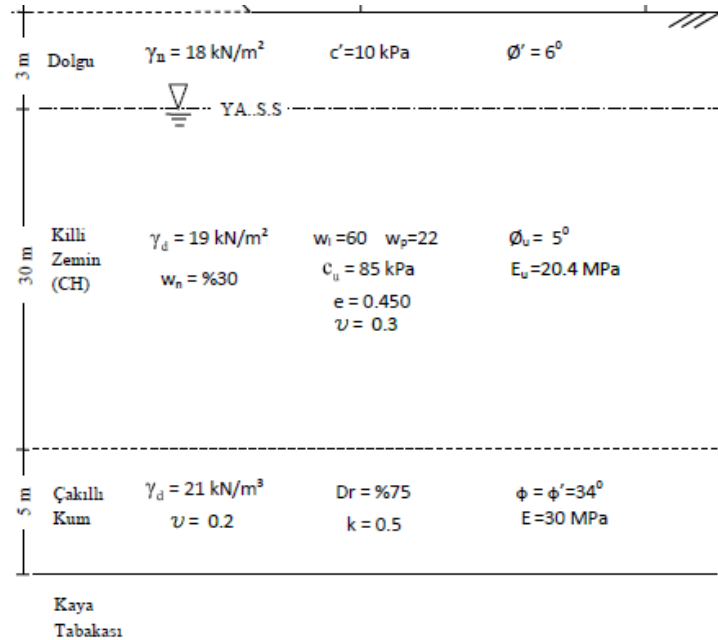
üzerindeki toplam yapı yükünden kazık grubunun üzerindeki kazılan zeminin efektif ağırlığının çıkarılmasıyla bulunur. Q_g yükünün, kazık üzerinden $2L/3$ derinlikte zemine yük aktarımına başladığı varsayılır.

Bu çalışmada kazıklı radye temel özellikleri ve hesap esasları ele alınmış, yaklaşık yöntemlerle elde hesaplanan oturma değerleri sonlu elemanlar yöntemini kullanan paket programda bulunun oturma değerleriyle karşılaştırılmıştır. Temel tasarımı için taşıma gücü ve oturma hesaplarında tasarımcı birçok yöntem kullanılabilir. Literatürde mevcut olan taşıma gücü teorileri, uniform zemin profili üzerinde yer alan kazıklı radye temellerin taşıma gücü değerleri için güvenli tarafta kalan mantıklı sonuçlar üretmektedir. Özellikle kazıklı radye temellerin taşıma gücü hesabında kullanılan teoriler genellikle tek tabakalı uniform zemin durumu için ele alınarak incelenmiştir.

2. MATERYAL VE METOD

Bu çalışmada, Şekil 5’de zemin profili verilen arazi üzerine 22m x 22m boyutlarında, 1 bodrum + 1 zemin ve 23 normal kattan oluşan bir binanın temel sistemi, kazıklı radye temel olarak projelendirilmiştir.

Zemin profilinde, üst yapıdan gelen yükün çok büyük olduğu durumda yükü zeminin emniyetle taşıyabileceği kazıklı radye temelin tasarımına karar verilen kazıklı radye temel sisteminin kazık tipi, kazık sayısı ve kazıklar arası mesafesi belirlenmiştir. Tüm bu ilkelere bağlı kalarak yapılan tasarımda kazıkların bireysel ve blok göçme açısından güvenliğinin kontrolü, temel sisteminin ampirik/yarı ampirik yöntemlerle bulunan oturma miktarlarının, Plaxis paket programından bulunan oturma miktarlarıyla karşılaştırılması amaçlanmıştır.



Şekil 4. Zemin Profili Bilgileri

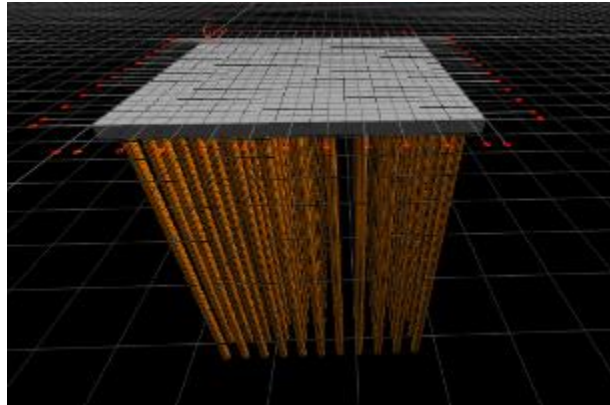
3. ANALİZLER

Çalışmada ilgili zemin koşullarında yer alan bina için kazıklı radye temel sisteminin taşıma gücünü sağladığı görülmüştür. Buna göre temel sistemi, kazıklı radye temel olarak projelendirilmiştir. Radye temelin kalınlığı (T_r) 0.8 m, kazık çapı (D) 0.8 m ve kazık boyu (L) 24 m olarak seçilerek, buna göre kazık sayısı belirlenmiştir (Şekil 1). Zemin profili 28 m aşırı konsolide kil ve altında çakıllı kum tabakasından oluşan $22 \text{ m} \times 22 \text{ m} = 484 \text{ m}^2$ alanda, 3 metre temel derinliğine (D_f), 0.8 m kazık çapı, 24 m kazık boyuna ve 0.8 m radye kalınlığına sahip kazıklı radye temel modellenmiştir ve tüm kolonlar $b_x=60 \times b_y=60 \text{ cm}$ olarak belirlenmiştir (Şekil 6). Zemin “Mohr-Coulomb” ile kazık ve radye temel ise “Elastik” malzeme olarak modellenmiştir.

3.1. Taşıma Gücü Hesabı

Öncelikle $22 \times 22 = 484 \text{ m}^2$ boyutlarında radye temel düşünülmesi halinde, üst yapıdan gelen yükler sonucu oluşan taban gerilme (q_{taban}) 300 kPa, tabana gelen yük (Q_{taban}) 145200 kN, net taban basıncı ($q_{\text{taban,net}}$) 246 kPa ve tabana gelen net yük ($Q_{\text{taban,net}}$) 128357 kN olarak bulunmuştur. Terzaghi taşıma gücü teorisine göre, sınır taşıma gücü (q_s) 578 kPa, emniyetli taşıma gücü (q_{em}) 193 kPa ve emniyetli yük (Q_{em}) 93412 kN olarak hesap edilmiştir. $Q_{\text{taban,net}} = 128357 \text{ kN} > Q_{\text{em}} = 93412 \text{ kN}$ olduğundan zemin taşıma gücü aşılmıştır. Dolayısıyla kazıklı radye temel tasarımı yapılmasına karar verilmiştir. Kazıklar sağlam kayaya kadar inmediğinden ve killi zemin tabakasından bulunduğu için uygulanacak kazık sürtünme kazığıdır.

Bir kazığın taşıyacağı sınır yük $Q_{\text{kazık}} = 2955 (f_s A_s + q_{\text{uç}} A_{\text{uç}} = 42.5 \times 60.5 + 765 \times 0.5)$ ve güvenli yük $Q_{\text{em}} = 1182 \text{ kN}$ olarak bulunmuştur. Pratikte elle yapılan hesaplarda zemine üst yapıdan gelen yükün tamamının kazıklar tarafından taşındığı varsayıldığı için, fakat aynı zamanda radye temelin de yük taşıyacağı göz önünde bulundurulmuş dolayısıyla $G_s = 2.5$ alınmıştır. Kazığın sayısı (N); $N = 128357 / 1182 = 109$ adet olarak bulunmuştur. Kazık yerleşimi olarak güvenli tarafta kalmak adına toplamda 121 kazık olmak üzere, her iki yönde 11 adet kazık yerleştirilmesi öngörülmüştür. Bu yerleşim $S \geq 2.5D$ şartını sağlamaktadır. Şekil 5’de ise kazıkların üç boyutlu gösterimi verilmiştir.



Şekil 5. Kazıkların Perspektif Üç Boyutlu Gösterimi

Kazık gruplarında kohezyonlu zeminler için taşıma gücü kriteri açısından, bireysel göçme ve blok (toptan) göçme tahkikleri yapılmıştır. Kazıklı temelde grup verimi olarak literatürde verilen (Tablo 1) $\eta = 0,7$ olarak alınabilir ancak eğer killi zeminde drenajsız kayma

mukavemeti $c_u < 95 \text{ kPa}$ ve radye (kazık başlığı) zemine temas ediyorsa $\eta = 1$ alınabilir. Bu durumda grup kazık taşıma gücü bireysel göçme kriterine göre, $Q_{\text{grup}} = 1 \cdot 121 \cdot 1182 = 143022 \text{ kN}$ olarak bulunmuştur. Blok (Toptan) Göçme kriterine göre ise, Denklem (4)'e göre $Q_{\text{grup}} = 166447 \text{ kN}$ ($G_s = 2.5$) olarak bulunmuştur. Sonuç olarak bireysel taşıma kapasitesi ve blok taşıma kapasitesi değerleri hesaplanıp net taban yükü ile karşılaştırıldığında $Q_{\text{grup}} = 143022 \text{ kN} > Q_{\text{net, taban}} = 128357 \text{ kN}$ olduğundan dolayı bireysel göçme ve blok (toptan) göçme açısından güvenli olduğu görülmüştür.

3.2. Oturma Hesabı

Kazıkların yer aldığı tabaka aşırı konsolide bir kil olduğu için, kazıklarda meydana gelen oturma sadece elastik oturma olarak ele alınmış ve killi zeminlerin konsolidasyon oturmaları, aşırı konsolide bölgede olduğunda pratik olarak beklenmediğinden hesaba katılmamıştır [3].

3.2.1. Tekil kazığın yarı ampirik ve ampirik yöntemlerle elastik oturma hesabı

Beton kalitesi $\sigma_c = 30 \text{ MPa}$ olarak seçilmiş, kazık elastisite modülü $E_p = 25750 \cdot 10^3 \text{ kPa}$ olarak belirlenmiştir. Kazık grubu üzerine gelen toplam yük $Q_{\text{net}} = 128357 \text{ kN}$, bir kazık üzerine gelen yük $Q_k = 128357/121 = 1061 \text{ kN}$, kazık grup kapasitesi $Q_{\text{grup}} = 143022 \text{ kN}$ bulunmuştur. Bir kazığın taşıdığı emniyetli yükün ($Q_{\text{em}} = 1182 \text{ kN}$) uç ve sürtünme tarafından karşıladığı yükler; kazık uç emniyetli yük $Q_{\text{uç, em}} = 385/2.5 = 154 \text{ kN}$ ve kazık shaftın sürtünme emniyetli yük $Q_{\text{sürtünme, em}} = 2575.25/2.5 = 1028.5 \text{ kN}$ olarak bulunmuştur. Kazık üzerine yükün ne kadarının gövdesi ne kadarının ucu tarafından taşındığını bulmak için, kazık üzerine gelen yük ($Q_k = 1061 \text{ kN}$) kazık taşıma kapasitesine oranlanır ve bu katsayı ile kazık çevre direnci $Q_{\text{fa}} = 923 \text{ kN}$ ile uç direnci $Q_{\text{pa}} = 138 \text{ kN}$ belirlenmiştir. Denklem (5), (6) (7) ve (8) yardımıyla, yarı ampirik yöntemle tekil kazığın elastik oturma değeri (S_t) $10.11 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ olarak bulunmuştur. Ampirik yöntemle ise, Denklem (10) yardımıyla tekil kazığın elastik oturma değeri (S_t) ise $9.97 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ olarak bulunmuştur.

3.2.2. Kazık grubunun oturma hesabı

Grup oturması için ampirik ve yarı ampirik yöntemlerden elde edilen oturma değerlerinden büyük olanı kullanılır. Bu durumda, ampirik yöntemle hesaplanan daha büyük oturma değeri alınarak, kazık grubunun oturma değeri (S_g), Denklem (11) yardımıyla yaklaşık 51.55 mm olarak hesaplanmıştır. Elde edilen oturma miktarı izin verilebilir sınırlar içerisinde olduğu için oturma açısından bir sorun görülmemektedir. Kazık grubunun bulunduğu zemin aşırı konsolide kil olduğundan dolayı oturma hesabında sadece elastik oturma hesaplanmış, konsolidasyon oturması miktarı çok küçük olacağından ihmal edilmiştir.

3.2.3. Nümerik yöntemle kazık grubunda oturma

Kazıklar radye temel altına binanın her iki doğrultusuna 11'er adet yerleştirilmiştir. Kazık temelin oturma hesabının yapılabilmesi için öncelikle tek bir kazığa gelen maksimum düşey yük hesaplanmıştır. Bir kazık üzerine gelen yük $Q_k = Q_{\text{net}}/N = 128357/121 = 1061 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Yazılımda kullanılan zemin, kazık ve radye temel parametreleri sırasıyla Tablo 3, Tablo 4 ve Tablo 5'de verilmiştir.

Sonlu elemanlar programında öncelikle geometri oluşturulmuş, zemin parametreleri ve radye ile kazık başlığı özellikleri eklenmiştir. Daha sonra, üst yapıdan gelen yük kesit alana göre kazık sayısı dikkate alınarak tekil yükler şeklinde kazıklara etkililerek, kazıklar üzerine

gelen yük girilmiş ve 3 aşamalı olarak hesaplama işlemi yapılmıştır. İlk aşamada kazıklar etkinleştirilmiş. İkinci aşamada radye olarak tanımlanan kazık başlığı etkinleştirilmiştir. Üçüncü aşamada ise kazıkların üzerine gelen yükler etkinleştirilmiş ve hesaplama işlemi sonucunda kazıklardaki oturma miktarı belirlenmiştir.

Tablo 3. Zemin Parametreleri

Parametreler	Birim	Kil	Kum
Malzeme Modeli		Mohr-Coulomb	
Drenaj Durumu		Drenajsız	Drenajlı
Doğal B.H.A (γ_{unsat})	kN/m ³	18.5	18
Suya Doygun B.H.A (γ_{sat})	kN/m ³	19	19
Referans Young Modülü ($E_{50,Ref}$)	kN/m ²	20400	30000
Referans Kohezyon (c_{Ref})	kN/m ²	85	1
Kayma Mukavemeti Açısı (ϕ)	°	1	34
Dilatans Açısı (Ψ)	°	1	2
Poisson Oranı (ν)	-	0.3	0.2
Permabilite (k)	m/day	10 ⁻⁵	0.5

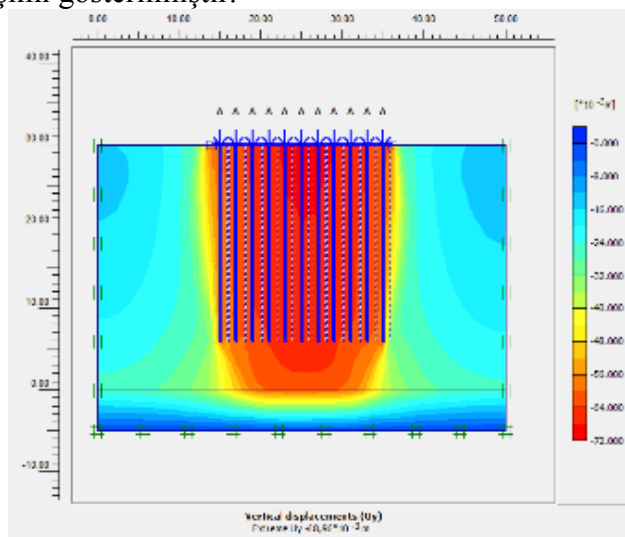
Tablo 4. Kazık Parametreleri

Malzeme Türü	D (m)	E (kN/m ²)	EA (kN/m)	EI (kN/m ² /m)	ν (-)	w (kN/m/m)
Elastik	0.8	3x10 ⁷	7.54x10 ⁶	3.97x10 ⁴	0.30	1.01

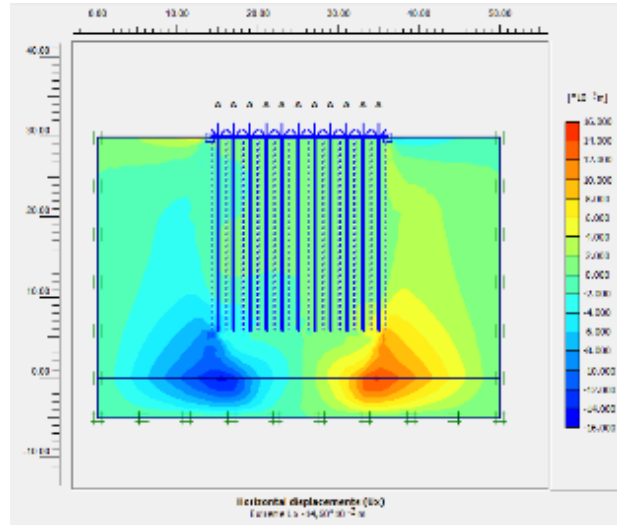
Tablo 5. Radye Temel Parametreleri

Malzeme Türü	T_r (m)	E (kN/m ²)	EA (kN/m)	EI (kN/m ² /m)	ν (-)	w (kN/m/m)
Elastik	0.8	3x10 ⁷	2.4x10 ⁷	1.28x10 ⁶	0.30	3.2

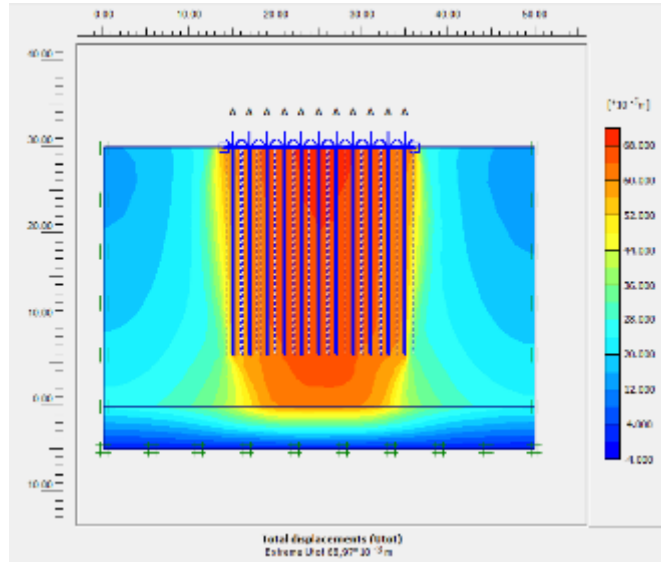
Analiz sonuçlarında; sırasıyla maksimum deplasman artışı, yatay deplasman, düşey deplasman ve toplam deplasman değerleri elde edilmiş ve Şekil 6, Şekil 7 ve Şekil 8'de deplasmanların değişimi gösterilmiştir.



Şekil 6. Düşey Deplasman Dağılımı



Şekil 7. Yatay deplasman dağılımı



Şekil 8. Toplam oturma dağılımı

Kazık grubuna göre yaklaşık yöntemle bulunan toplam oturma değeri 52 mm mertebesinde iken sonlu eleman yöntemi kullanan paket programı sonuçlarına göre bulunan toplam maksimum oturma değeri ise yaklaşık 69 mm olarak bulunmuştur.

5. SONUÇLAR

Yapılan ampirik/yarı-ampirik ile nümerik analizler sonucunda, yaklaşık yöntemle elde edilen oturma değerinin, sonlu eleman yöntemi kullanan paket programı ile bulunan oturma değerine yakınlığı görülmüştür. Oturma değerleri arasındaki farkın ise hesap yöntemleri arasındaki farktan kaynaklandığı düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Vesic, A.S. (1977), “Design of Pile Foundations”, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC.
- [2] Tomlinson, M.J. (2004), “Pile Design and Construction Practice”, Chapman and Hall, London, UK.
- [3] Prakash, S., Sharma, H.D. (1990), “Pile Foundations in Engineering Practice”, John Wiley and Sons.
- [4] Terzaaghi, K., Peck, R.B. (1968), “Soil Mechanics in Engineering Practice”, 2nd Edition, Wiley, New York.
- [5] Das, M.B. (1999), “Principles of Foundation Engineering”, Pws-Kent Pub., California.
- [6] Poulos, H.G., “Pile Group Settlement Estimation – Research to Practice, Foundation Analysis and Design: Innovative Methods”, ASCE American Society of Civil Engineering, pp.1-22, 2006.
- [7] Vesic, A.S., “Load Transfer in Pile Soil Systems”, Proceedings Conference on Design Installation of Pile Foundations, Lehigh University, Betlehem, 1970, pp.47-73.
- [8] Meyerhof, G.G., “Bearing Capacity And Settlement of Pile Foundations”, Proceedings of The American Society of Civil Engineers, Gt3, pp. 197–228, 1976.
- [9] Poulos, H.G., Davids, E.H. (1980), “Pile Foundation Analysis and Design”, John Wiley New York.

GEOGRİD DONATILI KOHEZYONSUZ ZEMİNLERE GÖMÜLÜ ANKRAJ PLAKALARININ ÇEKME DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF UPLIFT BEHAVIOUR OF ANCHOR PLATES
EMBEDDED IN GEOGRID REINFORCED COHESIONLESS SOILS

Mehmet Salih KESKİN¹

ABSTRACT

In this study, uplift capacity of plate anchors in sand with and without geogrid reinforcement was investigated experimentally and numerically. Square shaped metal plates were used as anchor plates. In unreinforced tests, the effect of embedment depth and the relative density of sand on the uplift capacity were investigated. In reinforced tests, the effect of the depth of the single layer of geogrid, vertical spacing of geogrid layers, number of geogrid layers, and length of geogrid layers were investigated and the optimum parameters which give the maximum uplift capacity were obtained. In numerical study, a series of three dimensional finite element analyses model was established. The results showed that the improvement in uplift capacity was found to be strongly dependent on the embedment depth and relative density of sand. Depending on the geogrid arrangement, ultimate uplift capacity values can be improved by up to approximately 1.70 times those of the unreinforced case.

Keywords: Reinforced soil, uplift capacity, plate anchors, model tests.

ÖZET

Bu çalışmada, geogrid ile güçlendirilmiş kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi deneysel ve nümerik olarak incelenmiştir. Ankraj plakası olarak kare biçimli metal plakalar kullanılmıştır. Donatısız model deneylerde, gömülme oranı ve kum sıkılığı parametrelerinin çekme kapasitesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Donatılı model deneylerde ise, ilk donatı derinliği, donatılar arası düşey mesafe, donatı sayısı ve donatı uzunluğu parametreleri incelenip en büyük çekme kapasitesini veren optimum değerler elde edilmiştir. Nümerik çalışmada, Plaxis bilgisayar programı kullanılarak, deney düzeneği 3 boyutlu olarak modellenmiştir. Yapılan çalışma sonucunda çekme kapasitesinin, ankraj gömülme oranı ve kum sıkılığında önemli derecede etkilendiği görülmüştür. Kum zemin içerisine optimum aralık ve sayıda geogrid donatı yerleştirilmesi durumunda, çekme kapasitesinin önemli miktarda (%70) arttırılabileceği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Donatılı zemin, çekme kapasitesi, ankraj plakası, model deney.

¹ Yrd. Doç. Dr., Dicle Üniversitesi, mskeskin@dicle.edu.tr

1. GİRİŞ

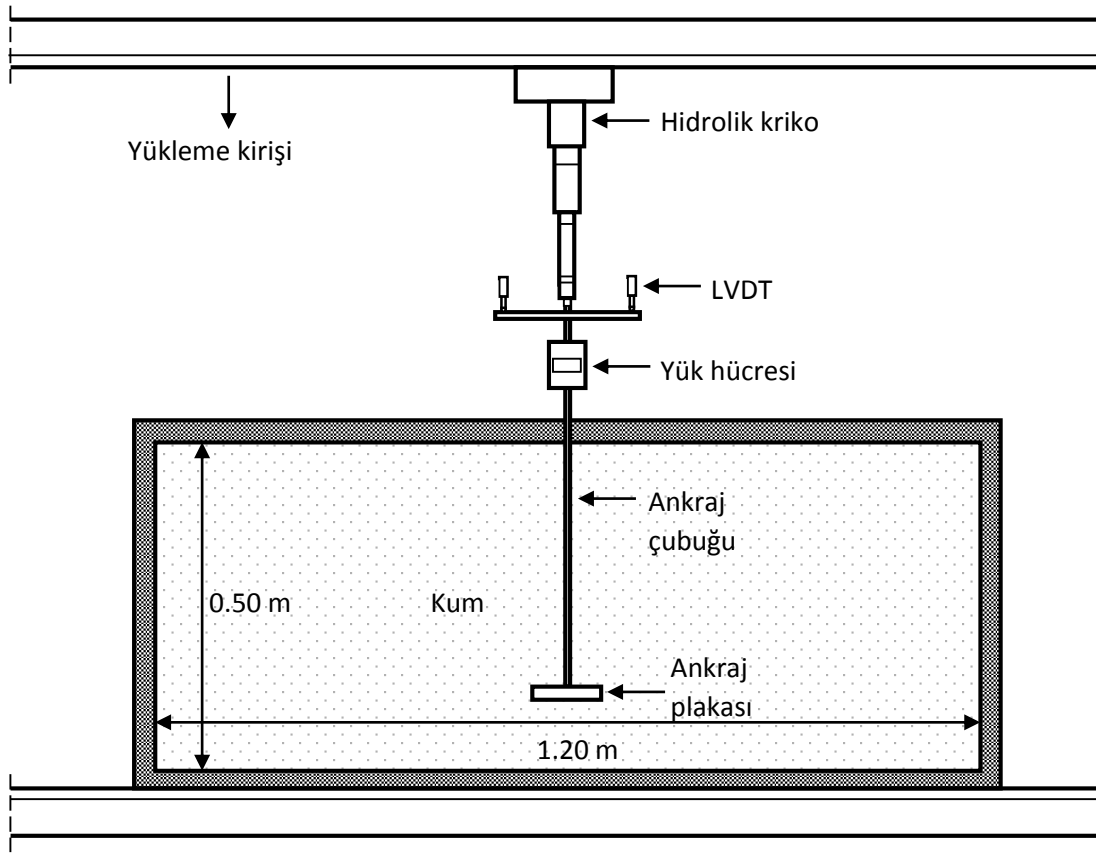
Temellerin çekme kuvvetlerine ve devirme momentlerine maruz kaldığı durumlar bulunmaktadır. Bu durum, özellikle deniz platformları, yüksek gerilim hatları, radyo ve televizyon kuleleri, işaret levhaları ve boru hatları gibi özel yapıların tasarımını yakından ilgilendirmektedir. Bu yapılar suyun kaldırma kuvveti, kablo yükleri veya rüzgar kuvvetinden kaynaklanan devirme momentleri nedeniyle çekme kuvvetine maruz kaldıklarından, yapı temelleri çekme kapasitesi açısından da tasarlanmalıdır. Çekme kuvvetlerine maruz yapılarda ankraj plakası temel sistemleri sıklıkla kullanılmaktadır. Bir gömülü ankraj plakasının çekme kapasitesi, genellikle temelin kendi ağırlığı, serbest yüzey boyunca sürtünme direnci ve kopma eğrisi üzerindeki serbest bölge içerisinde kalan zemin ağırlığından oluşmaktadır.

Ankraj plakalarının çekme kapasiteleri ile ilgili literatürde çok sayıda deneysel ve nümerik çalışmaya rastlanmaktadır [1-9]. Bu çalışmalardan elde edilen sonuçlar, ankraj plakası boyutunun artırılması ve ankraj plakasının daha büyük derinliklere gömülmesiyle çekme kapasitelerinin artırılabilirliğini göstermektedir. Bununla birlikte, bazı durumlarda, ankraj plakası boyutunun ve gömülme derinliğinin artırılması, kazı maliyetinin yüksekliği ve büyük derinliklerde karşılaşılabilecek yeraltı su seviyesi nedeniyle dolgu malzemesinin sıkıştırılma zorluğu gibi durumlarda ekonomik olmayabilmektedir. Bu gibi durumlarda, ankraj plakasının çekme kapasitesini arttırmak amacıyla alternatif yöntemlerin uygulanması zorunluluğu doğmaktadır. Alternatif yöntemlerden öne çıkanlardan birisi, çekme mukavemeti düşük zeminlerin çekme mukavemeti yüksek geosentetik malzemelerle güçlendirilmesidir. Zeminle arasındaki güçlü etkileşim, yüksek mekanik ve kimyasal mukavemet, dayanıklılık gibi özellikleri sayesinde geosentetik donatılar, ankraj plakalarının daha yüksek çekme kapasitelerine ulaşmasına imkan vermektedirler. Kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışıyla ilgili çok sayıda çalışma olmasına rağmen, geosentetik donatıyla güçlendirilmiş kohezyonsuz zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışı ile ilgili çalışma sayısı oldukça sınırlı sayıdadır. [10-13]. Literatürde mevcut çalışmalar incelendiğinde, optimum geogrid parametrelerinin araştırıldığı çalışmaların oldukça sınırlı olduğu ve nümerik çalışmaların genelde iki boyutlu olduğu göze çarpmaktadır. Bu yüzden, geosentetik donatılarla güçlendirilmiş zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışı ile ilgili çalışmalara ihtiyaç duyulmaktadır.

Bu çalışmada, geogrid ile güçlendirilmiş kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışı küçük ölçekli laboratuvar deneyleriyle deneysel olarak incelenmiş, optimum donatı parametreleri elde edilmiş ve 3 boyutlu nümerik analizler sonucunda elde edilen değerler ile karşılaştırılmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Deneysel çalışmalar, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarı'nda, iç ölçüleri 1.20m × 0.70m × 0.50m (uzunluk × genişlik × yükseklik) olan dikdörtgen kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 1 ve 2). Deney kasası iskeleti 5mm kalınlıktaki çelik profillerden olup, ön ve arka yüzeyleri 10mm kalınlıktaki cam, yan yüzeyler ile alt taban ise 20mm kalınlıktaki ahşap malzemeden oluşturulmuştur. Cam yüzeyler, kum numunelerin kasa içerisine yerleştirilmesi sırasında görülmesine ve deney süresince zeminde oluşan deformasyonların izlenmesine olanak sağlamaktadır.



Şekil 1. Model Deney Düzeneği



Şekil 2. Deney Kasası

Deneysel çalışmada, model ankraj plakası olarak 50mm × 50mm ölçülerinde rijit çelik plakalar kullanılmıştır.

Deneysel çalışmada, model zemin olarak Seyhan nehir yatağından temin edilen kum numuneler kullanılmıştır. Kullanılan kumun endeks ve kayma mukavemeti özelliklerinin belirlenmesi amacıyla Ç.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölüm Laboratuvarı'nda bir seri deney gerçekleştirilmiştir. Dane çapı dağılım eğrisinden, zemin sınıfı, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre kötü derecelenmiş ince ve temiz kum (SP) olarak bulunmuştur. Deneylerde kullanılan kum zeminin malzeme özellikleri Tablo 1'de sunulmaktadır. Deneylerde, model zemin, $D_r=35\%$ ve 85% relatif sıklık değerlerinde hazırlanmış ve bu sıklık değerlerine denk gelen içsel sürtünme açısı değerleri üç eksenli basınç deneylerinden $\phi=39^\circ$ ve 44° olarak elde edilmiştir [14].

Deneysel çalışmada kullanılan çift yönlü geogridin üretici firmadan temin edilen özellikleri Tablo 2'de görülmektedir.

Tablo 1. Kullanılan Kumun Özellikleri

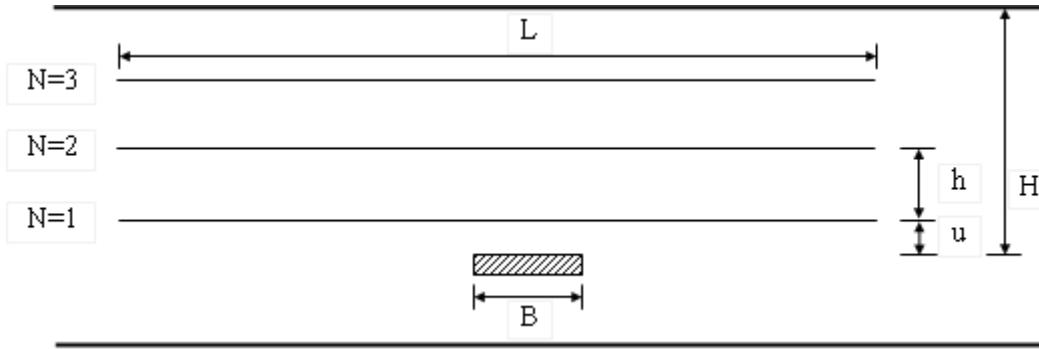
Parametreler	Değer
D_{10} (mm)	0.20
D_{30} (mm)	0.30
D_{60} (mm)	0.50
Üniformluk katsayısı, C_u	2.50
Derecelenme katsayısı, C_c	0.90
Dane birim hacim ağırlığı, γ_s (kN/m ³)	26.8
Maks. kuru birim hacim ağırlık, γ_{kmax} (kN/m ³)	17.6
Min. kuru birim hacim ağırlık, γ_{kmin} (kN/m ³)	14.7
Sınıflandırma (USCS)	SP

Tablo 2. Kullanılan Geogridin Özellikleri

Özellikler	SG Q1
Malzeme	PP
Renk	White
Max. çekme dayanımı (kN/m)	60/60
Rulo uzunluğu (m×m)	475×100

Model deneylerde ankraj plakasına, çekme yükü, yük hücresi ile ankraj plakasına bağlı olan ara çubuk elemanı vasıtasıyla uygulanmış ve model ankrajlar ile zemin arasında yenilme koşulu oluşuncaya dek yük uygulanmaya devam edilmiştir. Çekme yükünün uygulanması esnasında eksantrisite oluşmamasına dikkat edilmiştir. Her bir deneyde yüklemeye, model ankraj plakaları taşıma kapasitesine ulaşuncaya kadar devam edilmiş, ve deplasman değerleri ile karşılık gelen yük değerleri bilgisayar ortamına aktarılmıştır.

Deneysel çalışmada araştırılan parametreler Şekil 3'de, deney programı ise Tablo 3'de görülmektedir. Burada, u = ilk donatı tabakası, h =donatılar arası düşey mesafe, N =donatı tabaka sayısı, L =donatı tabakası uzunluğu, H =gömülme derinliği ve B =ankraj plakası genişliği değerlerini göstermektedir.



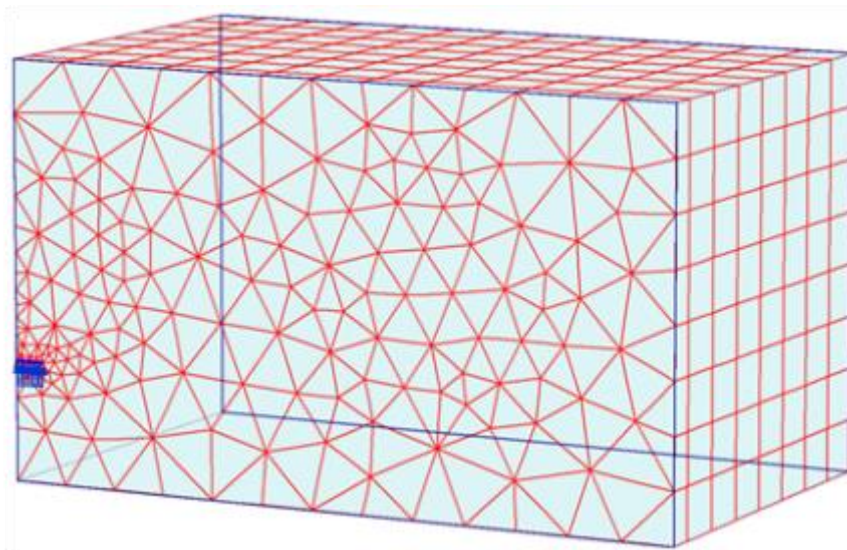
Şekil 3. Model Deney Geometrik Parametreleri

Tablo 3. Model Deney Programı

Seri	Sabit Parametreler	Değişken Parametreler
I	B=50mm, $D_r=35\%$, donatısız	$H/B=1, 2, 3, 4, 5, 6$
II	B=50mm, $D_r=85\%$, donatısız	$H/B=1, 2, 3, 4, 5, 6$
III	B=50mm, $D_r=35\%$, N=1, $L/B=24$	$u/B=0, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00$
IV	B=50mm, $D_r=35\%$, N=2, $L/B=24$, $u/B=opt.$	$h/B=0.25, 0.50, 0.75, 1.00$
V	B=50mm, $D_r=35\%$, $L/B=24$, $u/B=opt.$, $h/B=opt.$	N=1, 2, 3
VI	B=50mm, $D_r=35\%$, $u/B=opt.$, $h/B=opt.$, N=opt.	$L/B=1, 2, 3, 4, 5, 10, 20$

3. SONLU ELEMENLAR ANALİZİ

Sonlu elemanlar analizinde, deneysel çalışma programına benzer olarak donatılı kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışı incelenmiştir. Analizlerde zemin cinsi, sınırlar ve yükleme koşulları deneysel çalışmadakiler ile aynı seçilmeye çalışılmıştır. PLAXIS 3D Tunnel programında deney kasesinin geometrik modeli, üç boyutlu koşullarda simetri avantajından faydalanılarak oluşturulmuştur. (Şekil 4). Kum zemin, Mohr-coulomb zemin modeli kullanılarak modellenmiştir. Sayısal analizlerde kullanılan zemin ve donatı parametreleri Tablo 4 ve 5’de verilmektedir.



Şekil 4. Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Modeli

Tablo 4. Analizlerde Kullanılan Model Zemin Parametreleri

Parametre	Gevşek	Sıkı
Birim hacim ağırlık, γ (kN/m ³)	15.4	17.0
Elastisite modülü, E (kN/m ²)	21600	30000
Poisson oranı, ν (-)	0.25	0.25
İçsel sürtünme açısı, ϕ (°)	39	44
Kohezyon, c (kN/m ²)	0.5	0.5
Dilatasyon açısı, ψ (°)	9	14

Tablo 5. Analizlerde Kullanılan Donatı Özellikleri

Parametre	Değer
EA (kN/m)	1100

4. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Deneysel sonuçlarda elde edilen yük-deplasman eğrilerinden, nihai çekme kapasitesi ve göçme anındaki deplasman değerleri belirlenmiştir. Sonuçların gösterilmesinde boyutsuz bir parametre olan N_{qu} kopma faktörü terimi kullanılmıştır:

$$N_{qu} = \frac{T_u}{\gamma BLH} \quad (1)$$

Burada, T_u nihai çekme kapasitesi, γ zeminin birim hacim ağırlığı, H ankraj gömülme derinliği, B ve L ise ankraj plakasının genişlik ve uzunluk değerlerini göstermektedir.

Donatıdan dolayı çekme kapasitesindeki meydana gelen artışları ifade etmek için çekme kapasitesi oranı, UCR terimi kullanılmıştır:

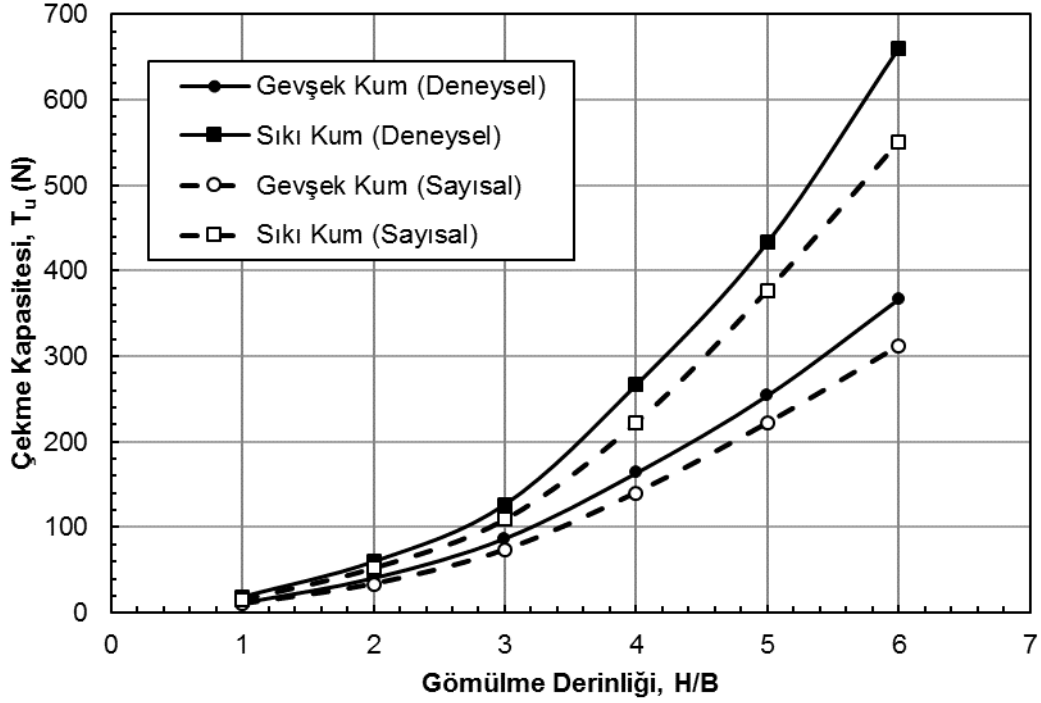
$$UCR = \frac{T_{ur}}{T_u} \quad (2)$$

Burada, T_{ur} donatılı durumdaki nihai çekme kapasitesi, T_u ise donatısız durumdaki nihai çekme kapasitesi değerlerini göstermektedir.

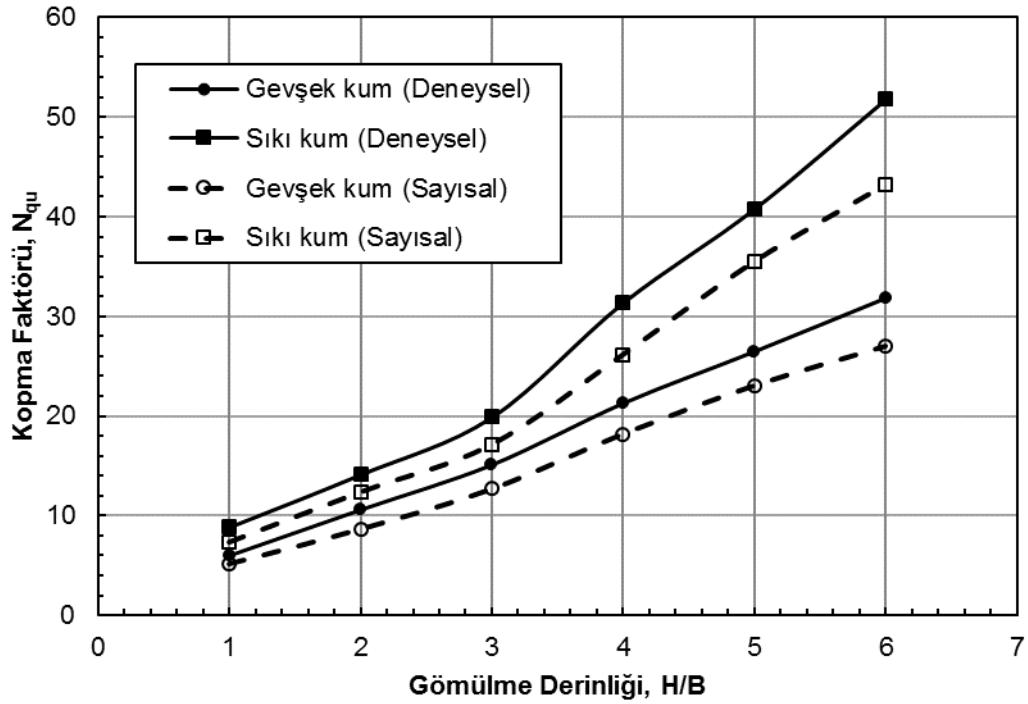
4.1. Gömülme Derinliği (H/B) ve Sıklık (D_r) Etkisi

$B=50$ mm genişliğindeki kare ankraj plakası üzerinde, donatısız gevşek ve sıkı kumda, $H/B=1-6$ aralığında yapılan deneyler ve gerçekleştirilen analizler sonucunda elde edilen çekme kapasitesi (T_u) – gömülme derinliği (H/B) ve kopma faktörü (N_{qu}) – gömülme derinliği (H/B) ilişkileri sırasıyla Şekil 5 ve 6'da verilmektedir. Beklendiği gibi, sıkı kumda daha yüksek çekme kapasitesi ve kopma faktörü değerleri elde edilirken hem gevşek hem de sıkı kum durumunda gömülme oranının artmasıyla birlikte, çekme kapasitesi ve kopma faktörü değerlerinin arttığı görülmüştür. Her iki durumda da deneysel değerlerin daha büyük

çıkmasıyla birlikte, özellikle $H/B=3$ gömülme derinliğine kadar sayısal sonuçlarla oldukça iyi bir uyumun olduğu görülmektedir.



Şekil 5. $T_u - H/B$ ilişkisi

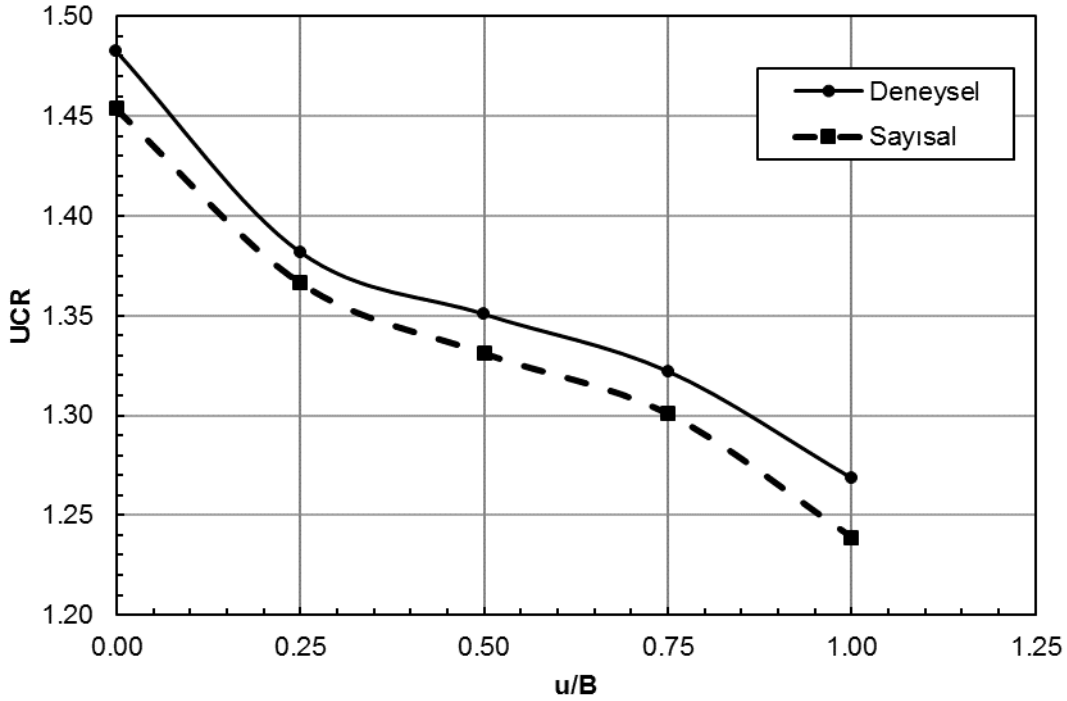


Şekil 6. $N_{qu} - H/B$ ilişkisi

4.2. İlk Donatı Tabakası Derinliği (u) Etkisi

İlk donatı tabakası ile ankraj plakası üst yüzeyi arasındaki derinliğin donatılı kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesine etkisini araştırmak için N=1 tabaka donatı kullanılarak, farklı u/B değerlerinde (u/B=0.00-0.25-0.50-0.75-1.00) gerçekleştirilen deneysel çalışma ve sayısal analizlerden elde edilen çekme kapasitesi oranı (UCR) değerleri Şekil 7’de görülmektedir. Donatı uzunluğu kasa genişliği boyunca (24B), zeminin sıklık derecesi $D_r=35\%$, ankraj plakası genişliği B=50mm ve ankraj plakasının gömülme derinliği ise H/B=5 olarak sabit tutulmuştur.

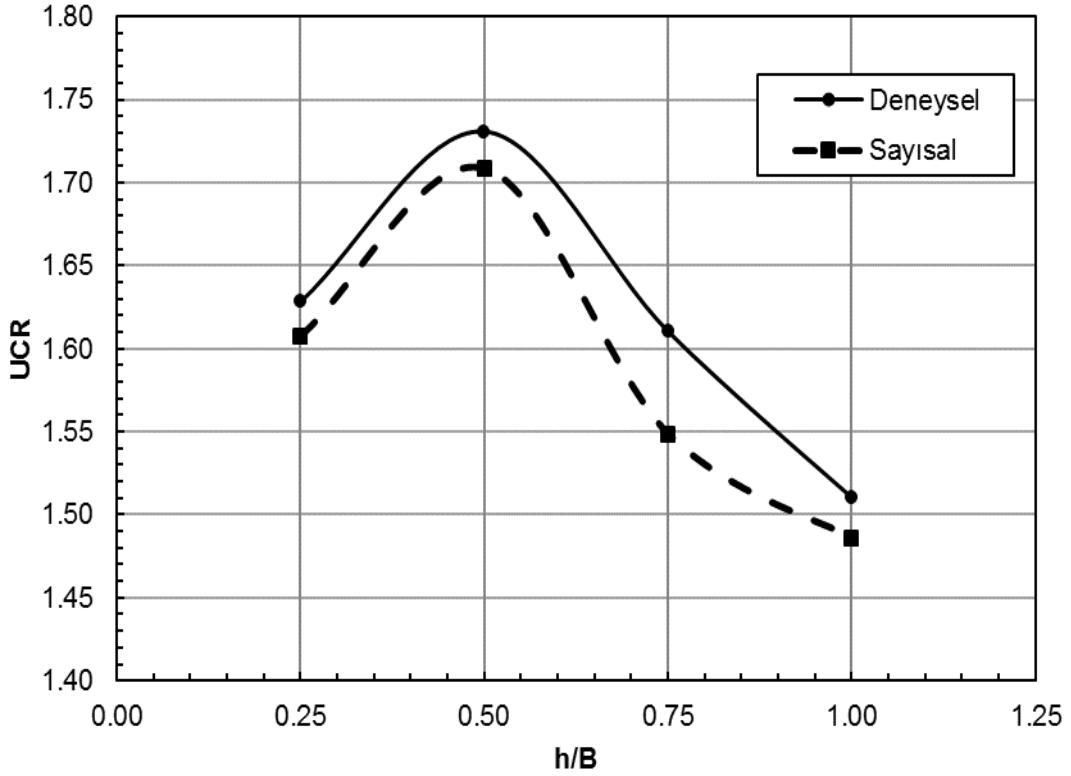
Deneysel ve sayısal sonuçların birbiriyle uyumlu olduğu ve çekme kapasitesindeki en büyük iyileşmenin, donatı tabakasının doğrudan ankraj plakası üst yüzeyine yerleştirildiği durumda (u/B=0) elde edildiği görülmektedir. Çekme kapasitesindeki iyileşmenin, ilk donatı tabakası derinliğinin artmasıyla azaldığı görülmektedir.



Şekil 7. UCR – u/B ilişkisi

4.3. Donatılar Arası Düşey Derinlik (h) Etkisi

Donatı tabakaları arasındaki düşey mesafenin (h) donatılı kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesine etkisini araştırmak için N=2 tabaka donatı kullanılarak, farklı h/B değerlerinde (h/B=0.25-0.50-0.75-1.00) gerçekleştirilen deneysel çalışma ve sayısal analizlerden elde edilen çekme kapasitesi oranı (UCR) değerleri Şekil 8’de görülmektedir. İlk donatı tabakası derinliği $(u/B)_{opt}=0.00$, donatı uzunluğu kasa genişliği boyunca (24B), zeminin sıklık derecesi $D_r=35\%$, ankraj plakası genişliği B=50mm ve ankraj plakasının gömülme derinliği ise H/B=5 olarak sabit tutulmuştur. Şekil 8’den, deneysel ve sayısal sonuçların birbiriyle uyumlu olduğu ve çekme kapasitesindeki en büyük iyileşmenin, donatılar arası düşey mesafenin h/B=0.50 olması durumunda elde edildiği görülmektedir.



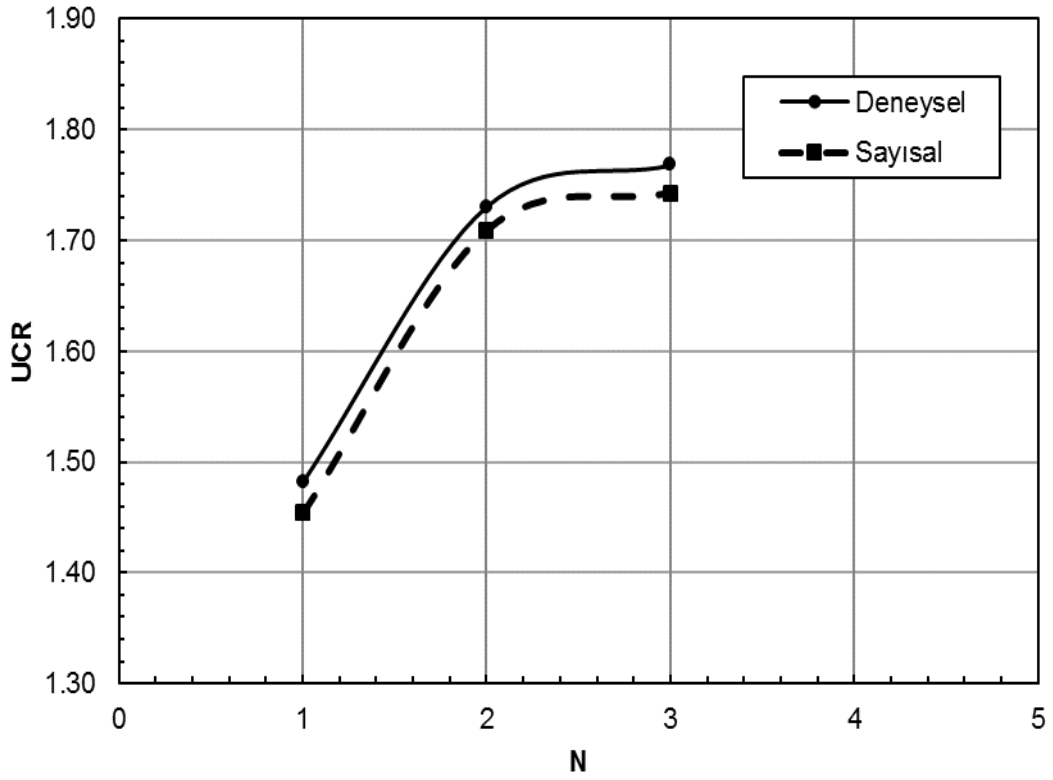
Şekil 8. UCR – h/B ilişkisi

4.4. Donatı Tabaka Sayısı (N) Etkisi

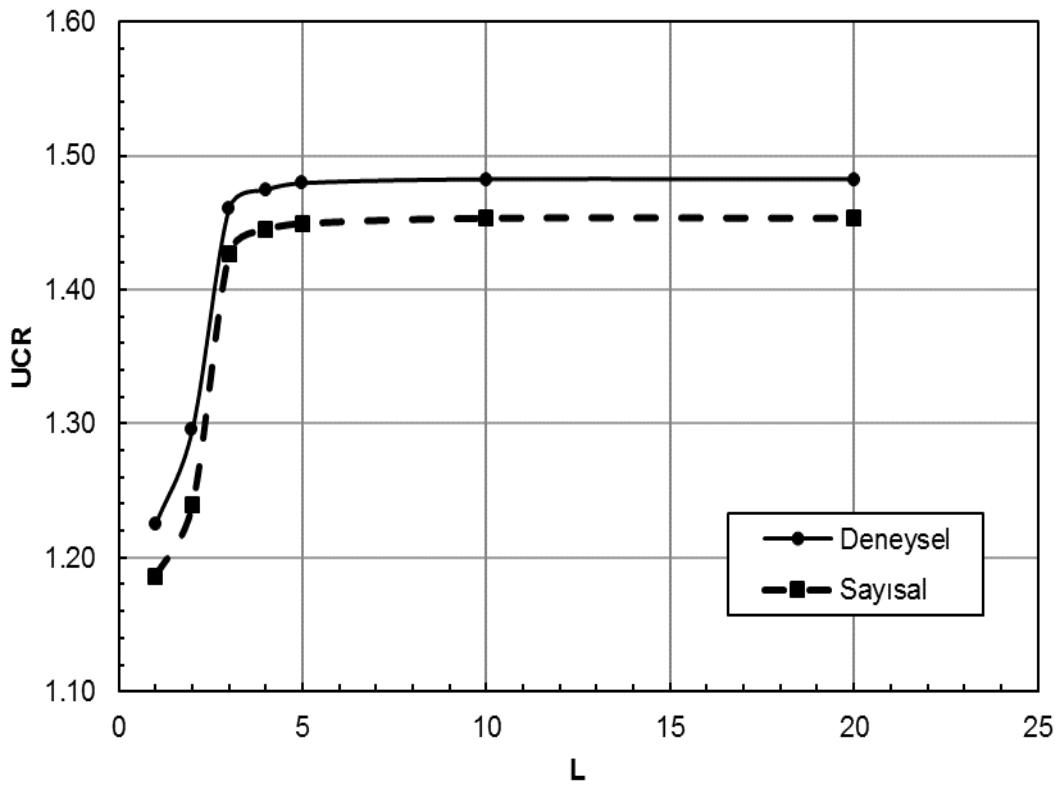
Donatı tabaka sayısının (N) donatılı kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesine etkisini araştırmak için optimum (u/B)_{opt}=0.00 ve (h/B)_{opt}=0.25 değerleri kullanılarak, farklı N değerlerinde (N=1-2-3) gerçekleştirilen deneysel çalışma ve sayısal analizlerden elde edilen UCR değerleri Şekil 9’da görülmektedir. Donatı tabaka uzunluğu kasa genişliği boyunca (24B), zeminin sıklık derecesi D_r =%35, ankraj plakası genişliği B =50mm ve ankraj plakasının gömülme derinliği ise H/B =5 olarak sabit tutulmuştur. Deneysel ve sayısal sonuçlardan, donatı tabaka sayısının artmasıyla taşıma kapasitesi ve UCR değerlerinin arttığı, N=2’den sonra ise artış miktarının oldukça azaldığı görülmektedir. Bu durumda, optimum donatı tabaka sayısı N=2 olarak belirlenmektedir.

4.5. Donatı Tabaka uzunluğu (L) Etkisi

Donatı tabaka uzunluğunun (L) donatılı kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesine etkisini araştırmak için N=1 tabaka donatı kullanılarak, farklı L/B değerlerinde (L/B=1-2-3-4-5-10-20) gerçekleştirilen deneysel çalışma ve sayısal analizlerden elde edilen UCR değerleri Şekil 10’da görülmektedir. Zeminin sıklık derecesi D_r =%35, ankraj plakası genişliği B =50mm ve ankraj plakasının gömülme derinliği ise H/B =5 olarak sabit tutulmuştur. Deneysel ve sayısal sonuçlara göre, UCR değerlerinin donatı uzunluğuna bağlı olarak değiştiği ve optimum donatı tabaka uzunluğunun 3B olarak elde edildiği görülmektedir.



Şekil 9. UCR – N İlişkisi



Şekil 10. UCR – L İlişkisi

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, geogrid ile güçlendirilmiş kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışı küçük ölçekli laboratuvar deneyleriyle deneysel olarak incelenmiş, optimum donatı parametreleri elde edilmiş ve 3 boyutlu nümerik analizler sonucunda elde edilen değerler ile karşılaştırılmıştır. Aşağıda, bu çalışmadan elde edilen sonuçlar sunulmaktadır.

- Deneysel ve sayısal sonuçlara göre, donatısız kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının kopma faktörü ve çekme kapasiteleri, gömülme derinliği ve kumun sıklığının artmasına bağlı olarak önemli derecede artmaktadır.
- Geogrid donatı kullanılarak, kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışı özellikleri önemli derecede iyileştirilebilir. Geogrid donatı kullanımı ile kum zeminlerde rijitlik artışı meydana gelirken çekme kapasitesi de önemli derecede artmaktadır.
- Tablo 6’da verilen deneysel olarak elde edilen optimum değerler kullanıldığında, ankraj plakasının çekme kapasitesi değeri donatısız duruma göre 1.70 kat artmaktadır.
- Donatılı kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi davranışı ile ilgili sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilen sonuçlar ile deneysel bulgular arasında oldukça iyi bir uyum söz konusudur.

Tablo 6. Donatı ile İlgili Optimum Değerler

$(u/B)_{opt}$	$(h/B)_{opt}$	$(N)_{opt}$	$(L/B)_{opt}$
0.00	0.25	2	3

TEŞEKKÜR

Yazar, değerli katkılarından dolayı Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’ne teşekkürlerini sunar.

KAYNAKLAR

- [1] Mors, H. (1959), “The behaviour of mast foundations subjected to tensile forces”, *Bautechnik*, 36(10), 367-378.
- [2] Balla, A. (1961), “The resistance of breaking-out of mushroom foundations for pylons”, *Proceedings of the 5th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, 1, 569-576.
- [3] Meyerhof, G.G. and Adams, J.I. (1968), “The ultimate uplift capacity of foundations”, *Can. Geotech. J.*, 5(4), 225-244.
- [4] Rowe, R.K. and Davis, E.H. (1982), “The behaviour of anchor plates in sand”, *Geotechnique*, 32(1), 25-41.
- [5] Basudhar, P.K. and Singh, D.N. (1994), “A generalized procedure for predicting optimal lower bound break-out factors of strip anchors”, *Geotechnique*, 44(2), 307-318.

- [6] Merifield, R. and Sloan, S.W. (2006), “The ultimate pullout capacity of anchors in frictional soils”, *Can. Geotech. J.*, 43(8), 852-868.
- [7] Dickin, E.A. and Laman, M. (2007), “Uplift response of strip anchors in cohesionless soil”, *J. Adv. Eng. Softwares*, 38(8-9), 618-625.
- [8] Samui, P. and Sitharam, T.G. (2009), “Pullout capacity of small ground anchors: a relevance vector machine approach”, *Geomech. Eng.*, 1(3), 259-262.
- [9] Bildik, S. and Laman, M. (2011), “Experimental investigations on uplift behaviour of plate anchors in cohesionless soil”, *J. Fac. Eng. Archit. Gaz.*, 26(2), 486-496.
- [10] Krishnaswamy, N.R. and Parashar, S.P. (1994), “Uplift behavior of plate anchors with geosynthetics”, *Geotext. Geomembr.*, 13(2), 67-89.
- [11] Ilamparuthi, K. and Dickin, E.A. (2001), “The influence of soil reinforcement on the uplift behavior of belled piles embedded in sand”, *Geotext. Geomembr.*, 19(1), 1-22.
- [12] Ravichandran, P.T. and Ilamparuthi, K. (2004). “Behaviour of rectangular plate anchors in reinforced and unreinforced sand beds.” *Proceedings of ICCGE*, Mumbai, 123-128.
- [13] Niroumand, H., Kassim, K.A. and Nazir, R. (2013), “The influence of soil reinforcement on the uplift response of symmetrical anchor plate embedded in sand”, *Measurement*, 46(10), 2608–2629
- [14] Keskin, M.S. (2015), “Model studies of uplift capacity behavior of square plate anchors in geogrid-reinforced sand”, *Geomech. Eng.*, 8(4), 595-613.

TABAKALI ZEMİNE OTURAN KARE TEMELLERİN TAŞIMA GÜCÜ

THE BEARING CAPACITY OF SQUARE FOOTINGS ON LAYERED SOIL

Erdal UNCUOĞLU¹

ABSTRACT

In this study, the ultimate bearing capacity of square footings resting on a sand layer over clay soil has been investigated both finite element method and load spread models assuming different spread angle values. In order to examine the validity of the load spread models, the results obtained from three-dimensional finite element analyses have been compared with the bearing capacity values predicted by load spread models. The results indicated that the chosen value of the β angle, the thickness of the upper sand layer and the undrained shear strength of the clay layer have significant effect on the bearing capacity calculated using the load spread models. Also, it is shown that the different failure mechanisms developed depending on the strength properties of the sand and clay layers have significant effect on the value of β angle.

Keywords: Square footing, bearing capacity, finite element method, load spread mechanism, layered soil.

ÖZET

Bu çalışmada; kil zemin üzerinde yer alan kum zemine oturan kare temellerin taşıma gücü hem sonlu elemanlar yöntemi hem de farklı yayılma açıları kabulü yapan yük yayma modelleri kullanılarak araştırılmıştır. Üç boyutlu sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlar yük yayma modelleri ile tahmin edilen taşıma gücü değerleri ile karşılaştırılarak yük yayma modellerinin geçerliliği irdelenmiştir. Elde edilen sonuçlar; seçilen β açısı değeri, üstteki kum tabakasının kalınlığı ve alttaki kil tabakasının drenajsız kayma mukavemetinin yük yayılım modelleri ile hesaplanan taşıma gücü değerlerini önemli derecede etkilediğini göstermektedir. Kum ve kil tabakalarının mukavemet özelliklerine bağlı olarak gelişen farklı göçme mekanizmalarının da β açısı üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Kare temel, taşıma gücü, sonlu elemanlar yöntemi, yük yayma mekanizması, tabakalı zemin.

¹ Yrd. Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi,, erdal@erciyes.edu.tr

1. GİRİŞ

Temellerin taşıma gücü hesabı, temel tasarımında karşılaşılan önemli problemlerden biridir. Homojen bir zemin tabakası üzerinde yer alan düşey yüke maruz temellerin taşıma gücü genellikle Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi (Terzaghi, 1943) kullanılarak hesaplanmaktadır. Limit denge yöntemine dayalı Terzaghi taşıma gücü teorisi, temelin yarı-sonsuz homojen bir zemin kütlesi üzerinde yer aldığını kabul etmektedir. Terzaghi, düzlem-deformasyon kabulü yaparak teorisini iki boyutlu durum için şerit ya da sürekli temel varsayımı ile geliştirilmiştir. Kare ya da dikdörtgen geometriye sahip üç boyutlu davranış sergileyen temellerin taşıma gücü ise düzlem-deformasyon kabulü ile geliştirilmiş esas eşitliğe deneysel şekil katsayılarının uygulanması ile tahmin edilmektedir.

Doğal zemin profilleri, çoğunlukla, farklı özellikteki zemin tabakalarının birleşiminden oluşmaktadır. Her bir tabaka kendi içerisinde, genellikle, homojen kabul edilmesine rağmen bitişik konumdaki tabakaların mukavemet özellikleri birbirinden oldukça farklı olabilir (Burd ve Frydman, 1997). Geleneksel taşıma gücü teorileri, homojen zeminler için oldukça başarılı sonuçlar üretirken zemin özelliklerinin derinlikle değiştiği durumlarda kullanımları uygun olmayacaktır.

Sıkı kum tabakası, temel tasarımında, genellikle taşıyıcı zemin tabakası olarak kabul edilmektedir. Bununla birlikte; kum tabakasının kalınlığı sınırlı ise ve kum tabakası altında kalın bir yumuşak kil tabakası yer alıyorsa kum tabakasının taşıyıcı bir tabaka olup olmadığına karar vermek zor olmaktadır. Böyle bir durumda; üstteki kum tabakası temel ile birlikte aşağı yönlü olarak kil tabakasının içerisine doğru ilerleyip zımbalama kayma göçmesine neden olabilir. Bu tip bir problemin çözümünde; kum tabakası kalınlığı, kil zeminin mukavemeti, temel geometrisi, temel genişliği ve temel derinliği gibi birçok önemli parametrenin göz önüne alınması gereklidir (Okamura, 1998). Homojen olmayan bu tipteki zemin profillerinde taşıma gücü ve göçme mekanizmalarının oluşumu ile ilgili hala belirsizlikler söz konusudur (Yamamoto ve Kim 2004, Gourvenec ve ark. 2006, Merifield ve Nguyen 2006). Tabakalı zeminlerin taşıma gücünün hesaplanmasında çeşitli yaklaşımlar kullanılabilir. Bunlar maddeler halinde aşağıda sıralanmıştır (Michalowski ve Shi, 1995);

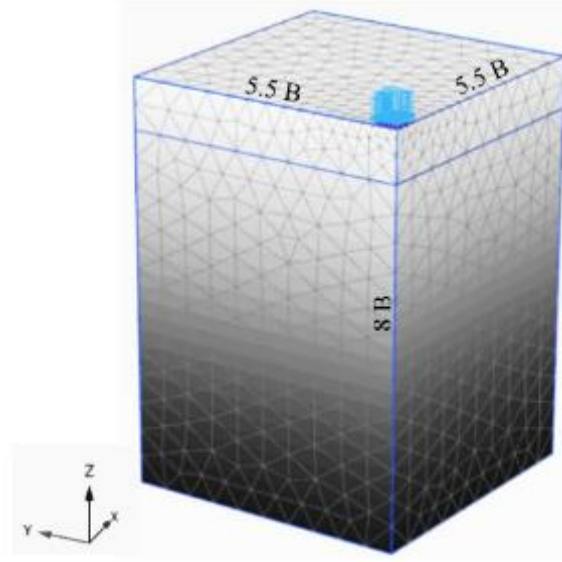
- Mukavemet parametrelerinin (c , ϕ ve γ) ortalama değerlerinin kullanılması,
- Limit denge yöntemlerinin kullanılması
- Limit analiz yaklaşımları
- Sonlu elemanlar yöntemi

Tabakalı zeminlerin taşıma gücünün hesaplanmasında kullanılan limit denge yöntemlerinde kum bloğun kenar yüzeylerinin düşey ile yapmış olduğu aç ve kum blok üzerinde etkiyen gerilmeler ile bu gerilmelerin hesaplanması konusunda yapılmış kabullerin birbirinden farklı olması bu yöntemlerle hesaplanan taşıma gücü değerlerinin de büyük farklılıklar göstermesine neden olmaktadır (Okamura, 1998). Bu nedenle önerilen yöntemlerin geçerliliklerinin araştırılması gerekmektedir.

Bu çalışmada kalın bir kil tabakası üzerinde yer alan rölatif olarak ince bir kum tabakasının yüzeyine oturan rijit bir kare temelin taşıma gücü ele alınmaktadır. Altta yer alan kil tabakası üstte yer alan kum tabakasından daha zayıftır. Kare temellerin taşıma gücü hem sonlu elemanlar yöntemi hem de yük yayma (load spread models) modelleri kullanılarak araştırılmıştır. Sonlu eleman hesaplamaları Plaxis 3D (2012) programı kullanılarak gerçekleştirilmiş olup elde edilen sonuçlar farklı yük yayma açıları (β) kullanan yük yayma modellerinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Çalışma kapsamında; kum tabakası kalınlığının (H), altta yer alan kil tabakasının drenajsız kayma mukavemetinin (c_u) ve kumun içsel sürtünme açısının (ϕ') kare temelin taşıma gücü üzerindeki etkileri değerlendirilmiştir.

2. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

Tabakalı zemine oturan kare temelin taşıma gücü analizi için kullanılan tipik üç boyutlu sonlu eleman ağı Şekil 1’ de gösterilmiştir.



Şekil 1. Üç Boyutlu Sonlu Eleman Ağı

Sonlu eleman analizlerinde problemin simetri özelliğinden yararlanılmış ve bu yüzden problem geometrisinin sadece dörtte birlik kısmı modellenmiştir. Geometrik modelin düşey sınırları temel merkezinden itibaren yatayda $5.5B$ mesafede yer alırken alt sınır zemin yüzeyinden itibaren $8B$ derinliktedir. B , kare temelin genişliğidir. Geometrik modelin sınırları, temelin taşıma gücünü ve göçme mekanizmasının oluşumunu etkilemeyecek yeterli uzaklıktadır. Geometrik modelin düşey sınırlarının yatay doğrultulardaki (x ve y) alt sınırının da bütün doğrultulardaki (x , y ve z) hareketleri önlenmiştir. Analizlerde kullanılacak mesh yoğunluğunun belirlenmesi amacı ile başlangıçta deneme analizleri yapılmıştır. Bu analizler sonucunda orta (medium) mesh yoğunluğu seçilmiş, bununla birlikte seçilen mesh yoğunluğu temel alanı altında da inceltirilerek uygulanmıştır. Tabakalı zemin ortamı 10 düğümlü dört yüzlü (tetrahedral) elemanlar kullanılarak sonlu elemanlara ayrılırken temel ile zemin arasındaki etkileşim 12 düğümlü ara yüzey elemanlar kullanılarak modellenmiştir.

Tablo 1. Zemin Tabakaları ve Temel ile İlgili Analizlerde Kullanılan Parametrik Değerler

Kum Tabakası Özellikleri		
	Gevşek Durum	Sıkı Durum
İçsel Sürtünme Açısı, ϕ' (°)	38	44
Kohezyon, c' (kN/m ²)	0.30	0.30
Birim Hacim Ağırlık, γ_{kum} (kN/m ³)	15.03	17.06
Dilatasyon Açısı, ψ (°)	8	14
Elastisite Modülü, E'_{kum} (kN/m ²)	20600	30000
Poisson Oranı, ν'	0.30	0.30
Kil Tabakası Özellikleri		
İçsel Sürtünme Açısı, ϕ' (°)	$\phi'=\phi_u=0^\circ$	
Birim Hacim Ağırlık, γ_{kil} (kN/m ³)	21.00	
Dilatasyon Açısı, ψ (°)	0	
Poisson's ratio, ν'	0.33	
Temel Elemanı Özellikleri		
Birim Hacim Ağırlık, γ_{temel} (kN/m ³)	24.00	
Elastisite Modülü, E_{temel} (kN/m ²)	30x10 ⁶	
Poisson Oranı, ν'	0.15	

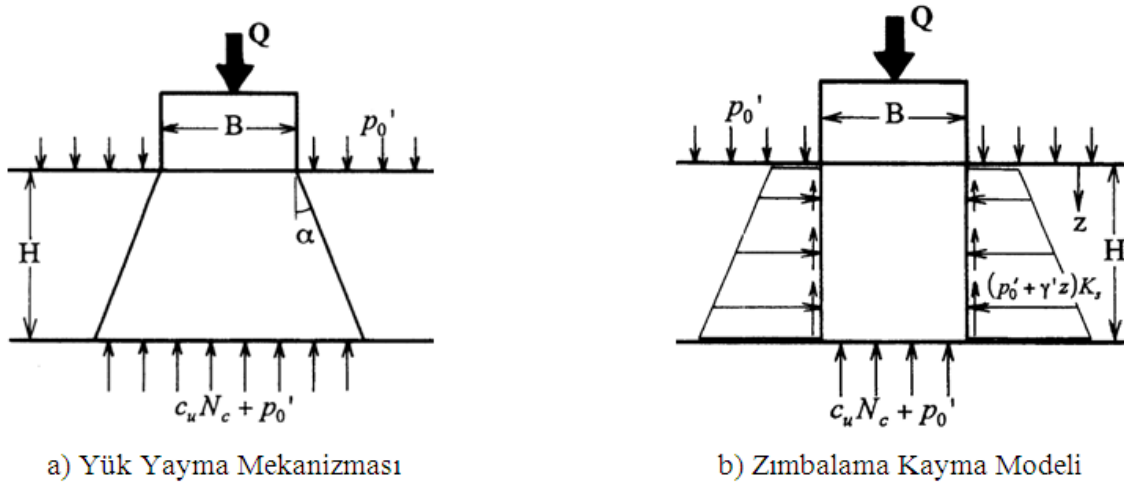
Non-linear zemin davranışı Mohr-Coulomb (MC) malzeme modeli kullanılarak simüle edilmiştir. Kum tabakası lineer elastik-tam plastik davranış sergileyen drenajlı bir malzeme olarak göz önüne alınırken kil tabakası da lineer elastik-tam plastik davranan drenajsız bir malzeme olarak değerlendirilmiştir. Kare temel, lineer elastik davranış gösteren tabanı pürüzlü rijit bir eleman olarak modellenmiştir. Zemin tabakaları ve temel elemanı ile ilgili analizlerde kullanılan parametrik değerler Tablo 1' de özetlenmiştir.

Plaxis, kil zeminlerin drenajsız davranışının farklı seçenekler ile modellenmesine olanak tanımaktadır. Bu çalışmada; kil zeminlerin drenajsız davranışı, drenajsız mukavemet parametreleri ($\phi'=\phi_u=0^\circ$ ve $c_u=s_u$) ve efektif rijitlik parametreleri (E' ve ν') kullanılarak modellenmiştir. Kil zemin için drenajsız kayma mukavemeti değerleri kilin kıvamı da göz önüne alınarak $c_u=7.50, 15.03, 30.06$ ve 45.09 kN/m² şeklinde seçilmiştir. Kil zeminin elastisite modülü değerleri de $E_u/c_u=500$ oranı kullanılarak tanımlanmıştır.

Sayısal analizlerde başlangıç gerilme durumu K_0 Procedure kullanılarak Jaky (1944)' nin önermiş olduğu $K_0 = 1 - \sin\phi'$ eşitliği kullanılarak oluşturulmuştur. Yükleme, temel alanı boyunca uniform yayılı durumdaki basıncın artırılması yolu ile gerçekleştirilmiştir.

3.LİMİT DENGE YÖNTEMLERİ

Kil tabakası üzerinde yer alan kum tabakasına oturan yüzeysel temellerin taşıma gücünün tahmin edilmesi amacı ile geliştirilmiş çeşitli limit denge yöntemleri (Yamaguchi,1963; Meyerhof, 1974; Hanna ve Meyerhof, 1980; Baglioni ve ark., 1982; Kraft ve Helfrich, 1983; Okamura ve ark., 1998) bulunmaktadır. Bu yöntemlerde; kabul edilen göçme mekanizmaları, laboratuvar model deney çalışmalarında edinilen gözlemlere göre tanımlanmıştır. Limit denge yöntemine dayalı olarak hesap yapan bu taşıma gücü yöntemlerinde üstte yer alan kum tabakası ile altta yer kil tabakası arasında hayali bir kum bloğun temel ile birlikte aşağı yönlü itildiği kabul edilmektedir. Kum bloğun şekli, kum bloğun denge durumu ve kum bloğun kenar yüzeyleri boyunca etkiyen kayma direncinin göz önüne alınıp alınmadığına göre bu taşıma gücü yöntemleri Şekil 2' de gösterildiği gibi yük yayma mekanizması (load spread mechanism) ve zımbalama kayma modeli (punching shear model) olmak üzere iki ana gruba ayrılmaktadır.



Şekil 2.Limit Denge Yöntemine Dayalı Mevcut Yaklaşımlar(Okamura ve ark. 1998)

Meyerhof (1974), Hanna ve Meyerhof (1980) ve Hanna (1981) zımbalama kayma mekanizmasını önermişlerdir. Bu yöntemde; düşey kenarlara sahip kum bloğun temel ile birlikte kil tabakası içerisine itildiği, kum bloğun pasif durumda olduğu ve taşıma gücünün kum bloğun dengesinden yararlanılarak elde edildiği kabul edilmektedir. Zımbalama kayma mekanizmasında; temelin her bir kenarı altında kum bloğun düşey yüzlerine etkiyen pasif kuvvet de göz önüne alınmaktadır. Hanna ve Meyerhof (1980); kil tabakası zayıf olduğunda kum tabakasındaki pasif göçmenin kil tabakası içerisinde aşağılara doğru uzanan bir göçme yüzeyi ile birleşebileceğini de göstermişlerdir.

Yük yayma mekanizması ilk olarak Yamaguchi (1963) tarafından önerilmiştir (Yamamoto ve Kim, 2004). Bu yöntemde; temel aracılığı ile zemine iletilecek yükün, temel tabanı ile kil tabakası yüzeyi arasında yer alan kesik koni biçimli hayali bir rijit kum blok ile kil tabakası yüzeyine üniform olarak aktarıldığı ve temeldeki göçmenin de kil tabakasının taşıma gücünün aşılması ile meydana geldiği kabul edilmektedir. Kum bloğun kenar yüzeyleri düşeyle β açısı yapmaktadır. β açısının değerinin kum ve kil zeminlerin mukavemet parametrelerinden (ϕ' ve c_u) ve H/B oranından bağımsız olduğu ve kum tabakası derinliği boyunca sabit olduğu kabul edilmektedir. H, üstte yer alan kum tabakası kalınlığı ve B de

yüzeysel temelin genişliğidir. β açısı için Yamaguchi (1963), 30° ; Baglioni ve ark. (1982), ϕ' ve Kraft ve Helfrich (1983) de $\tan^{-1}(1/2)$ olmak üzere çeşitli araştırmacılar tarafından farklı değerler önerilmiştir. β açısının değeri hesaplanan taşıma gücü üzerinde önemli bir etkiye sahip olmasına rağmen bu değer nasıl tanımlanması gerektiği konusunda literatürde açık ve kesin bir bilgi bulunmamaktadır.

4. YÜK YAYMA MODELLERİ İLE KARŞILAŞTIRMA

Bu çalışma kapsamında; farklı yük yayma açıları kullanan yöntemlerden elde edilen taşıma gücü değerleri üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak elde edilen taşıma gücü değerleri ile karşılaştırılarak mevcut yöntemlerin geçerliliği araştırılmıştır.

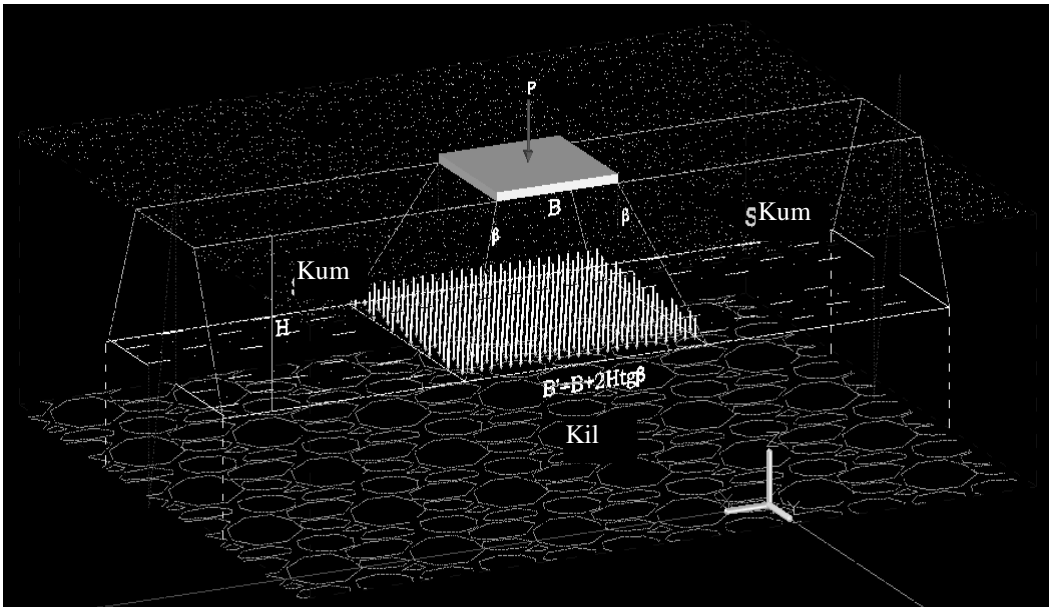
Şekil 3' de görüldüğü gibi, kum bloğun tabanındaki düşey gerilmenin maksimum değeri, kil tabakasının yüzeyine oturan sürşarj basıncına maruz tabanı pürüzlü rijit bir temelin nihai taşıma gücüne eşittir. Bu nihai taşıma gücü değeri de geleneksel taşıma gücü eşitliği ile aşağıda gösterildiği şekilde hesaplanabilir.

$$q_{u-kil} = k_1 c_u N_c + \gamma H N_q \quad (1)$$

$$B' = B + 2 H \tan \beta \quad (2)$$

Bu eşitliklerde yer alan;

k_1 ; kare temel için şekil katsayısı,
 H ; üstte yer alan kum tabakası kalınlığı,
 γ ; üstte yer alan kum tabakasının birim hacim ağırlığı,
 N_c ve N_q ; taşıma gücü katsayılarıdır.



Şekil 3. Kabul Edilen Yük Yayma Mekanizması

Yük yayma modelleri ile tabakalı zeminlerin taşıma gücünün hesabı iki aşamada gerçekleştirilir. İlk olarak; kil tabakası yüzeyinde $B' \times B'$ boyutundaki bir alanda üniform olarak etki ettiği kabul edilen ve üstteki kum tabakası ağırlığına eşit büyüklükte bir sürşarj basıncını da içeren kil zeminin nihai taşıma gücü hesaplanır. İkinci aşamada ise, $q_{u-kil} \times B' \times B'$ ile tanımlı nihai taşıma gücü değerinin $B \times B$ alanına sahip bir temeldeki karşılığı olan yük değeri elde edilir. Kil tabakasının nihai taşıma gücü değeri Terzaghi taşıma gücü teorisi kullanılarak hesaplanmış olup N_c , taşıma gücü katsayısının değeri, drenajsız yükleme durumu ($\phi' = 0^\circ$) için $N_c = \pi + 2$ olarak alınmıştır.

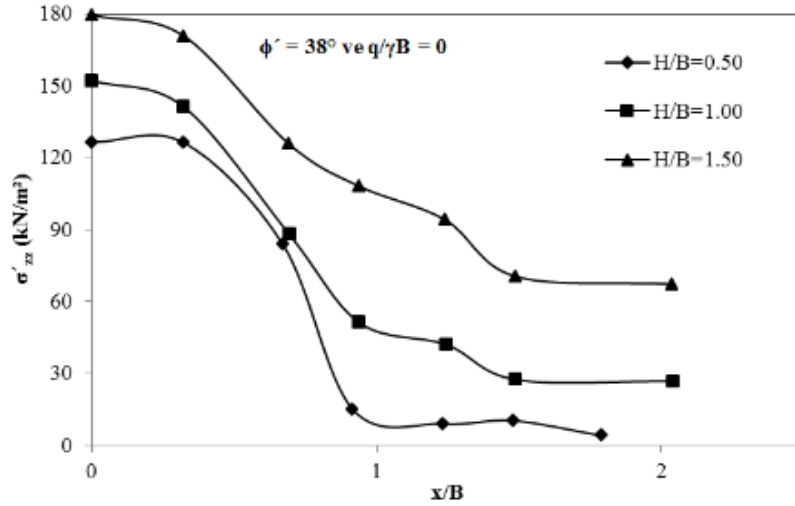
İki tabakalı zemin profili üzerinde yer alan temellerin taşıma kapasitesi problemi aşağıda verilen boyutsuz parametrelerin fonksiyonu olarak ifade edilebilir (Michalowski ve Shi 1995, Shiau ve ark. 2003). Bu çalışmada elde edilen sonuçlar da boyutsuz parametreler cinsinden sunulmuştur.

$$\frac{p}{\gamma B} = f\left(\frac{H}{B}, \frac{c_u}{\gamma B}, \frac{q}{\gamma B}, \phi'\right) \quad (3)$$

Bu ifadede;

- p; temel tabanındaki ortalama limit basınç,
- B; temelin genişliği,
- H; üstteki kum tabakasının kalınlığı,
- c_u ; alttaki kil tabakasının drenajsız kayma mukavemeti,
- γ ; kum zeminin birim hacim ağırlığı,
- ϕ' ; kum zeminin içsel sürtünme açısı,
- q; temel taban seviyesindeki sürşarj basıncıdır.

Bu çalışmada; kum tabakası kalınlığı ($H/B = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0$ ve 3.0), kilin drenajsız kayma mukavemeti ($c_u/\gamma B = 1.0, 2.0, 3.0, 4.0$ ve 5.0) ve kumun içsel sürtünme açısının ($\phi' = 38^\circ$ ve $\phi' = 44^\circ$) farklı değerleri için bir seri sonlu eleman analizleri gerçekleştirilmiş ve β açısının; H/B , $c_u/\gamma B$ ve ϕ' ile ilişkisi incelenmiştir. Sonlu eleman analizleri sonucunda elde edilmiş olan boyutsuz taşıma gücü, $p/\gamma B$, değerleri Yamaguchi (1963), Baglioni ve ark. (1982) ve Kraft ve Helfrich (1983) gibi farklı araştırmacılar tarafından önerilmiş farklı β açısı değerlerine göre yük yayma modellerinden elde edilen $p/\gamma B$ değerleri ile karşılaştırılmıştır. Temel genişliğinin %10' u düşey deplasmana neden olan yükleme durumunda, hem temel merkezi altında hem de temel merkezinden farklı yatay uzaklıklardaki noktalarda, uygulanan yükten dolayı kil zeminin yüzeyinde meydana gelen düşey gerilme artışlarının farklı H/B değerleri için değişimi Şekil 4' te gösterilmiştir. Şekil 4' ten de görüldüğü gibi, düşey gerilme artışlarının dağılımı temel tabanı düşeyinde dahi tam anlamı ile üniform değildir. Düşey gerilme artışlarının değeri temel kenarından itibaren azalmaya başlamakta ve $x/B \geq 1.5$ yatay mesafesinde de sabit hale gelmektedir. Sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlar mevcut analitik yöntemlerden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılacağından düşey gerilme artışlarının kil tabakası yüzeyinde B' genişliği boyunca üniform olarak dağıldığı kabul edilmiştir.



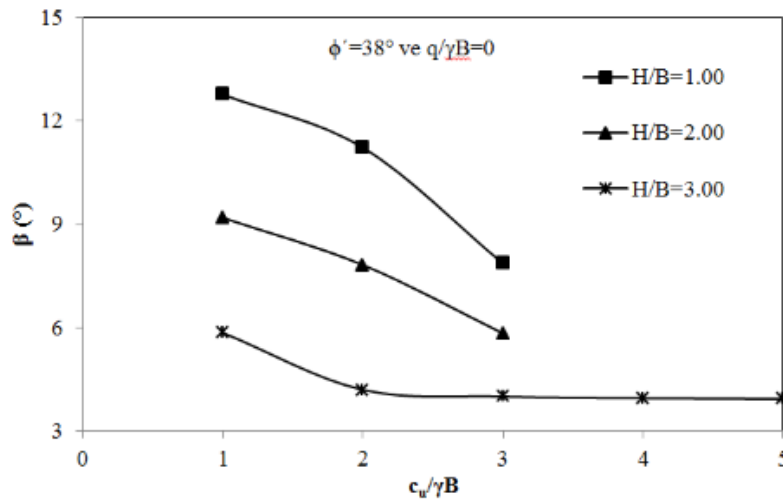
Şekil 4. Kıl Zemin Yüzeyinde Temel Tabanı Altındaki Gerilme Artışlarının Dağılımı

Temel tabanı seviyesindeki düşey gerilme değeri σ'_{zz-I} ve kıl zemin yüzeyindeki düşey efektif gerilme artışı σ'_{zz-II} olarak adlandırılırsa aşağıda verilen eşitlik söz konusu olacaktır.

$$\sigma'_{zz-I} B^2 = \sigma'_{zz-II} (B+2H \tan \beta)^2 \quad (4)$$

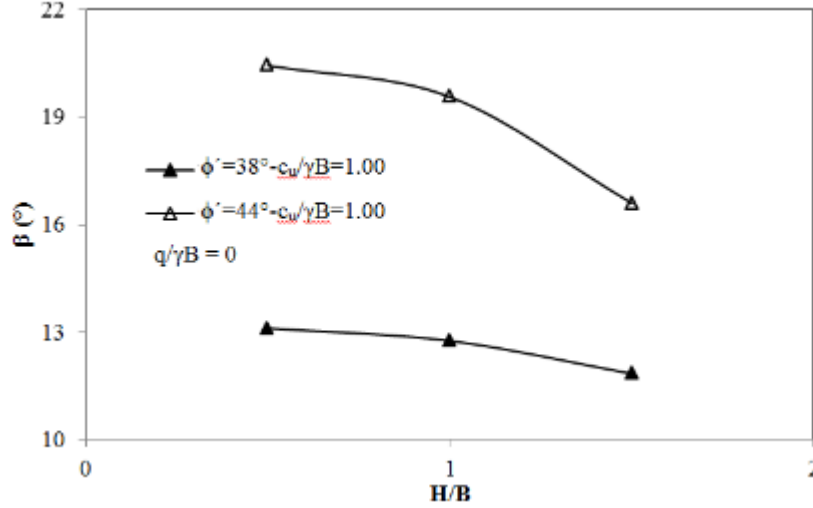
Bu eşitlikte; σ'_{zz-I} , σ'_{zz-II} , B ve H bilinen değerler olup farklı durumlar için gerçekleştirilen analizlerden elde edilen sonuçlara göre β açısı değerleri hesaplanmıştır.

Şekil 5' te farklı H/B değerleri için elde edilmiş $c_u/\gamma B$ - β açısı ilişkileri görülmektedir. Şekil 5' ten de görüldüğü gibi $c_u/\gamma B$ ' nin değerinin artması ile birlikte β açısının değeri azalmaktadır. Elde edilen β açıları 4° ile 13° aralığında değerler almaktadır. Bununla birlikte; H/B=3.0 durumunda, $c_u/\gamma B > 1.0$ için göçme bölgesi tamamı ile üstteki kum tabakası içerisinde meydana geldiğinden $c_u/\gamma B$ değerindeki artış β açısını etkilememekte ve taşıma gücü β açısından bağımsız hale gelmektedir. Bu sonuç; ayrıca, kum ve kıl tabakalarının mukavemet özelliklerine bağlı olarak gelişen farklı göçme mekanizmalarının da β açısı üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğunu ortaya koymaktadır.



Şekil 5. Farklı H/B Değerleri için $c_u/\gamma B$ - β Açısı ilişkisi

Şekil 6' da gösterildiği gibi, üstte yer alan kum tabakasının mukavemetindeki artış ile birlikte β açısının değeri yaklaşık olarak %50 oranında artmaktadır. Bununla birlikte; hem $\phi'=38^\circ$ hem de $\phi'=44^\circ$ durumlarında üst tabaka kalınlığının artması ile birlikte β açısı değerleri de azalmaktadır.

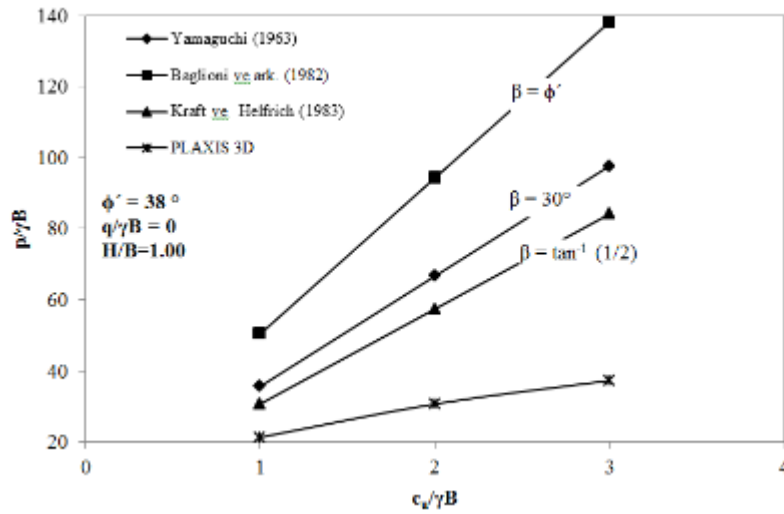


Şekil 6. $\phi'=38^\circ$ ve $\phi'=44^\circ$ Durumlarında β Açısının H/B Oranı ile Değişimi

Yamaguchi (1963), Baglioni ve ark. (1982) ve Kraft ve Helfrich (1983) tarafından önerilmiş olan çeşitli β açısı değerlerine göre farklı $c_u/\gamma B$ değerleri için hesaplanmış $p/\gamma B$ değerlerinin sonlu eleman analizlerinden elde edilen $p/\gamma B$ değerleri ile karşılaştırılması Şekil 7' de verilmiştir.

$c_u/\gamma B=1.0$ için, Kraft ve Helfrich (1983) tarafından önerilmiş olan β açısı yaklaşımı ile hesaplanan taşıma gücü değeri sonlu eleman analizlerinden elde edilen taşıma gücü değerinden yaklaşık olarak %44 daha büyüktür. Bu oran; Yamaguchi (1963) için %67 ve Baglioni ve ark. (1982) için de %136 olarak elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar; yük yayma modellerinde $p/\gamma B$ değerinin $c_u/\gamma B$ değeri ile doğrusal olarak arttığını ve seçilen β açısı değeri büyüdükçe $p/\gamma B$ değerleri arasındaki farkın da büyüdüğünü göstermektedir. Elde edilen sonuçlar, özellikle $c_u/\gamma B > 1.0$ için, bu çalışmada göz önüne alınan yük yayılım modellerinin güvenilir olmayan sonuçlar ürettiğini ortaya koymuştur.

Tablo 2' de görüldüğü gibi, göçme durumunda, özellikle $H/B < 2.0$ için, kum tabakasında meydana gelen deformasyonlar kil zemininkine göre oldukça küçüktür. Her iki tabakada da aynı anda bir kayma göçmesi beklenmediğinden kum tabakasının alttaki kil tabakasının göçme deformasyonuna ulaşmak için çok daha fazla deformasyon yapması gerekmektedir. Bu nedenle; göçme anında kum tabakasında mobilize haldeki içsel sürtünme açısı değeri de pik değerden oldukça küçük olacaktır. Bu sonuç, Baglioni ve ark. (1982) tarafından yapılmış olan $\beta=\phi'$ kabulünün gerçekçi olmadığını göstermektedir.



Şekil 7. p/γB Değerlerinin Karşılaştırılması

Tablo 2. H/B ve $c_u/\gamma B$ ' nin Farklı Değerleri için $\phi' = 38^\circ$ ve $\phi' = 44^\circ$ Durumlarında Kil Tabakası Yüzeyinde Elde Edilen Düşey Deplasman Değerleri

H / B	$c_u / \gamma B$	x	y	z	$u_{z-\phi'=38^\circ} (*10^{-3} \text{ m})$	$u_{z-\phi'=44^\circ} (*10^{-3} \text{ m})$
0.5	1.0	0	0	-0.5	-97.726	-96.223
1.0	1.0	0	0	-1.0	-88.231	-86.177
1.5	1.0	0	0	-1.5	-70.906	-79.562
2.0	1.0	0	0	-2.0	-40.046	-57.288
3.0	1.0	0	0	-3.0	-10.152	-27.610
1.0	0.5	0	0	-1.0	-95.895	-94.177
1.0	1.0	0	0	-1.0	-88.231	-86.177
1.0	2.0	0	0	-1.0	-79.199	-83.053
1.0	3.0	0	0	-1.0	-73.744	-77.630

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada; kil zemin üzerinde yer alan kum zemine oturan kare temellerin taşıma gücü hem sonlu elemanlar yöntemi hem de farklı yayılma açıları kabulü yapan yük yayma modelleri kullanılarak araştırılmıştır. Üç boyutlu sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlar yük yayma modelleri ile tahmin edilen taşıma gücü değerleri ile karşılaştırılarak yük yayma modellerinin geçerliliği irdelenmiştir. Yapılan çalışmalara dayanılarak aşağıda verilen sonuçlara ulaşılmıştır.

- Temele etkileyen yük nedeni ile zemin profili içerisinde meydana gelen düşey gerilme artışlarının dağılımı temel tabanı düşeyinde dahi tam anlamı ile uniform değildir. Düşey gerilme artışlarının değeri temel kenarından itibaren azalmaya başlamakta ve $x/B \geq 1.5$ yatay mesafesinde de sabit hale gelmektedir.

- $c_u/\gamma B$ değerinin artması ile birlikte β açısının değeri azalmaktadır. Elde edilen β açıları 4° ile 13° aralığında değerler almaktadır. Bununla birlikte; $H/B=3.0$ durumunda, $c_u/\gamma B > 1.0$ için göçme bölgesi tamamı ile üstteki kum tabakası içerisinde meydana geldiğinden $c_u/\gamma B$ değerindeki artış β açısını etkilememekte ve taşıma gücü β açısından bağımsız hale gelmektedir.
- Üstte yer alan kum tabakasının mukavemetindeki artış ile birlikte β açısının değeri yaklaşık olarak %50 oranında artmaktadır. Bununla birlikte; hem $\phi' = 38^\circ$ hem de $\phi' = 44^\circ$ durumlarında üst tabaka kalınlığının artması ile birlikte β açısı değerleri de azalmaktadır.
- $c_u/\gamma B = 1.0$ için, Kraft ve Helfrich (1983) tarafından önerilmiş olan β açısı yaklaşımı ile hesaplanan taşıma gücü değeri sonlu eleman analizlerinden elde edilen taşıma gücü değerinden yaklaşık olarak %44 daha büyüktür. Bu oran; Yamaguchi (1963) için %67 ve Baglioni ve ark. (1982) için de %136 olarak elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar; yük yayma modellerinde $p/\gamma B$ değerinin $c_u/\gamma B$ değeri ile doğrusal olarak arttığını ve seçilen β açısı değeri büyüdükçe $p/\gamma B$ değerleri arasındaki farkın da büyüdüğünü göstermektedir. Elde edilen sonuçlar, özellikle $c_u/\gamma B > 1.0$ için, bu çalışmada göz önüne alınan yük yayılım modellerinin güvenilir olmayan sonuçlar ürettiğini ortaya koymuştur.
- Seçilen β açısı değeri, üstteki kum tabakasının kalınlığı ve alttaki kil tabakasının drenajsız kayma mukavemeti, yük yayılım modelleri ile hesaplanan taşıma gücü değerlerini önemli derecede etkilemektedir.
- Kum ve kil tabakalarının mukavemet özelliklerine bağlı olarak gelişen farklı göçme mekanizmaları da β açısı üzerinde önemli bir etkiye sahiptir.
- Baglioni ve ark. (1982) tarafından yapılmış olan $\beta = \phi'$ kabulü gerçekçi olmayıp bu yöntem ile elde edilen sonuçlar güvenilir değildir.

5. KAYNAKLAR

- [1] Terzaghi, K. 1943. Theoretical soil mechanics, Wiley, New York.
- [2] Yamamoto, K., ve Kim, D. 2004. Bearing capacity of spread foundations on sand overlying clay. Lowland Technology International, **6** (2): 33-45.
- [3] Gourvenec, S., Randolph, M., ve Kingsnorth, O. 2006. Undrained bearing capacity of square and rectangular footings. International Journal of Geomechanics, **6** (3): 147-157.
- [4] Merifield, R.S., ve Nguyen, V.Q. 2006. Two and three-dimensional bearing capacity solutions for footings on two-layered clays. Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, **1** (2): 151-162.
- [5] Michalowski, R.L., ve Shi, L. 1995. Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils. Journal of Geotechnical Engineering, **121** (5): 421-428.
- [6] Shiau, J.S., Lyamin, A.V., ve Sloan, S.W. 2003. Bearing capacity of a sand layer on clay by finite element limit analysis. Canadian Geotechnical Journal, **40**:900-915.
- Plaxis 3D 2012.
- [7] Yamaguchi, H. 1963. Practical formula of bearing value for two layered ground. In Proc. 2nd Asian Regional Conf. on SMFE, 1963, Vol. 1: 176-180.
- [8] Kraft, L.M., ve Helfrich, S.C. 1983. Bearing capacity of shallow footing sand over clay. Canadian Geotechnical Journal, **20**: 182-185.
- [9] Baglioni, V.P., Chow, G.S., ve Endley, S.N. 1982. Jack-up foundation stability in stratified soil profiles. In Proc. 14th Offshore Technology Conference, 1982, Vol.4, 363-369.

- [10] Okamura, M., Takemura, J., ve Kimura, T. 1998. Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods. *Soils and Foundations*, **38** (1): 181-194.
- [11] Meyerhof, G.G. 1974. Ultimate bearing capacity of footings on sand over lying clay. *Canadian Geotechnical Journal*, **11** (2): 223-229.
- [12] Jaky, J. 1944. The coefficient of earth pressure at rest. *Journal for Society Hungarian Architects and Engineers*, **78**: 355-358.
- [13] Hanna, A.M., ve Meyerhof, G.G. 1980. Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, **17**: 300-303.
- [14] Hanna, A.M. 1981. Foundations on strong sand overlying weak sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **107** (GT7): 915-927.
- [15] Burd, H.J., ve Frydman, S. 1997. Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*, **34**: 241-253.

ANALİTİK VE SAYISAL YÖNTEMLER İLE KUMLU ZEMİNLERİN TAŞIMA GÜCÜNÜN BELİRLENMESİ

EVALUATION OF BEARING CAPACITY OF SANDY SOILS WITH ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS

Emrah DAĞLI¹

Ömer Faruk ÇAPAR²

A. Bengü SÜNBÜL³

ABSTRACT

In this study, calculations of the bearing capacity of the strip foundations resting on sandy soils were executed by the analytical and numerical methods. Geotechnical parameters of the soil were achieved with regard to relative density. Bearing capacity analyses of strip foundation systems were investigated by changing the material parameters and geometries of the foundations with deterministic and finite element methods. Mohr-Coulomb, elastic-plastic, soil model was preferred for this research. The results of deterministic and numerical analyses of strip foundation laying on loose sandy soil models give very close magnitudes. However, very similar bearing capacity values of the foundations laying on dense soil models were calculated with respect to analytical methods, the results of numerical methods were very different and scattered. The reason for this is some limitations of the elastic-plastic model and numerical methods.

Keywords: Shallow foundations, bearing capacity, finite elements, sandy soils.

ÖZET

Bu çalışmada, kumlu zeminler üzerine oturan şerit temellerin taşıma gücü hesabı, analitik ve sayısal yöntemler ile gerçekleştirilmiştir. Zeminin geoteknik parametreleri kumlu zeminin rölatif sıkılığına göre belirlenmiştir. Taşıma gücü analizleri, malzeme parametreleri ve temel sisteminin geometrisi değiştirilerek, analitik ve sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal çözümler yapılmıştır. Araştırmada, Mohr-Coulomb elasto-plastik zemin modeli kullanılmıştır. Çalışma sonuçlarına göre gevşek kumlu modellerde, yüzeye oturan temel sistemlerinde analitik ve sayısal yöntemler birbirlerine yakın sonuçlar vermiştir. Temel boyutları ve zeminin sıkılığı arttığında analitik yaklaşımlar birbirleri ile uyum içindeyken ancak sayısal yaklaşımlardaki sonuçlar görünür bir şekilde birbirlerinden ayrılmışlardır. Bunun sebebi, seçilen zemin modelinin ve sayısal modellemelerinin sınırlamalarından dolayıdır.

Anahtar Kelimeler: Sığ temeller, taşıma gücü, sonlu elemanlar, kumlu zeminler.

¹ Arş. Gör., Bülent Ecevit Üniversitesi, emrahdagli@beun.edu.tr

² Yrd. Doç. Dr., Bülent Ecevit Üniversitesi, ocapar@yahoo.com

³ Yrd. Doç. Dr., Bülent Ecevit Üniversitesi, bengusunbul@yahoo.com

1. GİRİŞ

Yüzeysel temel sisteminin, tasarımı yapılması düşünülen yapının yüklerini güvenli bir şekilde temel zeminine iletmesi istenir. Bunun için öncelikle, temel zemininin taşıma gücünün hesaplanması gerekmektedir. Ülkemizde, yüzeysel taşıma gücü hesaplamalarında, hangi analitik yöntemin kullanılması gerektiğini belirten herhangi bir standart mevcut değildir. Uygulamada en yaygın kullanılan sınır denge yöntemleri ise Terzaghi, Meyerhof ve Vesic tarafından önerilen genel taşıma gücü denklemleri ve Eurocode 7'dir.

Günümüzde bilgisayar ve simülasyon teknolojilerinin gelişimi ile mühendislik tasarımlarının sayısal yöntemler ile uygulamaları gün geçtikçe artmaktadır. Geoteknik mühendisliğinde arazide ve laboratuvarında yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen veriler yardımı ile çok hesap yükü gerektiren tasarımlarda sayısal yöntemlerin kullanılması artık zorunluluk haline gelmiştir. Bundan dolayı temel ve zemin mekaniği problemlerinin çözümünde kullanılmak üzere sunulan bilgisayar yazılımlarının sayıları ve problemlerin kapsamına göre kullanıcılara verdikleri seçenekler her geçen gün artmaktadır.

Sayısal modeller, gerçek zemin davranışlarını temsil etmeye çalışmasına rağmen hala yakınsak yaklaşımlardır. Çözümleme hassasiyeti, seçilen sonlu elamanların düğüm sayıları ve çözüm fonksiyonlarının sınırları gibi birçok faktör, sonuçları etkilemektedir. Bundan dolayı, elde edilen sonuçların doğru olarak yorumlanması gerekir.

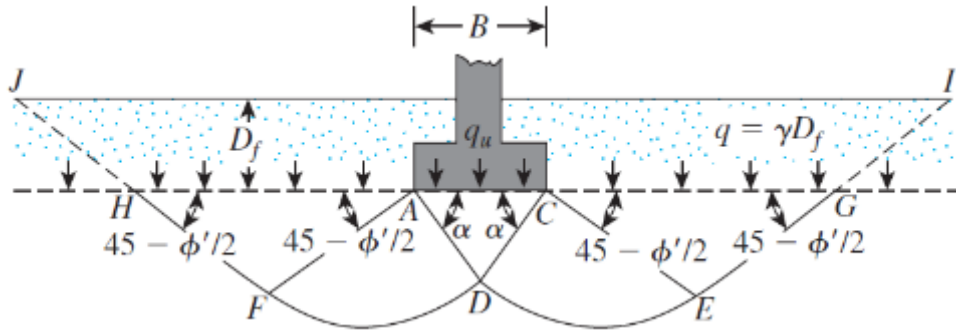
Bu çalışmada, kumlu zeminlere oturan şerit temellerin taşıma gücü analizleri hem analitik hem de sayısal olarak yapılmıştır. Yapılan sayısal modellemeye ait yükleme-deformasyon ilişkisi sonlu elemanlar yöntemi ile incelenmiştir. Literatürde bulunan yük-yer değiştirme eğrilerinin sayısal kestirim yöntemleri ile tekrar incelenerek taşıma gücü tahmin edilmeye çalışılmış ve sayısal yöntemler ile analitik yöntemlerden elde edilen taşıma gücü değerleri birbirleri ile kıyaslanarak benzerlikleri ve farklılıkları tartışılmıştır.

2. ANALİTİK YÖNTEMLER

Yüzeysel temellerin taşıma gücü ile ilgili olarak ilk çalışma Terzaghi[1] tarafından Prandtl teorisi ile ilişkilendirilerek belirlenmiştir. Temel zemini homojen ve izotropdur ve sadece içsel sürtünme (ϕ) ve kohezyona (c) sahiptir. Şekil değiştirme sırasında hacimsel değişimin olmadığı kabulü yapılmıştır. Bu yaklaşımı izleyerek değişik zemin, temel, yük koşullarında taşıma gücü hesaplamaları için birçok teori ve çözüm geliştirilmiştir. Bunlar arasından en çok kullanılanlar ise Terzaghi[1], Meyerhof[2], Vesic[3] teorileri olmuştur. Bununla beraber 2010 yılından itibaren Avrupa Birliği ülkelerinde ve Türkiye'de Eurocode 7 yüzeysel taşıma gücü yaklaşımı da kullanılmaya başlanmıştır [4].

2.1 Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi

Terzaghi[1], homojen zemine oturan pürüzlü, rijit, sıkı ve şerit temellerin taşıma gücü ile ilgili teori geliştirmiştir. Terzaghi taşıma gücü yöntemine ait kayma yüzeyi Şekil 1'de görülmektedir. Taşıma gücü denkleminde şekil, derinlik, sıkışma, eğik yük, eğik zemin ve eğik temel faktörleri mevcut değildir. Sadece zemine ait içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişen taşıma gücü faktörleri kullanılmaktadır. Terzaghi[1], şerit temeller için denklem 2.1'i önermiştir.



Şekil 1. Terzaghi Sürekli, Pürüzlü, Rijit Temele Oturan Zeminin Kayma Yüzeyi [5,6]

$$q_u = cN_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma \quad (2.1)$$

Burada N_c , N_q , ve N_γ taşıma gücü faktörleri, c kohezyon q ise temel derinliğine bağlı olarak örtü yüküdür. Bu çalışmada temel sisteminde derinlik sıfır olarak seçilmiştir bundan dolayı bütün taşıma gücü formüllerinde $q N_q = 0$ olacaktır.

2.2 Meyerhof Taşıma Gücü Teorisi

Meyerhof taşıma gücü teorisinde Terzaghi teorisinden farklı olarak kayma yüzeyinin temel tabanının üzerinde kalan kısım da hesaplamaya dahil edilmektedir. Kamanın yatay eksenle yapmış olduğu açı Terzaghi taşıma gücü yönteminde ϕ' 'ye eşit iken, Meyerhof taşıma gücü yönteminde ise $45 + \phi'/2$ 'ye eşittir. Meyerhof taşıma gücü yönteminde temel tabanı Terzaghi yöntemindeki gibi tam sürtünmelidir. Meyerhof[2], Terzaghi'nin denklemlerini şekil derinlik ve eğim faktörleri ile geliştirmiş ve 2.2 denklemini elde etmiştir.

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + 0,5\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (2.2)$$

Burada N_c , ve N_γ taşıma gücü faktörleri, c kohezyon, F_{cs} , $F_{\gamma s}$ temel şekil faktörleri, F_{cd} , $F_{\gamma d}$ derinlik faktörleri ve F_{ci} , $F_{\gamma i}$ ise eğik yük faktörleridir.

2.3 Genel Taşıma Gücü Teorisi

Vesic[3], sığ temellerin taşıma gücü ile ilgili bir taşıma gücü teorisi önermiştir. Bu teori Meyerhof taşıma gücü teorisinde kabul edilen varsayımlar ile hemen hemen aynıdır sadece N_γ taşıma gücü faktöründe farklı yaklaşım sunulmuştur. Meyerhof taşıma gücü yönteminde kullanılan şekil(F_{cs} , $F_{\gamma s}$), derinlik(F_{cd} , $F_{\gamma d}$) ve eğik yük faktörlerinin(F_{ci} , $F_{\gamma i}$) yanında eğik zemin(F_{cg} , $F_{\gamma g}$), eğik temel(F_{cb} , $F_{\gamma b}$) ve sıkışma faktörlerini(F_{cc} , $F_{\gamma c}$) de taşıma gücü denkleminde ilave etmiştir. Vesic ise 2.3 denkleminde de görülen kapsamlı taşıma gücü hesabını geliştirmiştir.

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci}F_{cc}F_{cg}F_{cb} + 0,5\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}F_{\gamma c}F_{\gamma g}F_{\gamma b} \quad (2.3)$$

2.4 Eurocode Taşıma Gücü Teorisi

Eurocode taşıma gücü yöntemi Avrupa Birliği üyesi ülkeler arasında 2010'dan beri zorunlu olarak kullanılmaktadır. Eurocode taşıma gücü teorisinin kabulleri Meyerhof ve genel taşıma gücü yöntemi ile aynıdır. Eurocode taşıma gücü denkleminde genel taşıma gücü denkleminde farklı olarak eğik zemin, derinlik ve sıkışma faktörleri mevcut değildir. Eurocode taşıma gücüne göre hesap yapmak için de 2.4 denklemi kullanılmalıdır.

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{ci} F_{cb} + 0,5\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma i} F_{\gamma b} \quad (2.4)$$

Bu çalışmada, yüzeysel temel sistemi olarak şerit temel seçilmiştir. Ayrıca temel sistemleri yüzeye oturtulmuş ve zemin tabakası ve temel yükü eğik seçilmemiştir. Böylelikle, şekil, derinlik, sıkışma, eğik yük, eğik zemin ve temel faktör değerleri bir değerini almıştır. Formüller arasındaki tek fark Tablo 1 ve 2'de verilen taşıma gücü faktörleridir.

Tablo 1. Taşıma Gücü Faktörleri [5,6,4]

Taşıma Gücü Teorisi	N_c	N_q	N_γ
Terzaghi	$(N_q - 1)\cot\phi$	$\left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \right]$	$\frac{1}{2}\left(\frac{K_{py}}{\cos^2\phi} - 1\right)\tan\phi$
Genel (Vesic)	$(N_q - 1)\cot\phi$	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi\tan\phi}$	$2(N_q + 1)\tan\phi$
Meyerhof	$(N_q - 1)\cot\phi$	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi\tan\phi}$	$(N_q - 1)\tan 1,4\phi$
Eurocode	$(N_q - 1)\cot\phi$	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi\tan\phi}$	$2(N_q - 1)\tan\phi$

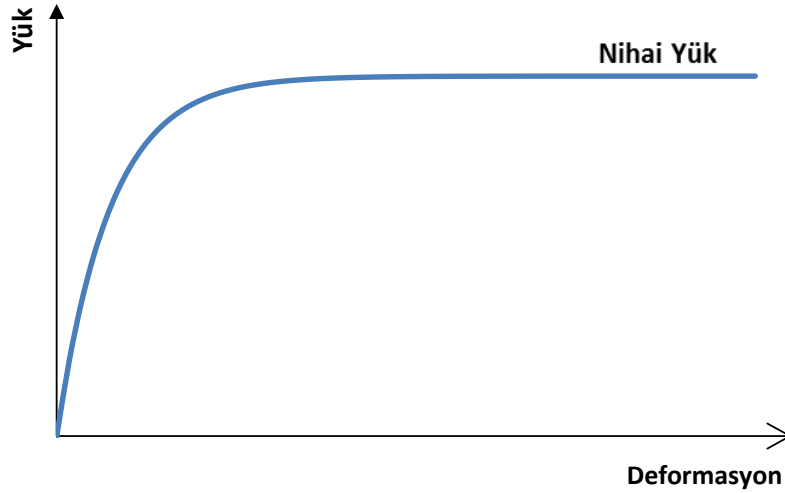
Tablo 2. $\phi = 28^\circ$ ve $\phi = 40^\circ$ için Farklı Analitik Yöntemlerde Taşıma Gücü Faktörleri

İçsel Sürtünme Açısı	Taşıma Gücü Faktörü	Terzaghi	Meyerhof	Genel	Eurocode
28	N_c	31,61	25,80	25,80	25,80
	N_q	17,81	14,72	14,72	14,72
	N_γ	13,70	11,22	16,72	14,59
40	N_c	95,66	75,31	75,31	75,31
	N_q	81,27	64,20	64,20	64,20
	N_γ	115,31	94,09	109,41	106,05

3. SAYISAL YÖNTEMLER

Yüzeye oturan şerit temel sisteminin taşıma gücü hesabı için sonlu elemanlar metodu Geostudio paket program yardımı ile kullanılmıştır. Analizler sonucunda yük-deformasyon grafikleri elde edilmiştir. Fakat klasik taşıma gücü hesaplamalarında taşıma gücü ve deformasyon bir birinden ayrı olarak hesaplanmaktadır. Bundan dolayı yük-deformasyon grafiği taşıma gücü hesaplamalarında elde etmek mümkün değildir. Ancak böyle bir çalışma, arazide deneysel olarak yapılabilir. Deneysel çalışma da hem pahalı hem de büyük temel boyutlarında arazi uygulamaları pratikte pek olanak dâhilinde değildir. Bundan dolayı sonlu elemanlar yöntemi gibi sayısal yöntemler sayesinde Şekil 2’de görüldüğü gibi temel yükü ve deformasyon grafiğini elde etmek mümkün olmaktadır [7].

Hem deneysel çalışmalarda hem de sayısal modellemelerde Şekil 1’de görüldüğü gibi nihai yük değeri rahatlıkla elde edilememektedir. Bundan dolayı, nihai yük kapasitesini elde etmek için kestirim yöntemleri geliştirilmiştir[8,9]. Bu çalışmada aşağıdaki kestirim yöntemleri kullanılmıştır.

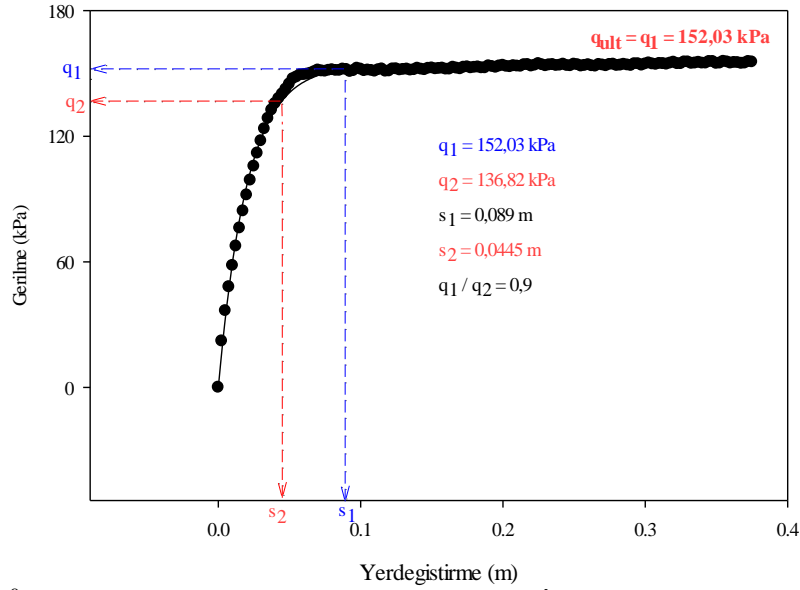


Şekil 2. Tipik Yük-Deformasyon Grafiği[7]

3.1. Brinch Hansen Yöntemi

Hansen [10] yöntemine göre deneysel veya sayısal elde edilmiş olan yük-yerdeğiştirme eğrisinde öncelikle plastik bölgeden bir gerilme değeri tahmin edilir ($q_1=q_{cap}$) ve bu gerilmeye karşılık gelen yer değeri (s_1) belirlenir. Daha sonra s_1 değerinin yarısı alınarak ($s_2=0,5s_1$) bu değere karşılık gelen gerilme değeri (q_2) belirlenir. Eğer q_2 değeri edilen ilk gerilme değerinin ($q_1=q_{cap}$) %90’ı olur ise q_{cap} değeri ilgili temele ait taşıma gücünü verir. Bu durum varsayılan q_{cap} değerinin bu koşulları sağlayana kadar devam etmesi gereken bir iterasyon süreci olduğunu göstermektedir [8].

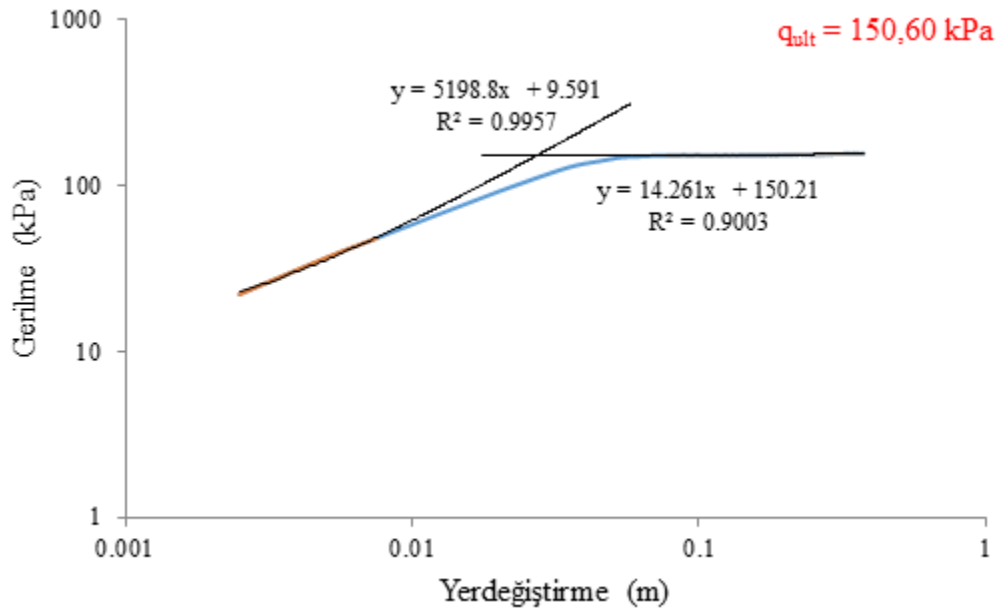
Bu çalışma kapsamında taşıma gücünün hesabının gerçekleştirilmesi için Şekil 3’de Brinch Hansen yöntemi ile temel genişliği 1 m ve içsel sürtünme açısı 28° olduğu duruma ait gerilme-yer değeri eğrisi görülmektedir.



Şekil 3. $\phi=28^0$ ve $B=1$ m için Brinch-Hansen Yöntemi İle Taşıma Gücünün Hesaplanması.

3.2 De Beer Yöntemi

De Beer[11] yönteminde ise yük değerleri temel alanına bölünerek gerilme artışları hesap edilir. Yük-gerilme grafiği logaritmik skalada çizilir. De Beer yöntemine göre, elastik bölgeye ait olan birinci doğrusal kısmın teğeti ile plastik bölgeye ait olan ikinci doğrusal kısmın teğetinin birleştirilip y ekseninde okunan değer şerit temel in altındaki zemin modeline ait taşıma gücü olarak bulunmuş olunur. De Beer yöntemi uygulama örneği Şekil 4'de gösterilmektedir. İçsel sürtünme açısının 28^0 ve temel genişliğinin 1 m olduğu duruma ait olan örnekte taşıma gücü 150,60 kPa olarak bulunmuştur.



Şekil 4. $\phi=28^0$ ve $B=1$ m için De Beer Yöntemi İle Taşıma Gücünün Hesaplanması.

3.3 Chin Dönüştürülmüş Eksenler Yöntemi

Chin[12] dönüştürülmüş eksenler yöntemine göre, pseudo şekil değiştirme (ϵ_s) ve pseudo şekil değiştirmenin gerilme ile oranı (ϵ_s/q) arasındaki ilişki ile taşıma gücü hesaplanır. Burada elde edilen eğriden lineer regresyon eğrisi geçirilir. Bu sayede lineer olarak elde edilmiş denklemin eğiminin tersi ise taşıma gücü değerini verir.

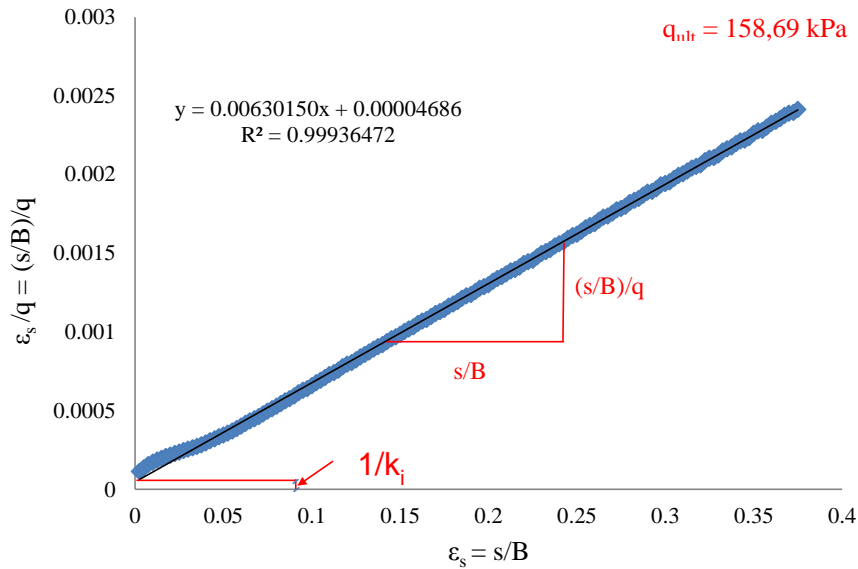
$$q = \frac{\epsilon_s}{\frac{1}{k_i} + \frac{\epsilon_s}{q_{ult}}} \quad (3.1)$$

ϵ_s : deformasyon okumasının temel genişliğine oranı (s/B)

k_i : yerdeğiştirmenin sıfır olduğu durumdaki başlangıç rijitliği

q_{ult} : nihai taşıma gücü

Burada k_i ve q_{ult} parametrelerinin elde edilmesi için ϵ_s/q ve ϵ_s dönüştürülmüş eksenlere göre eğri çizilmelidir. Şekil 5’de görüldüğü gibi noktalardan geçirilen lineer regresyon eğrisinin denkleminde eğiminin tersi taşıma gücünü verir (Taşıma gücü= $q_{ult}=1/\text{eğim}$). İlgili örnek için taşıma gücü 158,69 kPa olarak hesaplanmıştır.

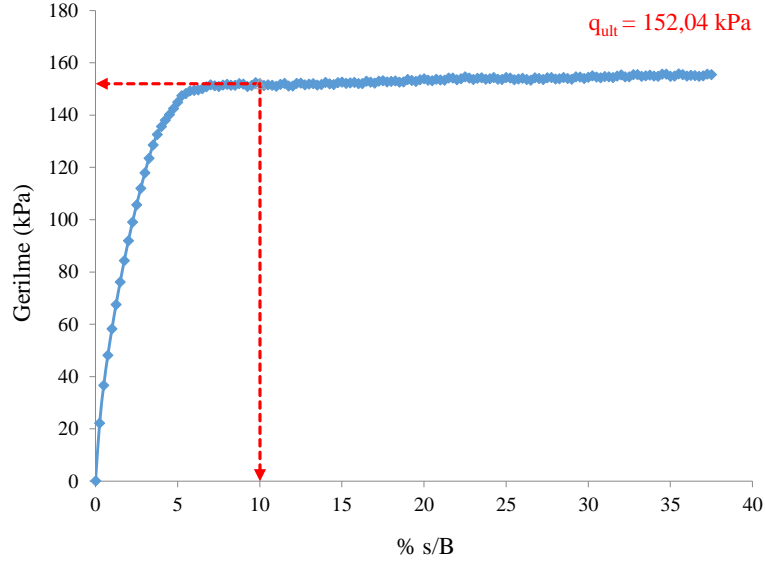


Şekil 5. $\phi=28^0$ ve $B=1$ m için Chin Yöntemi İle Taşıma Gücünün Hesaplanması.

3.5 s/B=%10 Yöntemi

Bu kritere göre düşey yüklenmiş temellerin taşıma gücü, zeminde meydana gelen düşey yer değiştirmenin temel genişliğinin % 10’una eşit olduğu zamandaki gerilme olarak tanımlanmaktadır [13]. Yönteme göre sayısal analizden elde edilen yük-yer değiştirme eğrisi, temel alanına göre gerilme-yer değiştirme eğrisine dönüştürülür. Taşıma gücü ise temel genişliğinin yüzde 10’una denk düşen gerilme değeridir. Şekil 6’de ilgili yöntemin temel genişliği 1 m ve içsel sürtünme açısı 28^0 olduğu durumdan elde edilen analiz sonuçlarına göre nasıl hesaplandığı gösterilmektedir. Yatay eksen yer değiştirmenin temel genişliğine oranının yüzdesel değerini (%s/B), düşey eksen ise gerilmeyi (q) göstermektedir.

Yatay eksenden %10'a denk gelen kısımdan eğri kestirilir ve eğrinin kestiği noktanın düşey koordinat değeri temele ait taşıma gücü değerini verir. Bu yöntemle yapılan örnek analiz için taşıma gücü değeri 152,04 kPa olarak bulunmuştur.



Şekil 6. $\phi=28^{\circ}$ ve $B=1$ m için s/B Yöntemi İle Taşıma Gücünün Hesaplanması.

3.6 Geostudio 2012 SIGMA/W ile Analizin Gerçekleştirilmesi

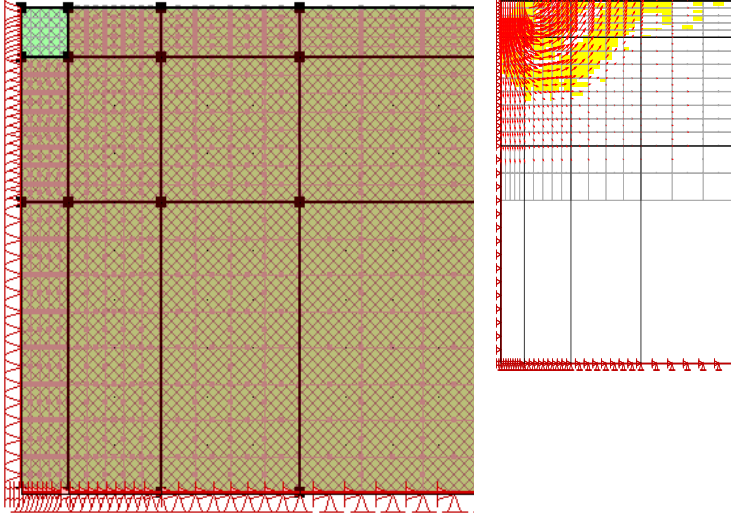
Bu çalışmada, homojen izotrop kumlu zemine oturan şerit temelin taşıma gücü hesaplanmıştır. Araştırma zeminin gevşek ($\phi=28^{\circ}$) ve sıkı durumu için ($\phi=40^{\circ}$) temel genişliği (B) 1 m ile 3 m arasında 25 cm aralıklarla değiştirilerek toplam 18 adet analiz yapılmıştır. Malzeme modeli Analitik taşıma gücü yaklaşımları ile karşılaştırma yapılabilmesi için Mohr Coulomb modeli seçilmiştir. Analizler için kullanılmış olan zemin parametreleri Tablo 3'de sunulmuştur.

Tablo 3. Analizde Kullanılan Zeminlere Ait Parametreler [14,9]

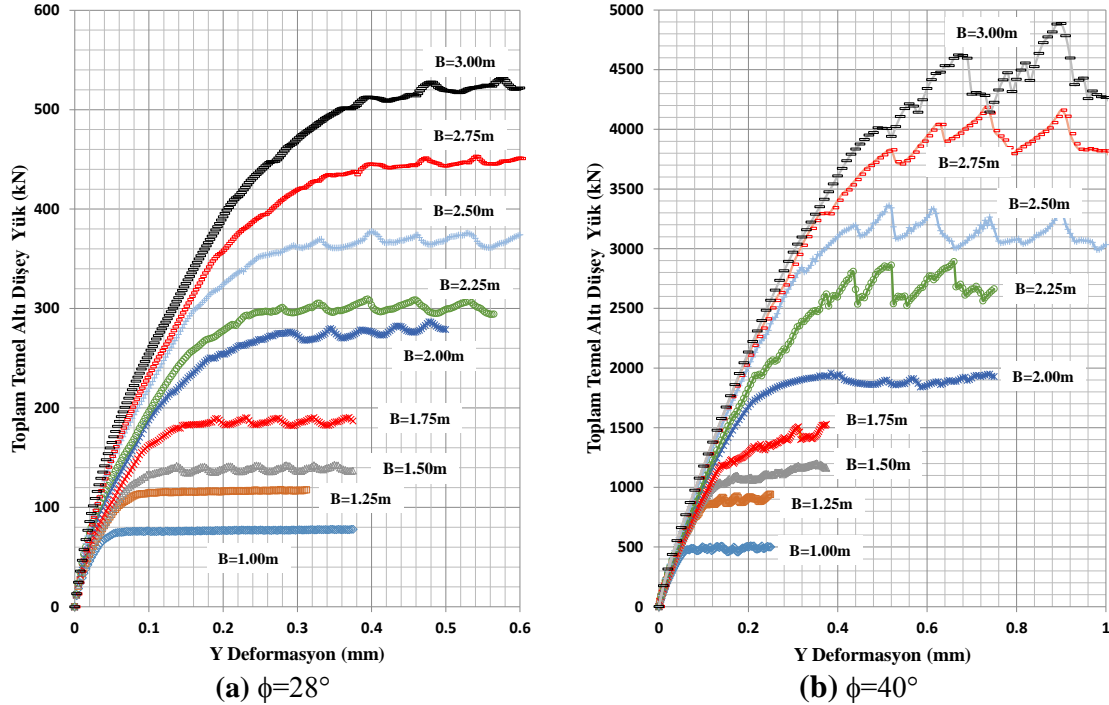
Birim hacim ağırlık (kN/m ³)	Kohezyon (kPa)	İçsel sürtünme açısı (°)	Dilatasyon açısı (°)	Elastisite modülü (kPa)	Poisson Oranı
γ	c	ϕ	Ψ	E_s	ν
18,6	0,5	28	0	12500	0,351
21	0,5	40	10	55000	0,263

Analizlerde, 8 düğüm noktalı izoparametrik dörtgen elemanlar kullanılmıştır. Sonlu eleman ağı için modelde mevcut 12 bölge için aynı eleman fakat farklı eleman büyüklükleri kullanılmıştır. Temele yakın bölgelerde sonlu eleman ağı sıklaştırılarak eleman boyutu diğer bölgelerden daha küçük hale getirilmiştir. Temelden uzaklaştıkça ise eleman büyüklüğü

arttırılmıştır. Şekil 7’de sonlu elemanlar ağının modele uygulanması ve analiz sonucu deformasyonların vektörel yönelimleri görülmektedir. Analizlerde, temel altına denk gelen noktalara birim deformasyon verilmiş ve adım adım deformasyon değerleri yükseltilek birim deformasyona karşılık noktalara denk gelen sınır kuvvetleri bulunmuştur. Yükleme aralıkları temel genişliğine göre 0,0025 ile 0,005 mm arasında seçilmiştir[15]. Ayrıca temel altına gelen noktalar x yönünde tutularak pürüzlü temel sistemi modellenmiştir.



Şekil 7. Sonlu Eleman Ağı ve Analiz Sonucunda Elde Edilen Deformasyon Sonuçları.



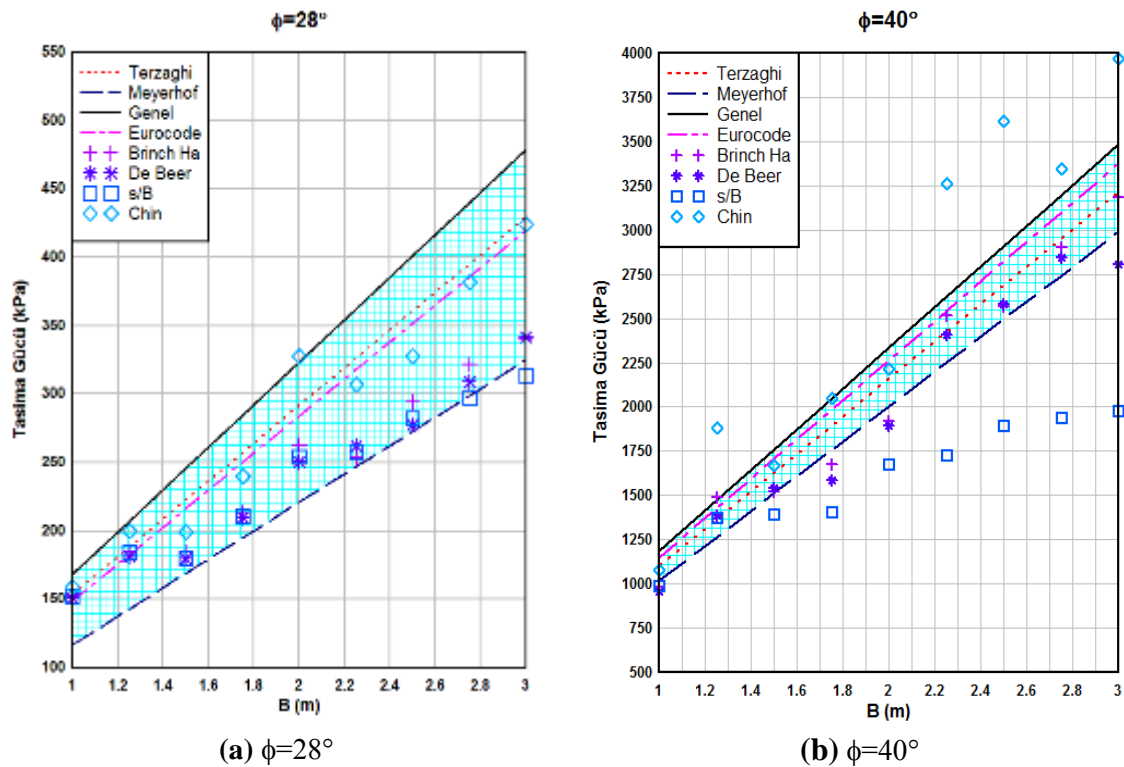
Şekil 8. Sayısal Analiz Sonucu Elde Edilen Temel Genişliğine Bağlı Yük-Deformasyon Grafikleri

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, farklı içsel sürtünme açlarına sahip ($\phi=28^\circ$ ve $\phi=40^\circ$) kumlu zeminler üzerine oturan şerit temellerin taşıma gücü analitik ve sayısal yöntemlerle belirlenmiştir. Şekil 8'de sayısal analiz sonuçları verilmektedir. Gevşek zemin ($\phi=28^\circ$) modeline ait farklı temel boyutları için yük-deformasyon grafikleri incelendiğinde özellikle temel genişliğinin düşük olduğu durumlarda Şekil 2 de görüldüğü gibi elastik ve rijit plastik deformasyonları birbirinden rahat ayırt edilebilmektedir. Fakat Temel genişliği arttığında elastik bölge ile plastik bölgenin geçiş bölgesini ayırt etmek zorlaşmaktadır. Bundan dolayı kestirim yöntemleri kullanılarak nihai yük değerini bulmak zorunluluğu vardır. Sıkı zemin ($\phi=40^\circ$) modelinde ise plastik bölgede yük-deformasyon grafiğinde temel genişliği arttıkça salınımlar oluşmaktadır. Bu salınım olayı başka araştırmacılar tarafından da özellikle Mohr-Coulomb Modelinde gözlenmiş ve salınım büyüklüğünün içsel sürtünme açısı ile sonlu elemanlar ağ yapısının sıklaştırılması ile arttığı bildirilmiştir[16]. Sonlu eleman ağının optimize edilmesi her bir temel genişliği için yapılması gerekmektedir.

Şekil 9.a'da $\phi=28^\circ$ içsel sürtünme açısına sahip gevşek zemine oturan farklı temel genişliklerine ait hem analitik yöntemler ile hem de sayısal yöntemler ile bulunan taşıma gücü sonuçları gösterilmektedir. Analitik yöntemler arasında en büyük taşıma gücü değerleri genel taşıma gücü yönteminden elde edilmiştir. Meyerhof taşıma gücü değerleri tüm yöntemlerden daha düşük sonuçlar vermiştir. Taşıma gücü değerleri arasındaki yüzdesel olarak en büyük farklar Genel taşıma gücü ve Meyerhof taşıma gücü yöntemleri arasındadır ve temel genişliği 1 m için bu fark % 44 ve temel genişliği 3 m için ise % 47 değerindedir. Sayısal yaklaşımlarla bulunan taşıma gücü değerleri gevşek zemin modelinde Genel taşıma gücü-Meyerhof taşıma gücü değerleri arasına düşmektedir. Chin kestirim yöntemi ile bulunan taşıma gücü sonuçları diğer yöntemlere göre en yüksek değerleri vermektedir. Bütün yöntemler temel genişliği 1 metre için hemen hemen birbirine yakın değerler vermektedir. En büyük ve en küçük değer arasında %5'lik bir fark vardır. Fakat temel genişliği arttıkça aralarında fark %35'e kadar çıkmaktadır. Bunun başlıca sebebi temel genişliği arttıkça yük-deformasyon grafiklerindeki salınımlar olduğu düşünülmektedir.

Şekil 9.b'de içsel sürtünme açısına sahip sıkı zemine oturan farklı temel genişliklerine ait hem analitik yöntemler arasında Şekil 9.a'da da görüldüğü gibi en büyük taşıma gücü değerleri, genel taşıma gücü yönteminden elde edilmiştir. Meyerhof taşıma gücü değerleri tüm yöntemlerden daha düşük sonuçlar vermiştir. Eurocode taşıma gücü, Terzaghi taşıma gücünden temel genişliği 2 m için % 5 ve temel genişliği 3 m için ise % 5 daha fazladır. Taşıma gücü değerleri arasındaki yüzdesel olarak en büyük farklar genel taşıma gücü ve Meyerhof taşıma gücü yöntemleri arasındadır ve temel genişliği 1 m için bu fark % 16 ve temel genişliği 3 m için ise % 17 değerindedir. Sayısal yöntemlerden elde edilen taşıma gücü değerleri arasındaki yüzdesel olarak en büyük farklar, temel genişliği 1 m için % 13 ve temel genişliği 3 m için ise % 100 olmuştur. Sıkı zemin modelinde sayısal yöntemler arasındaki farklar oldukça büyük ve analitik yöntem sonuçları arasına da düşmemektedir. Özellikle Chin kestirim yöntemi analitik yöntem sonuçlarından çok daha büyük değerler vermektedir. Bilindiği üzere sonlu elemanlar yönteminde sistemin tam kırılması mümkün değildir. Ancak kırılma değerine yakınsayabilir bundan dolayı analitik yöntemlerin sonuçlarından biraz daha küçük olması beklenir bir sonuçtur. Şekil 9'da diğer gözlenen bir sonuçta s/B yaklaşımının artan temel genişliği ile diğer yöntemlere göre daha düşük değerler vermesidir. Şekil 9'da görüldüğü gibi her iki tip zemin modelinde de temel genişliği arttıkça elastik bölgeden plastik bölgeye geçiş bölgesi daha geniş bir aralıkta olmaktadır. Bundan dolayı s/B yöntemi büyük temel sistemlerinde daha küçük değerleri sonuç olarak sunmaktadır.



Şekil 9. Farklı Temel Genişliklerinde Analitik ve Sayısal Taşıma Gücü Yöntemlerin Karşılaştırılması.

KAYNAKLAR

- [1] Terzaghi, K. (1943), "Theoretical soil mechanics", Wiley.
- [2] Meyerhof, G. G. (1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 2, 301-332.
- [3] Vesic, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1, pp. 45-73.
- [4] Bond A., Harris A.(2008), "Decoding Eurocode" Taylor and Francis
- [5] Bowles J.E., (1996), "Foundation Analysis and Design". McGraw-Hill, New York
- [6] Das, B., (2004), "Principles of Foundation Engineering 5th Edition", Thomson Learning.
- [7] Potts, D.M. and Zdravkovic L. (2001) Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering Application, Thomas Telford Publishing.
- [8] Elhakim, A.F. (2005), "Evaluation Of Shallow Foundation Displacements Using Soil Small-Strain Stiffness", Doctor of Philosophy, Georgia Institute of Technology, Civil and Environmental Engineering
- [9] Dağlı, E. (2013). "Sayısal ve Analitik Yöntemler ile Kohezyonsuz Zeminlerin Taşıma Gücü Hesabı", Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enst., BEUN, Zonguldak.
- [10] Hansen, B. J. (1963), "A general formula for bearing capacity", Danish, Geotechnical Institute, Bulletin Vol 11, 38-46.
- [11] De Beer, E. E. (1970), "Experimental Determination on the shape factors and the bearing capacity factors of sand", Geotechnique, Vol 2, No 4, 387.

- [12] Chin, F. K. (1971), "Discussion to Pile tests: Arkansas river project". ASCE J.I of Soil Mec. and Found. Div., Vol 97, No 6, 930-932.
- [13] Amar, S., Baguelin, F., Canepa, Y. ve Frank, R. (1994), "Experimental study of the settlement of shallow foundations", Vertical and Horizontal Deformation of Foundations. and Embankments, Vol 2, No 40, 1602-1610.
- [14] Ghazavi, M. ve Eghbali, A. H., (2013), "New Geometric Average Method for Calculation of Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Stratified Sands", ASCE Int. J. of Geom., Vol 13, No 29, 101-108.
- [15] Sigma/W (2012), Stress-Deformation Modelling with Sigma/W 2012, Geo-Slope International Ltd. Canada, 221 p
- [16] Loukidis D., Salgado R., (2009) Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements Computers and Geotechnics Vol 36, 871–879

TARİHİ BİNALARIN TEMEL SİSTEMLERİNİN GPR (YER RADARI) YÖNTEMİ KULLANILARAK BELİRLENMESİ: SURP GARABET KİLİSESİ ÖRNEĞİ

DETERMINATION OF FOUNDATION SYSTEMS OF THE HISTORICAL BUILDINGS BY USING GPR (GEORADAR) : EXAMPLE OF SURP GARABET CHURCH

Tuğrul SADIKLAR¹

S. Banu İKİZLER²

Aysel ŞEREN³

Seda ÖZTÜRK⁴

Zeynep ÖĞRETMEN AYDIN⁵

ABSTRACT

Generally, architectural approaches are suggested for restoration of historical buildings rather than engineering approaches. Architectural approaches base on visual intervention to the buildings but it is necessary to protection of these buildings and transfer to future generations and also are considered them in terms of load-bearing system. In recent years, taking in to consideration, engineering reports and projects related with restoration by Preservation Boards are a significant improvement. Some problems are encountered while performing restoration. The most significant one is that damaged buildings (partly collapsed or dilapidated) may be located on archeological sites on which it is not possible to excavate. This situation makes more difficult to determine the foundation system that is the most significant part of the building integrity. Ground radar is used for solution of this problem as an auxiliary method. It is possible through ground radar to make assessment down to definite depths without excavating. In this research, it is aimed to determine foundation system of the building in order to direct to restoration activities projected to be performed in Surp Garabet Church located in Süleymaniye neighborhood of Gümüşhane province (area known as old Gümüşhane) in addition to evaluate of new buildings to be constructed in terms of building safety. In this purpose, forms and conditions of building foundations have been detected by antennas of 250 and 800 MHz in the working area. As a result, the reasons of problems that arose upper structure put forward suggestions for restoration proceedings have been made.

Keywords: Ground radar (GPR), foundation improvement, historical buildings.

¹ İnş. Müh., tuğrulsadiklar@hotmail.com

² Yrd.Doc.Dr.,KTÜ, banuh73@gmail.com

³ Doc.Dr. ,KTÜ, aysel.seren@gmail.com

⁴ Arş.Görv.,KTÜ, sedaoozturk@gmail.com

⁵ Arş.Görv.,KTÜ , zogretmen61@gmail.com

ÖZET

Genel olarak tarihi yapıların restorasyonunda mühendislikten daha çok mimari yaklaşımlar öngörülmektedir. Mimari yaklaşımlar, yapılara görsel açıdan müdahale esaslıdır fakat bu yapıların korunması ve gelecek kuşaklara aktarılabilmesi için yapıların taşıyıcı sistem bakımından da değerlendirilmesi gerekmektedir. Son yıllarda koruma kurullarının restorasyona ilişkin mühendislik raporlarını ve projelerini dikkate alması bu konuda önemli bir gelişmedir. Restorasyon çalışmaları yapılırken bazı sorunlarla karşılaşılır. Bu sorunlardan en önemlisi hasarlı yapıların (kısmen yıkılmış yada yıkılmaya yüz tutmuş) kazı yapılma imkanı bulunmayan arkeolojik alanlarda yer almasıdır. Bu durum yapı bütünlüğünün en önemli parçası olan temel sisteminin belirlenmesini zorlaştırmaktadır. Çözüm için ise yardımcı yöntem olarak yer radarı kullanılmaktadır. Yer radarı aracılığıyla kazı yapılmaksızın belli derinliklere kadar inceleme yapılması mümkün olmaktadır. Bu çalışmada, Eski Gümüşhane olarak bilinen Gümüşhane İli Süleymaniye Mahallesi'nde bulunan Surp Garabet Kilisesi'nde yapılması planlanan restorasyon çalışmalarına yön vermesi bakımından, yapının temel sisteminin belirlenmesi ve yapılacak yeni imalatların yapı güvenliği açısından durumunun değerlendirilmesi amaçlanmaktadır. Bu amaçla çalışma alanında 250 ve 800 MHz'lik antenlerle yapı temellerinin şekil ve durumları tespit edilmiştir. Sonuç olarak, üst yapıda oluşan sorunların nedenleri ortaya konularak restorasyonda yapılacak imalatlara ilişkin önerilerde bulunulmuştur.

Anahtar kelimeler: Yer radarı (GPR), temel iyileştirme, tarihi yapılar.

1. GİRİŞ

Tarihi yapılar geçmiş uygarlıklar ve günümüz arasındaki bağlantıyı sağlayan değerli köprülerdir. Günümüze kadar varlığını sürdüren yapıların birçoğu, tarih içinde farklı içerikli yenileme aşamalarından geçmiştir. Gerekli bakımları yapılmayan yapılar ise günümüze ancak harabe mertebesinde ulaşabilmiştir.

Tarihi yapılarda oluşan tahribatlar insan eliyle ya da doğal şartlarla oluşmaktadır. Define arama çalışması, yapıyı oluşturan elemanların sökülerek başka yapılarda kullanılması, imar amaçlı yer açma vb. sebeplerle insanların verdiği zararlar sonucu yapılar ya kullanılmaz hale gelmiş ya da tamamen kaybolmuşlardır. Doğanın şüphesiz en büyük etkisi doğal deprem, sel ve toprak kayması gibi doğal afetler olup bunların yanında ısı farklarından meydana gelen mekanik ayrışma da yüzeysel tahribatların etkenidir. Oluşan hasarlar ister insan eliyle ister doğal şartlarla meydana gelsin, tarihi yapılarda meydana gelen hasarlar önlem alınmadığı takdirde yapının tamamen yıkılmasına neden olabilmektedir. Günümüzde restorasyon çalışmaları esnasında yapının yeniden yapılmasında ya da onarılmasında mimarlık bakış açısının yanında mühendislik çalışmaları da önemli olmaktadır. Bir yapının statik olarak incelenmesi, sorunlu eleman ya da bölgelerin tespiti ve uygun malzemelerle onarılması temel bir çalışma olarak proje aşamalarındaki yerini almıştır. Özellikle göz önünde olan üst yapının değerlendirilmesi tam yapılırken, yapının sağlamlığı ve sürekliliği açısından en büyük etken olan temel sistemi göz ardı edilmektedir. Yapıda oluşan hasarların, elemanların kendisinden mi yoksa temel sistemi ve zemin ilişkisinden mi kaynaklandığı dikkate alınmaksızın doğrudan üst taşıyıcı sisteme müdahale edilmesi söz konusu olmaktadır. Halbuki üst yapı elemanları yapıya gelen yatay ve düşey yükleri temeller vasıtasıyla zemine aktarmaktadır. Yükler zemine düzgün aktarılamadığı durumda taşıyıcı sistemde hasarlar meydana gelmektedir. Bu durumda temel, zemin altında kaldığından

hasarları gözlemlenemezken üst yapı hasarları (çatlak, düşeyden ayrılma vb.) hemen göze çarpmaktadır. Oluşan yapısal sorunların incelenmesi için üst yapıyla beraber temel sistemini ve zemini incelemek gerekir. Ancak bu aşamalarda mühendislik açısından bazı zorluklar bulunmaktadır. Bunların başında tarihi yapıların koruma altında olması, buldukları alanın önemli bir tarihi yerleşke olmasından dolayı kazı, sondaj, yapı elemanlarından örnek alma ve benzeri işlemlerin yapılmasına olanak vermemektedir. Bu noktada önemli tarihi alanlarda yer alan yapıların incelenmesi, yenilenmesi veya tadilat edilmesi aşamasında “Yer Radarı (GPR)” kullanılarak yapı elemanlarına ya da çevreye herhangi bir zarar verilmeksizin sorunların tespiti sağlanmaktadır. Bu yöntemle en uygun müdahalelere karar verilerek yapının ömrünün uzatılması ve en az müdahale sayesinde de yapı ve çevresinin özgünlüğünün korunması sağlanmaktadır. Bu anlamda özellikle Avrupa ülkelerinde yapılan çalışmalar dikkat çekicidir. Sicilya’da arkeolojik alanda benzer çalışmalar yapılarak, yapıların temel sistemleri ve alt kotlardaki yapının devamı olan bodrum katların tespiti sağlanmıştır [1].

Günümüzde aktif olarak kullanılan yapılardaki servis yüklerinin (hareketli ve sabit) artışı göz önüne alınarak daha binada hasarlar oluşmadan önlem almak için İtalya’da tarihi bir binanın temel sistemi ve zemin parametreleri belirlenerek mikro kazıklar vasıtasıyla bu yüklerin zemine aktarılması sağlanmıştır [2]. Bunların yanında kalıntıları dahi görünmeyen yapıların tespitinde en önemli çalışmalardan birisi de İtalya’da yapılmıştır. Çalışmada alan GPR ile taranarak eski yapılara ait kalıntılar belirlenmiş, bu kalıntı sınırları içerisinde kalacak şekilde kazı yapılarak şehir alt yapı ve üst yapılarına en az zararın verilmesi sağlanmıştır [3]. Ülkemizde ise GPR yöntemiyle Tarihi Uzunköprü’de yapılan çalışmada yapıya zarar vermeksizin inceleme yapılmış, temel sürekliliği ve temel şekli konusunda tespitler yapılmıştır [4].

Bu çalışmada, Eski Gümüşhane olarak bilinen Gümüşhane İli Merkez Süleymaniye Mahallesi’nde bulunan Surp Garabet Kilisesi’nde yapılması planlanan restorasyon çalışmalarına yön vermesi bakımından, yapının temel sisteminin belirlenmesi ve yapılacak yeni imalatların yapı güvenliği açısından durumunun değerlendirilmesi amaçlanmaktadır. Bu amaçla çalışma alanında 250 ve 800 MHz’lik antenlerle 4 m derinliğe kadar zemin profili çıkarılmış ve yapı temellerinin şekil ve durumları tespit edilmiştir. Üst yapıdaki deformasyonların asıl sebebi olan temel kesit kayıpları belirlenmiş olup, restorasyon çalışmasında kayıp kesitlerin yeterli temel boyutuna tamamlanması sonucuna varılmıştır.

2. ÇALIŞMA ALANI

2.1 Yapının Tanıtılması

Yapı, Eski Gümüşhane (Süleymaniye Mahallesi) yerleşiminde (Şekil 1), 25-27 Ç pafta, 358 ada, 1 parselinde yer almaktadır. Zamanla çeşitli deformasyonlara uğrayan yapı, Trabzon Kültür ve Tabiat Varlıklarını Koruma Kurulunun 01.11.2002 tarihli kararı ile koruma altına alınmıştır. Yapının mülkiyeti Maliye Hazinesine aittir. Uslu [5]’ya göre 1610 yılında inşa edilen yapıya ait herhangi bir inşa kitabesi bulunmamaktadır. Bryer ve Winfield [6] ise bu yapının 1885 tarihinde inşa edildiğini veya yeniden yapıldığını belirtmektedir.

2.2 Arazi ve Yapısal Özellikler

Oldukça eğimli bir arazi üzerinde inşa edilen yapı, doğu-batı istikametinde kurulmuş, üç

nefli bazilikal planlı bir kilisedir. Kilisenin batı cephesinde yer alan narteks bölümü ve bu bölüm üzerinde bulunan ve kadınlara ait olan galeri (mahfil) kısmı vardır. Narteksin önünde ise üzeri sundurma şeklinde örtülü olan kiborion bölümü yer alır. Kilisenin kuzey ve güney cephelerinin doğu ucunda; hem kilise içine hem de dışarıya geçişleri olan birer oda bulunur. Üst örtü eski fotoğraflardan anlaşıldığına göre beşik çatı olup, üst örtünün ortasında bir adet aydınlık feneri yer almaktadır. Kilise, günümüzde kuzey ve güney cepheleri tonoz seviyesine kadar, doğu cephesi ise apsislerin üzerine kadar ayakta. Batı cephesinin büyük bir bölümü yıkılmıştır. Kâgir sistemde inşa edilen kilisede malzeme bakımından, köşelerde, kapı lentoları ile kemerlerde kesme, duvarlarda moloz taş kullanılmıştır. Pencere lentoları ise tuğladır. Taşların araları derzlenmiştir. Duvar içlerinde, pencere alt seviyesinde kare kesitli ahşap bir hatılın bütün cepheleri dolandığı görülür. Orta apsisin geçiş elemanlarında tuğla kullanılmıştır. Çatı kaplaması doğal taş malzeme ile kaplı olduğu düşünülmektedir. Kilisenin günümüze ulaşan hali ise Şekil 2’de görüldüğü gibidir.



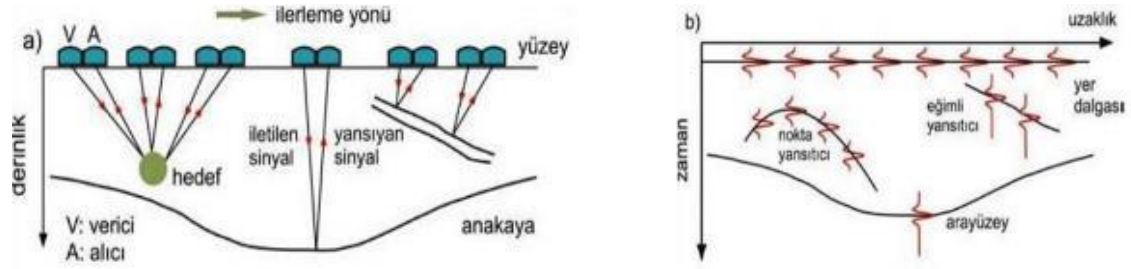
Şekil 1. Surp Garabet Kilisesi Konumu



Şekil 2. Surp Karabet Kilisesi 2012 yılı

3.YER RADARI

Yer Radarı (GPR); araştırılan ortamın sığ derinliklerini yüksek çözünürlükte görüntüleyebilen elektromanyetik (EM) bir yöntemdir. Bu yöntemde bir kaynak tarafından araştırılan ortama gönderilen ve zaman içinde değişen yüksek frekanslı EM alanlar kullanılarak incelemeler yapılmaktadır [7,8]. Bir verici antenle yeraltına gönderilen yüksek frekanslı elektromanyetik dalgaların bir kısmı, yeraltında farklı dielektrik özelliklere (ϵ ; dielektrik sabit (permitivite), σ ; iletkenlik, μ ; manyetik geçirgenlik) sahip yüzeylerden yansırken, diğer kısmı da daha derin ortamlara ilerleyebilmektedir. Alıcı bir anten ise yansıyan sinyalleri almaktadır (Şekil 1 a,b). Alınan sinyaller kontrol biriminde biriktirilmekte ve çift yol seyahat zamanı nanosaniye cinsinden kaydedilmektedir [9].



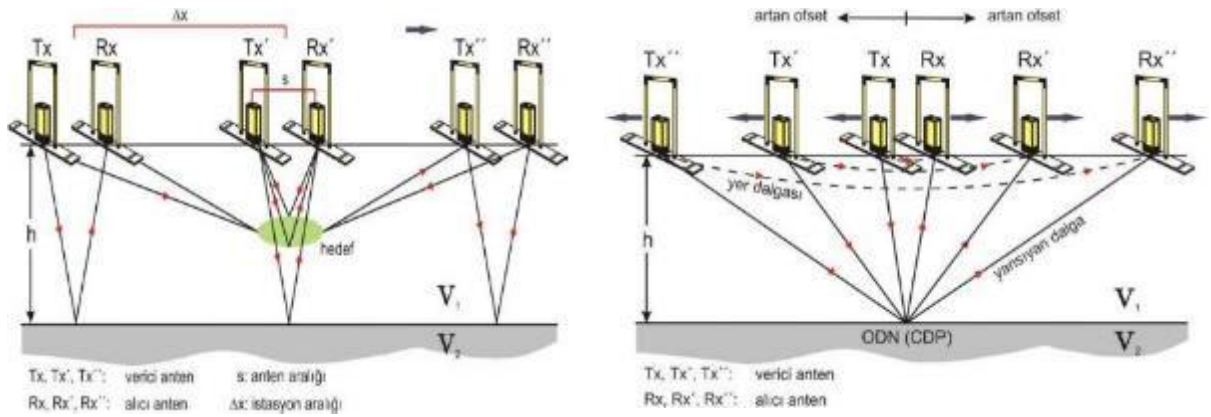
Şekil 3.(a) Yer Radarı Yönteminin Genel Çalışma Sistemi (b) Radargram [10].

Yöntemde kullanılan verici antenin merkez frekansı 10 MHz ile birkaç GHz arasında değişmektedir. Yeraltına gönderilen sinyal zamanın fonksiyonu olarak kaydedilir. Sığ derinliklerden yansıyarak kaydedilen sinyallerin ölçü noktalarına göre yanyana konulması ile elde edilen görüntüye “radargram” denmektedir. GPR yönteminde EM dalganın frekansına bağlı olarak yer altındaki yapıların derinlik ve geometrileri santimetre hassasiyetinde belirlenebilmektedir. Bu avantajı yer radarı yöntemini son yıllarda sığ çalışmalarda (örneğin arkeolojik alanlarda) en çok tercih edilen yöntemlerden birisi yapmıştır. Yer Radarı araştırmalarında en önemli iki faktör olan zemin iletkenliği ve dielektrik sabit, yüzeysel özelliklerin bulunmasını etkilemektedir [11]. Bu iki parametre sudan önemli bir şekilde etkilenmektedir, bundan dolayı su GPR’ın çalışma performansı üzerinde büyük etkiye sahiptir [12]. Bu yöntemin kullanımının çok kolay olması, hızlı, ekonomik ve kesin sonuç vermesi nedeniyle; mühendislik çalışmalarında, biyoloji ve biyofizik alanlarda, köprü yapı incelemesinde, kara mayınları araştırılmasında, adli tıpta, jeoteknik araştırmalarda, yeri bilinmeyen mezar yeri araştırmalarında, yer altı suyu araştırmalarında, alt yapı incelemelerinde, karstik yapıların bulunmasında, atık borularının konumlarının tespitinde, maden aramalarında, karayolları, havaalanları, demiryolları ve sedimantolojik yapıların incelenmesinde, yer altı boşluklarının taranmasında, volkanik hareketlerin araştırılmasında, tarım alanında su içeriğinin belirlenmesinde, mermer ocaklarındaki kırık-çatlak sistemlerinin araştırılmasında, tünel incelemelerinde vb. çalışmalarda oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır [13, 14, 15, 16, 17, 18].

Yer Radarı Veri Toplama Yöntemleri: Yer radarı çalışmalarında veri toplama; yansıma profili/ortak ofset, geniş açılı yansıma ve kırılma veya ortak derinlik noktası, (ODN) yöntemini içeren çoklu ofset sistemleri ile gerçekleştirilebilir [19]. Yansıma Profili (Ortak Ofset) ile alınan ölçüm düzeninde tek bir anten kullanılarak sıfır ofsetli veri elde edilir. İki anten kullanılması durumunda ise (Şekil 4 solda), antenler arasındaki uzaklık, korumasız antenler için bir dalga boyu, korumalı antenler için ise dalga boyunun yarısı kadar olmalıdır [19].

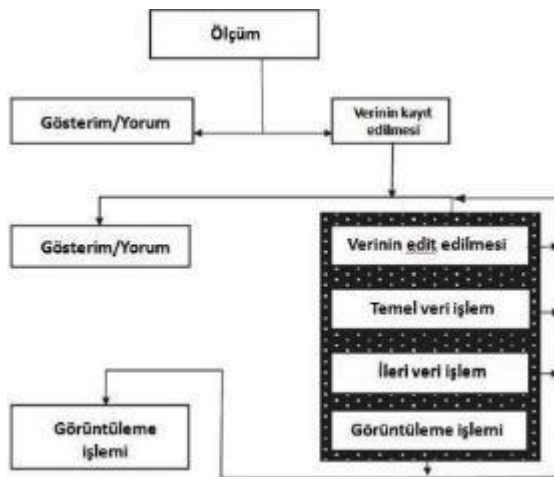
Ortak derinlik noktası (ODN) ölçümleri; çoklu ofset ölçümleri için tercih edilen bir ölçüm şeklidir. Burada, verici ve alıcı antenler, bir doğrultu boyunca, ortak bir noktadan, eş zamanlı ve eş adım aralıklarında zıt yönlerde hareket ederler (Şekil2 sağda) [21].

Yer Radarı Verilerine Uygulanan Veri İşlem Adımları: Yer radarı yöntem gereği; ölçülen ham verilerinden araştırılan ortamın yapısal durumunu incelemek ve yorumlamak zordur. Bundan dolayı, elde edilen bu verileri yorumlayabilmek için bazı veri işlem adımlarının uygulanması gereklidir. Toplanan verilere uygulanması gerekli işlemlerin akış şeması Şekil 3’de verilmektedir.

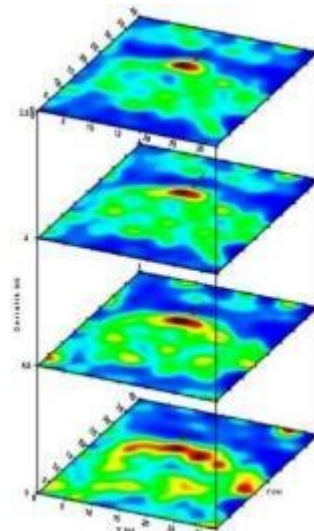


Şekil 4. Yansıma Profili (ortak ofset) Yönteminin (solda), ODN Yönteminin Şematik Gösterimleri (sağda) [20].

Toplanmış ve işlenmiş GPR verilerinin 3B görüntülenmesinden istenilen derinlikler için derinlik-dilim haritaları oluşturulmaktadır (Şekil 6). Bu haritalar, incelenen alandaki arkeolojik kalıntıların konum ve derinlikleri hakkında ayrıntılı bilgiler sunmaktadır. Selim vd. [23], tarafından 2014 yılında Mısır'da yapılan arkeolojik araştırma amaçlı yürütülmüş bir çalışmanın 3B GPR sonuçlardan 4 seviye için derinlik-dilim haritaları elde edilmiştir. Şekil 6'da konu edilen çalışmaya ait 3.5, 4, 4.5 ve 5 m derinlik aralığı için oluşturulmuş 3B GPR görüntülerden elde edilmiş olan derinlik-dilim haritaları görülmektedir. Şekil 6'daki tüm katmanlarda, bderinliğe bağlı olarak görülen dairesel anomalinin, incelenen alanda dairesel şekilli bir arkeolojik kalıntının olabileceğinin göstergesidir [23].



Şekil 5. Yer Radarı Verisi Akış Şeması [22].

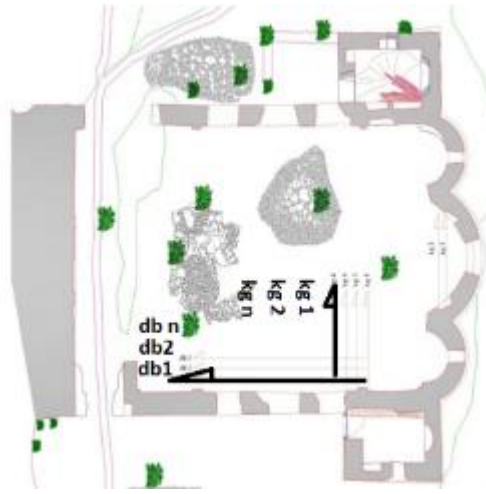


Şekil 6. GPR Verilerinin 3b Görüntüsünden Elde Edilen 4 Seviye İçin Derinlik-Dilim Haritaları [23].

4.ARAZİ ÇALIŞMALARI

4.1.Yöntem

Yer radarı (GPR) yöntemi sayesinde belirli bir derinliğe kadar zemin kazı yapılmaksızın incelenebilmektedir. Zemin altındaki yapıların doğru tespit edilebilmesi için araştırma yapılacak alanda doğrusal hatlar oluşturulmaktadır. Bu hatlar ızgara şeklinde birbirine dik doğrultuda iki ana eksenden oluşmakta ve bu eksen hatları doğrultusunda 2 ya da 3'er hat boyunca ölçümler yapılmaktadır. Bu sayede zemin altının üç boyutlu olarak da modeli çıkarılabilmektedir. Şekil 7'de kilise içindeki ölçüm hatları gösterilmiştir. Ayrıca ölçüm yapılan güney duvarındaki hasarlı kısımlar da Şekil 8'de iç duvar hattı Şekil 9'da dış duvar hattı olarak gösterilmiştir.



Şekil 7. Surp Karabet Kilisesi Ölçüm Hatları (db: doğu- batı / kg: kuzey-güney).



Şekil 8. Surp Karabet Kilisesi Güney Duvarı İç Hattı.



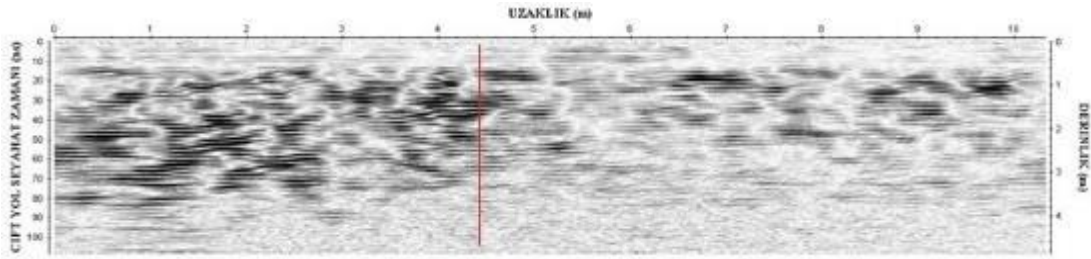
Şekil 9. Surp Karabet Kilisesi Güney Duvarı Dış Hattı.

Yer radarı çalışması yapılırken çeşitli dalga boylarında antenler kullanılmaktadır. Kullanılan antenin dalga boyu değeri büyüdükçe detay artmakta ancak inceleme derinliği azalmaktadır. Hatlar boyunca yapılan ölçümler bir bilgisayarda depolanmakta ve daha sonra bilgisayar yazılımı olan Reflexw 7.0 [24] yardımıyla radagram denilen, yansıma genliklerini gösterir

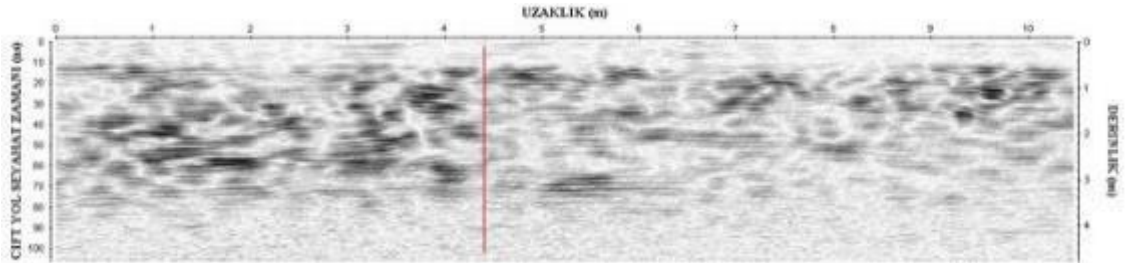
renkli ya da gri tonlamalı görseller elde edilmektedir. Bu görseller (2 veya 3 boyutlu) yardımıyla zemin altındaki yapılar yorumlanarak yapılan çalışmayla ilgili veriler düzenlenmektedir. Bu çalışmada ölçümler 250 Mhz ve 800 Mhz antenlerle yapılmıştır. Dolayısıyla 800 Mhz antenden elde edilen veriler net ancak inceleme derinliği az olurken, 250 Mhz antende bu durum tam tersi olmaktadır.

Radar çalışması eğer eğimli arazide uygulanıyor ise kot farklarının belirlenmesi amacıyla GPS verisi saklayabilen aygıtlar kullanılmalı veya kot farklarını ortadan kaldıracak, kum vb. malzemeler ile kot farkı sıfır olan hatlar elde edilmelidir. Çalışma sahasında eğimli ya da kot farklarının olduğu bölüm bulunmadığından normal tip radar kullanılmıştır.

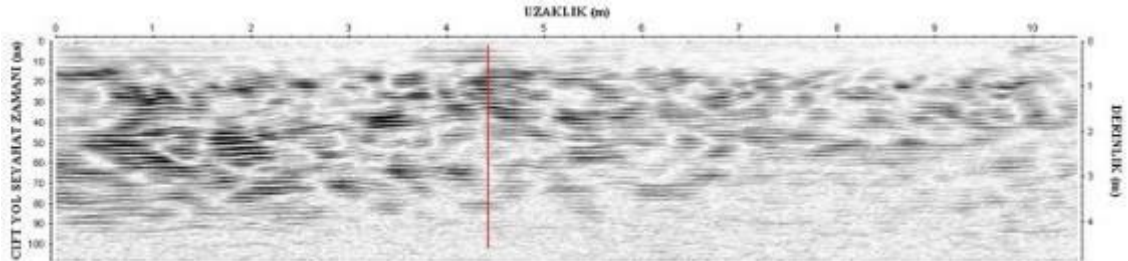
Şekil 10, Şekil 11 ve Şekil 12’de verilen radagramlar vasıtasıyla bakılan hatların ölçüme başlanılan noktadan 4- 4,2m m mesafeden sonra temel yapısına ait görüntü genliği azalmaktadır. Ölçüm Hattı olarak yapının zarar görmüş olan güney duvarının orta kısmından itibaren temel sistemine ait görüntüler genliğini yitirmektedir. Burdan yola çıkarak bu kısımda temeli oluşturan elemanların ya deforme olduğu ya da dış etkenler (kazı vb.) nedeniyle bütünlüğünü kaybettiği söylenebilir. Her bir hat arası mesafenin 50 cm duvarla ilk hat arasının da 50 cm olduğu dikkate alınır, duvar yüzünden 2 m mesafede artık temel yapısının sonlandığı söylenebilir.



Şekil 10. 250 Mhz Anten Doğu-Batı yönü 1 Nolu Hat Radagramı

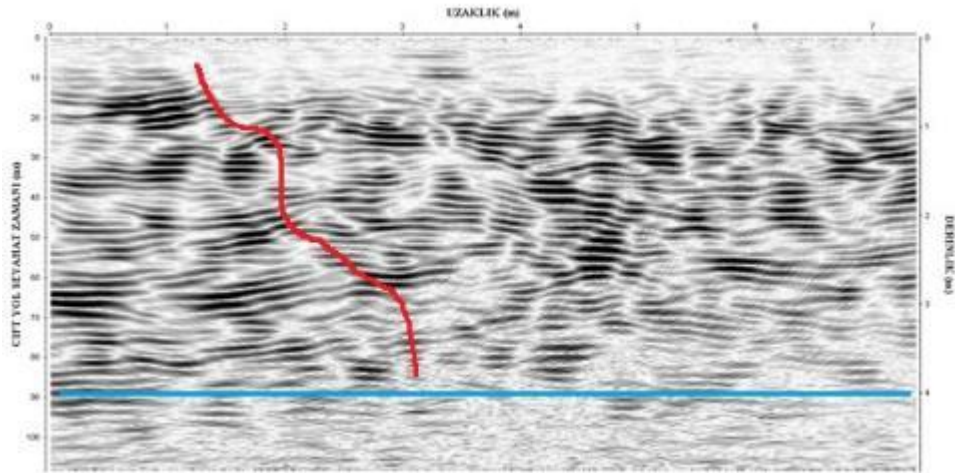


Şekil 11. 250 Mhz Anten Doğu-Batı yönü 2 nolu hat radagramı

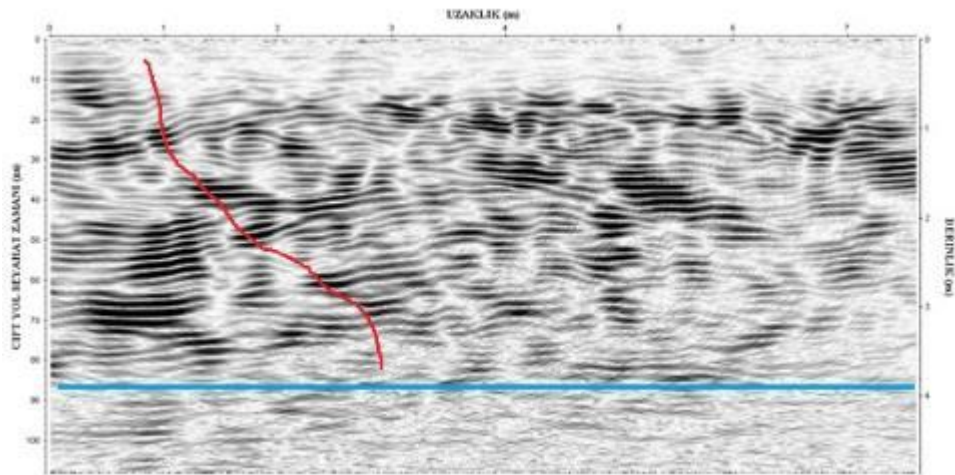


Şekil 12. 250 Mhz Anten Doğu-Batı yönü 3 Nolu Hat Radagramı

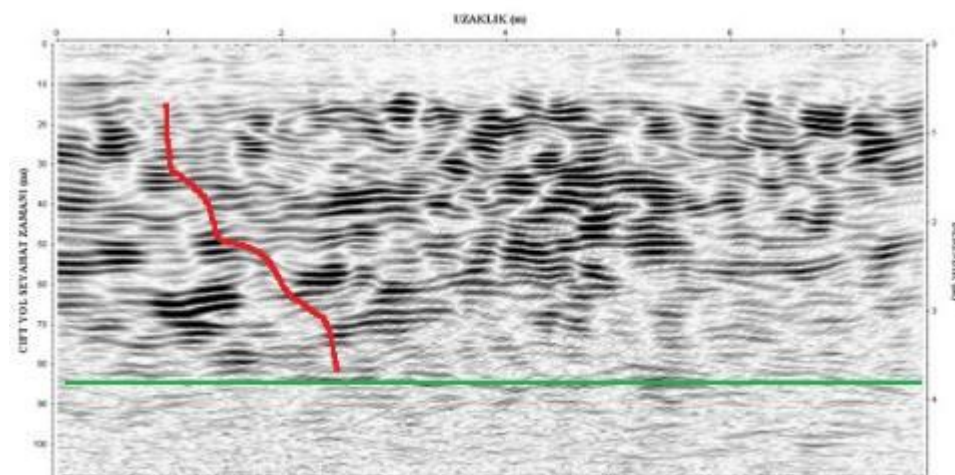
Temel şeklinin belirlenmesine yönelik olarak Güney – Kuzey doğrultusunda yapılan ölçümlerden elde edilen radagramlar Şekil 13, Şekil 14, Şekil 15 ve Şekil 16 de verilmiştir.



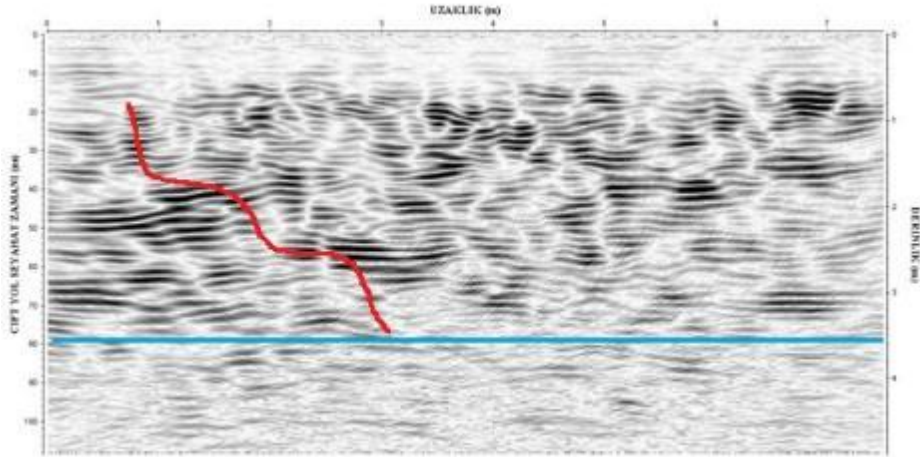
Şekil 13. 250 Mhz Anten Güney-Kuzey yönü 1 Nolu Hat Radagramı



Şekil 14. 250 Mhz Anten Güney-Kuzey yönü 2 Nolu Hat Radagramı

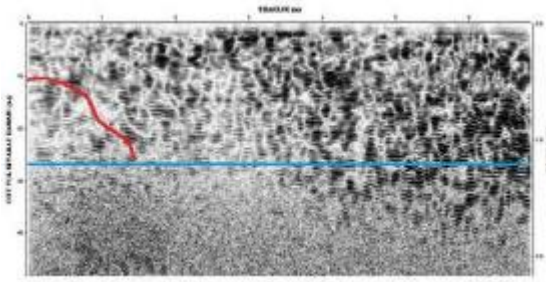


Şekil 15. 250 Mhz Anten Güney-Kuzey yönü 3 Nolu Hat Radagramı

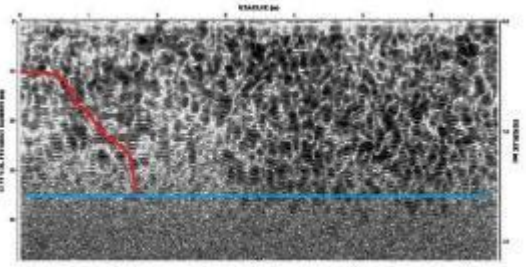


Şekil 16. 250 Mhz Anten Güney-Kuzey yönü 4 Nolu Hat Radagramı

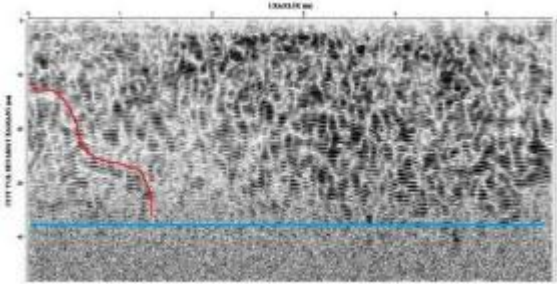
Tam temel derinliği için 800 Mhz lik antenle yalpan doğrulama ölçümlerine ait radagramlar Şekil 17, Şekil 18, Şekil 19 ve Şekil 20’de verilmiştir.



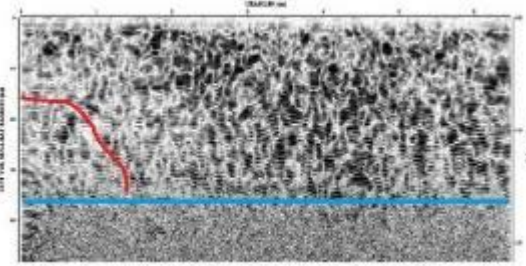
Şekil 17. 800 Mhz Anten Güney-Kuzey Yönü 1 Nolu Hat Radagramı



Şekil 18. 800 Mhz Anten Güney-Kuzey Yönü 2 Nolu Hat Radagramı



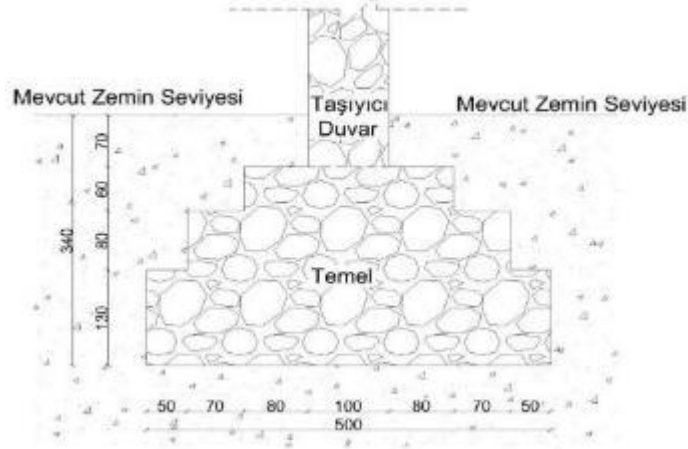
Şekil 19. 800 Mhz Anten Güney-Kuzey Yönü 3 Nolu Hat Radagramı



Şekil 20. 800 Mhz Anten Güney-Kuzey Yönü 4 Nolu Hat Radagramı

800 Mhz anten verilerinden görüleceği gibi genlik detayı fazladır ancak mavi çizgi derinliği yaklaşık 1,4-1,5 m mertebesinde kalmış ve bu çizginin altı hakkında bir veri alamamıştır. Ancak 250 Mhz antenin kullanıldığı radagramlarda 4 m derinliğe kadar veri elde edilebilmiştir. Dış duvarlara dik doğrultuda (kuzey güney yönünde) alınan kesitler incelendiğinde; 0,5 ila 0,7 m derinlik ve 0,8 m genişlikte başlayıp 3,2-3,5 m derinlikte 2,0 ila 3,0 m genişliğe ulaşan yığma taş temel yapısı gözlemlenmiştir. Bunun yanı sıra temel şekli Kuzey-Güney hattı radagramlarında görüldüğü gibi kademeli olup optimize edilmiş

temel şekli Şekil 21’de olduğu gibidir. Ayrıca farklı çalışmalarda mevcut temel sisteminin 0,7 m derinlikten başlayıp 3 m derinliğe ulaştığı, üst kısmın duvar yüzünden başlayarak 0,8 m ilerlediği kademeli olarak en son tabanda genişliğin 2,0 m ulaştığı tespiti yapılmıştır [25].



Şekil 21. Optimize Edilmiş Yaklaşık Temel Ölçüleri

5. SONUÇLAR

Elde edilen temel ölçülerinin doğruluğu ancak restorasyon çalışmalarına başlanıldığında kontrol edilebilecektir. Yapı koruma alanı içinde yer aldığından herhangi bir kazı çalışması yapılamamıştır. Arazi çalışmalarından elde edilen optimize temel genişliği 5 m, alanı 11,4 m², taşıyıcı duvar alanı ise 13,5 m² (Düşey alan)'dir. Duvar ve temel malzemesinin özgül ağırlığı 23,5 kN/m³ olduğu analizlerden belirlenmiştir [25]. Bozuk temel genişliği 1,8 m, alanı ise 2,35 m² dir. Temel tabanındaki oransal gerilme artışı;

Duvar ağırlığı	:13,50x23,50	:317,25 kN/m
Sağlam temel ağırlığı	:11,40x23,50	:267,90 kN/m
Bozuk temel ağırlığı	:2,35x23,5	:55,225 kN/m
Sağlam temel durumunda zemindeki gerilme	: (317,25+267,90)/5	:117,07kN/m ²
Bozuk temel durumunda zemindeki gerilme	: (317,25+55,225)/1,8	:206,93 kN/m ²
Oransal gerilme artışı	: 206,93/117,07	: 1,77' dir.

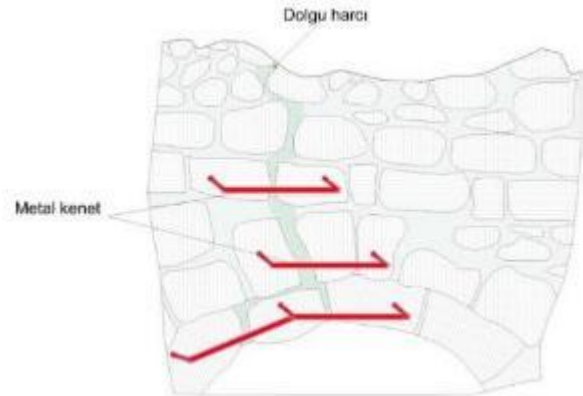
Yapılan tüm incelemeler bir araya getirildiğinde GPR hatlarının bir kısmında temel izleri genliğini kaybetmektedir. Bozulmuş temel bölümü olarak değerlendirilen bu kısımda temel derinliğinin yaklaşık 2 m, temel genişliğinin ise yaklaşık 1,8 m civarında olduğu tespit edilmiştir. Sağlam temel taban genişliği 5 m olarak dikkate alındığında, temel genişliğinde % 66'lık bir azalma olduğu görülmektedir. Temel tabanındaki azalmadan dolayı duvar altında gerilme artışı olacaktır. Bu artış farklı oturmalara neden olacağı gibi düşeyden ayrılan duvarlarda devrilme etkisini de arttıracaktır. Bu durumda duvarın iç gerilme değerlerinin artacağı ve bağlayıcı malzeme çekme-basınç gerilmelerinin sınırlarını aşacağı kesindir. Bu sınırların aşılması duvarlarda çatlaklar (çekme etkisi) ve ezilmiş (basınç etkisi) kısımlar olarak kendini gösterecektir. İncelenen yapının duvarlarında çatlaklar hakim yapısal bozukluklardır (Şekil 9, Şekil 10).

Restorasyonda öngörülen duvar çatlaklarının tamirinde kullanılan kenet sistemi (şekil 22 ve Şekil 23) sadece kendi bölgesinin güvenliğini sağlayacaktır. Zaman içinde artan gerilmeler

çelik ve kimyasal harcın gerilme değerlerini aşamayacağından duvarda zayıf olan bölgelerde gerilme yığılmaları olacak ve yeni çatlaklar oluşacaktır. Her çatlak oluşumu durumunda kenet sistemine başvurulması geçici bir çözüm olup ekonomik ve uzun ömürlü değildir.



Şekil 22. Güney duvarı kemer çatlakları.



Şekil 23. Kemer çatlakları restorasyon önerisi

Yapının taşıyıcı sistemi dış cephede duvarlar, iç cephede kemer ve bunların bağlandığı sütunlardır. Dış duvarlar restore edilirken, günümüze ulaşmış olan kısımlar korunarak eksik kısımları tamamlanacaktır. Tamamlama işleminden sonra mevcut olan yüklere ek olarak temele dolayısıyla zemine iletilecek olan yükler daha büyük mertebede olacaktır. Restorasyona başlamadan hemen önce yapı etrafında kazı işlemleri yapılarak temel sisteminin tamamının ortaya çıkarılması, zemin parametrelerinin belirlenerek zemin taşıma gücünün hesaplanması gereklidir. Taşıma gücü yönünden zayıf temellerin uygun ölçülerde yapılması, varsa zemindeki olumsuzlukların da giderilmesinin ardından üst yapıdaki restorasyon uygulamasına geçilmesinin daha uygun olacağı kaanetine varılmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] Barone, P.M., Graziano, F., Pettinelli E. ve Ginannicorradini,R., (2007). "Ground-penetrating Radar Investigations into the Construction Techniques of the Concordia Temple (Agrigento, Sicily, Italy), Archaeological Prospection Archaeol. Prospect. 14:47–59 Published online 8 January 2007 in Wiley InterScience.
- [2] Dietz, K., Dietz, Schürmann, A., (2006). "Foundation Improvement of historic buildings by micro piles, Museum Island, Berlin and St. Kolumba, Cologne", 7th ISM workshop, Schrobhausen.
- [3] Basile, V., Carrozzo, M.T., Negri, S., Nuzzo, L., Quarta, T., Villani, A.V. (2000). "A ground-penetrating radar survey for archaeological investigations in an urban area Lecce, Italy", Journal of Applied Geophysics 44:15–32, 145-165.
- [4] Gündüz, M. (2008). "Tarihi Uzunköprü'nün Geoteknik Yaklaşım ile Performans Kontrolü ve Rehabilitasyon Önerileri", İstanbul Kültür Üniversitesi, Y. Lisans Tezi.
- [5] Uslu, G. A., (1980) "Gümüşhane ve çevresinin tarihi-sanat eserleri (1969/1971)", Yelken Matbaası
- [6] Bryer A. ve Winfield D. (2002). "The Post-Byzantine Monuments of Pontus", Ashgate Variorum.
- [7] Annan, A. P. 2003. "Ground Penetrating Radar Workshop Notes", Sensors Software Inc., Mississauga, Ontario, Canada.

- [8] Daniels, D.J. 2004. "Ground Penetrating Radar, 2nd Edition", Institution of Electrical Engineers, IET.
- [9] Davis, J. L. ve Annan, A.P. 1989. "Ground Penetrating Radar for High-Resolution Mapping of Soil and Rock Stratigraphy". *Geophysical Prospecting*, 37, 531–551
- [10] Grégoire, C., Halleux, L., ve Vervoort, A., 2003. "Application of Ground Penetrating Radar in a Mining Environment", In *Mining and Mineral Processing*, Sofia, 179-183.
- [11] Ulriksen, P. F. 1982. "Application of Impulse Radar to Civil Engineering", Ph.D. thesis, Lund Univ. of Technology, Lund, Sweden, 179pp
- [12] Griffin, S. ve Pippett, T., 2002." Geophysical and Remote sensing Methods for Regolith Exploration", CRLEME open file report 144, pp 80-89.
- [13] Greaves, R. J., Lesmes, D. P., Lee, J. M. ve Toksos, M. N. 1996. "Velocity Variations and Water Content Estimated from Multi-Offset, Ground-Penetrating Radar", *Geophysics*, 61, 683-695.
- [14] Van Overmeeren R.A., Sariowan, S.V. ve Gehrels, J.C. 1997. "Ground Penetrating Radar for Determining Volumetric Water Content; Results of Comparative Measurements at Two Test Sites", *J. Hydrol.*, 197, 316-338.
- [15] Garambois, S., Sénéchal, P. ve Perroud H. 2002. "On the use of Combined Geophysical Methods to Assess Water Content and Water Conductivity of Near Surface Formations", *J. Hydrol.*, 259, 32-48.
- [16] Loeffler O. ve Bano, M., 2004. "GPR Measurements in a Controlled Vadose Zone: Influence of the Water Content", *Vadose Zone Journal*, 3, 1082-1092.
- [17] Şeren A., Babacan A.E., Gelişli K., Ogretmen Z. ve Kandemir R. 2012. "An investigation for potential extensions of the Karaca Cavern using geophysical methods", *Carbonates and Evaporites*, Vol. 27, 321–329.
- [18] Şeren, A., Gelişli, K. ve Çatakli, A. 2008. "A Geophysical Investigation of The Late Roman Underground Settlement at Aydintepe, Northeast Turkey", *Geoarchaeology: An International Journal*, Vol. 23, No. 6, 842–860.
- [19] Reynolds, J. M. 1997. "An Introduction to Applied and Environmental Geophysics", Michigan University, John Wiley
- [20] Annan, A.P. 2005. "Ground Penetrating Radar", *Near Surface Geophysics Part 1: Concept and Fundamentals*, Butler, D.K.(Ed.), *Investigations in Geophysics* No.13, SEG Foundation.
- [21] Blindow, N. 2006. "Ground Penetrating Radar, In: Kirsch, R. (ed.): *Groundwater Geophysics, a Tool for Hydrology*", p. 227-252. Springer, Berlin, Heidelberg, New York.
- [22] Annan, A. P. 2001. "Ground penetrating radar workshop notes. Mississauga", Ontario: Sensors and Software Inc.
- [23] Selim, E.I., Basheer, A.A., Elqady, G. ve Hafez, M.A. 2014. "Shallow Seismic Refraction, Two-Dimensional Electrical Resistivity Imaging, and Ground Penetrating Radar for Imaging the Ancient Monuments at the Western Shore Oof Old Luxor City, Egypt", *Archaeological Discovery*, 2, 31-43.
- [24] <http://www.sandmeier-geo.de/reflexw.html>
- [25] Uslu A., Demir N., Sadıklar T, Sadıklar F., İlter G., (2012). "Hagios Gerorgios Kilisesi Sanat Tarihi ve Restorasyon Raporu" *Kültür ve Tabiat Varlıklarını Koruma Kurulu Yayını.*

KUMLU ZEMİNLERDEKİ TEKİL KAZIKLARIN SÜRTÜNME DİRENCİNİN DENEYSEL OLARAK BELİRLENMESİ

DETERMINING THE SKIN RESISTANCE OF SINGLE PILE CONSTRUCTED IN SANDY SOILS EXPERIMENTALLY

Yavuz YENGİNAR¹

Özcan TAN²

ABSTRACT

In this study, the load-settlement behavior of bored piles was investigated with laboratory experiments. Therefore, piles different pile diameters ($D=50\text{mm}$ and 60mm) and lengths ($L=400\text{mm}$ and $L=600\text{mm}$) was constructed in sandy soil. By this way, interaction between soil and pile become same with site condition. Pile tip and shaft resistances were observed separately in experiments. Together with this study, it is shown that K_0 value used for theoretical pile shaft capacity is not representing the real situation by using both theoretical calculation and laboratory results. Also, it is understanding that critical pile length used for calculating pile shaft capacity has some uncertainties. At the end of this study, a new lateral earth pressure coefficient is suggested to calculate pile shaft capacity. By this way, bearing capacity of bored pile constructed in site in sandy soil can be predicted more correctly using $K=(K_0+K_p)/2$.

Keywords: Bored pile, model study, sandy soil, shaft resistance, tip resistance.

ÖZET

Bu çalışmada, kumlu zeminlerdeki fore kazığın yük-oturma davranışı laboratuvar deneyleri ile araştırılmıştır. Bunun için farklı çap ($D=50\text{mm}$ ve 60mm) ve boylardaki ($L=400\text{mm}$ ve $L=600\text{mm}$) kazıklar zemin içerisinde imal edilmiştir. Bu sayede kazık-zemin etkileşimi arazi şartlarıyla benzer özellikte olmuştur. Deneylerde kazığın uç ve çevre dirençleri ayrı ayrı ölçülmüştür. Bu çalışma ile fore kazıkların teorik çevre direnci hesaplarında kullanılan K_0 değerinin gerçeği yansıtmadığı hem teorik hesaplarla hem de laboratuvar deneyi sonuçlarıyla gösterilmiştir. Ayrıca çevre direnci hesaplanırken kullanılan kritik kazık boyu kavramının, zemin sıklığındaki artışın çevre direncine katkısını yeteri kadar temsil etmediği ve tutarsızlık gösterdiği anlaşılmıştır. Kumlu zeminlerdeki kazıklarda çevre sürtünmesini belirlerken yanal basınç katsayısı olarak sükunet ve pasif durumdaki yanal basınç katsayılarının ortalamasının ($K=(K_0+K_p)/2$) alınması ile gerçek değere çok daha yakın sonuçlar elde edilebilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Çevre sürtünmesi direnci, fore kazık, model deney, kumlu zemin, uç direnci.

¹ Arş. Gör., Selçuk Üniversitesi, yavuzyenginar@selcuk.edu.tr

² Prof. Dr., Selçuk Üniversitesi, ozcantan@selcuk.edu.tr

1. GİRİŞ

Kazıklı temeller; taşıma gücü, oturma, stabilite ve sıvılaşma gibi temel zemininden veya yapısal nedenlerden kaynaklı problemleri çözmek için tercih edilen uygulamalar arasındadır. Kazıklı temel tasarımını etkileyen birçok etmen bulunmaktadır. Zemin cinsi ve özellikleri, kazığın imal edildiği malzeme, imalat yöntemi ve yükün uygulanma şekline bağlı olarak kazık-zemin arasındaki yük aktarım mekanizması değişmektedir. Kazık-zemin etkileşimini etkileyen bu kadar çok etmenin olması kazık davranışının belirlenmesini zorlaştırmaktadır. Kazık kapasitesinin teorik hesaplaması lineer elastik veya doğrusal olmayan yaklaşımlarla yapılsa da tekil kazığın taşıma gücü hesabının tam olarak çözüme kavuştuğu söylenememektedir [1].

Kazıklar, yük taşıma şekline göre uç kazığı veya sürtünme kazığı olarak tasarlanabilmektedir. Uç kazıklarında yükün büyük bir kısmı uç direnci tarafından taşınırken, sürtünme kazıklarında yükün büyük bir kısmının çevre sürtünmesi tarafından taşınması gerekir [2, 3, 4, 5, 6]. Kumlu zeminlerde imal edilen sürtünme kazıklarında ise uç direnci çevre direncine göre daha baskın olmakta ve kazık kapasitesinin önemli bir kısmını oluşturmaktadır [7, 8, 9, 10].

Kazıklı temellerin taşıma gücünü etkileyen en önemli parametreler yanal zemin basınç katsayısı (K), kazık-zemin arasındaki sürtünme açısı (δ) ve taşıma gücü katsayısıdır (N_q). Kazıkların çevre sürtünmesi direncini etkileyen en önemli parametre yanal zemin basınç katsayısı olan K değeridir. Birçok araştırmacı K değerini belirlemenin zor olduğunu; zemin özellikleri, kazık geometrisi, kazığın imal edildiği malzeme, kazık imalat yöntemi ve derinliğe göre K değerinin değişebileceğini söylemiştir [2, 3, 6, 11, 12]. Bununla birlikte, genellikle fore kazıklar için K_0 , çakma kazıklar için ise K_p değeri kullanılmaktadır. Kazık ve zemin özelliklerine bağlı olarak farklı K değerleri öneren araştırmacılar da vardır [13, 14, 15, 16, 17, 18]. Bu araştırmacılar tarafından önerilen K değerleri de K_0 'a yakın bir değeri vermektedir. Yıldırım (2009) K değeri için kazık başında K_p , kazık ucunda K_0 'dan küçük değerler alınabileceğini belirtmiştir [19]. Buna karşın Yenginar (2014), K değeri için K_0 ile K_p arasında bir değer alınmasını önermiştir [12]. Kazık-zemin arasındaki sürtünme açısı, kazığın yapıldığı malzemeye göre $(2/3)\theta-\theta$ arasında alınabilmektedir. Betonarme fore kazıklarda Kulhawy (1984) $\delta=\theta$, NAVFAC (1988) $\delta=3\theta/4$, ASCE (1993) $\delta=0.9\theta-\theta$ alınabileceğini önermektedir [18, 20, 21]. Kazıkların uç direncini etkileyen en önemli parametre taşıma gücü katsayısı olan N_q değeridir. N_q değeri için birçok araştırmacı farklı formüller önermiştir [22, 23, 24].

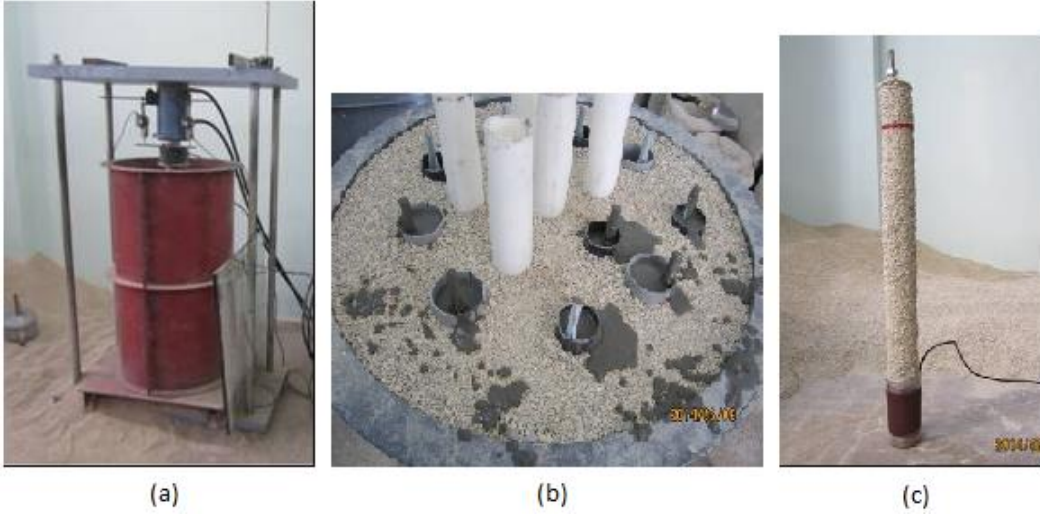
K, δ ve N_q değerleri ise sadece zeminin içsel sürtünme açısına (θ) göre değişmektedir ve aynı zemin için sabit değerler almaktadır. Bu nedenle teorik olarak hesaplanan kazık uç ve çevre dirençleri efektif gerilmeye bağlı olarak lineer artış göstermektedir. Gerçekte ise böyle bir davranış olmadığından dolayı; çevre direncini sınırlandırmak için “kritik kazık boyu (L_k)”, uç direncini sınırlandırmak için ise “limit uç basıncı” ifadeleri geliştirilmiştir [23]. Kritik kazık boyu zeminin sıkılığına göre değişmektedir ve kazık çapına bağlı olarak ifade edilmiştir. Kulhawy (1984) ve Bowles (1996) uç direncinde derinlikle birlikte artışta bir azalma olduğunu ancak limit değerden söz edilemeyeceğini belirtmektedir [2, 18].

Bu çalışmada kumlu zeminlerdeki fore kazıkların yük-oturma davranışı deneysel olarak araştırılmıştır. Kazıklar göçme yüküne kadar eksenel olarak yüklenmiş ve kazıkların uç direnci, çevre sürtünmesi direnci ve toplam taşıma güçleri ayrı ayrı ölçülmüştür. Böylelikle kazıkların hem uç hem de çevre direnci bakımından sınır taşıma güçleri belirlenmiştir ve teorik taşıma gücü sonuçları ile kıyaslanmıştır.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1. Deney Düzenegi ve Model Elemanların Tanıtılması

Deney düzenegi; yükleme çerçevesi, hidrolik baskı ünitesi, hidrolik sistemi kontrol eden ünite, deney tankı ve veri toplama sisteminden oluşmaktadır. Tekil kazık yükleme deneyleri 60 cm çapında ve 110 cm yüksekliğindeki silindirik tank içerisinde yapılmıştır. Deney tankının etrafında ise yükleme çerçevesi mevcuttur (Şekil 1-a). Yükleme sırasında ölçülen yük ve oturma değerleri ise veri toplama sistemi aracılığıyla kaydedilerek bilgisayar ortamına aktarılmıştır.



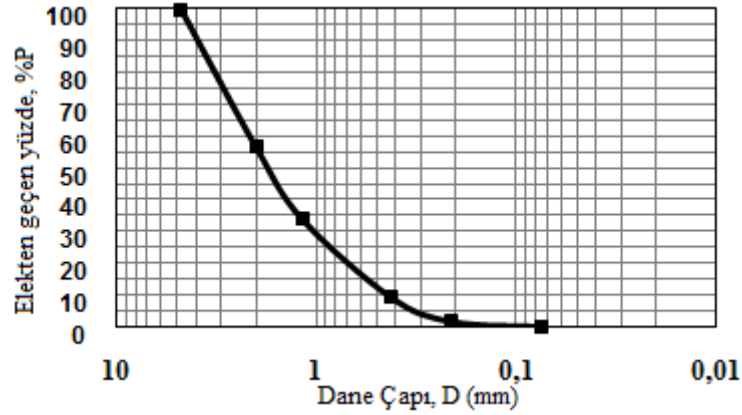
Şekil 1. (a) Yükleme Sistemi ve Deney Tankı, (b) Kazıkların Zemin İçinde İmal Edilmesi, (c) Model Kazık

Model kazıklar yerinde dökme betonarme kazık olarak imal edilmiştir. Bu çalışmada; çapları 60 mm ve 70 mm, boyları ise 400 mm ve 600 mm olan 4 adet model kazık (D60 L400, D60 L600, D70 L400 ve D70 L600) kumlu zemin içerisinde imal edilmiştir (Şekil 1-b). Bu sayede kazık-zemin pürüzlülüğünün arazidekiyle aynı olması sağlanmıştır ve fore kazıklardaki kazık-zemin etkileşimi laboratuvarda bire bir gözlenmiştir (Şekil 1-c).

2.2. Zemin Özellikleri

Model deneylerde yıkanmış doğal kum kullanılmıştır. Elek analizi sonucunda elde edilen granülometri eğrisi Şekil 2’de verilmiştir. Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine (USCS) göre zemin sınıfı SP (kötü derecelenmiş kum) olarak belirlenmiştir. Deney kumuna ait temel fiziksel özellikler Tablo 1’de verilmiştir.

Tüm deneylerde zeminin sıklığını aynı oranda tutmak için kumlu zemin deney tankına bir huniden akıtılarak yerleştirilmiştir. Deneylerde kullanılan zeminin rölatif sıklığı %52.6, bu sıklıktaki kayma direnci parametreleri ise $c=0$ ve $\phi=41^\circ$ olarak belirlenmiştir.



Şekil 2. Deney Kumuna Ait Granülometri Eğrisi

Tablo 1. Deney Kumunun Fiziksel Özellikleri

Üniformluk katsayısı	C_u	5,12
Eğrilik katsayısı	C_c	1,03
Birim hacim ağırlık	γ_s (kN/m ³)	27
Maksimum kuru birim hacim ağırlık	$\gamma_{k,max}$ (kN/m ³)	18,5
Minimum kuru birim hacim ağırlık	$\gamma_{k,min}$ (kN/m ³)	14,7
Maksimum boşluk oranı	e_{max}	0,84
Minimum boşluk oranı	e_{min}	0,46

2.3. Deney Programı ve Yöntem

Kumlu zeminlerdeki aksenal yüklü tekil kazığın yük-oturma davranışını incelemek ve taşıma gücü kapasitelerini belirlemek amacıyla sabit penetrasyonlu yükleme deneyi yapılmıştır. Kazıkların toplam taşıma gücü yükleme sistemine aktarılan toplam yük vasıtasıyla, kazık uç direnci de kazık ucundaki yük hücresi vasıtasıyla ölçülmüştür. Toplam taşıma gücü ile uç direncinin farkı alınarak da çevre sürtünmesi direnci bulunmuştur.

Deney tankı kazık ucu seviyesine kadar kumla doldurulduktan sonra kazık düşey olarak yükleme pistonunun altına yerleştirilmiştir. Daha sonra da kazık çevresi tekrar kumlu zeminle doldurulmuştur (Şekil 3-a). Tüm deneylerde kum yerleştirme işlemi, kumun aynı yükseklikten ve bir huniden kendi ağırlığı ile akmasıyla standart bir şekilde yapılmıştır. Son olarak ise tekil kazıklar göçme yükünden daha büyük yük değerlerine kadar (ortalama 40 mm seviyesine kadar) yüklenerek kazığın yük-oturma davranışı daha net gözlenmiştir (Şekil 3-b). Yükleme sırasında kazığa aktarılan toplam yük, kazık uç direnci ve oturma değerleri veri toplama sistemi aracılığıyla kayıt altına alınmıştır. Böylelikle hiçbir veri kaybı olmadan deney sonuna kadar yük-oturma değerleri bilgisayar ortamına aktarılmıştır. Tekil kazık yükleme deneylerinde, her kazık için deneyler en az iki kez tekrarlanmıştır. Deneylerde yükleme hızı 2.5 mm/dk olarak seçilmiştir.



Şekil 3. a) Deneysel Kumun Tankta Yerleştirilmesi, b) Kazık Yükleme Deneysel

3. YÜKLEME DENEYİ SONUÇLARI

Model deneylerde kullanılan kazıklara ait yük-oturma grafikleri Şekil 4’de verilmiştir. Bu grafiklerde uç direncinin, çevre sürtünmesi direncinin ve kazığın toplam taşıma gücünün oturmalarla göre değişimi verilmiştir. Kazık yükleme deneyi sonuçlarından elde edilen grafikler yorumlanırken “teğet yöntemi” kullanılmıştır. Bu yöntemde yük-oturma eğrilerinin başlangıç kısımlarına teğetler çizilerek, eğrilerdeki doğrusallığın değişmeye başladığı yer sınır taşıma gücü olarak kabul edilmiştir.

Kazıklara ait yük-oturma grafiklerinin (Şekil 4) yorumlanması sonucunda uç direnci ve çevre direnci tarafından taşınan yük, kazığın toplam taşıdığı yük miktarları ve bu yüke ulaşılan oturma değerleri Tablo 2’de verilmiştir. Ayrıca her bir kazığın uç direnci, çevre sürtünmesi direnci ve toplam taşıma gücü teorik olarak hesaplanarak Tablo 3’de verilmiştir. Kazık uç direncinin teorik yük taşıma kapasitesi; Janbu (1976), Vesic (1975) ve Meyerhof (1976) tarafından geliştirilen N_q katsayıları kullanılarak her biri için ayrıca hesaplanmıştır [22, 23, 24]. Kazığın teorik taşıma gücü denklem 1,2 ve 3 kullanılarak hesaplanmıştır:

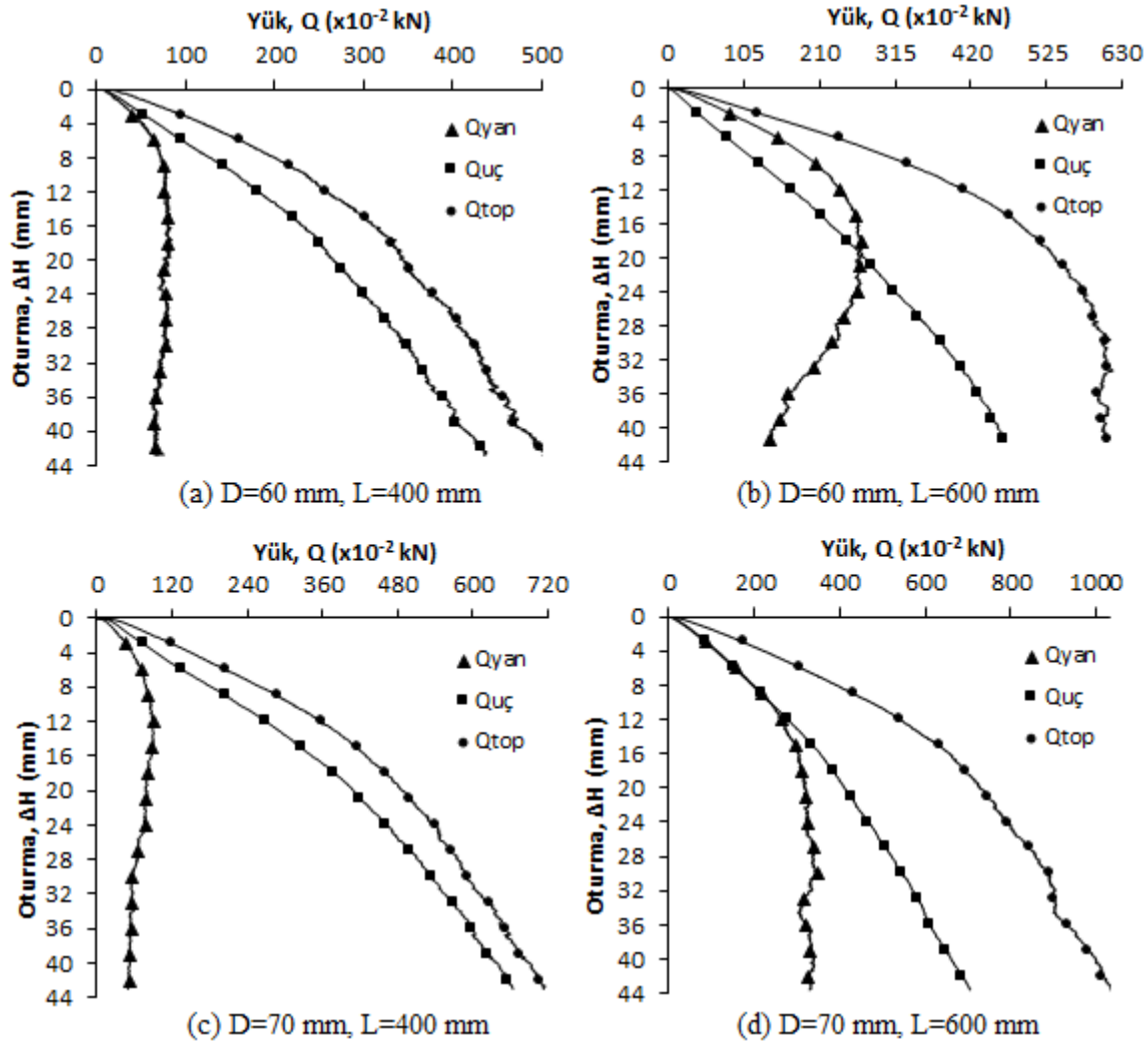
$$Q_{top} = Q_{uç} + Q_{yan} = \frac{\pi D^2}{4} (\gamma L N_q) + \sum \pi \cdot D \cdot \Delta L_i \cdot f_i \quad (1)$$

$$0 < z < L_k \quad f_i = K_i \cdot \sigma_{vi}' \cdot \tan \delta_i \quad (2)$$

$$L_k < z < L \quad f_i = (f_i)_{z=L_k} \quad (3)$$

$$q_{uç, limit} = 0.5 P_a N_q \tan \phi' \quad ([23]) \quad (4)$$

burada; Q_{top} : toplam taşıma gücü, Q_{yan} : çevre sürtünmesi direnci tarafından taşınan yük, $Q_{uç}$: uç direnci tarafından taşınan yük, $q_{uç, limit}$: limit uç direnci, D : kazık çapı, ΔL_i : kazığın değişik zemin tabakaları içindeki uzunluğu, f_i : kazığın her bir zemin tabakası içindeki birim çevre sürtünmesi, K_i : (i) zemin tabakasının efektif yanal zemin basınç katsayısı (genellikle fore kazık için K_0 , çakma kazık için K_p), σ_{vi}' : (i) zemin tabakasındaki efektif düşey gerilme, δ_i : (i) zemin tabakasında kazık-zemin arasındaki sürtünme açısı, L_k : kritik kazık boyu (gevşek kum: $L_k=10D$, orta sıkı kum: $L_k=15D$, sıkı kum: $L_k=20D$), P_a : atmosfer basıncı



Şekil 4: Kazık Yükleme Deneylerinden Elde Edilen Yük-Oturma Grafikleri

Tablo 2. Deney Sonuçlarından Elde Edilen Sınır Taşıma Güçleri

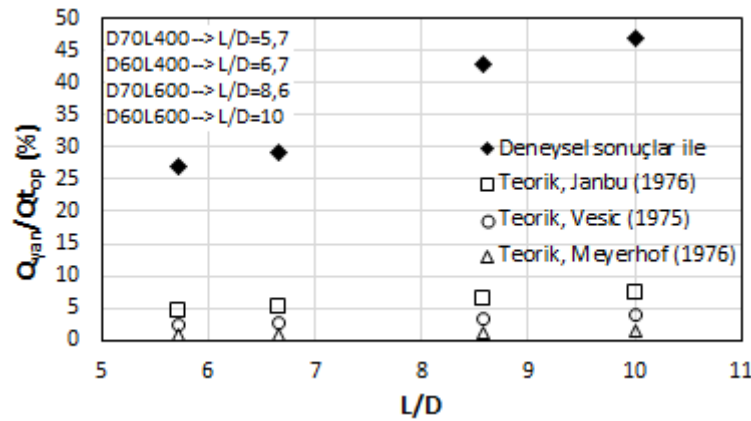
	ΔH (mm)	$Q_{u\check{c}}$ (kN)	ΔH (mm)	Q_{yan} (kN)	ΔH (mm)	Q_{top} (kN)
D60 L400	10,00	1,588	6,00	0,656	9,35	2,244
D60 L600	12,00	1,725	6,00	1,531	8,75	3,256
D70 L400	9,00	2,062	7,00	0,759	8,71	2,821
D70 L600	10,00	2,368	7,00	1,781	8,57	4,149

Tablo 3. Teorik yaklaşımlarla hesaplanan sınır taşıma güçleri

	Q_{yan} (kN)	$Q_{u\check{c}}^a$ (kN)			Q_{top} (kN)		
		Janbu	Vesic	Meyerhof	Janbu	Vesic	Meyerhof
D60 L400	0,074	1,379	2,753	7,464	1,453	2,827	7,539
D60 L600	0,167	2,069	4,129	11,197	2,236	4,296	11,364
D70 L400	0,087	1,877	3,746	10,160	1,964	3,833	10,247
D70 L600	0,195	2,816	5,620	15,240	3,011	5,815	15,435

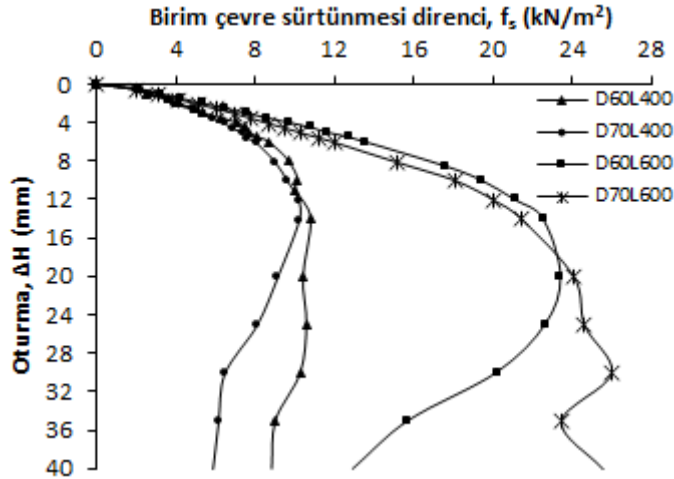
^a Meyerhof (1976), Vesic (1975) ve Janbu (1976) tarafından $\phi=41^\circ$ için önerilen N_q değerleri sırasıyla 400, 147.5 ve 73.9 şeklindedir [22, 23, 24]. Janbu yönteminde kazık ucunda oluşan kayma yüzeyi açısı $\psi=90^\circ$, Vesic yönteminde rijitlik katsayısı $I_{rr}=100$ kabul edilmiştir.

Tablo 2 ve 3 incelendiğinde teorik hesaplamalar ile deney sonuçları kıyaslandığında toplam taşıma gücü yönünden oldukça büyük farklılıklar vardır. Bu farklılık hem uç direncinden hem de çevre direncinden kaynaklanmaktadır. Janbu (1976) yönteminde deneysel uç direnci teorik uç direncinden kısa kazıklarda %10-15 daha az, uzun kazıklarda ise %16 daha fazla bulunmuştur [24]. Vesic (1975) ve Meyerhof (1976) yöntemlerine göre ise deneysel uç direnci teorik uç direncinden sırasıyla ~%50 ve ~%80 daha az bulunmuştur [23, 22]. Uç direncindeki farklılıklar N_q değerlerinden kaynaklanmaktadır. Ayrıca Janbu yönteminde kazık ucunda oluşan kayma yüzeyi açısı ψ , Vesic yönteminde ise rijitlik katsayısı I_{rr} değerlerinin belirlenmesi zordur. Meyerhof (1976) tarafından önerilen N_q katsayıları ise diğer iki araştırmacıya göre çok daha büyüktür. Janbu (1976), Vesic (1975) ve Meyerhof (1976) tarafından $\theta=41^\circ$ için önerilen N_q değerleri sırasıyla 73.9, 147.5 ve 400 şeklindedir. Deneylerden elde edilen N_q değerleri 60-85 arasında değişmekte olup, Janbu (1976) tarafından önerilen değere yakın, Vesic (1975) ve Meyerhof (1976) tarafından önerilen değerlerden ise küçüktür. Kumlu zeminlerde uç direncinin yük-oturma grafiği doğrusala yakın devam etmekte, bu yüzden de göçme yüküne ulaşılan nokta eğri üzerinde belirgin değildir. Ayrıca model deneylerde kazık boyu çok fazla olmadığından dolayı derin temeller için kullanılan N_q değerlerinden daha küçük değerlerin elde edilmesi kabul edilebilir. Çevre sürtünmesi direnci tarafından taşınan yük değerleri yönünden ise deney sonuçları teorik hesaplamalara göre %700-800 daha fazla bulunmuştur. Şüphesiz bu fark oldukça fazladır. Fakat sürtünme kazıklarında; kazık taşıma gücünün büyük bir kısmının çevre sürtünmesi tarafından taşınması gerekir. Teorik sonuçlara bakıldığında ise uç direnci hangi yöntemle hesaplanırsa hesaplanırsa, çevre direncinin toplam taşıma gücünün en fazla %7.5'ini temsil ettiği ve ihmal edilebilecek seviyelerde kaldığı görülür. Deney sonuçlarında ise çevre direnci toplam taşıma gücünün %27-47'sini temsil eder (Şekil 5). Kazık boyu arttıkça, Q_{yan}/Q_{top} oranı daha da artacaktır. Bu sonuç sürtünme kazıklarının genel çalışma prensibine daha uygun olmaktadır ve deney sonuçlarının güvenilirliğini göstermektedir.



Şekil 5. L/D Oranına Bağlı Olarak Çevre Sürtünmesi Direncinin Değişimi

Kazık yükleme deneylerinin sonuçlarından elde edilen birim çevre sürtünmesinin derinlikle değişim grafikleri Şekil 6'da verilmiştir. Ayrıca bu grafiklerden elde edilen sınır birim çevre dirençleri ve yanal basınç katsayıları (K) ile teorik olarak hesaplanan K değerleri Çizelge 4'te verilmiştir. K değerleri hesaplanırken kazık ile zemin arasındaki sürtünme açısı, $\delta=\theta$ alınmıştır.



Şekil 6: Birim Çevre Sürtünmesi Dirençlerinin Derinlikle Değişimi

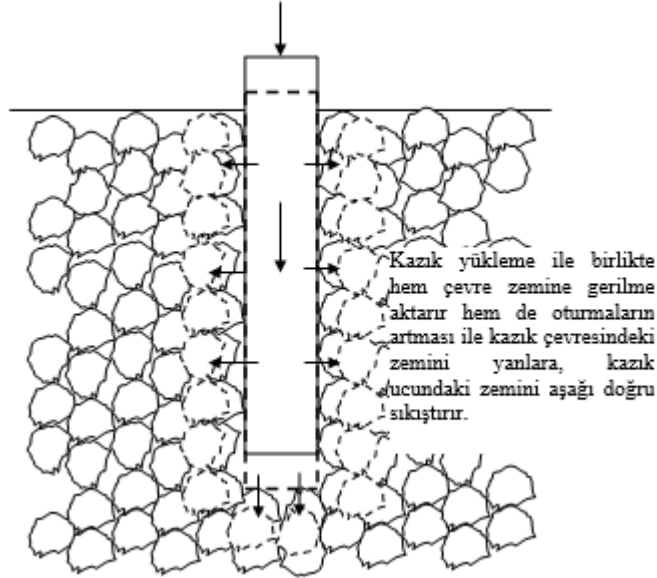
Cizelge 4. Tekil Kazıklara Etkiyen Birim Çevre Direnci İle Deneysel ve Teorik K Değerleri

	ΔH (mm)	f_s (kN/m ²)	K(deneysel)	K(teorik)
D60 L400	6,00	8,70	3,03	0,344
D60 L600	6,00	13,54	3,15	0,344
D70 L400	7,00	8,63	3,01	0,344
D70 L600	7,00	13,50	3,14	0,344

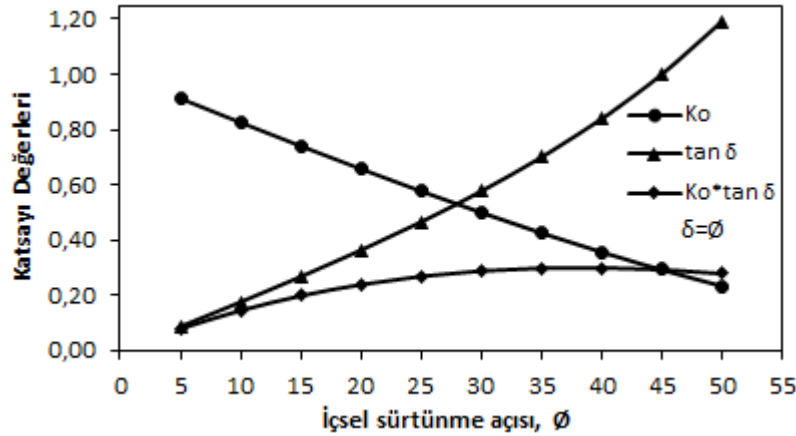
Fore kazıklarda, teorik olarak çevre direnci hesaplanırken sükûnetteki yanal toprak basınç katsayısı olan $K_0=1-\sin\phi$ değeri kullanılmaktadır. $\phi=41^\circ$ için ise K_0 değeri 0.344 olmaktadır ve deneylerden elde edilen K değerlerinden çok küçüktür. Teorik hesaplamalara göre deney sonuçlarında çevre sürtünmesi direncindeki bu farkın K değerinden kaynaklandığı anlaşılmıştır. Çevre sürtünmesi direnci hesaplanırken ise K_0 değeri hem anlam hem de katsayı olarak gerçeği yansıtmamaktadır. Bu durumun nedenleri şu şekilde açıklanabilir:

1. Kazık aksel olarak yüklendiğinde çevre sürtünmesi direncinden dolayı kazık çevresindeki zeminde gerilme artışı meydana gelir. Ayrıca kazık düşey yönde deplasman yapmaya devam ettikçe kazık çevresindeki zemini yanlara, kazık ucundaki zemini de aşağı doğru itmeye çalışır ve zemini sıkıştırır (Şekil 7). Çevre zeminindeki ötelenmeden dolayı zemin sükunetteki durumdan pasif duruma yaklaşmaktadır fakat bu ötelenme zemini pasif duruma geçirecek mertebede olmayabilir. Bu etki zemin cinsine, tane çapına, zemin sıklığına ve kazık imalat yöntemine göre değişir. Bu durum hem fore kazıklarda hem de çakma kazıklarda gözlenirken; fore kazıkta zemindeki ötelenmeler çakma kazığa göre daha azdır. Gevşek kumlu zemindeki ötelenmeler ise sıkı kumdakine göre daha fazla olabilir fakat çevre direncine katkısı daha az olacaktır.
2. Zemin koşulları ve kazık-zemin pürüzlülüğü tüm deneylerde aynı olmasına rağmen kazık çapı ve boyu değiştikçe K değeri de bir miktar değişmiştir. Kazık çapının K değerine etkisi az olurken, K değerleri derinlik arttıkça artmıştır. Bu yüzden zemin özellikleri, kazık çapı, boyu, kazığın imal edildiği malzeme ve imalat yöntemi K değerini etkileyecektir. Bu nedenden dolayı K değerinin belirlenmesi oldukça zordur. Birçok araştırmacı kazık imalat yöntemine göre K yerine K_a , K_0 veya K_p 'nin kullanılabileceğini

söylemiştir. Genellikle fore kazıklar için K_0 kullanılırken, çakma kazıklarda K_p kullanılmaktadır. Fakat yükleme ile birlikte kazık çevresindeki zemin pasif duruma yaklaşmaktadır (Şekil 7). Ayrıca, sıklığı fazla olan zeminlerde kazıklara etkiyen çevre sürtünmesinin, kendinden gevşek olan bir zemine göre daha büyük olması gerekir. Yani sıkı zeminlerde kazığın düşey yönde deplasman yapması daha zor olacağından ona etkiyen çevre sürtünmesinin de artması gerekir. İçsel sürtünme açısı, δ arttıkça K_0 azalmakta, $\tan \delta$ artmakta, $K_0 \cdot \tan \delta$ değeri ise sayısal olarak çok küçük kalmaktadır (Şekil 8). K_0 bu değişimi temsil etmezken, $K_0 \cdot \tan \delta$ değeri çok artmaktadır. Bu artış, içsel sürtünme açısı $20-45^\circ$ aralığında iken $0.24'$ den $0.29'$ a kadar olmaktadır (Şekil 8).



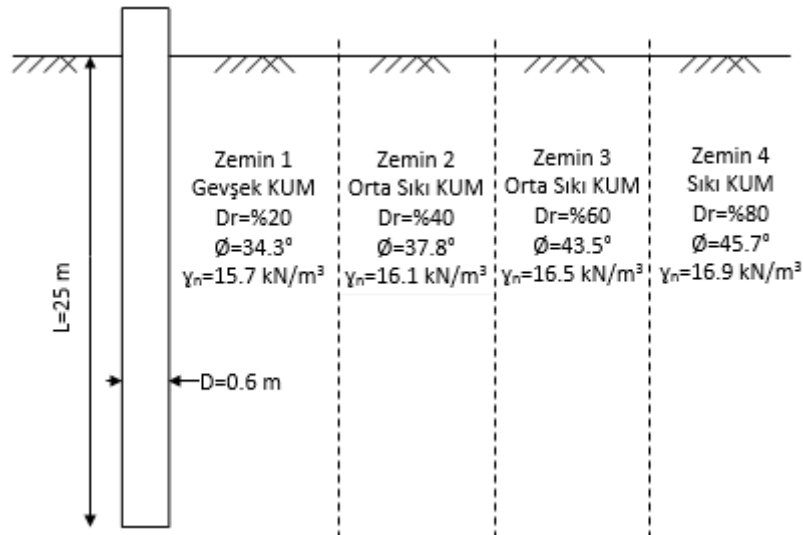
Şekil 7. Kazığın Yüklenmesi Sonucu Zemine Aktarılan Gerilmeler ve Zeminin Sıkışması



Şekil 8. İçsel Sürtünme Açısına Göre K_0 , $\tan \delta$ ve $K_0 \cdot \tan \delta$ Değerlerinin Değişimi ($\delta = \delta$ için)

Kazık çevre direnci tarafından taşınan yük bulunurken teorik hesaplarda K_0 kullanılmasının zemin özelliklerindeki değişimi temsil etmediği aşağıdaki örnekle açıklanabilir. Deney kumu üzerinde rölatif sıklığın %20, %40, %60 ve %80 olduğu durumlar için zemin özellikleri belirlenerek Şekil 9'da verilmiştir. Bu 4 farklı zeminde çapı 0.6 m, boyu 25 m olan bir fore kazık imal edildiğinde, kazıkların teorik taşıma güçleri de Tablo 5'te verilmiştir. Kazıkların taşıma gücü değerlerine bakıldığında, uç direnci tarafından taşınan yük zemin özelliklerindeki değişime göre anlamlı bir şekilde artmaktadır. Fakat Meyerhof (1976)

tarafından önerilen limit uç basıncı ile Terzaghi (1967) taşıma gücü bağıntısıyla hesaplanan uç direnci arasında oldukça büyük farklar vardır [23, 25]. Bu yüzden kazık uç direnci teorik olarak hesaplanırken limit uç basıncının kullanılması daha güvenilir bir yaklaşım olabilir. Çevre direnci tarafından taşınan yük değerlerine bakıldığında ise şunlar söylenebilir: İlk başta kritik kazık boyunu her zemin için aynı kabul edersek ($L_k=10D-15D-20D$ veya $L_k=L$), sıkı kumda gevşek kuma göre çevre direncindeki artış %5.3 olmaktadır. Bu fark ise ihmal edilebilecek bir düzeydedir. Kritik kazık boyunu zemin sıklığına bağlı olarak belirlediğimiz zaman ise çevre direncindeki artış neredeyse L_k değerindeki oransal artış kadar olmaktadır. Yani orta sıkı kumdaki ($L_k=15D$) çevre direnci gevşek kumdakinden ($L_k=10D$) %45 fazla olmuştur. Fakat Zemin 2 ve Zemin 3 örneğinde olduğu gibi aynı sıklık sınıfındaki zeminlerde aynı kazık için çevre direnci neredeyse hiç artmamaktadır. Örneğin, orta sıkı kum ($Dr=\%35-65$) için kritik kazık boyu aynı alındığından çevre direnci bu tür zeminlerde yine çok artmayacaktır. Rölatif sıklık %34'den %36'ya arttığında çevre direnci %45-50 artarken rölatif sıklığın %36'dan %65'e artmasıyla çevre direnci ancak %5 artmaktadır. Gerçekte böyle bir değişimin gözlenmesi çok mümkün değildir. Bu yüzden teorik hesaplamalarda kullanılan K_0 ve/veya $K_0 \cdot \tan \delta$ değerleri ile L_k kavramı zemin özelliklerindeki değişimi temsil etmemekte ve hatta tutarsızlık göstermektedir.



Şekil 9. Farklı Sıklıktaki Kumlu Zeminlerde Aynı Kazık Örneği—Zemin Özellikleri

Tablo 5. Farklı Sıklıktaki Kumlu Zeminlerde Aynı Kazık Örneği—Taşıma Gücü Değerleri

Zemin No	$Q_{uç}^a$ (kN)	$Q_{uç,lim}^b$ (kN)	Q_{yan} (kN)				Q_{top} (kN)
			$L_k=10D$	$L_k=15D$	$L_k=20D$	$L_k=L$	
Zemin 1	4249,3	1296,1	<u>1162,6</u>	1623,7	2005,8	5506,6	2458,7
Zemin 2	6890,4	2327,0	1203,0	<u>1681,5</u>	2078,0	5695,0	4008,5
Zemin 3	16191,2	6506,0	1216,0	<u>1697,8</u>	2100,4	5755,3	8203,8
Zemin 4	23611,6	9986,1	1223,7	1710,6	<u>2114,0</u>	5794,8	12100,1

a. Terzaghi (1967) tarafından geliştirilen taşıma gücü formülü ile hesaplanmış uç direnci [25].

b. Meyerhof (1976) tarafından önerilen limit uç direnci [23].

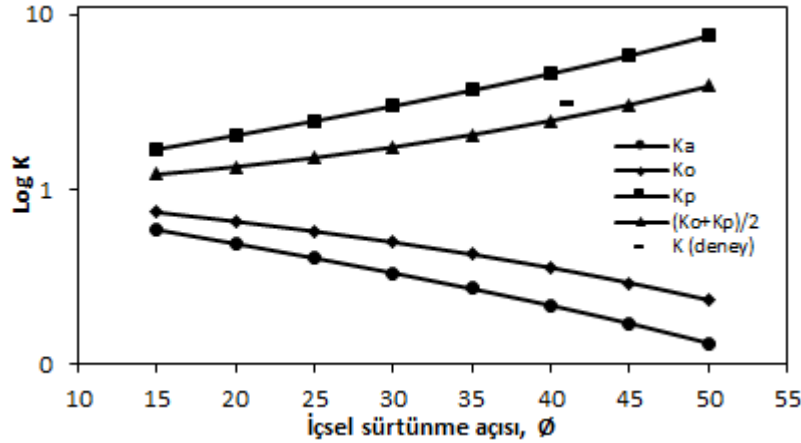
3. Yukarıdaki açıklamalar sonucunda şunlar söylenebilir: Kazığın aksel olarak yüklenmesiyle birlikte hem zemine aktarılan gerilmelerden dolayı hem de kazığın zemini sıkıştırmasından dolayı zemin pasif duruma daha yakın olmaktadır. Ayrıca sükûnetteki yanal zemin basınç katsayısı K_0 , zemin özelliklerindeki değişimin çevre sürtünmesi direncine katkısını tam olarak temsil etmemektedir. K_a , K_0 ve K_p 'nin içsel sürtünme açısına bağlı değişimi ile deney sonuçlarından elde edilen K değerleri Şekil 10'da verilmiştir. Deney sonuçlarından bulunan K değerleri düşünüldüğünde ve güvenli tarafta da kalınarak, kumlu zeminlerdeki çevre sürtünmesi direnci hesaplanırken;

$$K = \left(\frac{K_0 + K_p}{2} \right) \quad (5)$$

burada;

- K = yanal zemin basınç katsayısı
 K_0 = sükûnetteki yanal zemin basınç katsayısı
 K_p = Rankine teorisine göre pasif durumdaki yanal zemin basınç katsayısı

kabulünün yapılması daha doğru bir yaklaşım olacaktır. Bu sayede, teorik taşıma gücü denklemindeki yukarıda belirtilen eksiklikler de giderilmiş olacaktır.



Şekil 14. K_a , K_0 ve K_p 'nin İçsel Sürtünme Açısına Bağlı Değişimi ve Deneysel K Değerleri

4. SONUÇ

Orta sıkı kumlu zeminde yerinde dökme betonarme kazık kullanılarak yapılan kazık yükleme deneylerinin sonucunda şu bilgilere ulaşılmıştır: Betonarme fore kazıklar için çevre direnci hesaplanırken sükûnetteki yanal zemin basınç katsayısı K_0 kullanılmaktadır. Fakat deneyler sonucunda elde edilen K değerleri K_0 değerinden oldukça farklı bulunmuştur. İçsel sürtünme açısı arttıkça K_a ve K_0 değerinin azalması, zemin sıkılığı arttıkça daha küçük çevre dirençleri hesaplanmasına neden olmaktadır. Halbuki, sıkı zeminlerde kazığın düşey yönde deplasman yapması gevşek zemine göre daha zor olacağından kazığa etkileyen çevre direncinin de fazla olması gerekmektedir. Bu çalışma ile birlikte teorideki bu eksiklik fark edilmiştir. Şu aşamada çevre direnci hesaplamak ve bu eksikliği gidermek amacıyla yeni bir K değeri ($K=(K_0+K_p)/2$) önerilmiştir. Önerilen bu K değeri yaklaşık bir değer olmakla

birlikte geliştirilmeye açıktır. Bunun için farklı özellikteki kumlu zeminlerde ve değişik sıklık değerleri için deneylerin tekrarlanması ve bu teorinin geliştirilmesi gerekmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Önalp, A. ve Sert, S., 2010, “Geoteknik Bilgisi 3-Bina Temelleri”, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [2] Bowles, 1997, “Foundation Analysis and Design”, 5. Baskı, McGraw Hill Book Company, NY.
- [3] Das, B. M., 2007, “Principles of Foundation Engineering”, ThomsonCanada Limited, 6. Baskı, Kanada.
- [4] Birand, A. A., 2007, “Kazıklı temeller”, 2. Baskı, Teknik Yayınevi, Ankara.
- [5] Toğrol, E. ve Tan, O., 2009, “Kazıklı temeller”, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [6] Uzuner, B. A., 2011, “Temel Mühendisliğine Giriş”, 4. Baskı, Derya Kitabevi, Trabzon.
- [7] Miura, N., 1983, “Point Resistance Of Piles In Sand”, Technology reports of the Yamaguchi University, 3(2): 129-139.
- [8] Yasufuku, N. ve Hyde, A.F.L., 1995, “Pile End-Bearing Capacity In Crushable Sands”, Géotechnique, 45(4): 663-676.
- [9] Ohno, S. ve Sawada, S., 1999, “Bearing Capacity Of Piles In Sands With Different Crushabilities Under Various Stress Conditions”, In Proceedings of 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1: 249-252.
- [10] Manandhar, S. ve Yasufuku, N., 2012, “Analytical Model For The End Bearing Capacity Of Tapered Piles Using Cavity Expansion Theory”, Advance in Civil Engineering.
- [11] Tomlinson, M. ve Woodward, J., 2006, “Pile Design And Construction Practice”, 5. Baskı, CRC Basımevi, NY.
- [12] Yenginar, Y., 2014, “Kazıklı Temellerde Grup Etkisinin Model Deneylerle Araştırılması”, Yüksek Lisans Tezi, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya.
- [13] Jacky, J., 1948, “Pressure in Soils”, 2nd ICSMFE, 1. Baskı, 103-107.
- [14] Vesic, A. S., 1970, “Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Side”, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 96. Baskı, 561-584.
- [15] Tavenas, F. A., 1971, “Load Test Results on Friction Piles in Sand”, CGJ, 8. Baskı, No.1, 7-22.
- [16] Coyle, H. M. ve Castello, R. R., 1981, “New Design Correlations for Piles in Sand”, JGED, ASCE, 107. Baskı, 965-986.
- [17] Bhusan, K., 1982, “Discussion: New Design Correlations for Piles in Sand”, JGED, ASCE, 107. Baskı, 1508-1510.
- [18] Kulhawy, F. H., 1984, “Limiting Tip and Side Resistance: Factor Fallacy”, Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE, San Fransisco.
- [19] Yıldırım, S., 2009, “Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı”, 3. Basım, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [20] NAVFAC Design Manuals, 1988, “Foundations and Earth Structures”, Department of the Navy, Alexandria, VA.
- [21] American Society of Civil Engineers (ASCE), 1993, “Design of Pile Foundations Technical Engineering and Design Guides”, No:1.
- [22] Vesic, A. S., 1975, “Principles of Pile Foundation Design”, Soil Mechanics Series No:38, School of Engineering, Duke Üniversitesi, Durham, NC.

- [23] Meyerhof, 1976, "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", Journal of Geotechnical Engineering Division, 102. Baskı, No: GT3.
- [24] Janbu, N., 1976, "Static Bearing Capacity of Friction Piles", Proc. 6th European Conference on SMFE, vol. 1-2, 479-488.
- [25] Terzaghi, K ve Peck, R. B., 1967, "Soil Mechanics in Engineering Practise", John Willey&Sons, NY, 729.

KUMLU ZEMİNLERDEKİ TEKİL KAZIĞIN EKSENEL YÜK ALTINDAKİ YÜK-OTURMA DAVRANIŞININ MODEL DENEYLERLE ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATION OF THE LOAD-SETTLEMENT BEHAVIOR OF AXIALLY LOADED SINGLE PILE FOUNDATION WITH MODEL EXPERIMENTS IN SANDY SOILS

Yavuz YENGİNAR¹ Özcan TAN²

ABSTRACT

In this study, load-settlement behavior of bored piles constructed in sandy soils (SP, $\gamma_s=27$ kN/m³, $D_r=\%52.6$, $c=0$, $\phi=41^\circ$) was investigated in laboratory conditions. By this way bored piles have different pile diameters ($D=60$ mm and 70 mm) and lengths ($L=400$ mm and 600 mm) were constructed in sandy soil. Using the same construction method with the site in the laboratory, pile roughness and pile-soil interaction became similar with site condition. During pile load tests, both pile tip resistance and pile shaft resistance were measured separately. Therefore, load settlement behaviors of them were observed separately. As a result of pile load tests, pile shaft resistance has been reached its ultimate bearing capacity much earlier than pile tip resistance. Consequently, different safety factor should be used for pile tip and shaft resistances when calculating allowable bearing capacity of pile using theoretical formulas. Safety factor for pile tip resistance can be chosen smaller than pile shaft resistance when designing rigid piles and safety factor for pile tip resistance can be chosen bigger than pile shaft resistance when designing compressible piles. Using different safety factors for each one allows more economic solutions in the preliminary design.

Keywords: Bored pile, model study, sandy soil.

ÖZET

Bu çalışmada, kumlu zeminlerdeki (SP, $\gamma_s=27$ kN/m³, $D_r=\%52.6$, $c=0$, $\phi=41^\circ$) fore kazığın yük-oturma davranışı laboratuvar deneyleri ile araştırılmıştır. Bunun için farklı çap ($D=60$ mm ve 70 mm) ve boydaki ($L=400$ mm ve 600 mm) kazıklar zemin içerisinde imal edilmiştir. Bu sayede kazık pürüzlülüğü ve kazık-zemin etkileşimi arazide imal edilen bir kazıkla benzer özellikte olmuştur. Deneylerde kazığın uç ve çevre dirençleri ayrı ayrı ölçülmüştür. Bu sayede hem uç direncinin hem de çevre sürtünmesi direncinin yük-oturma davranışı ayrı ayrı gözlenmiştir. Yükleme deneyleri sonucunda çevre sürtünmesi direncinin uç direncine göre daha erken sınır taşıma gücüne ulaştığı gözlenmiştir. Bunun sonucunda;

¹ Arş. Gör., Selçuk Üniversitesi, yavuzyenginar@selcuk.edu.tr

² Prof. Dr., Selçuk Üniversitesi, ozcantan@selcuk.edu.tr

teoriler ile kazığın emniyetli yük taşıma kapasitesi belirlenirken, uç ve çevre dirençleri için farklı güvenlik sayılarının kullanılabilmesi önerilmiştir. Rijit kazıklarda uç direnci için çevre direncine göre daha küçük, sıkışabilir kazıklarda ise uç direnci için çevre direncine göre daha büyük güvenlik sayıları seçilebilir. Tasarım aşamasında uç ve çevre dirençleri için farklı güvenlik sayıları kullanmak daha ekonomik bir tasarım yapma imkânı verecektir.

Anahtar Kelimeler: Fore kazık, kumlu zemin, model deney.

1. GİRİŞ

Yüzeysel temellerin yetersiz kaldığı durumlarda en yaygın kullanılan derin temel çeşidi kazıklı temellerdir. Kazıklı temellerin aksel ve yanal yükler altındaki yük-oturma davranışı farklı olduğu gibi kazıkların tek başına, grup halinde veya kazıklı radye olarak tasarlandığı durumlarda da davranışı birbirinden farklıdır. Kazık grupları ve kazıklı radye sistemlerinin yük-oturma davranışlarının daha iyi anlaşılabilmesi için tekil kazığın yük-oturma davranışının bilinmesi gerekir. Aksel yüklü tekil kazıkların davranışı birçok araştırmacı tarafından araştırılmıştır [1, 2, 3, 4].

Sürtünme kazıkları yüklendiği zaman bir miktar oturma yapar ve bu oturma neticesinde kazık-zemin arasında oluşan aderans kuvvetleri neticesinde kazık hareketinin tersi yönünde sürtünme direnci meydana gelir. Kazık ucunun da zemine temas etmesi nedeniyle uç direnci oluşur. Kazığın toplam taşıma gücü bu iki bileşenin toplanmasıyla bulunur. Fakat hem uç direnci hem de çevre direncinin sınır değerleri birbirinden farklıdır ve bu değerlere farklı oturma miktarlarında ulaşırlar [5, 6]. Birçok araştırmacı sürtünme direncinin 5-10 mm oturma miktarında sınır değerine ulaştığını belirtmiştir [3, 7, 8, 9]. Uç direncinin hangi oturma miktarında sınır değerine ulaştığı konusunda ise farklı görüşler vardır. Fakat genel düşünce, uç direncinin çevre direncinin sınır değerine ulaştığı oturma değerinden çok daha büyük oturma miktarlarında sınır değerine ulaştığı yönündedir. Bowles (1996) uç direncinin çakma kazıklarda kazığın %10D, fore kazıklarda ise %30D oturma değerinde sınır gücüne ulaştığını; Tomlinson ve Woodward (2006) kumlu zeminlerde uç direncinin kazığın %10-20D oturma değerine kadar lineer arttığını; Das (2007) uç direncinin kazığın %10-25D oturma değerine kadar sınır gücüne ulaşmadığını ortaya koymuştur [5, 10, 3].

Kazık uç ve çevre dirençlerinin farklı oturma miktarlarında sınır değerine ulaşmasından dolayı kazığın emniyetle taşıyabileceği yük bulunurken iki yaklaşım mevcuttur. Bunlardan birincisi uç ve çevre dirençleri için farklı güvenlik sayılarının kullanılması yönündedir. İkinci yaklaşımda; bir kazığın, uç direncinin sınır değerine ulaşması için gerekli batma miktarına kadar oturma yapması zor olacağından dolayı uç direncinin sınır gücüne her durumda ulaşmadığı/ulaşmayacağı düşünülmektedir. Örneğin, arazide yapılan kazık yükleme deneylerinde kazık başının 30-80 mm penetrasyon gösterdiği halde kazık ucundaki hareketin $10 \pm$ mm olduğunu, bu nedenle kazık ucundaki taşıma gücünün çok değişken düzeylerde uyandığı belirtilmektedir [11, 12]. Bu nedenle emniyetli yük bulunurken çevre direncinin tamamı, uç direncinin ise belirli bir yüzdesi alınarak her ikisi için de aynı güvenlik sayısı kullanılması önerilmektedir [5]. Fakat bu yaklaşımda kazık ucunun ne kadar hareket edeceğini ve bu hareket sonucunda ne kadar yük taşıyacağını önceden belirlemek çok zordur. Her iki yaklaşımın da kendine göre zorluğu ve/veya belirsizliği olduğundan dolayı kazık tasarımı yapılırken genel kabul görmüş yöntem uç ve çevre dirençlerinin teoriler ile belirlenmesinden sonra her ikisi için de aynı güvenlik sayılarının kullanılması şeklindedir.

Bu çalışmada; farklı çap ve boydaki kazıklı temeller kumlu zemin içerisinde ve sabit hızla yüklenerek kazıkların yük-oturma davranışı laboratuvar ortamında araştırılmıştır. Kazıklar kumlu zemin içerisinde imal edildiğinden dolayı kazık-zemin pürüzlülüğü arazi ile uyumlu olmuştur. Bu nedenle arazide imal edilen fore kazıkların hem imalat aşaması hem de yükleme aşamasındaki durumu laboratuvarda bire bir modellenmiştir. Kazıkların uç direnci, çevre direnci ve toplam taşıma gücü ayrı ayrı ölçüldüğünden dolayı bunların yükleme esnasında nasıl bir davranış gösterdiği de gözlenmiştir.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1. Deney Düzenegi

Deney düzenegi; yükleme çerçevesi, hidrolik baskı ünitesi, hidrolik sistemi kontrol eden ünite, deney tankı ve veri toplama sisteminden oluşmaktadır. Tekil kazık yükleme deneyleri 60 cm çapında ve 110 cm yüksekliğindeki silindirik tank içerisinde yapılmıştır. Deney tankının etrafında ise yükleme çerçevesi mevcuttur. Yükleme çerçevesinde, altta ve üstte bulunan 1150 x 600 mm boyutlarında ve 55 mm kalınlığındaki iki rijit plaka dört köşesinden çelik profillerle sabitlenmiştir. Üst plakanın ortasında ise 10 ton kapasiteli ve hem aşağı hem de yukarı yönde hareket edebilen bir hidrolik baskı ünitesi mevcuttur. Hidrolik baskı ünitesinin altında ise sisteme verilen yükü ölçmeye yarayan 10 ton kapasiteli ve hem basınç hem de çekme yönünde çalışan bir silindirik yük hücresi mevcuttur. Yükleme sisteminde kontrol ünitesi vasıtasıyla hidrolik pistonun aşağı ve yukarı yönlü hareket hızı otomatik olarak ayarlanabilmektedir ve kazık yükleme hızı kullanıcı tarafından belirlenebilmektedir. Yükleme sırasında ölçülen yük ve oturma değerleri ise veri toplama sistemi aracılığıyla kaydedilerek bilgisayar ortamına aktarılmıştır (Şekil 1).



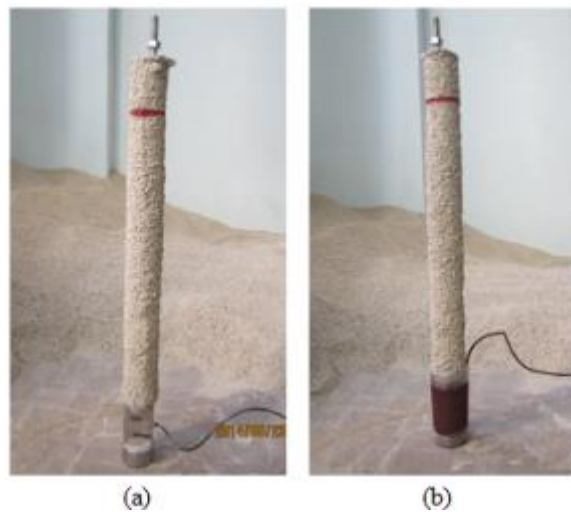
Şekil 1. Soldan Sağa Doğru—Yükleme Sistemi Ve Deney Tankı, Kontrol Ünitesi, Veri Toplama Ünitesi ve Verilerin Bilgisayar Ortamına Aktarılması

2.2. Model Kazıkların İmal Edilmesi

Model kazıklar yerinde dökme betonarme kazık olarak imal edilmiştir. Bu çalışmada; çapları 60 mm ve 70 mm, boyları ise 400 mm ve 600 mm olan 4 adet model kazık kumlu zemin içerisinde imal edilmiştir. Kazıklar kendini tutamayan zeminde imal edildiğinden dolayı muhafaza borusu kullanılmış ve betonlama işlemi yapılırken muhafaza borusu da eş zamanlı olarak yukarı doğru çekilmiştir (Şekil 2-a). Model kazıklar imal edildikten sonra zeminden çıkarılırken kırılmaması ve bir miktar dayanım kazanması için 2 gün zemin içerisinde bekletilmiştir (Şekil 2-b). Daha sonra zeminden çıkarılan kazıklar suyun içerisine bırakılarak 7 gün süreyle bekletilmiş ve yeterli dayanıma ulaşması sağlanmıştır. Bu sayede kazık-zemin pürüzlülüğünün arazidekiyle benzer özellikte olması sağlanmıştır ve fore kazıklardaki kazık-zemin etkileşimi laboratuarda bire bir gözlenmiştir. Tekil kazık deneylerinde, kazıkların toplam taşıma gücünün ve yük-oturma ilişkisinin saptanmasının yanında kazık uç direncinin ve çevre sürtünmesi direncinin ayrı ayrı ölçülmesi amaçlanmıştır. Bu nedenle kazıkların uç kısmına s-tipi yük hücresi, yük hücresinin etrafına ise zımpara kâğıdı yerleştirilmiştir (Şekil 3).



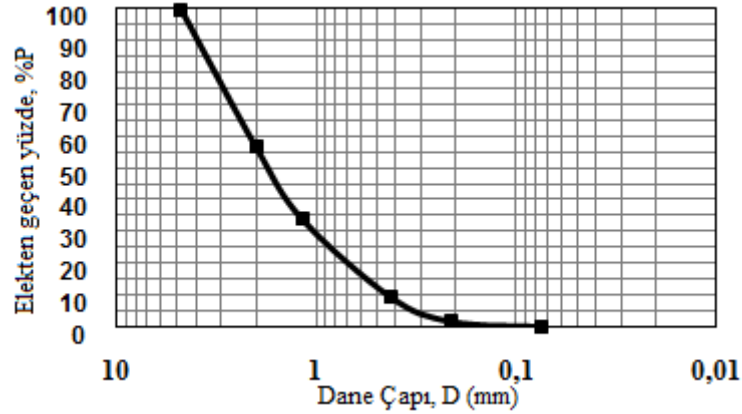
Şekil 2. a) Kazıkların Zemin İçerisinde İmal Edilmesi, b) Kazıkların Zeminin İçinden Çıkarılması



Şekil 3. a) Kazık Ucuna S-Tipi Yük Hücresinin Monte Edilmesi, b) Yük Hücresinin Etrafının Zımpara Kağıdı İle Çevrelenmesi

2.3. Deney Kumunun Fiziksel Özellikleri

Model deneylerde yıkanmış doğal kum kullanılmıştır. Ayrıca laboratuarda tozmayı azaltmak için agrega ocağından getirilen kum 200 numaralı elekten yıkanmıştır. Elek analizi sonucunda elde edilen granülometri eğrisi Şekil 4’de verilmiştir. Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine (USCS) göre zemin sınıfı SP (kötü derecelenmiş kum) olarak belirlenmiştir. Deney kumuna ait temel fiziksel özellikler Tablo 1’de verilmiştir.



Şekil 4. Deney Kumuna Ait Granülometri Eğrisi

Tablo 1. Deney Kumunun Fiziksel Özellikleri

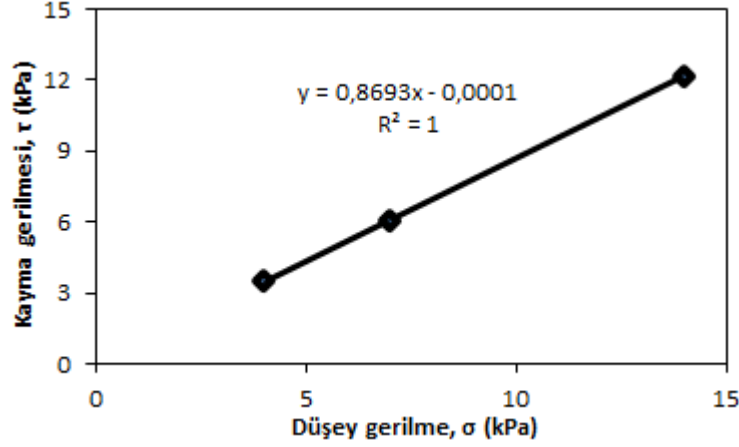
Üniformluk katsayısı	C_u	5,12
Eğrilik katsayısı	C_c	1,03
Birim hacim ağırlık	γ_s (kN/m ³)	27
Maksimum kuru birim hacim ağırlık	$\gamma_{k,max}$ (kN/m ³)	18,5
Minimum kuru birim hacim ağırlık	$\gamma_{k,min}$ (kN/m ³)	14,7
Maksimum boşluk oranı	e_{max}	0,84
Minimum boşluk oranı	e_{min}	0,46

Tüm deneylerde zeminin sıklılığını aynı oranda tutmak için kumlu zemin deney tankına sürekli aynı koşullarda yerleştirilmiştir. Bunun için kumlu zemin deney tankına doldurulurken bir huniden akıtılarak kendi ağırlığında akması sağlanmıştır. Zeminin deney tankına huniden akıtılarak doldurulması sonucu kuru birim hacim ağırlığının 16,5 kN/m³ olduğu belirlenmiştir. Deneylerde kullanılan zeminin rölatif sıklılığı ise %52,6 olarak bulunmuştur. Deney kumunun bu sıklılıktaki kayma direnci parametrelerinin (c , ϕ) bulunabilmesi için de kesme kutusu deneyleri yapılarak $c=0$ ve içsel sürtünme açısı, $\phi=41^\circ$ olarak belirlenmiştir (Şekil 5).

2.4. Deney Programı ve Yöntem

Kumlu zeminlerdeki aksel yükü tekil kazığın yük-oturma davranışını incelemek amacıyla farklı çap ve boydaki kazıklar kullanılarak deneyler yürütülmüştür. Bu amaçla çapları 60 mm ve 70 mm, boyları 400 mm ve 600 mm olan 4 farklı kazık (D60 L400, D60 L600, D70 L400 ve D70 L600) imal edilmiştir. Ayrıca kazıkların taşıma gücü kapasiteleri de sabit penetrasyonlu yükleme deneyi ile deneysel olarak ölçülmüştür. Kazıkların toplam taşıma gücü yükleme sistemine aktarılan toplam yük vasıtasıyla, kazık uç direnci de kazık ucundaki

yük hücresi vasıtasıyla ölçülmüştür. Toplam taşıma gücü ile uç direncinin farkı alınarak da çevre sürtünmesi direnci bulunmuştur.



Şekil 5. Kesme Kutusu Deneyinden Elde Edilen Kırılma Zarfı

Deney tankı kazık ucu seviyesine kadar kumla doldurulduktan sonra kazık düşey olarak yükleme pistonunun altına yerleştirilmiştir. Daha sonra da kazık çevresi tekrar kumlu zeminle doldurulmuştur. Tüm deneylerde kum yerleştirme işlemi, kumun aynı yükseklikten ve bir huniden kendi ağırlığı ile akmasıyla standart bir şekilde yapılmıştır (Şekil 6-a). Son olarak ise tekil kazıklar göçme yükünden daha büyük yük değerlerine kadar (ortalama 40 mm seviyesine kadar) yüklenerek kazığın yük-oturma davranışı daha net gözlenmiştir (Şekil 6-b). Yükleme sırasında kazığa aktarılan toplam yük, kazık uç direnci ve oturma değerleri veri toplama sistemi aracılığıyla kayıt altına alınmıştır. Böylelikle hiçbir veri kaybı olmadan deney sonuna kadar yük-oturma değerleri bilgisayar ortamına aktarılmıştır. Kazık yükleme deneylerinde, her kazık için deneyler en az iki kez tekrarlanmıştır. Deneylerde ise yükleme hızı 2.5 mm/dk olarak seçilmiştir.

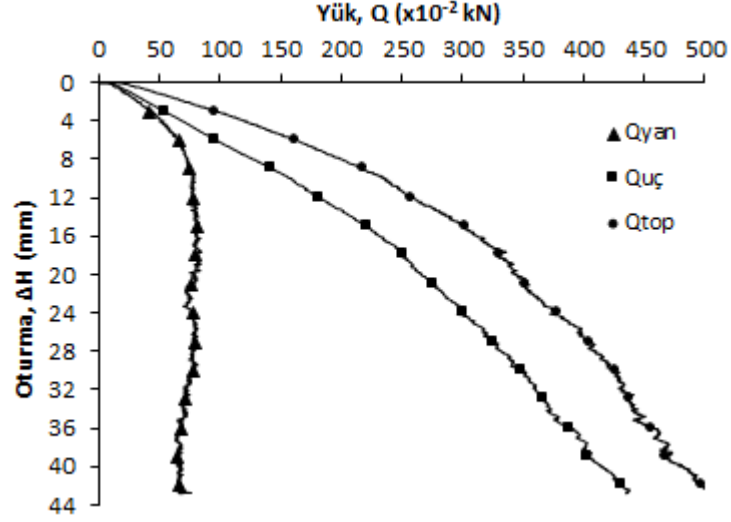


Şekil 6. a) Deney Kumunun Tanka Yerleştirilmesi, b) Kazık Yükleme Deneyi

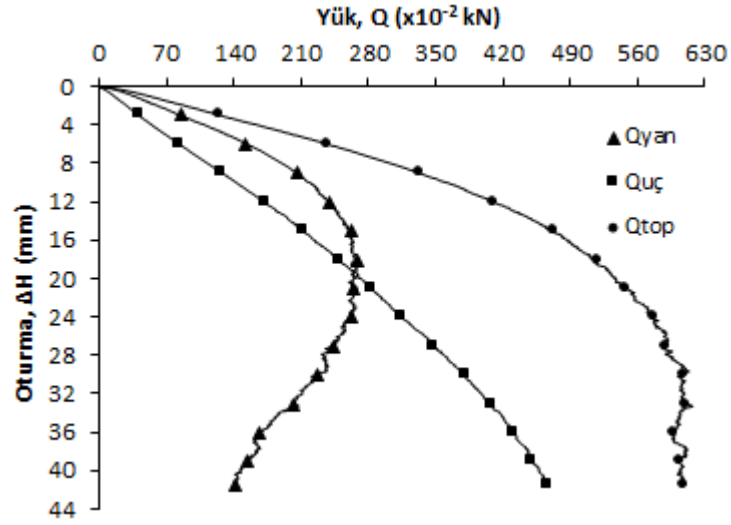
3. YÜKLEME DENEY SONUÇLARI

Tekil kazıklara ait yük-oturma grafikleri Şekil 7-8-9 ve 10'da verilmiştir. Bu grafiklerde uç direncinin, çevre sürtünmesi direncinin ve kazığın toplam taşıma gücünün oturmalarla göre

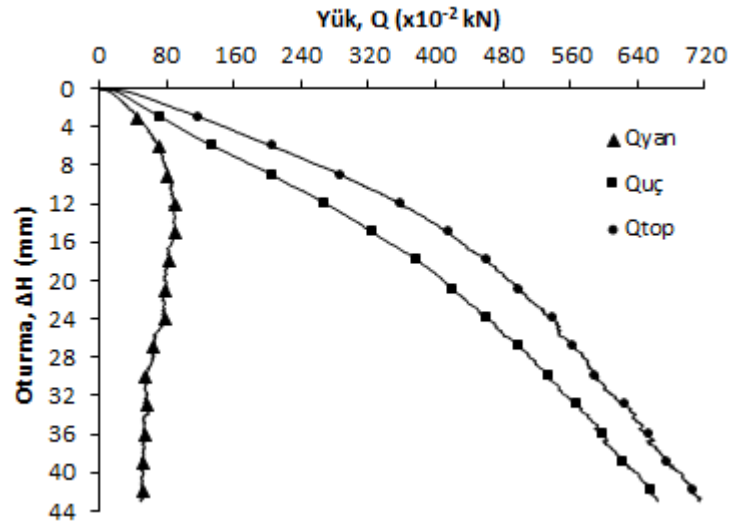
değişimi verilmiştir. Kazık yüklemeye deneyi sonuçlarından elde edilen grafikler yorumlanırken, yük-oturma eğrisinde başlangıç eğiminin değişmeye başladığı yer sınır taşıma gücü olarak kabul edilmiştir. Kazıkların sınır taşıma gücü değerleri ile sınır değerlere ulaşılan oturma değerleri Tablo 2’de verilmiştir.



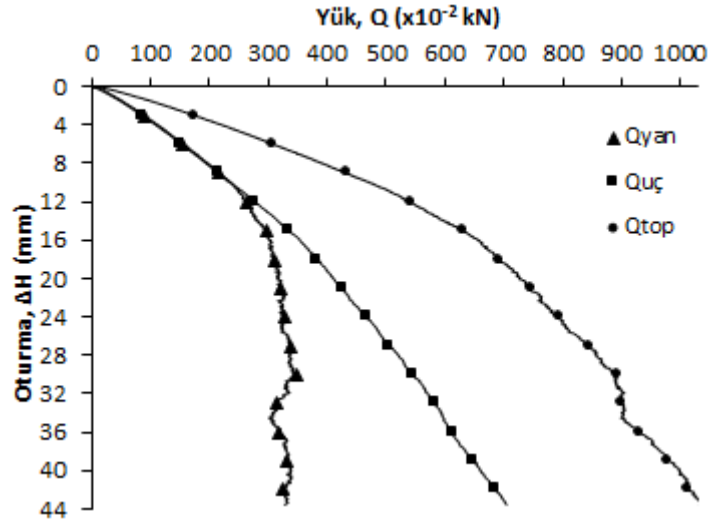
Şekil 7. D=60 mm, L=400 mm Kazığa Ait Yük-Oturma Grafikleri



Şekil 8. D=60 mm, L=600 mm Kazığa Ait Yük-Oturma Grafikleri



Şekil 9. D=70 mm, L=400 mm Kazığa Ait Yük-Oturma Grafikleri



Şekil 10. D=70 mm, L=600 mm Kazığa Ait Yük-Oturma Grafikleri

Tablo 2. Deney Sonuçlarından Elde Edilen Sınır Taşıma Güçleri

	ΔH (mm)	$Q_{uç}$ (kN)	ΔH (mm)	Q_{yan} (kN)	ΔH (mm)	Q_{top} (kN)
D60 L400	10,00	1,588	6,00	0,656	9,35	2,244
D60 L600	12,00	1,725	6,00	1,531	8,75	3,256
D70 L400	9,00	2,062	7,00	0,759	8,71	2,821
D70 L600	10,00	2,368	7,00	1,781	8,57	4,149

Deney sonuçlarına göre, kumlu zeminlerdeki eksenel yüklü tekil kazığın yük-oturma davranışı şu şekilde belirlenmiştir:

- Kazık düşey deplasman yapmaya başladığı andan itibaren hem uç direnci hem de çevre direnci aynı anda artmaktadır ve belirli bir oturma değerine kadar çevre direnci uç direncinden daha fazla yük almaktadır. Bu oturma değerinden sonra çevre direnci sınır gücüne ulaşırken uç direnci artmaya devam etmekte ve daha

geç sınır gücüne ulaşmaktadır. Bu davranış kazık boyunun kazık çapına oranı büyük olan kazıklarda daha belirgin bir şekilde gözlenmiştir.

- Toplam yük ve çevre direnci grafiklerinde sınır taşıma gücüne ulaşılan nokta belirgin olurken, uç direnci grafiği doğrusala yakın devam etmektedir. Buna rağmen, uç direnci grafiğinde başlangıç eğiminin değiştiği bir yer yine de mevcuttur. Kazık yük alıp oturmaya devam ettikçe kazık ucundaki zemini sıkıştırmaktadır. Böylelikle zeminin sıkılığı artmakta, buna bağlı olarak da zeminin taşıma gücü kapasitesi artmaktadır. Bunun sonucunda kazık ucundaki zeminin göçme yüküne ulaşması zorlaşmaktadır ve yük-oturma eğrisi doğrusala yakın devam etmektedir. Bu açıklamalar sonucunda gevşek ve orta sıkı kohezyonsuz zeminlerdeki bir kazıkta, uç direncindeki değişimin bu şekilde davranması beklenebilir.
- Deneylerde çevre direnci 6-7 mm (%10D), uç direnci ise 9-12 mm (%15-20D) oturma değerlerinde sınır taşıma gücüne ulaşmıştır. Kazık çapının yüzdesi esas alındığında ve arazideki bir kazık düşünüldüğünde; büyük çaplı kazıklarda bu seviyeye ulaşmanın zor olduğu, çok uzun kazıklarda ise kazığın elastik boy kısalmasının bu değerlere ulaşabileceği göz önüne alınmalıdır.
- Uç ve çevre dirençleri farklı oturma değerlerinde sınır taşıma gücüne ulaştığından dolayı, emniyetli yük bulunurken her ikisi için de farklı güvenlik sayıları kullanmak daha ekonomik bir tasarım yapma imkânı verebilir. Kazığın emniyetli taşıma gücü eşitlik 1 ve 2 kullanılarak bulunabilir.

$$Q_{sınır} = Q_{uç, sınır} + Q_{yan, sınır} \quad (1)$$

$$Q_{emin} = \frac{Q_{uç, sınır}}{GS_1} + \frac{Q_{yan, sınır}}{GS_2} \quad (2)$$

$Q_{sınır}$	= kazığın sınır taşıma gücü
$Q_{uç, sınır}$	= kazık uç direnci tarafından taşınan yük
$Q_{yan, sınır}$	= kazık çevre sürtünmesi direnci tarafından taşınan yük
Q_{emin}	= kazığın emniyetli taşıma gücü
GS	= güvenlik sayısı

Model deneylerde kullanılan kazık boylarının küçük olması nedeniyle kazıkta meydana gelecek elastik boy kısaltmaları yok denecek kadar azdır ve rijit kazık olarak nitelendirilebilir. Rijit kazıklarda yükleme esnasında kazık başının ve kazık ucunun düşey hareketi aynı miktarda olmakta, uç ve çevre dirençlerinin sınır değerine ulaşp ulaşmadığı oturma değerlerine bağlı olarak daha kolay tahmin edilebilmektedir. Model deneylerde, uç direnci daha büyük oturma değerlerinde sınır gücüne ulaştığından dolayı uç direnci için seçilecek güvenlik sayısı çevre direncine göre daha küçük seçilebilir. Çevre direnci ise hem daha erken sınır taşıma gücüne ulaştığı hem de daha kritik olduğundan dolayı uç direncine göre daha büyük güvenlik sayıları seçilebilir. Arazide imal edilen bir kazık düşünüldüğünde eğer rijit kazık davranışı bekleniyorsa ve hem uç hem de çevre dirençlerinin sınır değerine ulaşabileceği bir oturma miktarı varsa güvenlik sayıları bu şekilde belirlenebilir. Fakat yükleme sırasında her malzemede olduğu gibi kazıkta meydana gelen elastik boy kısaltması kazığın yük-oturma davranışını etkilemektedir. Birand (2007); Poulos ve Davis (1968)'in rijit kazıklarda, Mattes ve Poulos (1969)'un ise sıkışabilir kazıklarda yük aktarımı ile ilgili çalışmalarını kıyaslayarak sıkışabilir kazığın tabana aktarılan yük oranını ciddi bir şekilde azalttığını belirtmiştir [6, 13, 14]. Bu çalışmalarda L/D oranı 25-30 olan kazıklar için, rijit

kazıklarda kazık ucuna aktarılan yük %25-30 iken sıkışabilir kazıklarda kazık ucuna aktarılan yük %5 seviyelerine düşmüştür. Fellenius (2002) ise arazide yapılan kazık yükleme deneylerinde kazık başının 30-80 mm penetrasyon gösterdiği halde kazık ucundaki hareketin $10\pm$ mm olduğunu, bu nedenle kazık ucundaki taşıma gücünün çok değişken düzeylerde uyandığını belirtmiştir [11]. Böyle bir durumda teorik olarak hesaplanan uç direncine ulaşılması çok mümkün değildir. Sıkışabilir kazıklarda emniyetli yük bulunurken; Bowles (1996)'in de önerdiği gibi çevre direncinin tamamı, uç direncinin ise belirli bir yüzdesi alınarak her ikisi için de aynı güvenlik sayısı kullanılabilir [5]. Fakat bu yaklaşımda kazık ucunun ne kadar hareket edeceğini ve bu hareket sonucunda ne kadar yük taşıyacağını önceden belirlemek veya deney sırasında gözlemlenmek oldukça zordur. Bu durumda uç direnci için seçilecek güvenlik sayısının çevre direncinden daha büyük seçilmesi daha kolay bir yaklaşım olabilir.

Güvenlik sayısının ne olması gerektiği üst yapının durumuna, zemin etüdünün ne kadar güvenilir olduğuna göre tasarımı yapan kişi tarafından karar verilecek bir durumdur. Coduto (2011) ve ASCE (1993) tarafından önerilen güvenlik sayıları sırasıyla Tablo 3 ve Tablo 4'te verilmiştir [9, 15].

Tablo 3. Fore kazıklar için tipik güvenlik sayıları [9]

Statik yük deneyi	Tasarım bilgileri		Güvenlik sayısı, Gs	
	Zemin Şartları	Saha değerlendirme programı	Basınç yükü	Çekme yükü
Evet	Üniform	Kapsamlı	2,00 ^a	3,00 ^a
Evet	Düzensiz	Orta	2,50	4,00
Hayır	Üniform	Kapsamlı	2,50	5,00
Hayır	Üniform	Orta	3,00	6,00
Hayır	Düzensiz	Kapsamlı	3,00	6,00
Hayır	Düzensiz	Orta	3,50	6,00

Not: ^a Statik yükleme deneyinin çok kapsamlı olması ve yeraltı şartlarının da çok iyi tanımlanmış olması durumunda basınç ve çekme yükleri için güvenlik sayıları sırasıyla 1.7 ve 2.5 alınabilir.

Tablo 4. Kazık taşıma güçleri için güvenlik sayıları [15]

Taşıma gücü tahmini ve denetim	Yük koşulu	Minimum Güvenlik Sayısı	
		Basınçta	Çekmede
Kazık yükleme deneyi ile doğrulanan kuramsal veya amprik tahmin	Olağan	2,00	2,00
	Seyrek	1,50	1,50
	Çok seyrek	1,15	1,15
Kazık çakma analizi ile doğrulanan kuramsal veya amprik tahmin	Olağan	2,50	3,00
	Seyrek	1,90	2,25
	Çok seyrek	1,40	1,70
Kazık yükleme deneyi ile doğrulanmayan kuramsal veya amprik tahmin	Olağan	3,00	3,00
	Seyrek	2,25	2,25
	Çok seyrek	1,70	1,70

4. SONUÇ

Deney sonuçları incelendiğinde ulaşılan en önemli sonuç uç ve çevre dirençlerinin farklı oturma değerlerinde sınır taşıma gücüne ulaşmasıdır. Kazığın %10D düşey hareketi sonucunda çevre direnci sınır gücüne ulaşırken, uç direncine ait yük-oturma eğrisi doğrusala yakın devam etmekte ve kazığın %15-20 düşey hareketi sonucunda sınır gücüne ulaşmaktadır.

Model deneyler rijit kazıklar kullanılarak yapılmasına rağmen rijit ve sıkışabilir kazıkların zemine yük aktarmasındaki farklılıklar başka araştırmacıların yaptığı çalışmalarla açıklanmıştır. Bu açıklamalar ve deney sonuçları değerlendirildiğinde; rijit kazıklarda uç direnci için çevre direncine göre daha küçük, sıkışabilir kazıklarda ise uç direnci için çevre direncine göre daha büyük güvenlik sayılarının seçilebileceği önerilmiştir.

Model deneylerde kazıkların yük-oturma davranışı sabit penetrasyonlu kazık yükleme deneyi ile belirlenmiştir. Sabit penetrasyonlu kazık yükleme deneyi ile kazık kapasitesi hızlı bir şekilde belirlenirken kazıkta meydana gelen oturmalar belirlenmemektedir. Sabit penetrasyonlu yükleme deneyinde kazık zemine 50–70 mm batana kadar itilir ve deney sonucu elde edilen eğride, çapın %10'una karşılık gelen yük son taşıma gücü olarak alınmaktadır (ASTM D 1143). Yukarıda açıklandığı gibi kazıkta meydana gelebilecek boy kısalmasından dolayı; kazık kapasitesinin özellikle sabit penetrasyonlu kazık yükleme deneyi ile belirlenecek olması halinde, yüklemenin “50-70 mm + elastik/plastik deformasyon (mm)” oturma değerine kadar devam ettirilmesi uç direncinin tam manasıyla uyanmasını ve kazık kapasitesinin doğru bir şekilde belirlenmesini sağlayacaktır.

Kazık tasarımı yapılırken kazıkta meydana gelebilecek elastik/plastik deformasyonlar göz önüne alınmalıdır. Bu nedenle; yüklemeye birlikte kazıkta meydana gelebilecek elastik/plastik deformasyonları sınırlandırmak ve uç direncinden daha fazla faydalanmak amacıyla uzun kazıklar yerine aynı kapasiteye sahip daha kısa fakat büyük çaplı kazıklar tasarlanmalıdır. Kazığın tasarım yükü belirlendikten sonra kazığın veya kazık grubunun oturması da belirlenmeli, bu oturma değerinin üst yapı için izin verilen oturma değerini aşmadığı kontrol edilmelidir.

KAYNAKLAR

- [1] Mayerhof, 1976, “Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations”, Journal of Geotechnical Engineering Division, 102. Baskı, No: GT3.
- [2] Vesic, A. S., 1977, “Design of Pile Foundations”, NCHRP Synthesis of Practise No:42, Transportation research Board, Washington, DC, 68.
- [3] Das, B. M., 2007, “Principles of Foundation Engineering”, Thomson Canada Limited, 6. Baskı, Kanada.
- [4] Yenginar, Y., 2014, “Kazıklı Temellerde Grup Etkisinin Model Deneylerle Araştırılması”, Yüksek Lisans Tezi, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya.
- [5] Bowles, J. E., 1997, “Fondation Analysis and Design”, 5. Baskı, McGraw-Hill Book Company, NY.
- [6] Birand, A. A., 2007, “Kazıklı temeller”, 2. Baskı, Teknik Yayınevi, Ankara.
- [7] Whitaker, T. ve Cooke, R.W., 1966, “An Investigation Of The Shaft And Base Resistances Of Large Bored Piles In London Clay”, Proc. Conference: Large Bored piles, ICE, London, 7-49.

- [8] Coyle, H.M. ve Reese, L.C., 1966, “Load Transfer of Axially Loaded Piles in Clay”, Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 92. Baskı, SM 2, 1-26.
- [9] Coduto, D.P., 2011, “Temel Tasarımı-İlkeler ve Uygulamalar”, 2. Baskı, Gazi Kitabevi, Ankara.
- [10] Tomlinson, M. ve Woodward, J., 2006, “Pile design and construction practice”, 5. Baskı, CRC Basımevi, NY.
- [11] Fellenius, B.H., 2002, “Basics Of Foundation Design”, e-baskı, Calgary.
- [12] Önalp, A. ve Sert, S., 2010, “Geoteknik Bilgisi 3-Bina Temelleri”, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [13] Mattes, N.S. ve Poulos, H.G., 1969, “Settlement Of A Single Compressible Pile”, McGraw Hill Book Co, 1972.
- [14] Poulos, G.G. ve Davis, E.H., 1968, “The Settlement Behavior Of Single Axially Loaded Incompressible Piles And Piers”, Geotechnique, Baskı 18.
- [15] American Society of Civil Engineers (ASCE), 1993, “Design of Pile Foundations Technical Engineering and Design Guides”, No:1.

KURU VE DOYGUN KUM ZEMİNLERDEKİ TEKİL KAZIĞIN YÜK-OTURMA DAVRANIŞININ DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

INVESTIGATING OF THE LOAD-SETTLEMENT BEHAVIOR OF PILE FOUNDATIONS IN DRY SAND AND SATURATED SAND EXPERIMENTALLY

Murat OLGUN¹

Yavuz YENGİNAR²

Bekir FİDAN³

ABSTRACT

In this study, the load-settlement behaviour of single pile foundations constructed in both dry and saturated sand have been investigated. Differences on pile bearing capacity have been investigated when soil change from dry condition to saturated condition. Moreover, bearing capacities of piles have been determined with using both experimental data and theoretical formulas and all of this results compared with each other. For these purposes, piles had different pile lengths (300mm and 600mm) and diameters (50mm and 70mm) were constructed in sandy soil and the bored pile will be constructed in site were modelled in the laboratory. By this way, soil-pile interaction was simulated similar with field condition. Dry sand and saturated sand were placed into the tank with the same void ratio. This process provide opportunity to compare bearing ratio of piles constructed in dry and saturated sand. Consequently, experimental results show that bearing capacity of piles decrease ratio of %65-70 in spite of that theoretical calculations show that bearing capacity of piles decrease ratio of %50 when soil becomes saturated. Generally, experimental pile tip resistance was found smaller than theoretical value and experimental pile shaft capacity were found much bigger than theoretical value. It is resulting that big differences between theoretical and experimental pile shaft capacity results from lateral earth pressure coefficient, K.

Keywords: Ground water level, model test, pile load test, sandy soil, single pile.

ÖZET

Bu çalışmada hem kuru ($S_r=0$) hem de doygun ($S_r=1$) kumlarda imal edilen kazıkların yük-oturma davranışı incelenmiştir. Kuru ve suya doygun durumdaki kumlu zeminlerde kazıkların taşıma gücü değerlerinde nasıl bir değişim olacağı araştırılmıştır. Ayrıca, teorik hesaplamalar ve laboratuvar deney sonuçlarından bulunan taşıma gücü değerleri birbirleri ile kıyaslanmıştır. Bu amaçla farklı çap ($D=50\text{mm}$ ve 70mm) ve boylardaki ($L=300\text{mm}$ ve

¹ Doç. Dr., Selçuk Üniversitesi, molgun@selcuk.edu.tr

² Arş. Gör., Selçuk Üniversitesi, yavuzyenginar@selcuk.edu.tr

³ İnş. Yük. Müh., Konya İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü, bekir276@hotmail.com

L=600mm) 4 adet kazık kumlu zemin içerisinde imal edilerek arazideki bir fore kazık laboratuvar ortamında modellenmiş ve kazık-zemin etkileşiminin arazi şartlarıyla benzer özellikte olması sağlanmıştır. Hem kuru hem de suya doymun durumdaki zeminler deney tankına aynı boşluk oranında yerleştirilmiştir. Böylelikle kuru ve suya doymun kumlardaki kazıkların taşıma gücü değerlerinin kıyaslanması da mümkün olmuştur. Sonuçta; kuru durumdan suya doymun duruma geçen kum zeminlerde kazıkların taşıma gücünde teorik olarak %50 oranında, laboratuvar deney sonuçlarına göre ise %65-70 oranında azalma olduğu belirlenmiştir. Genel itibarıyla hem kuru hem de suya doymun kumlarda deney sonuçlarından bulunan taşıma gücü değerleri teorik hesaplamalara göre uç direnci yönünden daha az, çevre direnci açısından ise oldukça fazla bulunmuştur. Çevre direncindeki bu farklılığın sebebinin; yanal zemin basınç katsayısı olan K değerinin teoriksel kabullerde kullanılan değerlerden farklı olmasından kaynaklandığı sonucuna ulaşılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Kazık yükleme deneyi, kumlu zemin, model deney, yeraltı suyu, tekil kazık.

1. GİRİŞ

Kazıklı temeller; taşıma gücü, oturma, stabilite problemleri ve sıvılaşma gibi temel zemininden veya yapısal nedenlerden kaynaklı sorunları çözmek için tercih edilen uygulamalar arasındadır. Kazıklı temellerin yük-oturma davranışında kazıkların imal edildiği malzeme, imalat yöntemi, yüklemenin durumu, zemin özellikleri ve yeraltı suyunun durumu belirleyici bir etkiye sahiptir.

Kazıklı temeller yük taşıma şekline göre uç kazığı veya sürtünme kazığı olarak tasarlanabilmektedir. Uç kazığında yükün büyük bir kısmı uç direnci tarafından taşınırken, sürtünme kazıklarında yükün büyük bir kısmı çevre direnci tarafından taşınmaktadır [1, 2, 3, 4, 5]. Kumlu zeminlerde imal edilen kazıklarda ise uç direnci çevre direncine göre daha baskın olmakta ve kazık kapasitesinin önemli bir kısmını oluşturmaktadır [6, 7, 8, 9].

Kazıklı temellerin taşıma gücünü etkileyen ve teorik hesaplamalarda kullanılan en önemli parametreler yanal zemin basınç katsayısı (K), kazık-zemin arasındaki sürtünme açısı (δ) ve taşıma gücü katsayısıdır (N_q). Kazıkların çevre direncini etkileyen en önemli parametre K değeridir ve fore kazıklarda K değeri için genellikle sükûnetteki yanal basınç katsayısı (K_0) kullanılmaktadır. Ancak K_0 değerinin gerçeği yansıtmadığı ve zemin özelliklerindeki değişimlere göre tutarsızlık gösterdiği ifade edilmektedir [10]. Kazık-zemin arasındaki sürtünme açısı, kazığın yapıldığı malzemeye göre $(2/3)\delta$ - δ arasında alınabilmektedir. K, δ ve N_q değerleri ise sadece zeminin içsel sürtünme açısına (ϕ) göre değişmektedir ve aynı zemin için sabit değerler almaktadır. Özellikle arazide yapılan kazık yükleme deneyleri sonucunda, kullanılan bu teoriksel ifadelerin kazık kapasitesini belirlemede yanıltıcı olduğu anlaşılmıştır. Bunun sonucunda çevre direncini sınırlandırmak için “kritik kazık boyu (L_k)”, uç direncini sınırlandırmak için ise “limit uç basıncı” ifadeleri geliştirilmiştir [11]. Uç direnci ve çevre direnci değerlerinin sınırlandırılması gerçeği arkasında zeminde meydana gelen kemerlenme/kenetlenme etkisi yatmaktadır. Fakat bunun bir başka nedeni K ve/veya N_q değerlerinin derinlikle azalması olabilir. Nitekim son yıllarda K değerinin derinlikle azaldığını gösteren çalışmalar mevcuttur [12]. K değerinin zemin-kazık özelliklerine göre derinlikle nasıl değiştiğinin belirlenmesi belki de L_k kavramının kullanılmasını gereksiz kılacaktır. Bundan dolayı yapılan çalışma ile K değerinin hem kuru hem de suya doymun kumlarda hangi değerleri alacağı araştırılmıştır.

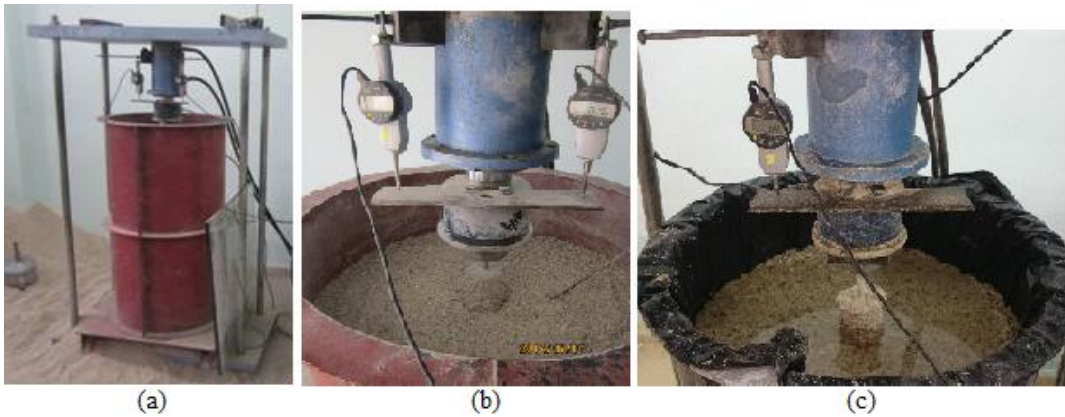
Nguyen ve ark. (2001) zeminden su çekilmesi sonucunda kazıklara gelen eğilme momentlerinin ve oturmaların arttığını, bunun sonucunda da yapısal hasarların meydana geldiğini belirtmiştir [13]. Sheikhtaheri (2014) kazık uç seviyesinden daha derinlerde bulunan yeraltı suyu nedeniyle oluşan kapiler kuvvetlerin kazık taşıma gücüne etkisini araştırmıştır [14]. Bu çalışmada suya doymun zemindeki kazıkların taşıma gücü, doymun olmayan fakat kapiler kuvvetlerin etkin olduğu zemine göre uç direnci bakımından 2-2.5 kat, çevre direnci bakımından ise 5 kat azalmıştır. Mevsimsel şartlara göre yeraltı suyu seviyesindeki değişiklikler kazıklı temellerin taşıma gücünü etkilemekte ve oturmaların artmasına neden olabilmektedir. Fakat literatürde bu konuda çok az çalışma bulunmaktadır. Bu çalışma ile kuru durumdaki zeminin suya doymun hale gelmesi sonucunda kazık taşıma gücünde meydana gelecek değişimler araştırılmıştır.

Çalışmada farklı çap farklı çap ($D=50\text{mm}$ ve 70mm) ve boylardaki ($L=300\text{mm}$ ve $L=600\text{mm}$) 4 adet kazık kumlu zemin içerisinde imal edilerek arazideki bir fore kazık laboratuvar ortamında modellenmiştir. Deneyler aynı boşluk oranına sahip kuru ve suya doymun kum zeminlerde gerçekleştirilmiştir. Deneylerde kazık uç ve çevre dirençleri ayrıca ölçüldüğünden dolayı yeraltı su seviyesindeki değişikliklerin uç ve çevre dirençlerine etkisi de ayrıca araştırılmıştır.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1. Deney Düzenegi

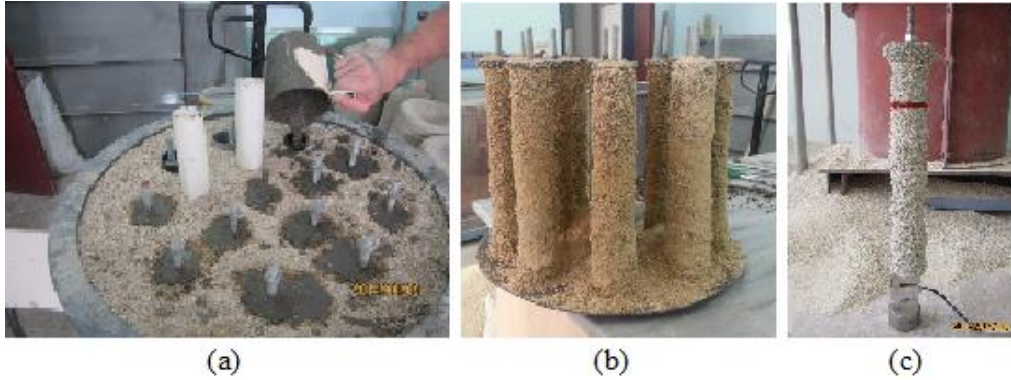
Deney düzenegi 60 cm çapında ve 110 cm yüksekliğindeki deney tankı, yükleme çerçevesi, hidrolik yükleme ünitesi, hidrolik kontrol ünitesi, veri toplama ünitesinden oluşmaktadır (Şekil 1). Yükleme çerçevesinin üst kısmında aşağı ve yukarı yönlerde hareket edebilen 10 ton kapasiteli hidrolik yükleme ünitesi bulunmaktadır. Yükleme hızı deney düzenegini kullanan kişi tarafından istenilen hızda ve yönde (yukarı ve aşağı) hidrolik kontrol ünitesi vasıtasıyla ayarlanabilmektedir. Deney esnasında yük ve oturma değerleri veri toplama ünitesi yardımıyla bilgisayar ortamına aktarılarak bir arayüz programıyla kaydedilmektedir. Suya doymun kumlarda yer altı suyu olması durumunu temsil eden deneylerde suyun sızmasını ve akıp gitmesini engellemek amacıyla tankın içine tank hacminde dikişsiz üretim naylon torba yerleştirilmiştir (Şekil 1-c).



Şekil 1. a) Yükleme Sistemi ve Deney Tankının Genel Görünüşü, b) $S_r=0$
c) $S_r=1$ Durumlarında Kazık Yükleme Deney Düzenekleri

2.2. Model Kazıkların İmal Edilmesi

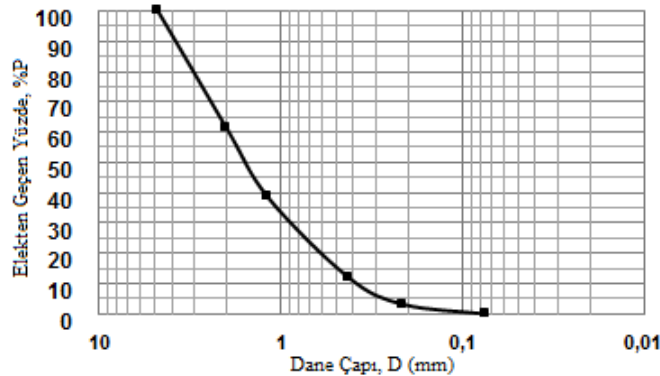
İlk olarak deneysel çalışmada kullanılan 4 adet farklı kazık imal edilmiştir. Kazıklar çapları 50 mm ve 70 mm, boyları ise 300 mm ve 600 mm olacak şekilde, kumlu zemin içerisinde ve yerinde dökme betonarme kazık olarak imal edilmiştir. Kazıklar kumlu zeminde imal edildiğinden dolayı muhafaza borusu kullanılmış ve imalat esnasında betonlama işlemi yapılırken muhafaza borusu da eş zamanlı olarak yukarı doğru çekilmek suretiyle kazıklar oluşturulmuştur (Şekil 2-a). Üretilen model kazıklar zemin ortamından çıkarılırken karşılaşılabilecek kırılma tehlikesine karşı dayanım kazanması amacıyla yaklaşık iki gün zemin ortamında bekletilmiştir (Şekil 2-b). 2 gün sonunda zemin ortamından çıkarılan model kazıklar kür havuzunda 7 gün süreyle bekletilerek yeterli dayanımı kazanması sağlanmıştır. Model kazıkların zemin ortamında üretilmesiyle kazık-zemin pürüzlülüğünün arazideki benzer özellikte olması sağlanmıştır (Şekil 2-c). Deneylerde, kazık uçlarına s-tipi yük hücresi yerleştirilerek kazıkların toplam taşıma gücü ve yük-oturma ilişkisinin saptanmasının yanı sıra kazık uç direnci ve çevre sürtünmesi direncinin ayrı ayrı ölçülmesi hedeflenmiştir.



Şekil 2. a) Kazıkların Zemin İçerisinde İmal Edilmesi,
b) Kazıkların Zeminin İçinden Çıkarılması, c) Model Kazık

2.3. Deneysel Kumunun Fiziksel Özellikleri

Deneylerde yıkanmış doğal kum kullanılmıştır. Ayrıca laboratuvarında tozlanmayı azaltmak için agrega ocağından getirilen kum 200 numaralı elekten yıkanarak kullanılmıştır. Elek analizi sonucunda elde edilen granülometri eğrisi Şekil 3’de verilmiştir. Temel fiziksel özelliklerin Tablo 1’de verilmiş olup USCS’ye göre zemin sınıfı SP (kötü derecelenmiş kum) olarak belirlenmiştir.



Şekil 3. Deneysel Kumuna Ait Granülometri Eğrisi

Tablo 1. Deney Kumunun Fiziksel Özellikleri

Üniformluk katsayısı	C_u	4,87
Eğrilik katsayısı	C_c	1,09
Birim hacim ağırlık	γ_s (kN/m ³)	26,2
Maksimum boşluk oranı	e_{max}	0,73
Minimum boşluk oranı	e_{min}	0,40

Kuru kum ve suya doymuş kum için yapılan tüm deneylerde zemin tankın içerisine aynı boşluk oranında yerleştirilmiştir. Zeminin deney tankına huniden akıtılarak doldurulması sonucu kuru birim hacim ağırlığının 16.37 kN/m³ olduğu belirlenmiştir. Deneylerde kullanılan zeminin rölatif sıklığı ise %39.4 olarak bulunmuştur. Kumun suya doymuş birim hacim ağırlığı 20.05 kN/m³ olarak belirlenmiştir. Deney kumunun kuru ve suya doymuş durumlarında kayma direnci parametreleri olan kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) değerlerinin bulunabilmesi için kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Kuru kum için $c=3.04$ kPa ve $\phi=39^\circ$, doymuş durumda $c=6.41$ kPa ve $\phi=37^\circ$ olarak belirlenmiştir.

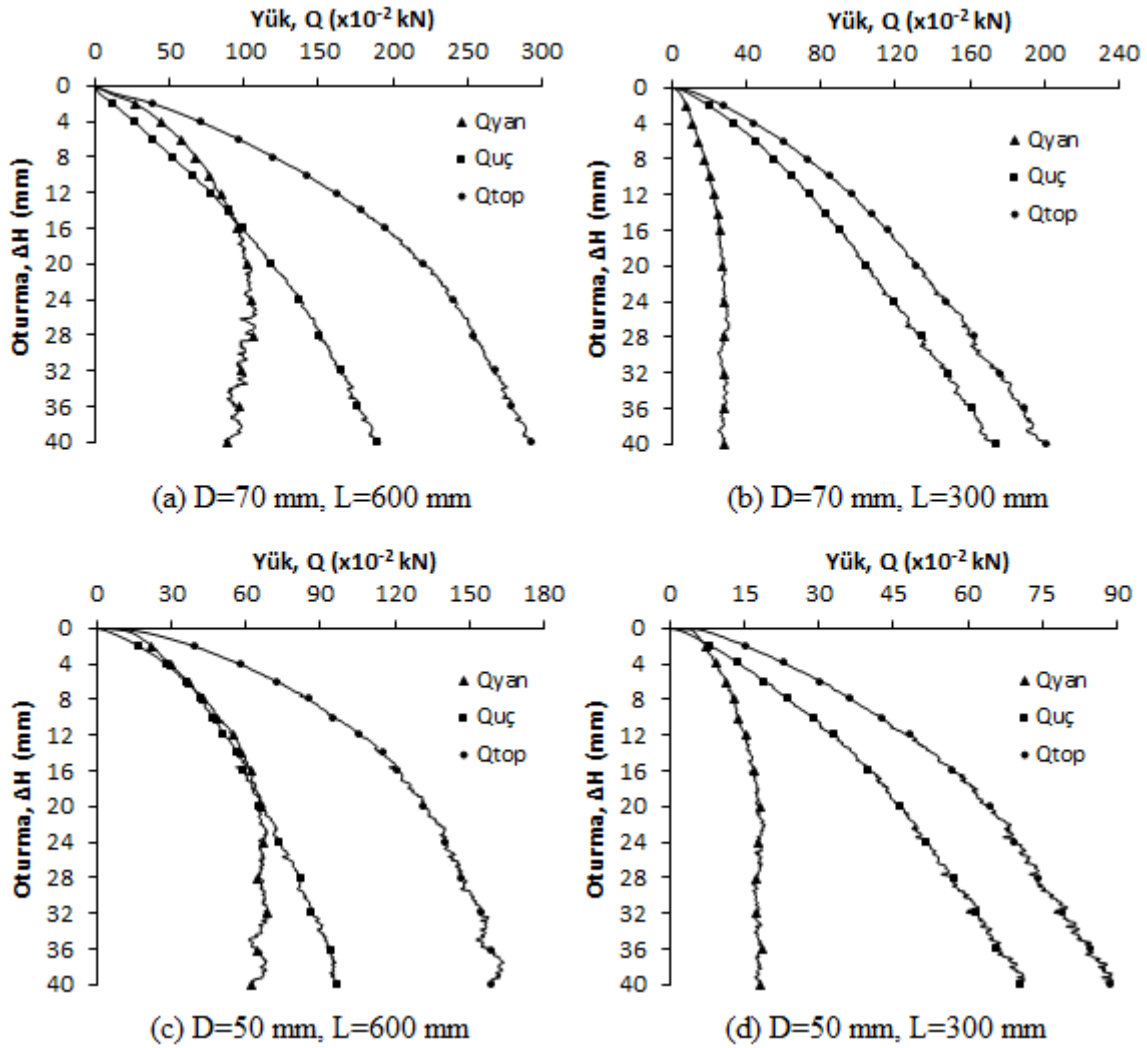
2.4. Deney Programı ve Yöntem

Deneysel çalışmada çapları 50 mm ve 70 mm, boyları 300 mm ve 600 mm olan 4 farklı kazık (D50 L300, D50 L600, D70 L300 ve D70 L600) kullanılmıştır. Kazıkların taşıma gücü kapasiteleri sabit hızla yapılan yükleme deneyleri ile ölçülmüştür. Kazıkların toplam taşıma gücü yükleme sistemine aktarılan toplam yük vasıtasıyla, kazık uç direnci de kazık ucundaki yük hücresi vasıtasıyla ölçülmüştür. Toplam taşıma gücü ile uç direncinin farkı ise çevre sürtünmesi direncini vermiştir.

Kuru kum için yapılan tüm deneylerde kum yerleştirme işlemi, kumun aynı yükseklikten ve bir huniden kendi ağırlığı ile akmasıyla standart bir şekilde yapılmıştır. Suya doymuş kumda yapılan deneylerde zemin ıslatılarak tabakalar halinde serilip, sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Yükleme öncesinde zemin ortamı suya doymuş hale getirilerek yer altı suyu durumu oluşturulmuş ve yüklemeye hazır hale getirilmiştir. Kazıklar göçme yükünden daha büyük yük değerlerine kadar (ortalama 40 mm seviyesine kadar) yüklenerek kazığın yük-oturma davranışı tespit edilmiştir. Deneylerde yükleme hızı 2.5 mm/dk olarak seçilmiştir. Deneyler her kazık için en az iki kez tekrarlanmıştır.

3. KAZIK YÜKLEME DENEYİ SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRİLMESİ

Kuru zeminde ($S_r=0$) gerçekleştirilen kazık yükleme deneyi sonuçları Şekil 4'de, doymuş zeminde ($S_r=1$) gerçekleştirilen kazık yükleme deneyi sonuçları ise Şekil 5'de verilmiştir. Bu grafiklerde uç direnci ve çevre sürtünmesi direnci tarafından taşınan yükler ile kazığın toplam taşıma gücünün oturmalarla göre değişimi verilmiştir. Elde edilen grafiklerden kazığın sınır taşıma gücü bulunurken, yük-oturma eğrisinin başlangıç ve bitiş kısımlarına teğetler çizilmiş ve bu teğetlerin kesişim noktası sınır taşıma gücü olarak kabul edilmiştir.



Şekil 4. Kuru Zeminde ($S_r=0$) Gerçekleştirilen Kazık Yükleme Deneyi Sonuçları

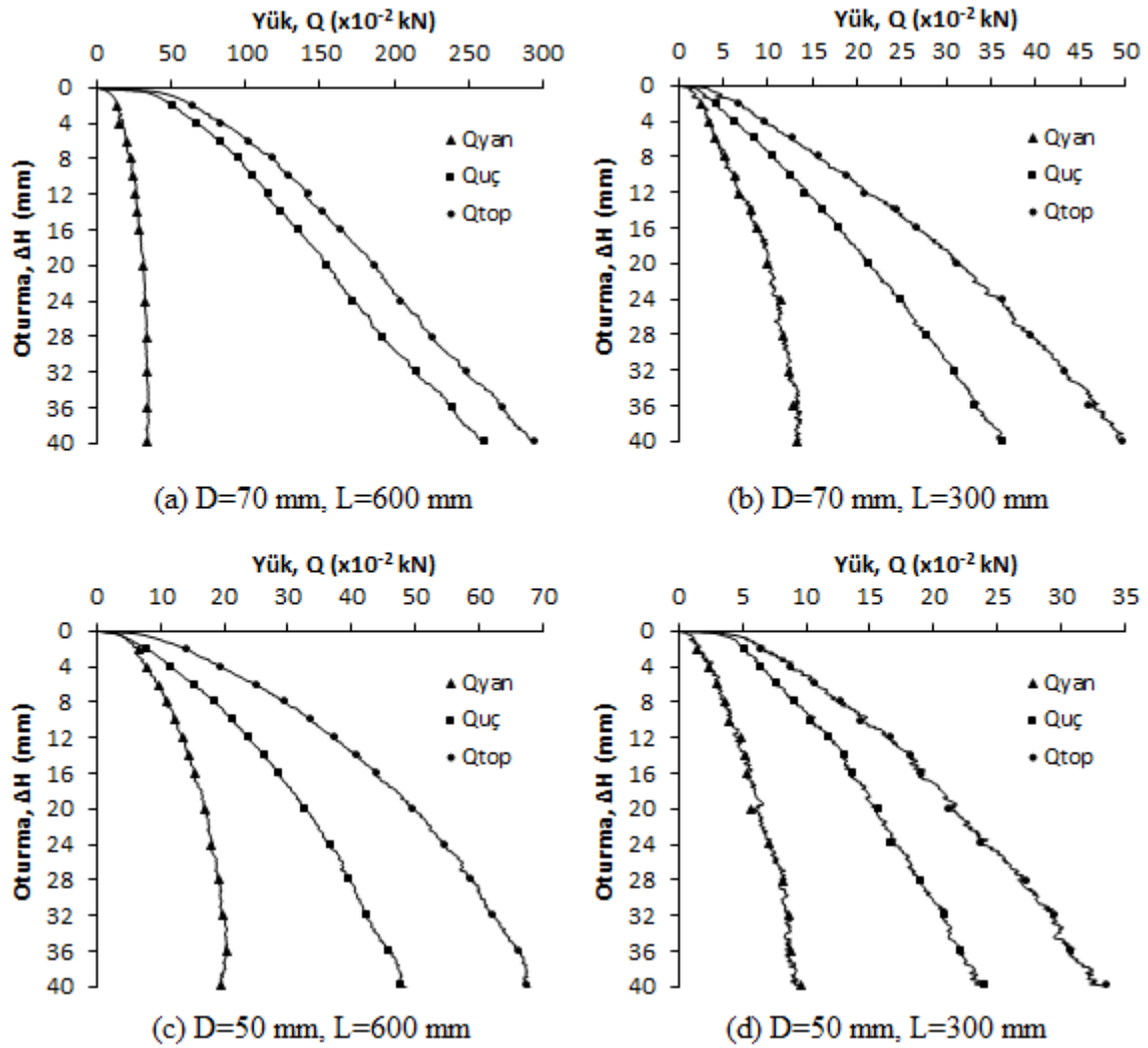
Kuru ve doymun zeminlerde yüklemeye tabi tutulan kazıkların teorik taşıma gücü değerleri eşitlik 1,2 ve 3 kullanılarak bulunmuştur. Kazıkların teorik taşıma gücü değerleri ile deney sonuçlarından elde edilen sınır taşıma gücü değerleri Tablo 2 ve Tablo 3'te verilmiştir.

$$Q_{top} = Q_{uç} + Q_{yan} = \frac{\pi D^2}{4} (\gamma L N_q + 0.3 \gamma D N_\gamma) + \sum \pi \cdot D \cdot \Delta L_i \cdot f_i \quad (1)$$

$$0 < z < L_k \quad f_i = K_i \cdot \sigma'_{vi} \cdot \tan \delta_i \quad (2)$$

$$L_k < z < L \quad f_i = (f_i)_{z=L_k} \quad (3)$$

burada; Q_{top} : toplam taşıma gücü, Q_{yan} : çevre sürtünmesi direnci tarafından taşınan yük, $Q_{uç}$: uç direnci tarafından taşınan yük, D : kazık çapı, ΔL_i : kazığın değişik zemin tabakaları içindeki uzunluğu, f_i : kazığın her bir zemin tabakası içindeki birim çevre sürtünmesi, K_i : (i) zemin tabakasının efektif yanal zemin basınç katsayısı (genellikle fore kazık için K_0 , çakma kazık için K_p), σ'_{vi} : (i) zemin tabakasındaki efektif düşey gerilme, δ_i : (i) zemin tabakasında kazık-zemin arasındaki sürtünme açısı, L_k : kritik kazık boyu (gevşek kum: $L_k=10D$, orta sıkı kum: $L_k=15D$, sıkı kum: $L_k=20D$)



Şekil 5. Doymun Zeminde ($S_r=1$) Gerçekleştirilen Kazık Yükleme Deneyi Sonuçları

Tablo 2. Kuru Zemindeki ($S_r=0$) Kazıklara Ait Sınır Taşıma Gücü Değerleri

	Deneyisel sonuçlar			Teoriler ile hesaplanan sonuçlar		
	Q_{yan} (kN)	$Q_{uç}$ (kN)	Q_{top} (kN)	Q_{yan} (kN)	$Q_{uç}$ (kN)	Q_{top} (kN)
D70 L600	1,033	1,200	2,233	0,189	2,592	2,781
D70 L300	0,278	0,778	1,056	0,047	1,296	1,343
D50 L600	0,672	0,548	1,220	0,135	1,323	1,458
D50 L300	0,179	0,375	0,554	0,034	0,661	0,695

Tablo 3. Doymun Zemindeki ($S_r=1$) Kazıklara Ait Sınır Taşıma Gücü Değerleri

	Deneyisel sonuçlar			Teoriler ile hesaplanan sonuçlar		
	Q_{yan} (kN)	$Q_{uç}$ (kN)	Q_{top} (kN)	Q_{yan} (kN)	$Q_{uç}$ (kN)	Q_{top} (kN)
D70 L600	0,331	0,400	0,731	0,118	1,231	1,349
D70 L300	0,133	0,167	0,300	0,029	0,616	0,645
D50 L600	0,199	0,231	0,430	0,084	0,628	0,712
D50 L300	0,086	0,090	0,176	0,021	0,314	0,335

Bu çalışmada kumlu zeminin kuru durumdan doygun duruma geçmesi halinde (yeraltı su seviyesinin yükselmesi gibi) taşıma gücü değerlerinde nasıl bir değişim olacağı araştırıldığından dolayı teorik ve/veya deneysel sonuçlar arasındaki yüzde değişimler ayrıca verilmiştir. Bunun için kuru durumdan doygun duruma geçen zeminde mevcut teorilerin öngördüğü taşıma gücü kayıpları Tablo 4'te, deneysel çalışmalar sonucunda bulunan taşıma gücü kayıpları ise Tablo 5'te verilmiştir. Ayrıca teoriler ile hesaplanan taşıma gücü değerleri ile deneylerden elde edilen taşıma güçleri arasında ne kadar fark olduğu $S_r=0$ durumu için Tablo 6'da, $S_r=1$ durumu için Tablo 7'de verilmiştir.

Tablo 4. Kuru Durumdan Doygun Duruma Geçen Zemindeki Kazıklar İçin Mevcut Teorilerin Öngördüğü Taşıma Gücü Kayıpları

	D70 L600	D70 L300	D50 L600	D50 L300
Q_{yan} (%)	-37,7	-37,7	-37,7	-37,7
$Q_{uç}$ (%)	-52,5	-52,5	-52,5	-52,5
Q_{top} (%)	-51,5	-52,0	-51,1	-51,8

Tablo 5. Kuru Durumdan Doygun Duruma Geçen Zemindeki Kazıklar İçin Deney Sonuçları İle Bulunan Taşıma Gücü Kayıpları

	D70 L600	D70 L300	D50 L600	D50 L300
Q_{yan} (%)	-68,0	-52,2	-70,4	-52,1
$Q_{uç}$ (%)	-66,7	-78,5	-57,8	-76,0
Q_{top} (%)	-67,3	-71,6	-64,8	-68,3

Tablo 6. Kuru Durumdaki Zeminde Kazıklar İçin Deney Sonuçlarından Bulunan Taşıma Gücü Değerlerinin Teorik Sonuçlara Göre Değişimi

	D70 L600	D70 L300	D50 L600	D50 L300
Q_{yan} (%)	+446,8	+488,6	+398,0	+430,6
$Q_{uç}$ (%)	-53,7	-40,0	-58,6	-43,3
Q_{top} (%)	-19,7	-21,4	-16,3	-20,3

Tablo 7. Doygun Durumdaki Zeminde Kazıklar İçin Deney Sonuçlarından Bulunan Taşıma Gücü Değerlerinin Teorik Sonuçlara Göre Değişimi

	D70 L600	D70 L300	D50 L600	D50 L300
Q_{yan} (%)	+181,2	+352,0	+136,7	+307,7
$Q_{uç}$ (%)	-67,5	-72,9	-63,2	-71,3
Q_{top} (%)	-45,8	-53,5	-39,6	-47,6

Tablo 2, 3 ve 4 incelendiğinde şunlar söylenebilir: Mevcut teoriler ile yapılan hesaplamalarda aynı özelliklere sahip kumlu zeminin kuru durumdan doygun duruma geçmesi halinde çevre direncinin %37,7, uç direncinin %52,5, toplam taşıma gücünün ise %51-52 azalacağı öngörülmektedir. Ayrıca taşıma gücü değerlerindeki bu azalmaların kazık geometrisinden çok fazla etkilenmediği görülmüştür. Bunun nedeni taşıma gücü formüllerinde kullanılan K , $\tan\delta$ ve N_q gibi ifadelerin zeminin içsel sürtünme açısına göre sabit değerler almasıdır. Bu yüzden kazık uç direnci ve çevre sürtünmesi direnci efektif gerilmedeki artışa göre derinlik boyunca lineer bir artış göstermektedir. Deney sonuçlarından bulunan taşıma gücü değerleri incelendiğinde ise (Tablo 2-3-5) doygun kumdaki kazıkların kuru kumdaki kazıklara göre çevre direncinin %52,1-70,4, uç direncinin

%57.8-78.5, toplam taşıma gücü değerlerinin ise %64.8-71.6 oranlarında azaldığı görülmektedir. Deney sonuçlarına göre zeminin kuru halden doymun hale geçmesi halinde kazıkların taşıma gücündeki azalmalar teorik hesaplamalara göre daha fazla bulunmuştur. Ayrıca laboratuvar deney sonuçları kazık çap ve boyundaki değişimlerin taşıma gücündeki oransal azalmaları etkilediğini göstermektedir.

Kuru zemindeki kazık yükleme deney sonuçları ile teorik taşıma güçleri kıyaslandığında (Tablo 6) şunlar söylenebilir: Deneylerde kazıkların çevre sürtünme direnci kapasitesi teorik hesaplardan 4-5 kat fazla bulunmuştur. Uç direnci tarafından taşınan yük değerleri teorik hesap sonuçlarından %40-58.6, toplam taşıma kapasitesi ise %16.3-21.4 daha az bulunmuştur. Deneysel ve teorik taşıma güçleri arasındaki kıyaslama doymun zemindeki kazıklar için yapıldığında ise şunlar söylenebilir: Laboratuvar deney sonuçları kazıkların çevre sürtünmesi direnci bakımından teorik sonuçlara göre 2-3 kat daha fazla iken, uç direnci açısından %63.2-72.9 ve toplam taşıma gücü açısından ise %39.6-53.5 daha az bulunmuştur (Tablo 7).

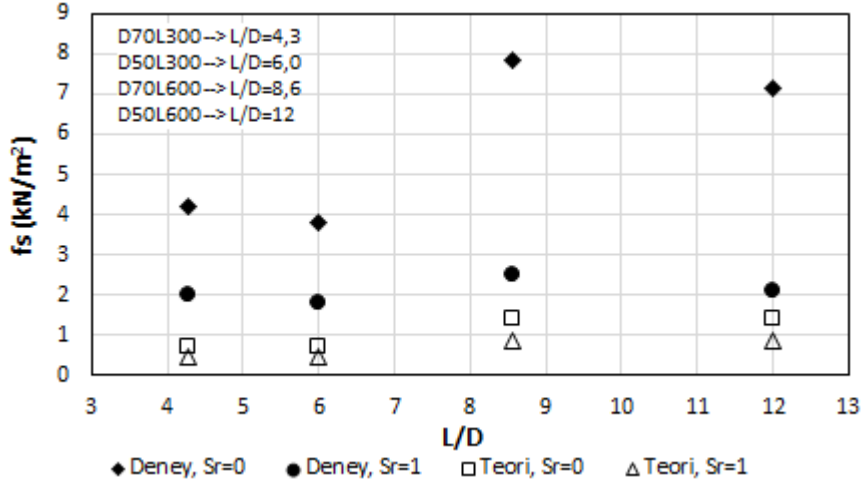
Genel olarak hem kuru hem de doymun zeminde yapılan kazık yükleme deney sonuçları teorik taşıma gücü değerlerine göre çevre direnci bakımından daha fazla, uç direnci ve toplam yük açısından ise daha az bulunmuştur. Taşıma gücü değerlerindeki bu değişimlerin nedenleri şu şekilde izah edilebilir.

- Kazık aksel olarak yüklendiğinde artan oturmalarla birlikte kazık ucundaki zemini sıkıştırmaktadır ve zeminin sıkılığı ile birlikte taşıma gücü de artmaktadır. Bu nedenle deneylerden elde edilen kazık uç yükü-oturma grafikleri doğrusala yakın devam etmekte, göçme yükü yük-oturma eğrisi üzerinde belirgin olarak gözükmemektedir (Şekil 4-5). Özellikle gevşek-orta sıkı kumlarda buna benzer bir davranışın olacağı söylenebilir. Bu tür zeminlerde göçme yükünün belirlenmesi zor olmaktadır. Hâlbuki teorik olarak hesaplanan kazık uç dirençleri zeminin göçme anını temsil etmektedir. Bu nedenle deney sonuçlarından bulunan uç dirençleri teorik uç dirençlerinden daha küçük bulunmuştur.
- Çevre direnci tarafından taşınan yük değerleri yönünden deney sonuçları ile teorik hesaplamalar arasında oldukça büyük farklar vardır. Teorik sonuçlara bakıldığında kuru zemindeki kazıklarda çevre direnci toplam taşıma gücünün %3-10'unu, doymun zemindeki kazıklarda ise %4-12'sini temsil ettiği ve ihmal edilebilecek seviyelerde kaldığı görülür. Deney sonuçlarında ise kuru zemindeki kazıklarda çevre direnci toplam taşıma gücünün %25-55'ini, doymun zeminde ise %45-50'sini temsil eder. Sürtünme kazıklarında; kazık taşıma gücünün büyük bir kısmının çevre sürtünmesi tarafından taşınması gerekir [1, 2, 3, 4, 5]. Yürütülen deneysel çalışma sonuçlarına göre yüklenen kazıkların davranışı sürtünme kazıklarının genel çalışma prensibine yaklaşmaktadır. Teorik ve deneysel sonuçlar arasındaki farkların yanal zemin basınç katsayısı olan K değerinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

Kazıkların çevre sürtünmesi direncini etkileyen en önemli parametre ise K değeridir. Birçok araştırmacı K değerini belirlemenin zor olduğunu; zemin özellikleri, kazık geometrisi, kazığın imal edildiği malzeme, kazık imalat yöntemi ve derinliğe göre K değerinin değişebileceğini söylemiştir [1, 2, 5, 10, 15]. Genellikle fore kazıklı temellerde çevre direnci hesaplanırken sükûnetteki yanal zemin basınç katsayısı (K_0) kullanılmaktadır. Fakat gerçekte kazık yük almaya başladığı andan itibaren kazık çevresindeki ve kazık ucundaki zemini sıkıştırmakta, bunun sonucunda ise zemin sükûnetteki durumdan (K_0) pasif duruma (K_p) yaklaşmaktadır [10].

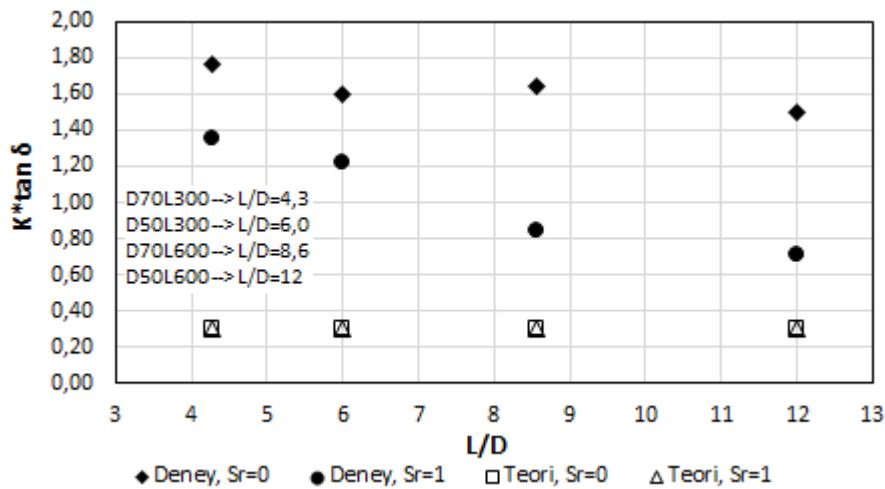
Deney sonuçlarından elde edilen birim çevre sürtünmesi (f_s) değerleri Şekil 6'da verilmiştir. Teorik olarak hesaplanan birim çevre sürtünmesi değerlerini zeminin içsel sürtünme açısı

ve efektif gerilme değerleri etkilemektedir. Ancak, deney sonuçları incelendiğinde birim çevre sürtünmesini kazık çapının da önemli oranda etkilediği görülmüştür. Kazık çapı arttıkça çevre direncinden dolayı kazık çevresine aktarılan gerilmelerin etki mesafesi de artmakta, buna bağlı olarak da birim çevre sürtünmesi direnci de artmaktadır. Teorik olarak hesaplanan birim çevre sürtünmesi dirençleri doygun zemindeki kazıklarda kuru zemindeki kazıklara göre %13-25 oranında azalırken, deney sonuçlarında bu azalma %50-70 oranında olmaktadır. Bu sonuç da zeminin kuru halden doygun hale geçmesi sonucu çevre direncindeki azalmanın beklenenden fazla olacağını göstermektedir.



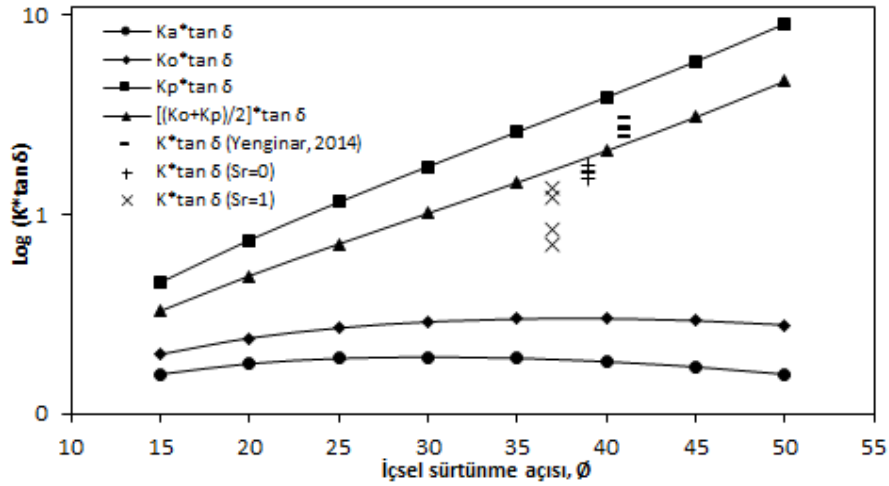
Şekil 6. Birim Çevre Sürtünmesi Değerleri

Deney sonuçlarından elde edilen $K^* \tan \delta$ değerleri Şekil 7’de verilmiştir. Burada dikkat çeken nokta teorik olarak hesaplanan $K^* \tan \delta$ değerlerinin zeminin kuru veya doygun olmasına göre ya da kazık geometrisine göre değişiklik göstermemesidir. $K^* \tan \delta$ değerleri ($\delta = 0$ için) içsel sürtünme açısının $25-40^\circ$ aralığında $0.27-0.30$ arasında değişmekte olup $\delta > 40^\circ$ durumlarında azalmaktadır. Yenginar (2014) teorideki bu değişimin zemin özelliklerinin çevre direncine katkısını temsil etmediğini ortaya koymuştur [10]. Hâlbuki kazık yükleme deney sonuçları kazık çap ve boyundaki değişimler ile zemin özelliklerinden kaynaklanan farklılıkların $K^* \tan \delta$ değerini etkilediğini göstermektedir.



Şekil 7. $K^* \tan \delta$ Değerleri

Fore kazıklı temellerde çevre sürtünmesi direnci hesaplanırken kazık-zemin arasındaki sürtünme açısının (δ) $(2/3)\delta - \delta$ arasında alınabileceği önerilmektedir. Fakat yer altı suyunun kazık-zemin arasındaki sürtünme açısına etkisi ile ilgili bir bilgi literatürde mevcut değildir. Deneysel çalışmalarda kazık-zemin arasındaki sürtünme açısı (δ) deneysel olarak belirlenmediği için K değerinin ne olması gerektiği de tam olarak belirlenememiştir. Şu aşamada K değerinin K_0 ile K_p arasında alınması gerektiği sonucuna varılmıştır (Şekil 8). Deneysel çalışmaların farklı özelliklerdeki ve farklı sıklıklardaki zeminlerde tekrarlanmasıyla K değeri için yeni bir bağıntı geliştirilebilir.



Şekil 8. K*tanδ Değerlerinin İçsel Sürtünme Açısına Bağlı Değişimleri (Teorik Hesaplamalarda $\delta=0$ Alınmıştır) ve Deneysel Elde Edilen K*tanδ Değerleri

4. SONUÇLAR

Farklı geometrilere ve kum zemin içerisinde imal edilen fore kazıkların hem kuru hem de suya doygun zeminlerde aksel olarak yüklenmesi sonucunda şu sonuçlara ulaşılmıştır:

- Yeraltı su seviyesinin yükselmesi gibi bir durumda zeminin kuru halden doygun hale geçmesi sonucunda kazıkların teoriler ile hesaplanan taşıma gücü kayıpları %50 oranında iken, deney sonuçlarında bu oran %65-70 olmuştur.
- Teorik hesaplamalar sonucunda yeraltı su seviyesindeki değişimlerin kazık taşıma gücüne etkisinin kazık geometrisinden etkilenmediği fark edilmiştir. Deneysel sonuçlar ise aynı durumda kazık çap ve boyundaki değişimlerin taşıma gücündeki azalmalar üzerinde etkili olduğunu göstermiştir. Deneysel sonuçlardan; mevcut teorilerde kazık çevre direnci ve uç direnci hesaplanırken kullanılan K, tanδ ve Nq gibi ifadelerin sadece zeminin içsel sürtünme açısına bağlı olmadığı, kazık çapı ve efektif gerilmeye göre bu değerlerin değişkenlik gösterdiği sonucuna ulaşılmıştır.
- Sr=0 ve Sr=1 durumları için kazık yükleme deneyi sonuçlarından elde edilen çevre direnci değerleri teorik hesap sonuçlarından oldukça fazla bulunmuştur. Bu farklılığın yanal zemin basınç katsayısı olan K değerinden kaynaklandığı sonucuna varılmıştır.
- Kazıklı temellerin yüklenmesiyle birlikte kazığın çevre zeminine gerilme aktardığı ve çevre zeminini sıkıştırdığı, bunun sonucunda ise zeminin sükûnetteki durumdan pasif duruma yaklaştığı anlaşılmıştır. Bu nedenle çevre direnci hesaplanırken kullanılan K_0 değerinin gerçeği yansıtmadığı ve K değeri için K_0 ile K_p arasında bir değerin alınması gerektiği sonucuna ulaşılmıştır.

- Teorik olarak hesaplanan birim çevre direnci zeminin içsel sürtünme açısına ve efektif gerilmeye göre değişim gösterirken, deney sonuçları kazık çapının da birim çevre direncini etkilediğini göstermiştir. Kazık çapı arttıkça kazıklardan çevre zeminine aktarılan gerilmelerin etki mesafesi de artmakta, buna bağlı olarak da birim çevre direnci artmaktadır.
- Teorik olarak hesaplanan $K \cdot \tan \delta$ değeri zemin özelliklerinden (sıklık, doygunluk derecesi, kayma direnci parametreleri) çok az miktarda, kazık geometrisinden ise hiç etkilenmemektedir. Deney sonuçları zemin ve kazık özelliklerinin $K \cdot \tan \delta$ değerini önemli miktarda etkilediğini göstermektedir.

Yukarıda bahsedilen nedenlerden dolayı kazık çevre direncini etkileyen en önemli parametrenin yanıl basınç katsayısı (K) olduğu ve K değerinin kazık çapı, kazığın imalat yöntemi ve imal edildiği malzemeye göre derinlikle değiştiği sonucuna varılmıştır. Buna benzer çalışmaların zemin cinsi, tane dağılımı, sıklığı ve doygunluk derecesi gibi farklı etmenler yönünden araştırılması ile K değeri daha doğru belirlenebilecektir. Böylelikle daha ekonomik ve güvenilir kazıklı temel tasarımı yapılabilecektir.

KAYNAKLAR

- [1] Bowles, 1997, "Fondation Analysis and Design", 5. Baskı, McGraw-Hill Book Company, NY.
- [2] Das, B. M., 2007, "Principles of Foundation Engineering", Thomson Canada Limited, 6. Baskı, Kanada.
- [3] Birand, A. A., 2007, "Kazıklı temeller", 2. Baskı, Teknik Yayınevi, Ankara.
- [4] Toğrol, E. ve Tan, O., 2009, "Kazıklı temeller", Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [5] Uzuner, B. A., 2011, "Temel Mühendisliğine Giriş", 4. Baskı, Derya Kitabevi, Trabzon.
- [6] Miura, N., 1983, "Point resistance of piles in sand", Technology reports of the Yamaguchi University, 3(2): 129-139.
- [7] Yasufuku, N. ve Hyde, A.F.L., 1995, "Pile end-bearing capacity in crushable sands", Géotechnique, 45(4): 663-676.
- [8] Ohno, S. ve Sawada, S., 1999, "Bearing capacity of piles in sands with different crushabilities under various stress conditions", In Proceedings of 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1: 249-252.
- [9] Manandhar, S. ve Yasufuku, N., 2012, "Analytical model for the end bearing capacity of tapered piles using cavity expansion theory", Advance in Civil Engineering.
- [10] Yenginar, Y., 2014, "Kazıklı Temellerde Grup Etkisinin Model Deneylemlerle Araştırılması", Yüksek Lisans Tezi, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya.
- [11] Mayerhof, 1976, "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", Journal of Geotechnical Engineering Division, 102. Baskı, No: GT3.
- [12] Loukidis, D. ve Salgado, R., 2008, "Analysis of shaft resistance of non-displacement piles in sand", Géotechnique, 58(4), 283-296.
- [13] Nguyen, V.D., Small, J.C. ve Poulos, H.G., 2001, "The Effects Of Ground Water Pumping On Piled Foundations", Computational Mechanics, 433-438.
- [14] Sheikhtaheri, M., 2014, "Experimental And Numerical Modeling Studies For Interpreting And Estimating The P-Δ Behavior Of Single Model Piles In Unsaturated Sands", Yüksek Lisans Tezi, University of Ottawa, Canada.
- [15] Tomlinson, M. ve Woodward, J., 2006, "Pile design and construction practice", 5. Baskı, CRC Basımevi, NY.

KUMLU ZEMİNLERDE SİĞ TEMELLERİN OTURMA HESAPLARINDA DÜŞÜK SÜNME MODÜLÜNÜN UYGULANMASI

APPLICATION OF SMALL STRAIN STIFFNESS IN THE CALCULATION OF SETTLEMENT OF SHALLOW FOUNDATIONS ON SAND

Eriş UYGAR¹

Hugh BROCKLEBANK²

Peter SHARP³

ABSTRACT

Geotechnical design of shallow foundations on sand is mostly governed by the settlement criteria as granular soils can commonly provide high bearing capacity. Most of the settlement in granular soils takes place during the short term and requires vigilant estimation. The prediction of settlement for foundations in sands is a challenge since undisturbed sampling, and therefore, accurate determination of insitu properties with laboratory testing is nearly impossible in practice. Therefore, the predictions mostly rely solely on insitu testing, such as standard penetration, cone penetration and pressuremeter tests. These tests are commonly used in practice for measurement of engineering properties of sands, but are meaningful only after they are interpreted using a set of correlations to indirectly estimate design parameters. The results in these tests are essentially obtained at a failure state and the design parameters estimated from these results can not be used to simulate realistic settlement behaviour under working stress levels for foundations. This fundamental problem in practice leads the published settlement prediction methods to generally overestimate the settlements, yielding conservative designs. The methods dealing with the nonlinearity are generally complicated and difficult to implement considering the time limitations in the practice. Therefore, a simple nonlinear settlement calculation methodology is proposed to help practising engineers increase the accuracy in their settlement assessments as well as bridging the gap between traditional methods and more complex nonlinear methods.

Keywords: shallow foundation, settlement, modulus of elasticity.

ÖZET

Sığ temellerin kumlu zeminlerdeki geoteknik tasarımı çoğu kez oturma kriterine bağlıdır, bunun sebebi bu tür zeminlerde genel olarak, zemin emniyet gerilmesinin oldukça yüksek bir değerde olmasıdır. Kumlu zeminlerde oturmanın önemli bir kısmı kısa vadede

¹ Yrd. Doç. Dr., Doğu Akdeniz Üniversitesi, Kıbrıs, eris.uygar@emu.edu.tr

² Associate, Ground Engineering Manager, Mott MacDonald Ltd UK, hugh.brocklebank@mottmac.com

³ Associate, Ground Engineering Manager, Mott MacDonald Ltd UK, peter.sharp@mottmac.com

gerçekleşir ve dolayısı ile çok hassas bir hesaplama gerektirir. Ancak bu tür zeminlerden numune alınıp deneyler yapılarak laboratuvarında tasarım parametrelerinin incelenmesi zor veya imkansız olduğundan oturma hesapları arazi deneyleri sonuçlarına bağlı kalır. Bu deneylerden standart penetrasyon, koni penetrasyonu, kuyuda yanal basınç ve plaka yükleme deneyleri en sık kullanılanlarıdır. Ancak bu deneyler de yüksek sünme değerlerinde gerçekleştirildiği için, normal yüklerdeki davranışa denk gelecek sıkılık modülünü hesaplamak için bir dizi işlem gerektirmektedir. Yüksek sünme değerlerinde hesaplanan sıkılık modülleri oturma hesaplarını olumsuz etkilemekte ve fazla konservatif olunmasına yol açabilmektedir. Bilgisayar kullanımı ile gelişmiş zemin modelleme teknikleri kullanılarak oturma hesaplarının gerçekleştirilmesi ise hem bazen zaman açısından zorlayıcı hem de hesapların kontrolünü zorlaştırmaktadır. Bu makalede analitik hesap teknikleri ile uygulanabilecek basit bir doğrusal olmayan oturma hesabı yöntemi önerilmektedir. Bu yöntem ile temsili sünme değerleri kullanılarak zeminin oturma profili ile uygun bir sıkılık modülü profili uygulanıp oturma daha hassas bir biçimde hesaplanabileceği öne sürülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Sığ temeller, oturma, elastik modül.

1. GİRİŞ

Kumlu zeminler için tasarlanan tekil, radye ve mütemadi temellerde tasarım genelde oturma hesabı sonuçlarına dayanır. Bunun ana nedeni kumlu zeminlerin, düşük yoğunluk indislerinde dahi, iyi zemin emninet gerilmesi sonuçları vermesidir. Statik durum düşünüldüğünde, kumlu zeminlerde oturma kısa vadede tamamlanır bu yüzden oturma yapıları etkisinin çok büyük bir bölümü neredeyse bina yapım aşamasında oluşur.

Kumlu zeminlerde arazi deneyleri ile dolaylı yöntemler kullanılarak tayin edilen mühendislik parametreleri dışında laboratuvarında örselenmemiş numuneler ile direk deneyler vasıtası ile mühendislik parametre tayini yapmak mümkün değildir. Bu yüzden, arazi deneylerinin çeşitliliği ve mühendislik parametrelerinin tayini için kullanılan dolaylı yöntemler, oturma hesapları ve tahminlerinin gerçek oturma miktarını temsiliyeti açısından çok büyük önem taşır.

Ancak mühendislik parametreleri her ne kadar hassasiyetle araştırılıp hesaplanırsa da arazi deneylerinin temel presibi ile temel oturma hesaplarının prensiplerinde bir uyumsuzluk vardır; arazi deneyleri zemin dayanımını ve sıkılık modülünü yüksek sünme değerlerinde ölçer, halbuki temel tasarımı ve zemin içerisindeki gerilme ve sünme dağılımı düşünüldüğünde, yüksek sünmedeki sıkılık modülü temelin sadece hemen altındaki katmanlardaki durumu temsil eder. Daha derinlerde ve yanal yönde temelden uzaklaşıldıkça, zemindeki sünme değeri azalır ve dolayısı ile sıkılık modülü de farklı olur. Ayrıca tasarım prensiplerine göre de temel yükü hiçbir zaman zemin kayma dayanımına yaklaşmaz. Dolayısı ile temelin hemen altındaki katmanlarda dahi sünme, arazi deneyleri esnasında yapılan ölçümlerdeki sünmelerden çok daha küçüktür.

Ayrıntılı zemin modellemesi yapılarak sıkılık modülünün sünmeye dayalı değişimi lineer olmayan bir eğri olarak bulunabilir ve temel yüklemesi sonucunda zeminde oluşacak gerilme ve sünme dağılımına göre de temel oturma hesabı daha hassas bir şekilde yapılabilir.

Bu makalede, kumlu zeminlerde temel oturma hesabının yukarıda bahsedilen prensipler göz önünde tutularak nasıl yapılabileceği konusunda bir uygulama ve bu uygulamanın kullanıldığı bir proje olan 'Mirdiff City Centre Mall' projesi anlatılmaktadır. Ayrıca bu uygulamanın yapılması sırasında gerçekleştirilen arazi deneylerinden bahsedilerek,

kullanılan mühendislik parametreleri ve hesaplanan oturmaya karşılık gelen temel yükleri sunulmaktadır.

2. KUMLU ZEMİNLERDE OTURMA HESABI

Kumlu zeminlerde temel oturma hesabı metodlarından Das ve Sivakugan (2007) ayrıntılı bir şekilde bahsetmişlerdir. Bu konuda yayınlanan metodlardan bazıları; Terzaghi ve Peck (1948), Schmertmann (1970), Schmertmann ve diğerleri (1978), Burland ve Burbridge (1985) ve Briaud (2007) olarak sıralanabilir. Bu metodlarda kullanılan mühendislik parametreleri, genelde elastikiyet teorisi, arazi deneyi ölçümleri ve arazide yapılan temel oturma gözlemleri ile kalibre edilmiştir. Kumlu zeminlerde uygulanan arazi deneyleri sıklıkla; Standart Penetrasyon Deneyi (SPT), Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) ve Plaka Yükleme Deneyini (PLT) içerir.

Oturma hesaplarının en önemli mühendislik parametresi sıklık modülü, E' 'dir. Sıklık modülü, üç eksenli yükleme deneyi düşünülürse, uygulanan düşey basınçtaki artış, $\Delta\sigma$, ile eksenel sünme, ε_a , eğrisinin eğimi hesaplanarak elde edilebilir. Özellikle kumlu zeminlerde, efektif basınç'a dayalı değişim göstereceğinden, E , derinliğe bağlı olarak hesaplanırsa oturma hesaplarında daha hassas bir sonucun elde edilmesine yardımcı olur. Sıklık modülü çok küçük sünme değerlerinde (genelde 1×10^{-5}), en yüksek değerini alır ve sünme değeri arttıkça değer kaybeder. Bu değer kaybı lineer olmayan bir davranış gösterir ve çok yüksek sünme değerlerinde çok düşük seviyelere iner. Arazi deneylerinin uygulama prensipleri düşünüldüğünde yapılan tüm ölçümler, PLT deneyi hariç, her zaman çok yüksek sünme değerlerine denk gelmektedir. Temel tasarım prensipleri düşünüldüğünde, temel yükü hiçbir zaman bu denli yüksek sünme değerleri oluşacak şekilde tasarlanmaz, dolayısı ile hassas bir oturma hesabı gerçekleştirebilmek için E' 'nin sünme ile olan değişiminin elde edilmesi ve hesaplarda uygulanması gereklidir. Bu konuda yakın geçmişte yapılan araştırmalardan birinde Jardine ve diğerleri (1984), temel servis yüklerinde sünme değerlerinin düşük olacağını belirtmiştir. O'Brien ve Sharp (2001), konsolide killer (London Clay) için kullanılabilir bu yönde bir hesaplama metodu geliştirmişlerdir. Ayrıca, Mayne ve diğerleri (1999), Lehane ve Fahey (2002) ve Loughlin ve Lehane (2010) bu konuda E' 'nin sünmeye dayalı mobilizasyonu konusunda çalışmalar yapmışlardır.

2.1. Kumlu Zeminlerde Sıklık Modülü Mobilizasyonu

Sıklık modülünün sünmeye dayalı mobilizasyonu konusunda Fahey ve Carter (1993), Lee ve diğerleri (2004), Pestana ve Salvati (2006) ve Wang ve O'Rourke (2007) çok değerli çalışmalar yapmışlardır. Lee ve diğerleri (2004), kayma modülü mobilizasyonunu çalışmış ve Duncan-Chang hiperbolik ilişkisini ve Mohr-Coulomb kayma dayanımı kriterini kullanarak aşağıdaki matematiksel modele ulaşmıştır;

$$\frac{G}{G_{\max}} = 1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^g \quad [1]$$

Denklem [1]'de,

G ; kayma modülü, G_{\max} ; çok düşük sünmelerdeki kayma modülü, τ ; herhangi bir sünme değerinde oluşan kayma gerilmesi, τ_{\max} ; kayma dayanımı, f, g ; model katsayılarıdır.

Yukarıdaki denklem ile ilişkilendirmek üzere kayma sünmesine bağlı kayma gerilmesi değişimi ve kayma dayanımı, Duncan ve Chang'ın (1970) hiperbolic modeli ve Mohr-Coulomb göçme kriteri düşünülerek, aşağıdaki denklemler kullanılarak elde edilebilir;

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{\gamma R_f}{\tau_{\max}}} \quad [2]$$

$$\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan(\phi') \quad [3]$$

Denklem [2] ve [3]'te,

γ ; kayma sünmesi, R_f ; hiperbolik model katsayısı, c' ; kohezyon, σ' ; efektif gerilme, ϕ' ; içsel sürtünme açısıdır.

Denklem [1], [2] ve [3] kullanılarak, kayma modülünün değişen sünmeye göre mobilizasyon eğrisi elde edilebilir. Bu eğri elde edilirken mutlaka kayma dayanımı parametreleri kullanılarak kayma gerilmesi mobilizasyonu kontrol edilir ve herhangi bir kayma modülü değerinde kayma dayanımının aşılmaması sağlanır.

2.2. Kumlu Zeminlerde Sıklık Modülünün Davranışını Çalışmak İçin Kullanılabilecek Arazi Deneyleri ve Korolasyonlar

Sıklık modülüne erişebilmek için laboratuvarında 'bender element' veya 'resonant column' üç eksenli deneyleri yapılabilir, ancak kumlu zeminlerde bu deneyler örselenmiş numuneler üzerine yapılabileceğinden değişik yoğunluk indislerinde deneylerin tekrarlanması ve parametrelerdeki değişimin çalışılması gerekir. Bu pratikte çalışan mühendisler için bazı durumlarda zaman kaybına sebep olabilir, ancak sıklık modülünün de çalışılabilmesi için en güzel methodur.

Diğer bir yöntem de kayma modülü için arazide ölçümler ve deneyler yapıp daha sonra korolasyonlar ve elastik teori kullanılarak sıklık modülünün elde edilmesidir. Çok düşük sünmelerdeki kayma modülü basit kayma dalgası hızı deneyi ile ölçülebilir, buna göre;

$$G_{\max} = \rho v^2 \quad [4]$$

Denklem [4]'de,

ρ ; yoğunluk, v^2 ; kayma dalgası hızıdır.

Kayma modülünün değişimi de bir diğer arazi deneyi olan 'Pressuremeter' (araştırma kuyusunda yanal basınç yüklemesi) veya 'Dilatometer' (araştırma kuyusunda yanal plaka basıncı yüklemesi) deneylerinden elde edilecek 'shear stress vs cavity strain' (kayma gerilmesine karşılık boşluk sünmesi eğrisi) verilerinden elde edilebilir.

Büyük boyutlu plaka deneylerinden (PLT) de düşey basınç ve eksenel sünme eğrileri elde edilip sünmeye bağımlı sıklık modülü değişimi direkt olarak bulunabilir. Ancak PLT deneyleri noktasal olmayıp altındaki katmanların da sıkıştırılabilirliğini ölçeceğinden daha çok genel davranışı incelemek için tercih edilebilir.

2.3. Sıkılık Modülü Değişimi İçin Parametrik Çalışma

Daha önce referans verilen matematiksel modeller kullanılarak sıkılık modülünün efektif basınca, kayma dayanımı parametrelerine ve sünmeye bağımlı olarak değişimi, Elastisite Teorisi de kullanılarak, aşağıdaki gibi elde edilmiştir;

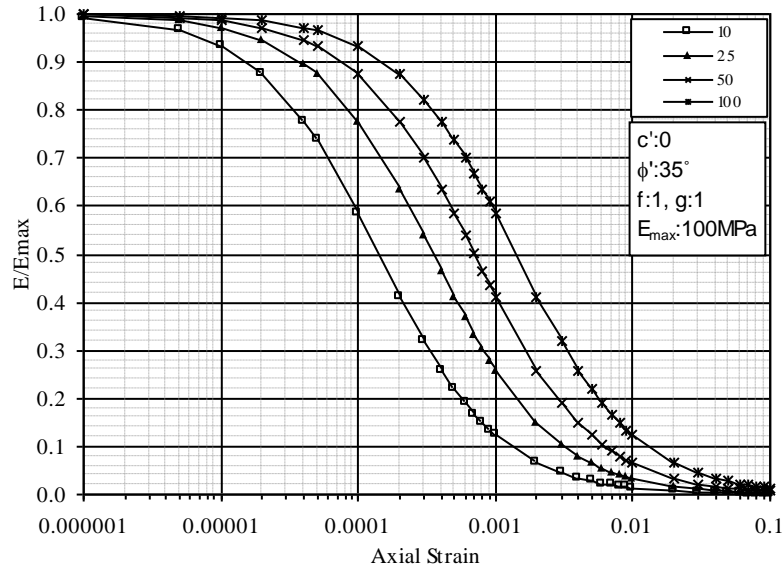
$$\frac{E}{E_{\max}} = 1 - f \left(\frac{1}{\frac{2\sigma'_m \tan \phi'}{\varepsilon_a E_{\max}} + Rf} \right)^g \quad [5]$$

Denklem [5]'te,

E ; herhangi bir sünme değerindeki sıkılık modülü, E_{\max} ; çok düşük sünme değerlerindeki sıkılık modülü, σ'_m ; ortalama efektif gerilme, diye açıklanır. Ayrıca kayma sünmesi ve eksenel sünme, ε_a arasında da aşağıdaki gibi bir ilişki kurulabilir (ν ; Poisson oranı);

$$\varepsilon_a = \frac{\gamma}{(1 + \nu)} \quad [6]$$

Örnek olarak, Denlem [5] belirli bir parametre kümesi için uygulandığında Şekil 1'de gösterilen eğriler elde edilebilir;



Şekil 1. Efektif Basınca Bağımlı Sıkılık Modülüne Karşılık Sünme Eğrileri.

2.4. Derinliğe ve Temel Yükü Dağılımına Göre Elastik Metod İle Oturma Hesabı ve Geliştirilen Yöntemin Gerçek Veriler İle Uygulanması

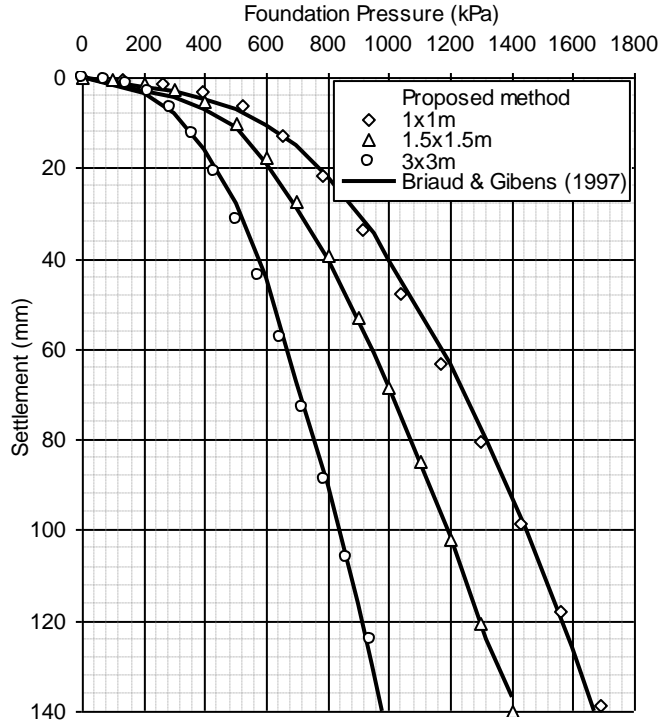
Parametre değişimi lineer olmayan bir metod ile değerlendirileceğinden hesaplama yöntemi olarak basit elastik yöntem kullanılabilir. Buna göre;

$$\Sigma \delta_i = \Sigma (\Delta t_i \Delta \sigma'_i / E_i) \quad [6]$$

Denklem [6]'da,

Temel'in altından başlayarak zeminin tabakalar olarak modellendiği, ve temel yükünün derinliğe göre değişiminin elde edildiği bir hesaplama yönteminde, $\Sigma\delta_i$; toplam zemin oturması, Δt_i ; tabaka kalınlığı, $\Delta\sigma'_i$; tabaka ortasının derinliğinde hesaplanan temel yükü transferi; E_i ; tabaka derinliğinde ve sünme değerine uygun olarak elde edilen sıkılık modülü (elde edilen eğrilerden iterasyon yapılarak).

Geliştirilen hesaplama yöntemi literatürde yayımlanan ayrıntılı veriler ışında uygulanarak geçerliliği kontrol edilmiştir. Bu konuda Briaud ve Gibbens (1997)'in tam ölçekli temel yükleme deneylerinin sonuçları kullanılarak arazi ölçümleri matematiksel hesaplama modellemeye çalışılmıştır, Şekil 2'de karşılaştırılmalı sonuçlar gösterilmiştir.



Şekil 2. Temel Basıncı Oturma Eğrileri, Karşılaştırmalı Tam Ölçekli Deney Verileri (Briaud Ve Gibbens, 1997) Ve Matematiksel Model Sonuçları.

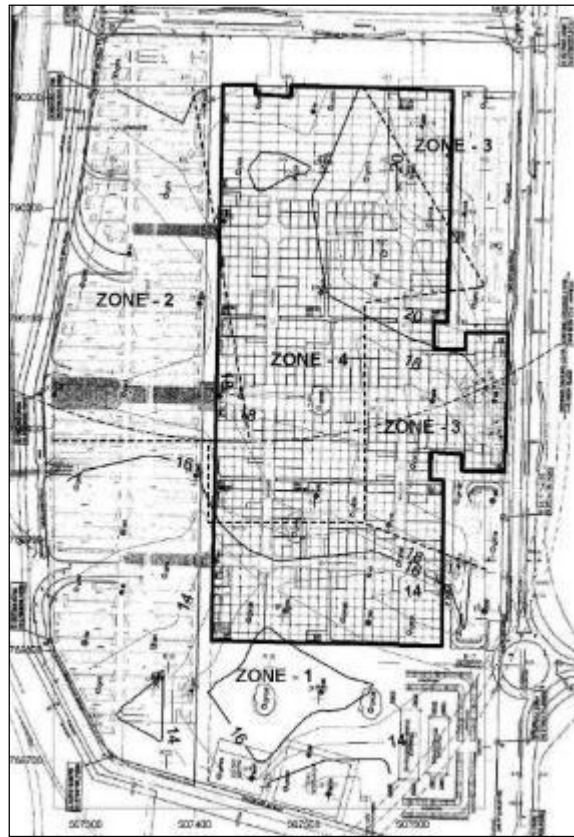
3.PROJE; MIRDIF CITY CENTRE, ALIŞ VERİŞ MERKEZİ VE EĞLENCE MERKEZİ

Mirdiff şehir merkezi projesi Dubai, Birleşik Arap Emirlikleri ülkesinde 2007 yılında gerçekleştirilen alışveriş merkezi ve eğlence merkezi inşaatı projesidir. Tasarlanan ana yapı genelde yüksek tavanlı, ve yüksek pencereci açıklıkları olan oturmaya hassas betonarme karkas sistem üzerine inşa edilmiş seri halinde yerleşik binalardır.

Bu projenin gerçekleştiği arazinin jeolojik yapısı değişken sıkılıkta genelde sert çöl rüzgarlarının şekillendirdiği komplike kumulların oluşturduğu bir karaktere sahiptir. Bu proje gerçekleşmeden önce bu civarda inşaa edilen otobanlar sebebi ile arazi çeşitli kazı ve dolgu işlemlerine maruz kalmış genelde gevşek sıkılıkta siltli ince kum içermektedir. Kayaç tabakaları tasarlanan yapının etkisi düşünüldüğünde oldukça derindedir ve bu oluşumlar

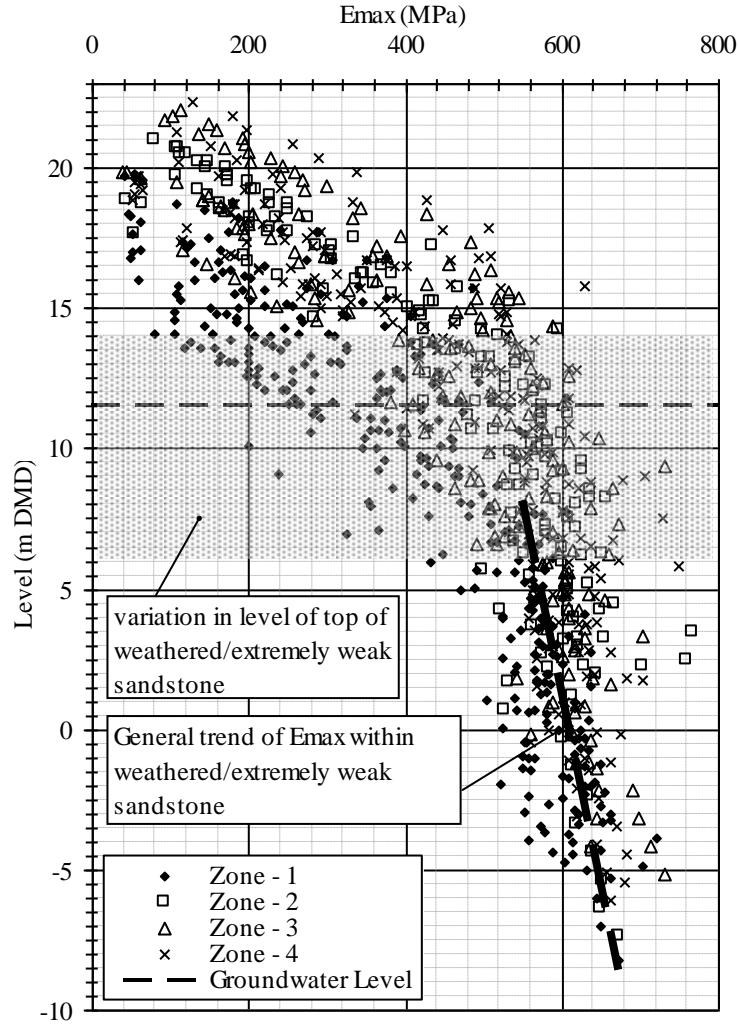
genel tabirle Kalsit, Silttaş ve Kumtaş (Miliolite Sandstone) oluşumlarından meydana gelmektedir. Bu oluşum ayrıca önemsenecek miktarda kalsiyum karbonat (ince kum taneciklerine dönüşmüş kabuk parçacıkları halinde, yaklaşık 30% - 35% oranında) içermektedir.

Kazılan 24 rotary araştırma deliklerinden elde edilen bilgiye göre kayaç seviyesi oldukça değişken olmakla birlikte, derin ve düzensiz kalınlıkta ve sıklıkta aynı araziden elde edildiği düşünülen dolgu tabakaları gözlemlenmiştir. Arazinin genel profili derinliğe göre sırası ile değişen kalınlıklarda; 1- gevşek – orta sıklıkta siltli ince kum dolgu (SPT= 8 – 25), 2- orta – sert sıklıkta ince kum ve yer yer kumtaş bantları (SPT= 25 – 50), ve 3- kayaç tabakası olarak çok düşük, zayıf dayanımlı, kumtaş (SPT>50) olarak gözlemlenmiştir. Arazi bu tabakaların kalınlıklarına ve plan olarak dağılımına göre Şekil-3'teki gibi bölümlere ayrılmıştır.



Şekil 3. Arazinin Zemin Profiline Göre Plan Olarak Modellenmesi.

Tüm arazide gerçekleştirilen zemin etüdü sonuçları kullanılarak elde edilmiş sıklık modülünün derinliğe göre değişimi Şekil 4'te gösterilmiştir.



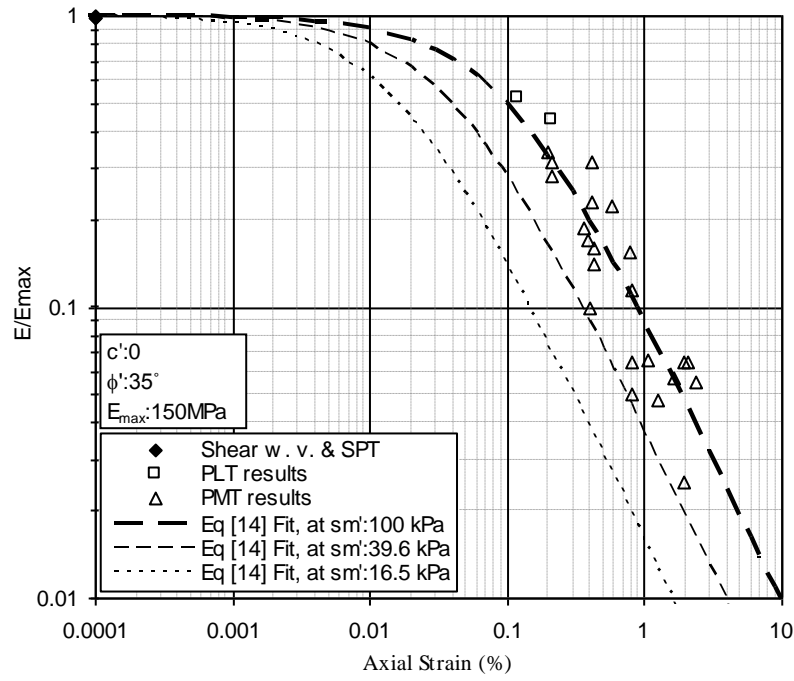
Şekil 4. Zemin Etüdü Sonuçları; Derinliğe Göre Sıklık Modülü.

Sıklık modülünün aksenal sünme değişimine göre mobilizasyonu Şekil 5’ te gösterilmiştir. İndeks yoğunluk deneyleri sonucunda doğal siltli ince kum tabakalarının en yüksek boşluk oranı 0.788 ve en düşük boşluk oranı da 0.598 olarak ölçülmüştür. Tüm zemin profili toprak katmanlarının rölatif yoğunluğunun da genelde 30% - 60% aralığında değiştiği hesaplanmıştır.

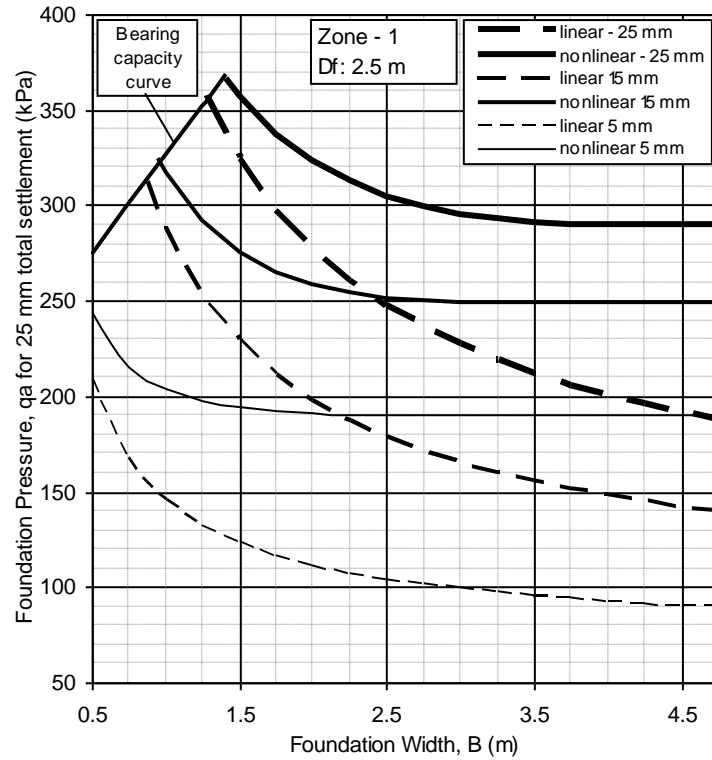
Araştırma kuyusunda yanal basınç yüklemesi deneyleri sonucunda, yanal gerilme katsayısının yaklaşık olarak 1.0 olduğu tespit edilmiştir.

Oturma hesapları sonucunda sığ temel seçeneğinin daha ekonomik olabileceği elde edilmiş ve bu doğrultuda değişen temel boyutlarına ve zemin profili modeline göre temel tasarım eğrileri çizilmiştir. Buna örnek olarak da Şekil 6’daki sonuçlar gösterilmiştir.

Normal hesaplama yöntemi ile gerçekleştirilen hesapların sonuçları da Şekil 6’da gösterilerek bir karşılaştırma yapılmıştır. Buna göre önerilen doğrusal olmayan hesaplama yöntemi ile özellikle düşük kolon yükü taşıyan temellerde neredeyse yarıya düşen bir oturma değeri gözlemlenebilmektedir. Kolon yükü yükseldikçe, artan oturmaya karşılık doğrusal ve doğrusal olmaya hesaplamalar arasında elde edilen fark gittikçe düşmektedir.



Şekil 5. Zemin Etüdü Sonuçları; Sıkılık Modülü Mobilizasyonu.



Şekil 6. Örnek Oturma Hesabı Sonuçları.

3.SONUÇLAR

Sığ temel tasarımında uygulanmak üzere kumlu zeminler için kullanılabilir olacak doğrusal olmayan ve sıklık modülünün sünmeye bağımlı değişimini göz önünde bulunduran bir hesaplama yöntemi geliştirilmiştir. Bu yöntem ayrıca sıklık modülünün derinliğe bağımlı ortalama efektif gerilmeye karşılık değişimini de dikkate almaktadır.

Geliştirilen yöntem tam ölçekli temel deneyi sonuçlarına göre kontrol edilmiş ve kabul edilebilir ölçüde bir hassasiyet elde edilmiştir. Ayrıca yöntem, bir projede tasarım metodu olarak kullanılmıştır. Bu projede doğrusal olmayan temel oturma metodu ile tasarım eğrileri oluşturulmuştur. Bu tasarım eğrileri, değişik temel boyutlarına göre hem temel oturmasını hem de zemin emniyet gerilmesini göz önünde bulundurmıştır. Böylelikle, tüm projede temel tasarımı için uygulanabilecek pratik bir hesaplama aracı geliştirilmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Das, B.M. and Sivakugan, N., “Settlements of shallow foundations on granular soils - an overview”, International Journal of Geotechnical Engineering, Vol 1(1), pp. 19-29, 2007.
- [2] Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948), “Soil Mechanics in Engineering Practice”, Wiley, New York.
- [3] Schmertmann, J.H., “Static cone to compute static settlement over sand”, ASCE Journal of Soil Mechanics & Foundations Division, Vol 96 (3), pp. 1011-1043, 1970.
- [4] Schmertmann, J.H., Hartmann, J.P. and Brown, P.R., “Improved strain influence factor diagrams”, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 104 (GT8), pp. 1131-1135, 1978.
- [5] Burland, J.B., and Burbidge, M.C., “Settlement of foundations on sand and gravel”, Proceedings Institution of Civil Engineers, Vol 78(1), pp. 1325-1381, 1985.
- [6] Briaud J. L., “Spread Footings in Sand: Load Settlement Curve Approach”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 133(8), pp. 905-920, 2007.
- [7] Jardine, R.J., Symes, M.J, and Burland, J.B., “The measurement of soil stiffness in triaxial apparatus”, Geotechnique, Vol 34(3), pp. 323-340, 1984.
- [8] O’Brien, A.S., Sharp, P., “Settlement and heave of over consolidated clays – a simplified non-linear method of calculation Part 1”, Ground Engineering, pp. 28-32, 2001a.
- [9] O’Brien, A.S., Sharp, P., “Settlement and heave of over consolidated clays – a simplified non-linear method of calculation Part 2”, Ground Engineering, 48-53, 2001b.
- [10] Mayne, P. W., Schneider, J. A., Martin, G. K., “Small- and large-strain soil properties from seismic flat dilatometer tests”, Proceedings of a Conference on the Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials (Jamilowski, Lancellotta and Lo Presti (eds)). Balkema, Rotterdam, pp. 419-426, 1999.
- [11] Lehane B.M., Fahey M.F., “Investigating a simple settlement prediction method for foundations on sand”, Canadian Geotechnical J., Vol 39(2), pp. 293-303, 2002.
- [12] O’Loughlin, C. D., Lehane, B. M., “Non-linear cone penetration test-based method for predicting footing settlements on sand”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 136(3), pp. 409-416, 2010.
- [13] Fahey, M. and Carter, J., “A finite element study of the pressuremeter using a nonlinear elastic plastic model”, Canadian Geotechnical Journal, Vol 30(2), pp. 348-362, 1993.

- [14] Lee, J., Salgado, R., Carraro, J.A.H., “Stiffness degradation and shear strength of silty sands”, Canadian Geotechnical Journal, Vol 41(5), pp. 831-843, 2004.
- [15] Pestana, J. M., L. A. Salvati, “Small Strain Behavior of Granular Soils: I. Model for Cemented and Uncemented Sands and Gravels”, J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol 132(8), pp. 1071-1081, 2006.
- [16] Wang, Y., O’Rourke, T.D., “Interpretation of Secant Shear Modulus Degradation Characteristics from Pressuremeter Tests”, J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol 133(12), pp. 1556-1566, 2007.
- [17] Briaud, J. L., Gibbens. R.,(1997), “Large scale load tests and data base of spread footings on sand”, Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Report FHWA-RD-97-068.



Zemin İyileştirmesi

DARBELİ KIRMATAŞ KOLONLAR (DKK) İLE İYİLEŞTİRİLEN ATIKSU ARITMA TESİSİ SAHASINDA OTURMA DAVRANIŞININ GÖZLEMLENMESİ

A CASE HISTORY ON PERFORMANCE MONITORING OF
RAMMED AGGREGATE PIERS (RAPS) FOR THE SOIL
IMPROVEMENT OF WASTE WATER TREATMENT FACILITY

Ece KURT BAL¹

Lale ÖNER²

ABSTRACT

Within the confines of this paper, the results of settlement monitoring performed during water tests in order to control the structures after construction of buildings were assessed for the waste water facility which was improved by Impact Rammed Aggregate Pier[®] (RAP) System. The soil profile consists of mainly 0.2m-1.0m of topsoil over firm to stiff silty clay to the depth of 4.0m over loose to medium dense silty sand to the depth of 10m underlain by soft to medium stiff silty clay scattered by sandy layers. The main goal of the in-situ soil improvement which was implemented is to form a homogeneous crust against liquefaction, to reduce the amount of settlement under static and seismic loads and minimize the differential settlements by improving the soil with rigid RAP elements down to 15.0m depth at the site. The site specific performance was analyzed by using data of the trial embankment and instrumentation taken during the construction of Impact RAP elements. In addition to this, the settlement monitoring was performed during water tests after construction of building. After fully loading of the upperstructures, it was concluded that the settlement at the site was uniform, total and differential settlements were significantly decreased.

Keywords: Impact rammed aggregate piers, stiffness, consolidation settlement.

ÖZET

Seçilen vaka örneğinde yüzeyden 15.0m derinliğe kadar Impact[®] Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) elemanları ile iyileştirilen bir atıksu arıtma tesisinde yer alan yapılar altında sıvılaşmaya karşı direnci arttırılmış bir tabaka oluşturulması, statik ve deprem yükleri etkisinde oturma miktarlarının azaltılması ve farklı oturmaların minimize edilmesi hedeflenmiştir. Zemin araştırma çalışmaları, zemin yüzeyinden 0.2m-1.0m kalınlığında bitkisel toprak tabakası geçildikten sonra 4.0m derinliklere kadar orta katı-katı siltli kil tabakasını takiben ortalama 10.0m derinliğe kadar gevşek-orta sıkı siltli kum tabakasını ve onun altında devam eden birimin yumuşak-orta katı siltli kil, killi-kumlu silt, siltli kum yapısında olduğunu ve yer yer kum bantları ile kesildiğini göstermiştir. Bu çalışma

¹ İnş. Yük. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat, ekurt@sentezinsaat.com.tr

² İnş. Yük. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat, loner@sentezinsaat.com.tr

kapsamında, Impact DKK elemanları ile zemin iyileştirmesi uygulaması sırasında yapılan deneme dolgusu oturma ölçümlerinde elde edilen veriler yardımıyla, tüm yapıların yüklenmesi durumu Settle 3D programı ile modellenerek, tahmin edilen konsolidasyon oturmalarının yapıların inşasından sonra gerçekleştirilen su yükleme testleri sırasındaki oturma ölçümleri ile karşılaştırılması konu edilmiştir. Arıtma tesisi yapıları altında proje yükleri etkisinde meydana gelen oturmaların beklenildiği gibi uniform olarak gerçekleştiği, toplam ve farklı oturmaların önemli ölçüde azaldığı görülmüştür.

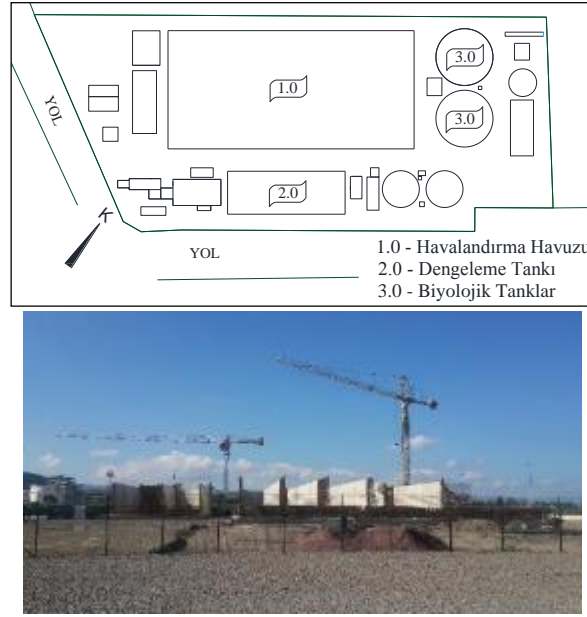
Anahtar kelimeler: Impact darbeli kırmataş kolon, rijitlik, konsolidasyon oturması.

1. GİRİŞ

Hızlı kentsel yapılaşma kapsamında ulaşım, hidrolik ve endüstriyel yapılara ihtiyacın artmasıyla, son yirmi yıldır zemin iyileştirme uygulamalarına olan ihtiyaç önemli derecede artış göstermektedir. Bu kapsamda, derin temel uygulamaları ya da elverişsiz zeminlerin kazılarak yerine daha iyi nitelikli malzeme doldurulması gibi mevcut yöntemlere alternatif olarak, 1980'li yıllarda Amerika' da Dr. Fox tarafından geliştirilen Darbeli Kırmataş Kolonlar (DKK) ile oturmaların uygun seviyelere indirilmesi ve temel altındaki yumuşak zeminlerin taşıma kapasitesinin artırılması hedeflenmektedir [1-3]. Uygulama kolaylığının yanı sıra geniş kapsamlı ekonomi sağlaması sebepleri ile darbeli kırmataş kolon elemanlarının kullanımı yurdumuzda da gün geçtikçe artmaktadır. Bu çalışma kapsamında, çapı 50cm olan muhafazalı Impact® Sistemi ile imal edilmiş darbeli kırmataş kolon elemanları konu edilmiş olup, bir atıksu arıtma tesisine ait yapıların temel zeminlerinin iyileştirilmesine yönelik imal edilen Impact DKK elemanları ile zemin iyileştirmesi uygulaması sırasında yapılan deneme dolgusu oturma ölçümlerinde elde edilen veriler yardımıyla, tüm yapıların yüklenmesi durumu Settle 3D programı ile modellenmiş, tahmin edilen konsolidasyon oturmaları yapıların inşasından sonra gerçekleştirilen su yükleme testleri sırasındaki oturma ölçümleri ile karşılaştırılarak imalat sonrası yapıların oturma davranışı incelenmiştir.

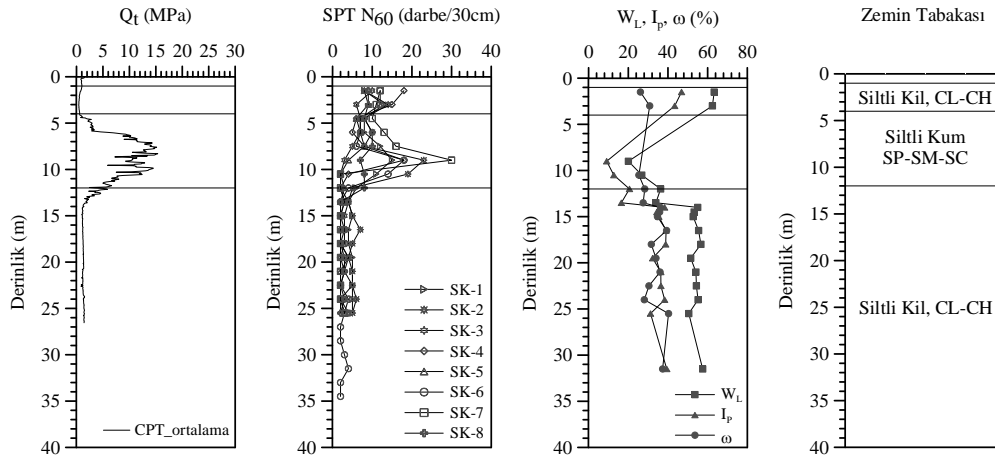
2. PROJE BİLGİSİ VE ZEMİN YAPISI

Bildiride konu edilen ve atıksu arıtma tesisinin teşkil edildiği çalışma alanı, Yalova il merkezi ile Topçular İskelesi arasında, Yalova-İzmit Karayolunun kuzeyinde yer almaktadır. Sahanın kuzey ve kuzeydoğusu Marmara Denizi, doğu ve güneydoğusu fabrika sahası, güney ve batısı boş arsalar ile çevrilidir. Düz bir topoğrafyada yer alan inşaat alanında zemin yüzü kotları deniz kotu civarında olup, maksimum yükseklik +1.0m kadardır. Bu tesiste yaklaşık mevcut zemin üst kotuna oturtulan ve geniş alanlar kaplayan havuz tipi yapılar önemli bir yer tutmaktadır. Bu yapılardan temel zeminine aktarılacak gerilmeler 80-110 kPa mertebelerindedir. Bu ana yapılar yanında bunları birbirine bağlayan ve gerilme değerleri 50-70 kPa mertebelerinde olan dağıtım havuzları ve kanallar, pompa istasyonları, işletme ve atölye binaları gibi yardımcı yapılar da mevcuttur.



Şekil 1. Atıksu Arıtma Tesisi Yerleşim Planı ve Tesisin İnşaatından Bir Görünüş

Tesise ait yerleşim planı ve tesisin inşaatından genel bir görünüş Şekil 1’de gösterilmiştir. Zemin araştırma çalışmaları kapsamında, 25.0m-35.0m derinliklere ulaşan sondaj çalışmaları ve 20.0m-25.0m derinliklere ulaşan CPT çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Çeşitli derinliklerde standart penetrasyon testleri yapılmış, örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınmıştır.



Şekil 2. Zemin Modeli ve CPT Q_t, SPT N₆₀, W_L, I_p, ω – derinlik ilişkisi

Arazi zemin profili ve koni penetrasyon deneyinden elde edilen düzeltilmiş uç direnci (Q_t), standart penetrasyon deneyinden elde edilen N₆₀ (darbe/30cm), likit limit (W_L), plastisite indisi (I_p), doğal su muhtevası (ω) değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 2’de gösterilmiştir. Bu verilere göre zemin yüzeyinden itibaren 0.2m-1.0m kalınlığında bitkisel toprak tabakası geçildikten sonra, 4.0m derinliklere kadar orta katı-katı bir siltli kil tabakasını takiben, ortalama 10.0m derinliğe kadar gevşek-orta sıkı siltli bir kum tabakası yer almaktadır. Daha alt seviyelerde CPT deney sonuçlarına göre siltli kil, killi-kumlu silt, siltli kum yapısında

yumuşak-orta katı zeminlerin incelenen derinlikler boyunca devam ettiği, yer yer kum bantları ile kesildiği görülmüştür. Yeraltı su seviyesi 0.15m-0.7m derinlikleri arasında değişmektedir.

3. IMPACT® DARBELİ KIRMATAŞ KOLONLAR İLE İYİLEŞTİRME

Geniş alanlara oturan yapılardan aktarılacak gerilmeler ile zemin profili birlikte değerlendirildiğinde, 4.0m ile 10.0m derinlikler arasında yer alan gevşek-orta sıklıktaki siltli kum birimlerin, $M_w=7.5$ büyüklüğündeki deprem yükleri altında, Seed ve Idriss (1971); Youd (2001) yaklaşımına göre sıvılaşmaya ($FS < 1.0$) maruz kalarak taşıma güçlerini önemli ölçüde kaybetmeleri riski bulunduğu ve yumuşak ($C_v/1+e_0=0.25$), orta katı-katı ($C_v/1+e_0=0.06$) kil tabakalarının konsolidasyonundan kaynaklanacak 20cm-83cm mertebelerine ulaşan oturmaların meydana gelebileceği öngörülmüştür. Özellikle, sıvılaşma direncinin artırılması ve geniş alanları kaplayan ince plak elemanlardan oluşan arıtma yapıları temelleri altında farklı oturmaların en aza indirilebilmesi için zemin iyileştirilmesi yapılması gerekli ve ekonomik bir çözüm olarak görülmüştür.

Farklı oturmalara karşı hassas söz konusu yapıların altında, zemin yüzeyinden 15.0m derinliğe kadar olası bir deprem sırasında sıvılaşma/mukavemet ve rijitlik kaybına karşı direnci artırılmış homojen bir tabakanın oluşturulması ve aşırı/farklı oturma sorunlarının bertaraf edilmesi hedeflenmiştir. Bu hedefler doğrultusunda, yapıları oturduğu alanlar ve zemine aktardığı gerilmeler göz önüne alınarak, havalandırma havuzu altında 1.4m, diğer yapılar altında ise 1.6m ve 1.7m aralıklı kare yerleşim ile Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) elemanları ile zemin iyileştirilmesi yapılmıştır.

Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) elemanlarının imalatı Impact® Sistemi (muhafazalı) ile gerçekleştirilmiş olup, bu sistem için imalat adımları (Şekil 3) şu şekilde özetlenmiştir:

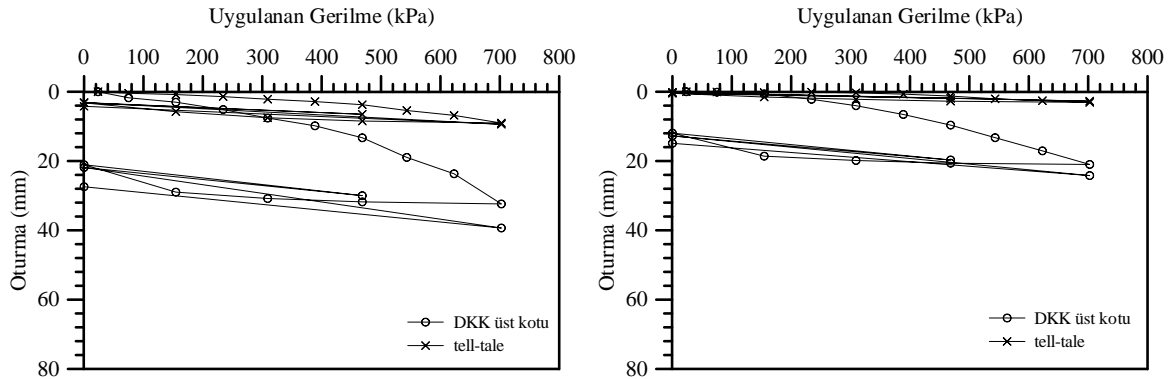
- i) Alt ucu kapalı olan 36cm çaplı mandrel itme kuvveti ve vibrasyonlu darbe ile tasarım derinliğine kadar indirilir,
- ii) Mandrel ve hazne kırmataş ile doldurulur,
- iii) 100cm yukarı / 67cm aşağı itme yöntemi ile düşey vibrasyon uygulanarak sıkıştırma işlemi gerçekleştirilir. Bu yöntem ile sıkıştırma gerçekleştirildiğinde 36cm olan çap, 50cm çapa genişler.



Şekil 3. Impact® Sistemi İle Darbeli Kırmataş Kolon İmalatı

Yapılan değerlendirmeler sonucunda; Impact DKK elemanları ile iyileştirilen kompozit bölgede beklenen 10cm mertebelerindeki oturmaların büyük bir bölümünün yapıların inşaatı sırasında ani oturmalar şeklinde gerçekleşeceği ve iyileştirilmiş bölge altında beklenen alt bölge konsolidasyon oturmalarının ise, 14cm-25cm mertebelerinde olacağı ve bu oturmaların %80'inin yaklaşık 6 ay gibi bir sürede tamamlanacağı öngörülmüştür.

Çalışma kapsamında 7 adet Impact DKK elemanı üzerinde, kolon taşıma kapasitesinin ve rijitliğinin belirlenmesine yönelik olarak yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Yükleme deneyi, ASTM D-1143 standardında tanımlanmış olan kazıkların basınç altındaki davranışlarını ölçen test prosedürüne benzer şekilde yapılmaktadır. Arazi yükleme deneyleri sırasında yükleme kademelerine %5 artış ile başlanmış olup, bu artış tasarım yükünün %150'sine kadar devam ettirilmiştir. Daha sonra boşaltma kademeleri ile devam edilerek, ilgili deneyler bitirilmiştir [4]. Ek olarak Impact DKK elemanları üzerinde gerçekleştirilen yükleme deneylerinde, kolonun uç kesmine "tell-tale" olarak adlandırılan çubuk elemanlar yerleştirilerek kolon alt ucunda meydana gelen yer değiştirme davranışı da ölçülmüş ve net kolon boy kısalması elde edilmeye çalışılmıştır. [5]. Yükleme deneyi sırasında kolon üst kotunda ve tell-tale plakasında oluşan deplasman ve yük değerleri kayıt altına alınmıştır. Şekil 4'de temsili olarak seçilen iki adet gerilme-oturma grafiği gösterilmiş olup, bu grafiklerin eğiminden Impact DKK elemanlarının rijitlik modülü değerlerinin 25 MN/m^3 - 35 MN/m^3 mertebelerinde olduğu ve tasarım varsayımıyla uyumlu olduğu görülmüştür.



Şekil 4. Yükleme Testi, Gerilme-Oturma Grafikleri

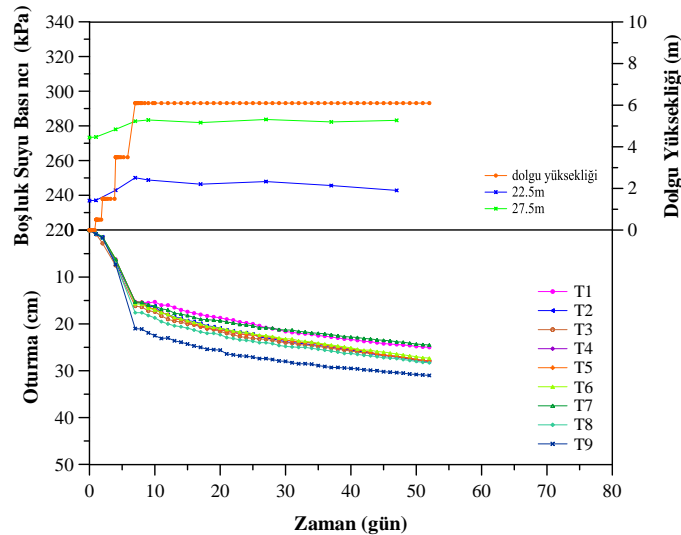
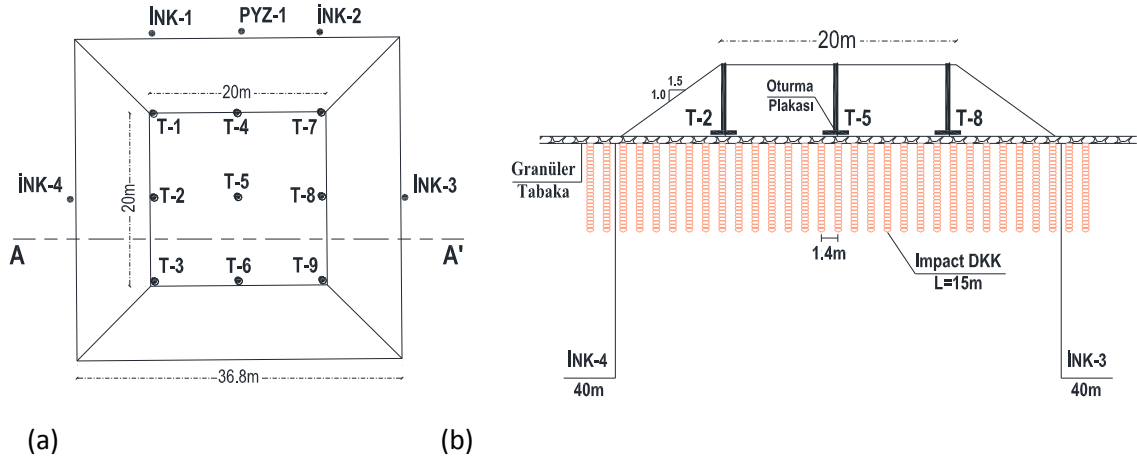
4. OTURMA ÖLÇÜMLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

4.1. Deneme Dolgusu Oturma ve Enstrümantasyon Ölçümlerinin Değerlendirilmesi

1.4m aralıklı kare yerleşim ile 15.0m boyundaki Impact DKK elemanları ile iyileştirilen bölgede yüksekliği 6.1m, taç bölgesi 20.0m x 20.0m ve taban alanı 36.8m x 36.8m olan bir deneme dolgusu teşkil edilmiş (Şekil 5) ve düşey deformasyonların tespiti için 52 gün süre ile dokuz noktada topoğrafik ölçüm alınmıştır (T1-T9). Deneme dolgusunun inşaatı sırasında ve dolgunun maksimum seviyeye ulaşmasının ardından 10'ar gün ara ile 1.5 ay boyunca yatay deformasyonların tespiti için dört noktada inklinometre ölçümü ve boşluk suyu basıncı değişimlerinin tespiti için ise bir noktada iki seviyede (22.5m ve 27.5m) piyezometre ölçümü alınmıştır.



Şekil 5. Deneme dolgusu genel görünüşü



Şekil 6. a) Deneme Dolgusu Ve Enstrümantasyon Yerleşim Planı b) kesiti c) Ölçüm Sonuçları

Şekil 6c’de deneme dolgusu dolgu yüksekliği-zaman, oturma-zaman ve boşluk suyu basıncı-zaman grafikleri gösterilmiştir. Dokuz noktada alınan topoğrafik ölçüm sonuçları, 52 gün sonunda toplam oturma miktarının ortalama 27cm mertebelerine ulaştığını göstermiştir. 22.5m ve 27.5m derinliklerdeki piyezometre ölçüm sonuçlarına göre, başlangıç okuması sırasıyla 236 kPa ve 273 kPa mertebelerinde olan boşluk suyu basıncı değerlerinin dolgunun inşaatı sırasında artış gösterdiği ve daha sonra düşük bir hızla azaldığı görülmüştür. Deneme dolgusu etrafına yerleştirilen dört adet inklinometre ölçüm verileri değerlendirildiğinde ise dolgunun maksimum yüksekliğine ulaştığı 7 günlük süreçte, dolgunun hızlı inşa edilmesinden dolayı 90mm mertebelere ulaşan yanal hareketlerin olduğu ve dolgunun maksimum seviyeye ulaşmasını takiben bu yanal hareketlerin yavaşladığı görülmüştür. Dolgunun maksimum seviyeye ulaşması için geçen sürede ani oturmaların tamamlandığı kabul edilerek aynı boyutlardaki deneme dolgusu Settle 3D programı ile modellenip geri analiz yapılmış ve tüm yapıların yüklenmesi durumunda alt bölgede beklenen konsolidasyon oturması tahmin edilmiştir. Settle 3D analizlerinde kullanılan parametreler Tablo 1’de verilmiştir.

Tablo 1. Analizlerde Kullanılan Parametreler

Malzeme	γ (kN/m ³)	E (MPa)	E _{comp.} (MPa)	C _c -	C _r -	c _v (m ² /gün)
CL-CH	18.0	7.5	-	0.270	0.054	0.03
SP-SM-SC	18.0	25	-	-	-	-
CL-CH-2	18.0	-	-	0.125	0.025	0.03
DKK	20.0	50-100	-	-	-	-
DKK Bölgesi – 1	18.2	-	12	-	-	-
DKK Bölgesi – 2	18.2	-	32	-	-	-
DKK Bölgesi – 3	18.2	-	12	-	-	-

γ - birim hacim ağırlığı, E - sıkışma modülü
C_c - sıkışma indisi, C_r - tekrar sıkışma indisi, c_v - konsolidasyon katsayısı

Impact DKK elemanları ile iyileştirilen bölgede kompozit sıkışma modülü değeri, 1.4m kare yerleşime göre hesaplanan alan oranından elde edilmiştir [6].

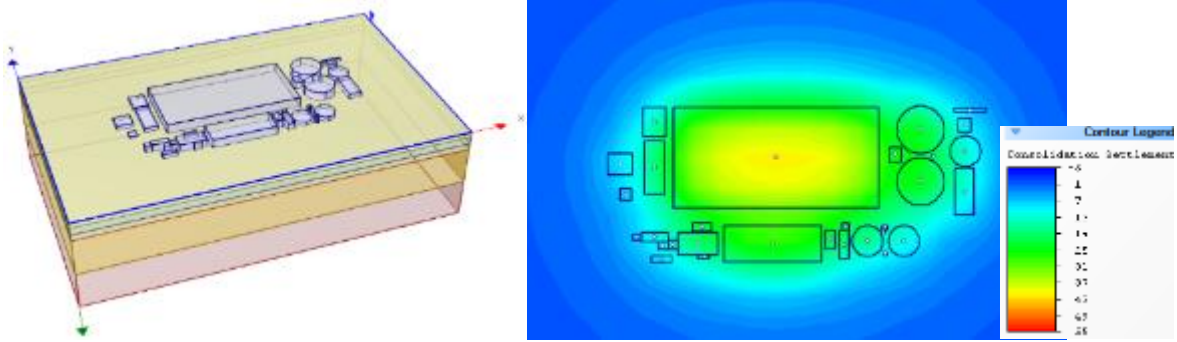
$$E_{comp} = E_{DKK} \cdot R_a + E_s \cdot (1 - R_a) \quad (1)$$

$$R_a = A_{DKK} / A \quad (2)$$

E_s – zemin sıkışma modülü
E_{DKK} – DKK sıkışma modülü
E_{com} – kompozit sıkışma modülü

R_a – alan oranı

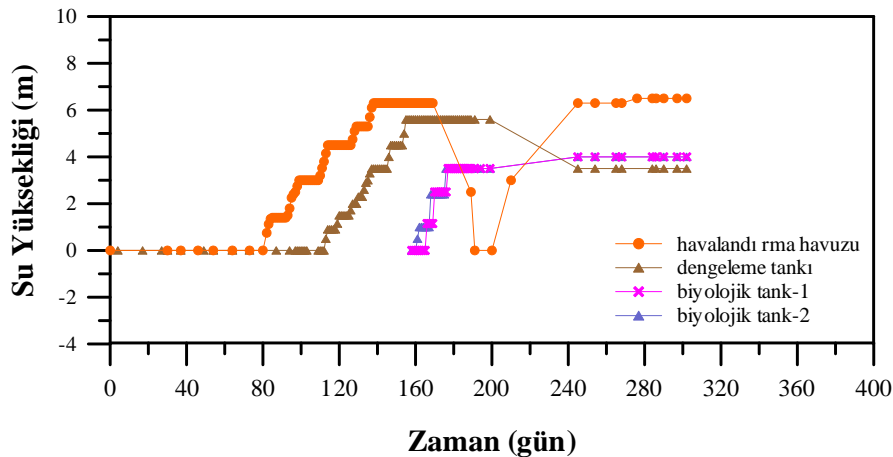
Şekil 7’de gösterildiği gibi, tüm yapıların yüklenmesi durumunda iyileştirilmemiş alt bölgede konsolidasyon oturmalarının 7-45cm mertebelerinde olacağı tahmin edilmiştir. Piyezometre ölçüm sonuçları ile Settle 3D analiz sonuçları birlikte değerlendirildiğinde; 22.5m derinliklerde konsolidasyon oturmasının devam ettiği görülmüştür. Ayrıca, ilgili analizlerde esnek temel davranışı dikkate alındığından, rijit radye temel ile inşa edilen yapılar altında bu oturmaların hesaplanandan daha az olması beklenmektedir.



Şekil 7. Tüm Alanın Yüklenmesi Durumunda Beklenen Konsolidasyon Oturması

4.2. Su Testi Sonuçlarının Değerlendirilmesi

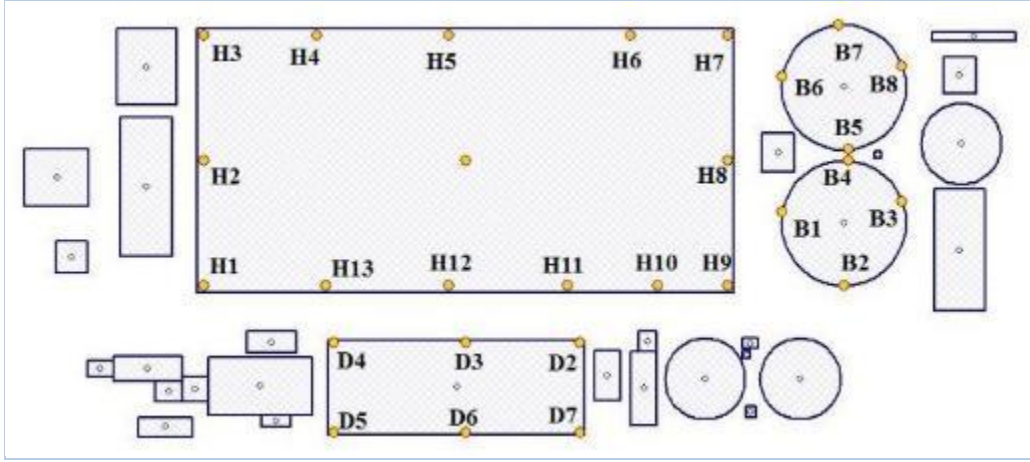
Impact® Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) elemanları ile iyileştirilmiş zemin üzerine yaklaşık 6 ay süre içerisinde arıtma tesisi yapılarının inşaatı tamamlanmıştır. Bu tür tesislerde yapıları kontrol etme amacıyla su yükleme testleri yapılmakta olup, bu proje kapsamında uygulanan su testleri sırasında oturma ölçümleri alınmış ve sonuçlarının değerlendirilmesi ile tasarımda öngörülen davranışın kontrol edilmesi sağlanmıştır. Su yükleme testinde tarafımızca önerilen bir yükleme programı uygulanmış ve 302 gün boyunca oturma ölçümleri alınmıştır.



Şekil 8. Su Testlerinde Uygulanan Su Yüksekliği-Zaman İlişkisi

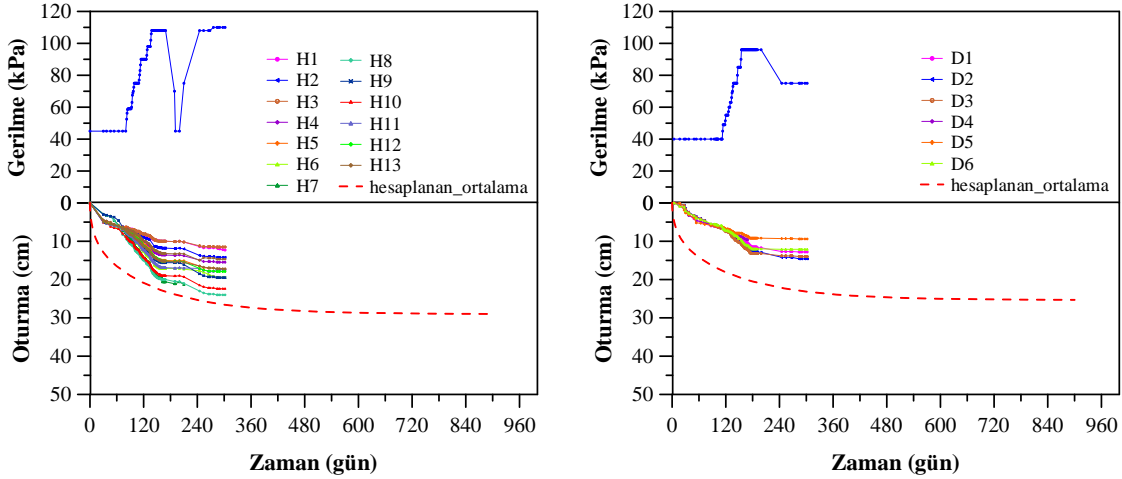
Şekil 9’da havalandırma havuzu, dengeleme tankı ve biyolojik tanklar için su testi ölçüm noktaları gösterilmiştir. Tüm alanın yüklenmesi durumunda Settle 3D programı ile yapıların değişik noktaları altında hesaplanan oturmaların ortalamasını gösteren oturma-zaman

davranışı, su testi ölçüm noktalarından alınan sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 10-11'de gösterilmiştir.

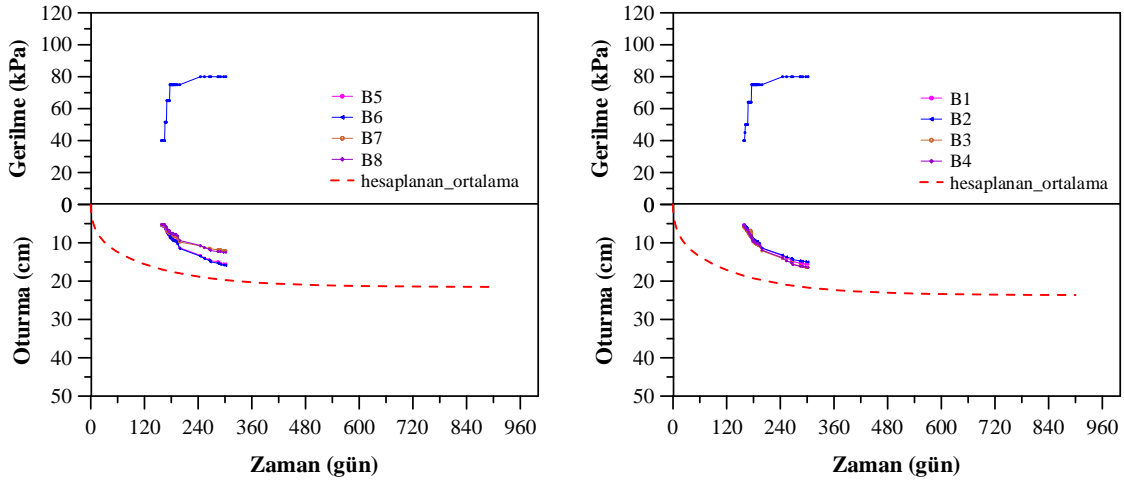


Şekil 9. Su Testi Ölçüm Noktaları

Havalandırma havuzu ve dengeleme tankı altında su yüksekliğinin maksimum seviyeye ulaşmasının ardından yaklaşık 96-108 kPa gerilme altında 5.0-5.0 ay süre içerisinde oturmaların 14.5cm-22.0cm mertebelerine ulaştığı görülmüştür. Biyolojik tanklar altında ise 75 kPa gerilme altında 4 ay süre içerisinde oturmaların 16.0cm-16.5cm mertebelerine ulaştığı görülmüştür. Tüm yapıların yüklenmesi durumu için Settle 3D ile yapılan analiz sonuçları ile ölçülen değerler karşılaştırıldığında, gerçekleşen oturmaların hesaplanan oturmalarından %50 daha az olduğu görülmüştür.

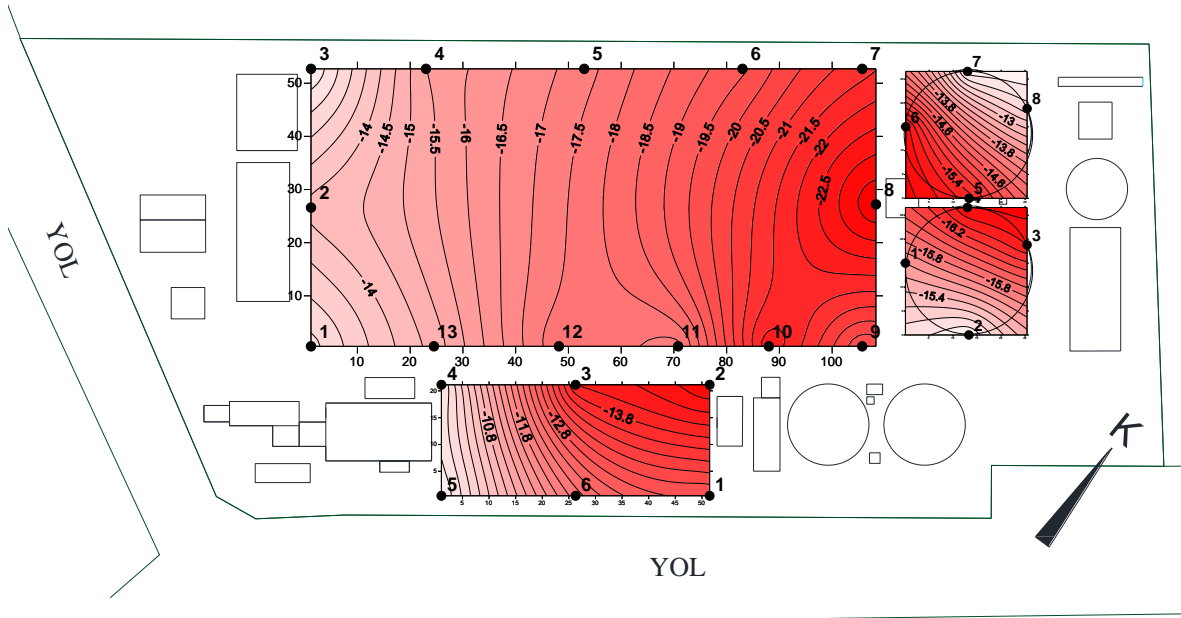


Şekil 10. Havalandırma Havuzu ve Dengeleme Tankı İçin Su Testi Ölçümü ve Hesaplanan Oturma-Zaman İlişkisi



Şekil 11. Biyolojik Tanklar İçin Su Testi Ölçümü ve Hesaplanan Oturma-Zaman İlişkisi

Ayrıca, havalandırma havuzu ve dengeleme tankı altında oturmaların neredeyse tamamlandığı ve biyolojik tanklar altında ise oturmaların %70'inin tamamlandığı görülmüştür. Hesaplanan oturma miktarlarının gerçekleşenden daha fazla olmasının, sıkışabilir tabaka kalınlığının sondaj çalışmaları sırasında tam olarak belirlenmemiş olması ve yapılan analizlerde de güvenli tarafta kalınabilmesi amacıyla sıkışabilir birimlerin 45.0m derinliklere kadar devam ettiği kabulünün yapılmasından kaynaklanmış olabileceği düşünülmektedir. Ölçülen oturmaların plan üzerindeki dağılımı Şekil 12'de gösterilmiş olup, proje hedefleri arasında yer alan farklı oturmaların sınırlandırılması amacı ile uyumlu olarak, farklı oturmaların %0.015 - %0.25 arasında kontrol altına alındığı görülmüştür.



Şekil 12. Su Testinde Ölçülen Oturmaların Plan Üzerinde Dağılımı

5.SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, Yalova'da yer alan ve Impact® Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) elemanları ile temel zemini iyileştirilen atıksu arıtma tesisinde, yapıları test etme amacıyla uygulanan su testleri sırasındaki oturma ölçümleri konu edilmiştir. Bu tesiste yaklaşık mevcut zemin üst kotuna oturtulan ve geniş alanlar kaplayan havuz tipi yapılar önemli bir yer tutmaktadır. Bu ana yapılar yanında bunları birbirine bağlayan dağıtım havuzları ve kanallar, pompa istasyonları, işletme ve atölye binaları gibi yardımcı yapılar da mevcuttur. Zemin araştırma çalışmalarına göre, bitkisel toprak tabakası geçildikten sonra 4.0m derinliklere kadar orta katı-katı siltli kil tabakasını takiben ortalama 10.0m derinliğe kadar gevşek-orta sıkı siltli kum tabakasının yer aldığı ve onun altında yumuşak-orta katı siltli killi zeminlerin sondajlarla incelenen derinlikler boyunca devam ettiği görülmüştür.

Uygulanacak zemin iyileştirmesinde, arıtma tesisi yapıları altında, olası bir deprem sırasında sivilaşma ve mukavemet/rijitlik kaybına karşı direnci arttırılmış homojen bir tabakanın oluşturulması ve aşırı/farklı oturma sorunlarının bertaraf edilmesi hedeflenmiştir. Bu amaçla, havalandırma havuzu altında 1.4m, diğer yapılar altında ise 1.6m ve 1.7m aralıklı kare yerleşim ile zemin yüzeyinden 15.0m derinliğe kadar Impact® Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) elemanları imal edilmiştir. İyileştirme uygulanmamış durumda 20cm-83cm mertebelerine ulaşacağı tahmin edilen konsolidasyon oturmalarının iyileştirme uygulanması durumunda 14cm-25cm mertebelerinde olacağı ve bu oturmaların %80'inin yaklaşık 6 ay gibi bir sürede tamamlanacağı öngörülmüştür. Bu ön tasarım hesaplamalarının teyidini sağlama amacıyla; 1.4m aralıklı kare yerleşim ile 15.0m boyundaki Impact DKK elemanları ile iyileştirilen bölgede yüksekliği 6.1m, taç bölgesi 20.0m x 20.0m ve taban alanı 36.8m x 36.8m olan bir deneme dolgusu teşkil edilerek dokuz noktada topoğrafik ölçüm, dört noktada inklinometre ölçümü ve bir noktada iki seviyede piyezometre ölçümü alınmıştır. Aynı boyutlardaki deneme dolgusu Settle 3D programı ile modellenip geri analiz yapılmış ve tüm yapıların yüklenmesi durumunda iyileştirilmemiş alt bölge konsolidasyon oturmalarının 7-45cm mertebelerinde olacağı tahmin edilmiştir. Piyezometre ölçüm sonuçları ile Settle 3D analiz sonuçları birlikte değerlendirildiğinde; 22.5m derinliklerde konsolidasyon oturmasının devam ettiği görülmüştür.

İyileştirilmemiş alt bölgedeki yumuşak-orta katı siltli kil, killi, kumlu silt yapısında olan ve yer yer kum bantları ile kesilen birimlerde oturma davranışının anlaşılmasına yönelik olarak üst yapı inşaatının tamamlanmasının ardından yapıları test etme amacıyla uygulanan su testleri sırasındaki oturma ölçümlerinden faydalanılmıştır. Tüm yapıların yüklenmesi durumu için Settle 3D ile yapılan analiz sonuçları ile ölçülen değerler karşılaştırıldığında, gerçekleşen oturmaların hesaplanan oturmalarından %50 daha az olduğu görülmüştür. Ayrıca, havalandırma havuzu ve dengeleme tankı altında oturmaların büyük oranda tamamlandığı ve su testlerine yaklaşık 5.5 ay sonra başlanan biyolojik tanklar altında ise oturmaların %70'inin tamamlandığı görülmüştür. Hesaplanan oturma miktarlarının gerçekleşenden daha fazla olması; sıkışabilir tabaka kalınlığının sondaj çalışmaları sırasında tam olarak belirlenmemiş olması ve yapılan analizlerde güvenli tarafta kalınabilmesi amacıyla sıkışabilir birimlerin 45.0m derinliklere kadar devam ettiği kabulünün yapılmasından kaynaklı olabileceği düşünülmektedir.

Bu çalışma kapsamında önemli tasarım hedeflerinden biri de Impact DKK elemanları ile iyileştirilen üst bölgede homojen bir tabaka oluşturularak, oturmaların olduğunca uniform olmasının sağlanmasıdır. Ölçüm sonuçları, proje hedefleri ile uyumlu olarak fark oturmaların %0.015 - %0.25 arasında kontrol altına alındığı görülmüştür.

Impact DKK imalatı sırasında pahlı tokmağın oluşturduğu darbeleme, düşey olarak sıkıştırma sağlarken aynı zamanda kırmataşı kuyunun duvarına doğru yanıl olarak iter.

Yanal gerilmelerin zeminin sıkışma özelliğindeki etkisi incelenmiş ve geliştirilmiştir [7]. Mandrel çapı kadar açılan kuyunun darbeleme sonrasında çapının genişlemesi pasif direncin oluşmasına ve zemine etkiyen yatay gerilmelerin sükunet durumuna kıyasla neredeyse 6-10 kat mertebelerinde artmasına sebep olmaktadır. Artan yatay gerilmelerin zeminin rijitliğini de arttıracığı, dolayısı ile meydana gelmesi muhtemel oturmaları azaltacağı bilinmektedir. Ayrıca, darbeli kırmataş kolon elemanları ile iyileştirilen sıkışabilir kil birimlerde oturma davranışının anlaşılmasına yönelik yapılan birçok araştırma; rijit DKK elemanının ve arasındaki zeminin eşit mertebelerde ve elastik oturmalar şeklinde sıkıştığını göstermiştir [8-10].

Sonuç olarak, tasarımın amacına yönelik olarak Impact DKK elemanları ile yüzeyden 15.0m derinliğe kadar homojen bir tabaka oluşturulmuş, yapı yükleri altında üst bölge oturmalarının elastik oturmalar şeklinde tamamlandığı ve alt bölge konsolidasyon oturmalarının ise su yükleme testleri sırasında büyük oranda tamamlandığı görülmüştür. Saha ölçümleri sonucunda darbeli kırmataş kolon elemanlarının orta derinlikte zemin iyileştirme çözümüne (The Intermediate Foundation® System) dayalı tasarım prensibini destekler mahiyette uniform olarak gerçekleştiği ve aşırı/farklı oturma sorunlarının bertaraf edildiği görülmüştür. Diğer bir ifade ile, Impact DKK elemanları ile temel zemini iyileştirmesi uygulamasının, tasarımın amacına yönelik tatminkar bir performans gösterdiği gözlenmiştir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu bildirinin yazılması için gerekli mevcut bilgi ve belgeleri paylaşan Akgirişim Müteahhitlik Müşavirlik ve Çevre Teknolojileri San. ve Tic. A.Ş.'den İlhan Soyer'e ve projenin takibi ve bu bildirinin yazımı sırasında verdiği destekten ötürü Prof. Dr. Kutay Özaydın'a teşekkürü borç bilir.

KAYNAKLAR

- [1] Lawton, E.C. and Fox, N.S. (1994), Settlement of Structures Support on Marginal or Inadequate Soils Stiffened With Short Aggregate Piers, Proc., Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Geotechnical Special Publication No.40, ASCE, College Station, Tex., Vol. 2, 962-974.
- [2] Lawton, E.C., Fox, N.S. and Handy, R.L. (1994), Control of Settlement and Uplift Structures Using Short Aggregate Piers, Proc. In-Situ Deep Soil Improvement, Geotechnical Special Publication No.40, ASCE, Atlanta, 121-132.
- [3] Wissmann, K. J., Moser, K. and Pando, M. (2001), Reducing Settlement Risks in Residual Piedmont Soil Using Rammed Aggregate Pier Elements, Proc., Foundations and Ground Improvement, Geotechnical Special Publication No.113, ASCE, Blacksburg, Va, 943-957.
- [4] ASTM D1143 – 81 (Reapproved 1994), Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load, Annual Book of ASTM Standarts.
- [5] Brian, C.M., FitzPatrick, B.T. and Wissmann., K.J. (2006), Specifications for Impact® Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcement, Geopier® Foundation Company, Inc., Mooresville, NC.
- [6] Wissmann K., FitzPatrick B.T., White D.J. and Lien B.H. (2002), Improving Global Stability and Controlling Settlement With Geopier Soil Reinforcing Elements, 4th

- International Conference on Ground Improvement Techniques, Kuala Lumpur, Malaysia.
- [7] Handy, R.L., 2001. Does Lateral Stress Really Influence Settlement, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, July 2001. 623– 626.
- [8] White D.J. and Hoevelkamp K. (2004), Settlement Monitoring of Large Box Culvert Supported by Rammed Aggregate Piers – A Case History, Geotechnical Engineering for Transportation Projects, Vol. 2, 1566-1573.
- [9] Hoevelkamp K., FitzPatrick B. and Tigchelaar M. (2007), Settlement Monitoring of Discrete Reinforced Soil Layer Beneath Mat Foundations, California, USA, Diamond Jubilee Canadian Geotechnical Conference, Ottawa.
- [10] Minks A.G., Wissmann K., Caskey J.M. and Pando M.A. (2001), Distribution of Stresses and Settlements Below Floor Slabs Supported by Rammed Aggregate Piers, 54th Canadian Geotechnical Conference, Calgary, Alberta.

GEOTEKSTİL DONATILI KİLLERİN GERİLME ŞEKİL DEĞİŞTİRME VE DAYANIM PARAMETRELERİNİN İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF STRESS STRAIN RELATIONSHIP AND STRENGTH CHARACTERISTIC OF GEOTEXTILE REINFORCED CLAY

Eyyüb KARAKAN¹

Arzu OKUCU²

Banu YAĞCI³

ABSTRACT

In this study, the behaviour of clay soils reinforced with geotextiles is evaluated. In order to determine the stress strain behaviour of clay soil specimens unconfined compression tests are conducted in reinforced and unreinforced conditions. The variables of clay type, water content and the number of geotextile layers are considered in the experimental programme. Low plasticity clay is used. To reflect the conditions in the field three different water contents are considered, 2, 3 and 4 % above optimum water content, , optimum water content and 2% and 4 % below water content. A series of each including minimum three samples are prepared. Reinforcing improves the mechanical properties of soil, the existence increases the peak strength. The main reason of the strength increase is thought to be due to the permeability property of geotextile as the experiment is conducted under undrained conditions. Increment of water content decreases the unconfined compressive strength in both reinforced and unreinforced soil specimens, increment of geotextile layers increases the unconfined compressive strength besides, soil specimens with non-woven geotextile reinforcement show a ductile behaviour when compared to unreinforced soil specimens.

Keywords: Geotextile reinforced clay, unconfined compression test, stress strain relationship.

ÖZET

Bu çalışmada, geotekstil donatı ile güçlendirilmiş kil zeminlerin davranışları incelenmektedir. Kil zemin örneklerinin gerilme şekil değiştirme davranışını belirlemek için donatılı ve donatısız koşullarda serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Deney programında yükleme hızı, su içeriği ve geotekstil tabakasının adedi değişken parametreler olarak dikkate alınmıştır. Çalışmada düşük plastisiteye sahip kil kullanılarak optimum su içeriğinde ve arazide oluşabilecek su içeriği değişimini yansıtmak amacıyla kompaksiyon eğrisinin kuru ve ıslak tarafındaki su içeriklerinde (± 2 , $+3$, ve ± 4) çalışılmıştır. Bu parametreler ile her biri en az 3 adet örnekten oluşan farklı özelliklere sahip bir seri deney seti hazırlanmıştır. Donatı

¹ Yrd. Doç. Dr., Kilis 7 Aralık Üniversitesi, eyyubkarakan@kilis.edu.tr

² Yrd. Doç. Dr., Balıkesir Üniversitesi, okucu@balikesir.edu.tr

³ Yrd. Doç. Dr., Balıkesir Üniversitesi, byagci@balikesir.edu.tr

kullanımının zeminin mekanik özelliklerini iyileştirdiği, geotekstil kullanımının pik mukavemeti arttırdığı gözlenmiştir. Mukavemet artışının temel sebebinin, deneyin drenajsız koşullarda gerçekleşmesi nedeniyle, kullanılan geotekstilin geçirimsizlik özelliği ile ilişkili olduğu düşünülmektedir. Su içeriği artışının donatılı ve donatısız zeminlerin serbest basınç dayanımını azalttığı, geotekstil tabakası adedinin artması ile serbest basınç dayanımının da arttığı belirlenmiştir. Ayrıca, geotekstil donatı içeren zeminler donatı içermeyen zeminlere göre daha sünek davranış göstermişlerdir.

Anahtar kelimeler: Geotekstil donatı, Serbest basınç deneyi, kil zemin, gerilme şekil değiştirme.

1. GİRİŞ

Yapı malzemelerindeki gelişmeler sonucu ortaya çıkan malzemelerin başında geosentetik malzemeler gelmektedir. Türkiye’de geosentetiklerin kullanımı batılı ülkelere göre daha geç başlamasına rağmen tüm dünyada olduğu gibi giderek yaygınlaşmaktadır. Günümüzde özellikle Geoteknik, Hidrolik ve Ulaştırma Mühendisliği uygulamalarında, geosentetik malzemelerin kullanımı gün geçtikçe artmaktadır. Bu malzemeler yurdumuzda da, otoyollardaki dayanma (istinat) yapılarında, dolgularda, temel zeminlerinde, yol, havaalanı vb. yapıların temellerinde sıklıkla kullanılmaktadır. Önceleri filtre malzemesi olarak kullanılan geotekstiller Türkiye’de ilk olarak Elmadağ üstgeçidinde donatılı zemin uygulamasında kullanılmıştır.

Elverişsiz ve problemlı zeminlerin mühendislik parametrelerinin iyileştirilmesi amacıyla geotekstiller farklı şekillerde kullanılabilirler. Örgülü ve örgüsüz olarak ayrılan geotekstiller iyileştirme amacı ile şevlerde, istinat yapılarında, karayollarında, demiryollarında, yumuşak zeminlere oturan dolgularda ve temel altlarında sıklıkla kullanılmaktadır [1]. Bu çalışmada, düşük plastisite özelliklerine sahip kil zemine ait örnekler geotekstil donatı ile güçlendirilmiş ve gerilme şekil değiştirme özelliklerindeki değişim gözlenmiştir.

Deneysel ve teorik olmak üzere geotekstil donatı ile güçlendirilmiş zeminler üzerinde birçok araştırma yapılmıştır. Geçirimli ve geçirimsiz olmak üzere iki farklı donatı kullanılarak kil zemini güçlendirme üzerine bir çalışma yapmıştır [2]. Ingold ve Miller, drenajsız koşullarda, geçirimsiz donatı ile hazırlanan örneklerin donatısız örneklere kıyasla dayanımlarında baskın bir azalma gözlemlendiğini bildirmişlerdir. Geçirimli donatı ile güçlendirilmiş kil örneklerinin dayanımında ise belirgin bir artış bulmuşlardır. Literatürde araştırmacılar geçirimli plastik diskler ile güçlendirilmiş kaolin kilinin dayanım parametrelerini de ayrıca drenajlı üç eksenli deneyler yardımıyla belirlemişlerdir [3]. Çalışmalarında, donatılı zeminlerin kayma dayanımlarında ve sekant deformasyon modüllerinde, donatı tabakaları arasındaki mesafenin azalması ile bir artış görüldüğünü belirtmişlerdir. Krishnaswamy ve Srinivasula, siltli killer üzerinde yaptıkları üç eksenli deneyler ile geotekstil donatılar arasındaki mesafenin etkisini ve optimum su içeriğinin kuru ve ıslak tarafındaki su içeriğinin etkisini araştırmışlardır [4].

Fabian ve Faurie, permeabilitenin farklı değerleri ile materyallerle güçlendirilmiş killerin üzerinde yapılan konsolide olmayan-drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneyi yürüterek güçlendirilmiş killerin mukavemetinin drenajsız takviye materyallerle geçirgenliğinin etkilerini tanımlamıştır [5].

Lafleur ve diğ., son derece plastik kohezyonlu zeminlerin değerlendirilmesinde bir seri direkt kesme deneyi kullanarak ve örgülü ve örgüsüz geotekstiller altındaki killerin davranışlarını karşılaştırmıştır [6].

Srivastava ve diğ., serbest ve üç eksenli basınç deneylerini kullanılarak geotekstil donatılı siltli zeminlerin davranışı üzerine çalışmıştır [7]. Sıkıştırma basınç analizi ile güçlendirici tabakaların sayısı ve numunenin çap-yükseklik oranı ölçülmüştür.

Indraratna ve diğ., örgülü ve örgüsüz olmak üzere iki çeşit geotekstil ile donatılan denizel çökeltilerin kompaksiyon, dayanım ve konsolidasyon özelliklerini incelemiştir [8]. Ling ve Tatsuoka, tarafından yarı doygun siltli killerin güçlendirilmesi için örgüsüz geotekstillerin kullanımı düzlem gerilme cihazı ile hesaplanmıştır [9]. Zornberg ve Mitchell, güçlendirilmiş kohezyonlu zeminlerin davranışını deneysel ve analitik çalışmalar ile yorumlamıştır [10].

Unnikrishnan ve diğ., statik ve dinamik yükleme koşulları altında geotekstil donatılı killerin dayanım özelliklerini üç eksenli deneyler ile incelemiştir [11].

Laman ve diğ., geogrid donatılı kum şeve oturan şerit temeller üzerinde yapılan deneyler sonucunda zeminin taşıma gücünün, uygun donatı yerleşimine bağlı olarak, donatısız duruma göre arttığını bildirmişlerdir [12]. Yapılan çalışmalar sonucunda geotekstil ve geogrid donatılı şevli zeminlerin projelendirme yöntemlerini açıklamışlardır.

Taşıma gücü yüksek olmayan zeminlerde temellendirme yapılırken mutlaka güçlendirme yöntemleri uygulanmaktadır. Kullanılan çeşitli yöntemler arasında zemini geosentetikler ile donatılma yöntemi hem ekonomik hem de uygulama açısından en makul olanıdır [13].

Köprü yaklaşım dolgularında geotekstil donatılı zemin kullanımı özellikle son yıllarda tercih edilmektedir. Bu şekilde, oluşacak farklı oturmaların önüne geçilmekte ve birçok köprüde görülen ve trafik için problemlili olabilecek tümsekler ile şişmeler engellenebilmektedir.

Noorzad ve Mirmoradi, geotekstil donatı içeren killer üzerinde kapsamlı bir araştırma yapmıştır [14]. Farklı geçirimsizlik özelliklerine sahip geotekstillerin, su içeriğinin, geotekstil donatı sayısının ve plastisitenin donatılı kilin dayanım parametrelerine etkisini üç eksenli ve serbest basınç deneyi ile incelemişlerdir.

2. MALZEME VE YÖNTEM

Geotekstil donatı kullanılarak güçlendirilen kohezyonlu zeminlerin davranışlarını incelemek amacıyla 3'er adet örnekten oluşan bir seri deney seti hazırlanmış ve örnekler serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur. Örnek hazırlama aşamasının ve deney yöntemlerinin standart hale getirilmesi ile deney sonuçlarının tekrarlanabilir olması amaçlanmıştır. Deneysel çalışmada düşük plastisite özelliğine sahip kil; optimum su içeriği ve optimum su içeriğinin +% 3, ± % 2 ve ± % 4'ü olmak üzere 6 farklı su içeriğinde değişen sayılarda donatılar ile güçlendirilerek hazırlanmıştır.

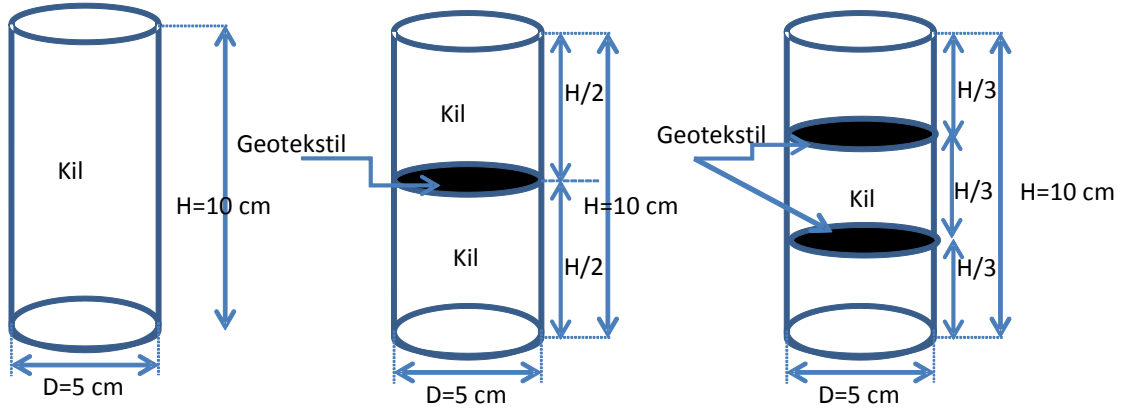
2.1. Deneyde Kullanılan Malzeme Özellikleri

Deneylerde Manisa Demirci'den yöresinden elde edilen kil kullanılmıştır. Malzeme üzerinde yapılan fiziksel deneyler ve kompaksiyon özellikleri Tablo 1'de sunulmuştur. Malzeme için yapılan fiziksel ve kompaksiyon deneyleri ASTM Standartlarına uygun olarak yapılmıştır. Deneylerde kullanılan kil farklı su muhtevalarında hazırlanmıştır. Geotekstiller

5 cm çapında dairesel olarak kesilerek numunenin ortasına ve üçte birlik kısmına gelecek şekilde yerleştirilmiştir (Şekil 1).

Tablo 1. Deneyde Kullanılan Kile Ait Bazı Özellikler

Zemin Sınıflandırılması (USCS)	CL
No 200 Geçen %	90
Likit Limit, (%)	48
Plastik Limit, (%)	27
Plastisite İndisi, (%)	21
Tane özgül yoğunluğu, G_s	2.63
Maksimum kuru birim hacim ağırlık (kN/m^3)	14.5
Optimum Su Muhtevası (%)	24.5



Şekil 1. Geotekstil Yerleşim Planı

2.2. Deney Programı

Donatısız ve donatılı kil zeminler üzerinde farklı zemin parametrelerinin etkisinin araştırılması amacıyla bir seri serbest basınç deneyi yapılmıştır. Deneyler boyunca tüm parametrelerin doğruluğunu kanıtlamak için en az üçer adet deney yapılmıştır. Tüm deney örnekleri 50 mm çapında ve 100 mm yüksekliğindedir (Şekil 1). Numune hazırlama yöntemi ve deney prosedürü test sonuçlarında tekrarlanabilirliğe ulaşmak için standardize edilmiştir. Zemin tabakalarının sıkıştırılması için Unnikrishnan ve diğ., tarafından önerilen standart kompaksiyon tekniği uygulanmıştır [11]. Deneylerde;

- 2 adet örgüsüz ve örgülü geotekstil türü,
- 4 farklı geotekstil yerleşim planı,
- Üç farklı yükleme hızı (0.1 mm/dk, 1 mm/dk ve 5 mm/dk),
- Altı farklı su muhtevası değerinde, bunlardan ilki optimum su muhtevasında diğer ikisi ise optimum su muhtevasının -2 ve -4 değerleri ile yine optimum su muhtevasının +2, +3 ve +4 değerleridir.

Deneylerde 2 tür örgülü (G1 ve G2) ile 2 tür de örgüsüz (G3 ve G4) olmak üzere 4 tür geotekstil kullanılmıştır. Geotekstillere ait bazı özellikler Tablo 2 ve 3'de gösterilmiştir.

Tablo 2: Deneyleerde Kullanılan Örgüsüz Geotekstillere Ait Fiziksel Özellikler

Geotekstil	Hammadde	Birim Alan Ağırlığı (g/m ²)	Kalınlık (mm)	Çekme Mukavemeti (N/m)	Kopma Uzaması (%)		Görünür göz açıklığı (mm)
					Boy	En	
İzoteknik 1000-G1	Polyester	100	1	2500	80	80	0.17
İzoteknik 2500-G2	Polyester	250	2.50	8000	50	80	--

Tablo 3: Deneyleerde Kullanılan Örgülü Geotekstillere Ait Fiziksel Özellikler

Geotekstil	Statik Delinme Dayanımı (kN)	Dinamik Delinme Miktarı (Koni Düşmesi, mm)	Çekme Dayanımı (kN/m)	Kopma Uzaması (%)		Görünür göz açıklığı (mm)
				Boy	En	
SUNJUT/ PP/80/80-G3	9.98	7.50	80	19	15	0.12
SUNJUT/ PP/60/60-G4	8	10	60	17	13	0.18

3.DENEYSSEL ÇALIŞMA

Killerin kayma mukavemetinin arazide oluşacak koşullar altında geçerli olacak şekilde saptanması kumlara göre daha karmaşık bir durumdur. Arazideki bir kil tabakasının suya doygunluk derecesi, başlangıç gerilme durumu ile kayma gerilmelerinin oluşması sırasında geçerli yükleme ve drenaj koşulları, zeminin gerilme şekil değiştirme özelliklerini büyük ölçüde etkilemektedir. Killerin davranışı incelenirken, bu faktörlerin göz önüne alınması gerekmektedir. Çalışma kapsamında, düşük plastisite özelliğine sahip kil örnekleri % 20.5, % 22.5, % 24.5, % 26.5, %27.5 ve %28.5 su içeriklerinde hazırlanmıştır. Su içeriklerinin seçiminde arazide oluşabilecek farklılıkları yansıtmak için optimum su içeriğinden \pm % 2, 3 ve 4 kadar bir fark dikkate alınmıştır. Örnekler, donatısız, 1, 2, 3 ve 4 geotekstil tabakalı olarak serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur. Serbest basınç deneyleri ASTM D2166 standartlarına uygun olarak yapılmıştır. TS 1900 ve ASTM D2166 standartlarına göre serbest basınç deneylerinde yükleme hızının 0.5 mm/dk ile 2 mm/dk arasında olması gerektiği belirtilmiştir. Çalışmada donatılı ve donatısız killer üzerinde yükleme hızının etkisini araştırmak amacı ile 0.1 mm/dk; 1 mm/dk ve 5 mm/dk yükleme hızlarında deneyler yapılmıştır.

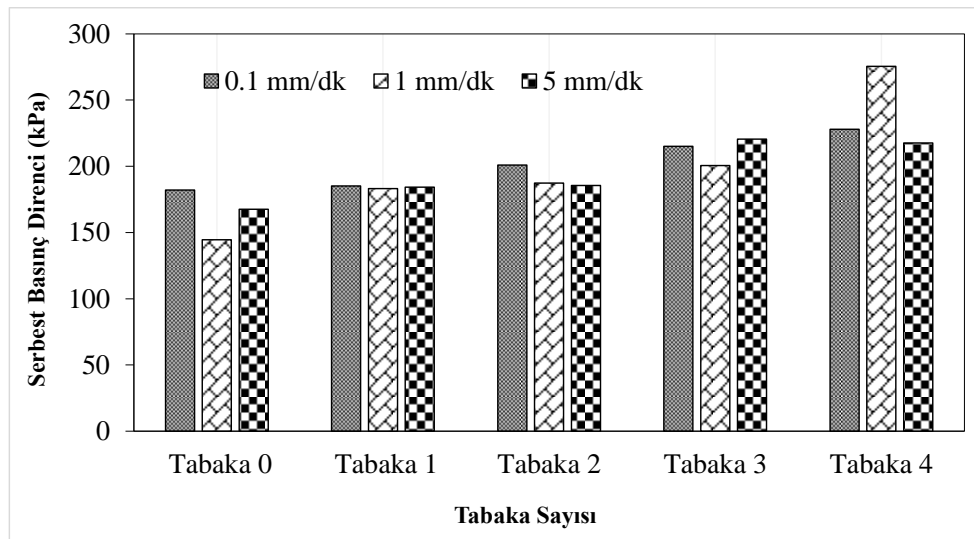
3.1. Serbest Basınç Direnci Tabaka Sayısı İlişkisi

Serbest basınç dayanımı artan geotekstil tabakası sayısına bağlı olarak G1 türü geotekstil kullanılarak yapılan donatılı zemin için artma eğilimi göstermiştir (Tablo 4). Farklı yükleme

hızları için (0.1, 1 ve 5 mm/dk) Şekil 2’de kilin geotekstil sayısına bağlı olarak serbest basınç dayanımlarındaki değişim görülmektedir. Optimum su içeriğine ($w_{opt} = \% 24.5$) sahip örneklerde en büyük serbest basınç dayanımı 4 tabaka geotekstil kullanılan kil örneklerde elde edilmiştir. Dayanım artışı sadece geotekstilin varlığı ile artmamaktadır. Buna ek olarak, bu çalışmada firma kataloğunda sunulan seçenekler arasından belirlenen örgüsüz geotekstilin geçirimsizliğinin de yüksek olmasına dikkat edilmiştir. Serbest basınç deneyi drenajsız şartlarda gerçekleştirildiğinden kullanılan geotekstilin geçirimsizliğinin de fazla olması dayanımı arttırmaktadır.

Tablo 4: G1 Türü Geotekstil İçin Yükleme Hızına Bağlı Serbest Basınç Mukavemeti Tabaka Sayısı İlişkisi

Geotekstil türü	Tabaka sayısı	Serbest Basınç Mukavemeti (qu,kPa)(0.1 mm/dk)	Serbest Basınç Mukavemeti (qu,kPa) (1 mm/dk)	Serbest Basınç Mukavemeti (qu,kPa) (5 mm/dk)
G1	Tabaka 0	182.02	144.57	167.51
G1	Tabaka 1	185.20	183.16	184.33
G1	Tabaka 2	201.01	187.25	185.46
G1	Tabaka 3	215.13	200.56	220.60
G1	Tabaka 4	228.03	275.39	217.66



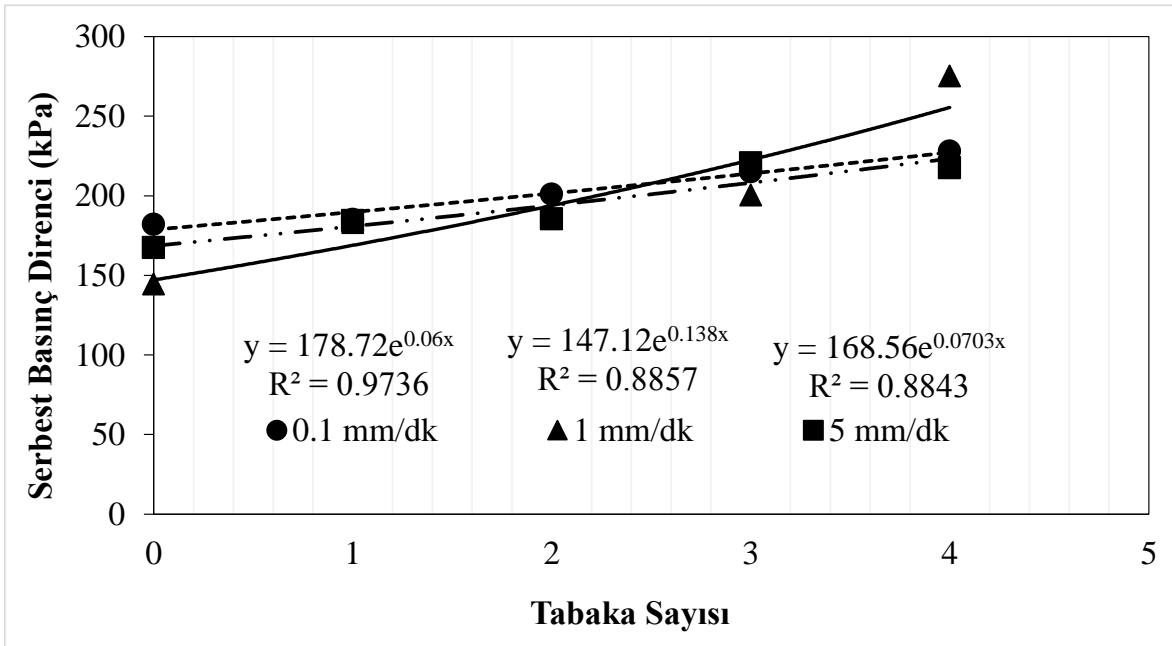
Şekil 2. Üç Farklı Yükleme Hızı için Tabaka Sayısı Etkisi

Geotekstil içeren kil zeminlerde serbest basınç direnci ile tabaka sayısı arasındaki ilişki araştırılmıştır. Bu amaçla G1 türü geotekstil kullanılarak oluşturulan, donatılı zemin için 0.1 mm/dk, 1 mm/dk ve 5 mm/dk yükleme hızlarında, tabakasız zeminden dört tabaka sayısına kadar serbest basınç direncinin değişimi Şekil 3’de gösterilmiştir. Regrasyon analizi sonucunda serbest basınç direnci ile tabaka sayısı arasında üstel fonksiyon olarak,

$$q_u = A e^{Bx} \quad (1)$$

denklemleri elde edilmiştir. Bu denklemlerde A ve B katsayıları, üç farklı yükleme hızı için elde edilmiştir. Bu denklemlerdeki x değeri tabaka sayısını ifade etmektedir. Ayrıca bu denklemlerde determinasyon katsayısı (R^2) değeri 0.88 ve üstü olarak elde edilmiştir.

Şekil 3’de serbest basınç direnci ile tabaka sayısı arasındaki ilişki 0.1, 1 ve 5 mm/dk yükleme hızlarında yapılan deneylerden G1 türü geotekstil donatılı zemin için elde edilen bağıntılar sunulmuştur. Regrasyon analizi sonucunda elde edilen ilişkilerden yükleme hızı 0.1 mm/dk için $q_u = 178.72e^{0.06x}$, yükleme hızı 1 mm/dk için $q_u = 147.12e^{0.138x}$, ve 5 mm/dk yükleme hızı için ise $q_u = 168.56e^{0.07x}$, olarak elde edilir (Şekil 3). Bağıntılardan elde edilen determinasyon katsayıları (R^2) üç farklı yükleme hızı için sırasıyla 0.97, 0.88 ve 0.88 dir. Türetilen üstel fonksiyon, geotekstil donatılı killerin serbest basınç dayanımı için mühendislik uygulamalarında kullanılabilir.



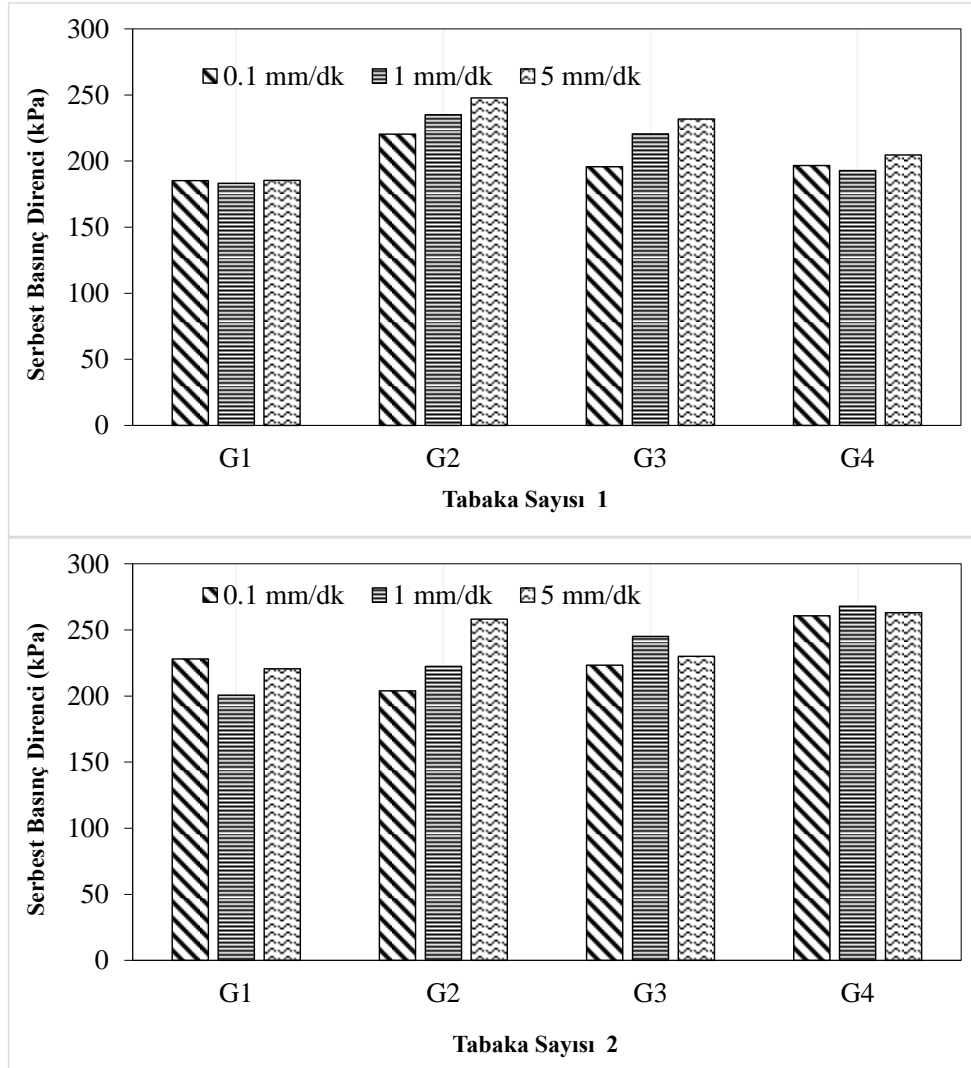
Şekil 3. Tabaka Sayısı Etkisi için Korelasyon Analizi Sonuçları

3.2. Serbest Basınç Direnci Geotekstil Türü İlişkisi

Geotekstil donatı içeren kil zeminlerde geotekstil türü ile serbest basınç dayanımı ilişkisi de ayrıca incelenmiştir (Tablo 5). Optimum su içeriğinde yapılan deneylerde 2 adet örgülü ve 2 adet örgüsüz geotekstil kullanılmıştır. Kullanılan geotekstiller ilk olarak tek tabakalı daha sonra ise iki tabakalı olarak yerleştirilmiş ve üç farklı yükleme hızları için serbest basınç mukavemeti değerleri elde edilmiştir (Şekil 4). Tek tabaka kullanılarak yapılan deneylerden elde edilen sonuçlara göre serbest basınç direnci değeri en düşük olarak G1 türü geotekstil 1 mm/dk yükleme hızı ile 183 kPa ve en yüksek değeri ise G2 türü geotekstil 5 mm/dk yükleme hızı ile 247 kPa olarak elde edilmiştir. Tabaka sayısı 2 katına çıktığında, yine serbest basınç direnci değeri en düşük olarak G1 türü geotekstil 1 mm/dk yükleme hızı ile 200 kPa, en yüksek değeri ise G4 türü geotekstil 1 mm/dk yükleme hızı ile 268 kPa olarak elde edilmiştir.

Tablo 5: Tek ve İki Tabaka İçin, Yükleme Hızına Bağlı Serbest Basınç Mukavemeti Geotekstil Türü İlişkisi

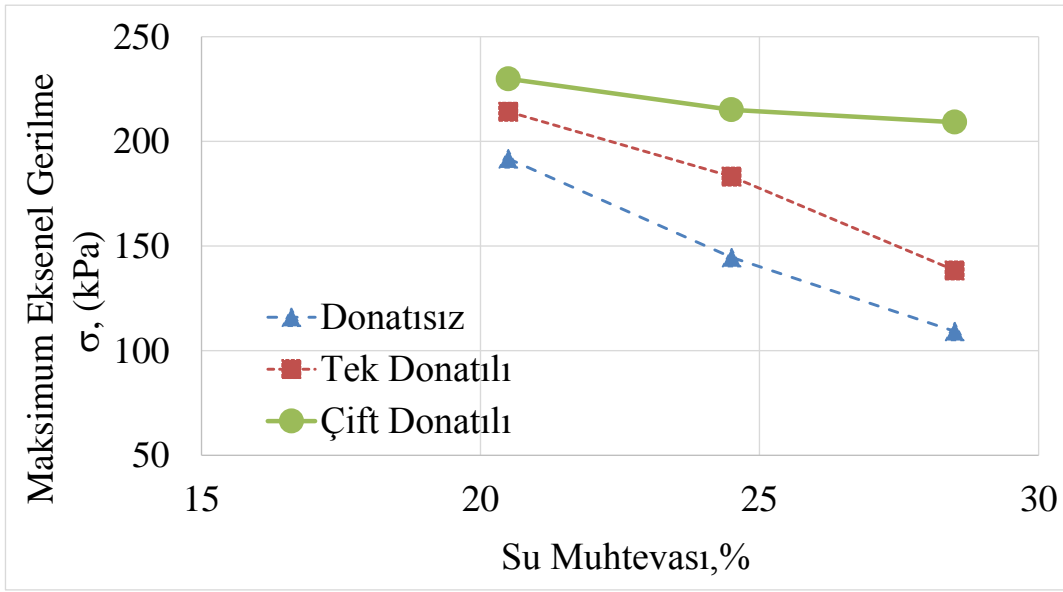
Tabaka Sayısı	Geotekstil Türü	Serbest Basınç Mukavemeti (qu,kPa)(0.1 mm/dk)	Serbest Basınç Mukavemeti (qu,kPa) (1 mm/dk)	Serbest Basınç Mukavemeti (qu,kPa) (5 mm/dk)
1	G1	185.20	183.16	185.46
1	G2	220.44	235.15	247.70
1	G3	195.74	220.63	231.75
1	G4	196.62	192.73	204.51
2	G1	228.03	200.56	220.60
2	G2	203.89	222.50	258.19
2	G3	223.36	245.01	230.09
2	G4	260.73	267.97	262.97



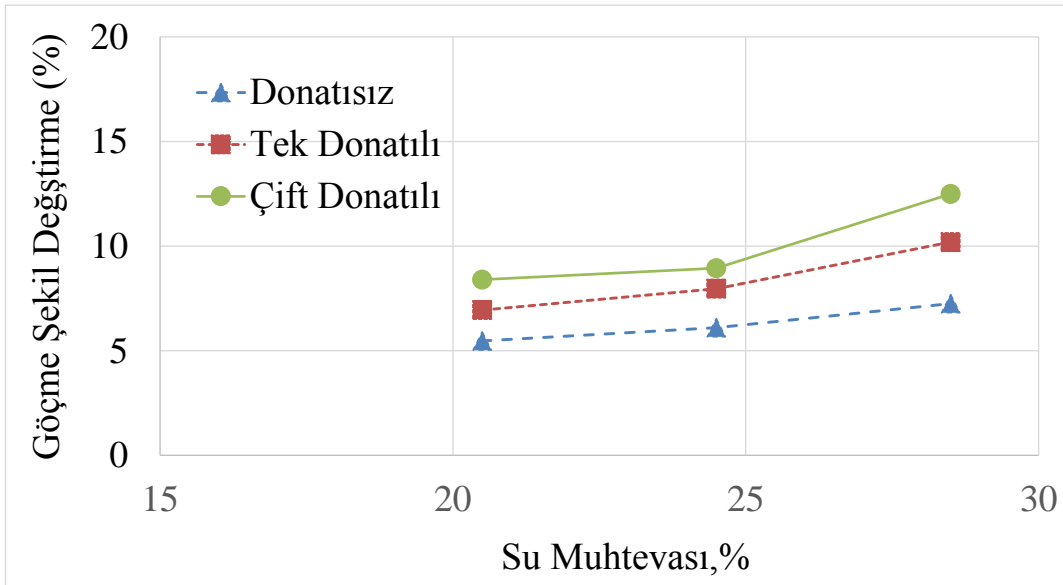
Şekil 4. Üç Farklı Yükleme Hızı için Geotekstil Türünün Tabaka Sayısına Bağlı Değişimi

3.3. Su Muhtevası Etkisi

Geotekstil donatılı zeminlerin davranışında, su muhtevasının etkisi Şekil 5 ve 6'da gösterilmiştir. Su muhtevası arttığında, maksimum aksenal gerilme değerinin azaldığı ve göçme anındaki aksenal şekil değiştirmenin arttığı gözlemlenmiştir. Bu olgu kohezyonlu zeminlerin yapıları ile açıklanabilir. Sıkıştırılmış zeminler mikro seviyede incelendiğinde, optimum su muhtevasının kuru tarafındayken yumaklaşma şeklinde bir yapısal diziliş gösterirler. Optimum su muhtevasının ıslak tarafında ise yapısal dizilişleri dağınıktır. Sıkıştırılmış örneklerin optimum kuru tarafında, ıslak tarafına göre daha rijit ve güçlüdürler. Bu davranıştaki değişim bu çalışmadaki sonuçlarda açık bir biçimde görülmektedir. Şekil 5 ve 6'da gösterildiği üzere donatılı zeminde artan su muhtevası değerlerine karşılık, daha düşük maksimum aksenal gerilme dayanımı ve daha büyük göçme şekil değiştirme elde edilmiştir.



Şekil 5. Üç Farklı Tabaka için Maksimum Aksenal Gerilme Su Muhtevası Değişimi



Şekil 6. Üç Farklı Tabaka için Göçme Şekil Değişirme Su Muhtevası Değişimi

4.SONUÇLAR

Deney programında detayları verilmiş olan şartlara uygun olarak kil örneği üzerinde serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçlarının değerlendirilmesi ile aşağıdaki yargılara ulaşılmıştır:

- Geotekstil donatılı zeminin pik serbest basınç dayanımının ve eksenel deformasyon değerlerinin artmasına sebep olmaktadır. Bu sebeple, donatı adedi arttıkça zemin gerilmeler altında daha sünek davranmaktadır.
- Geotekstil tabaka sayısının artması ile zeminin dayanımı artmaktadır.
- Donatılı zeminlere farklı yükleme hızları için, tabaka sayısı ile serbest basınç direnci arasında üstel bir fonksiyon elde edilmiştir. Bu bağıntıda determinasyon katsayısı en az ($R^2 > 0.88$) olarak elde edilmiştir.
- Donatılı zeminde artan su muhtevası değerlerine karşılık, daha düşük maksimum eksenel gerilme dayanımı ve daha büyük göçme şekil değiştirme elde edilmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Koerner, R.M., (1989). "Designing with Geosynthetics", Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- [2] Ingold, T.S., Miller, K.S., "The performance of impermeable and permeable reinforcement in clay subject to undrained loading", Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol.15, pp. 201–208, 1982.
- [3] Ingold, T.S., Miller, K.S., "Drained axi-symmetric loading of reinforced clay", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol.109, No.7, pp.883–898,1983.
- [4] Krishnaswamy, N.R., Srinivasula Reddy, "Behavior of reinforced earth under triaxial compression", In: Proceeding of the First Indian Geotextiles Conference on Reinforced Soil and Geotextiles, (1988).
- [5] Fabian, K.J., Fourie, A.B., "Performance of geotextile reinforced clay samples in undrained triaxial test." Geotextiles and Geomembranes 4 (1), pp. 53–63,1986.
- [6] Lafleur, J. and Lefebvre, G.,. Field permeability of the weathered Champlain clay. Canadian Geotechnical Journal, 24: pp.581-589, 1987.
- [7] Srivastava, R.K., Jalota, A.V., Pankaj Kumar, Strength and deformation behaviour of geotextile reinforced alluvial silt, 1988. In: Proceeding of the First Indian Geotextiles Conference on Reinforced Soil and Geotextiles.
- [8] Indraratna, B., Satkunaseelan, K. S., Rasul, M. G., "Laboratory properties of a soft marine clay reinforced with woven and nonwoven geotextiles", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 14, No. 3, pp. 288-295, 1991.
- [9] Ling, H.I. and Tatsuoka, F., "Performance of anisotropic geosynthetic-reinforced cohesive soil mass", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.120, No.7, pp.1166-1184, 1994.

- [10] Zornberg, J.G. and Mitchell, J.K., “Reinforced Soil Structures with Poorly Draining Backfills. Part I: Reinforcement Interactions and Functions”, *Geosynthetics International*, Vol. 1, No. 2, pp. 103-148, 1994.
- [11] Unnikrishnan, N., Rajagopal, K., Krishnaswamy, N.R., “Behavior of reinforced clay under monotonic and cyclic loading”. *Geotextiles and Geomembranes* 20,117–133, 2002.
- [12] Laman, M., Yıldız, L., Keskin, M.S. ve Uncuoğlu, E., "Donatılı kum şeve oturan şerit temel in deneysel olarak incelenmesi". *Teknik Dergi*, 18 (3), 4197-4217.
- [13] Qiming Chen, Murad Abu-Farsakh, Radhey Sharma, Xiong Zhang “Laboratory Investigation of Behavior of Foundations on Geosynthetic-Reinforced Clayey Soil” pp. 28-38, 2007.
- [14] Noorzad, R., Mirmoradi, S.H., “Laboratory evaluation of the behavior of a geotextile reinforced clay”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.28, No.4, pp. 386-392, 2010.

YÜZER TIP TAŞ KOLONLARDA OTURMA AZALTIM ORANI ÜZERİNE DENEYSEL BİR ÇALIŞMA

AN EXPERIMENTAL STUDY ON SETTLEMENT REDUCTION RATIO OF FLOATING STONE COLUMNS

Zeynep ÇEKİNMEZ¹

Orhan EROL²

ABSTRACT

In this study, series of laboratory tests were carried out in order to observe the effect of undrained shear strength of soil on settlement reduction factor in group of stone columns. During loading phase, stress carried by stone columns were measured by using miniature soil pressure transducers. Relationship between different lengths of floating and end-bearing stone columns in group pattern and undrained shear strength was investigated. It was obtained that settlement reduction by means of group of stone columns depends on the level of applied foundation pressure and the reduction is more pronounced in soils with small undrained shear strength. Moreover, as undrained shear strength of soil increases the settlement reduction ratio takes a constant value independent from the level of applied foundation pressure. Regardless of the undrained shear strength of soil, length of stone column has a great influence on the settlement reduction ratio and longer stone columns lead to higher settlement reduction.

Keywords: Stone column, settlement reduction ratio, floating columns, end-bearing columns, group effect.

ÖZET

Bu çalışmada, grup taş kolonlarda drenajsız kayma dayanımının oturma azaltım oranı üzerindeki etkilerini incelemek amacıyla laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Deneylerde, değişik basınçlar altında taş kolonlar tarafından taşınan gerilmeler özel minyatür basınç hücreleri ile ölçülmüştür. Farklı boylardaki yüzer tip ve uç tipi grup taş kolonlarda değişik temel yükleri altında ölçülen oturmalarından hesaplanan oturma azaltım oranları ile drenajsız kayma dayanımı arasındaki ilişki incelenmiştir. Düşük drenajsız kayma dayanımındaki zeminlerde oturma azaltımının daha etkili olduğu ve temel gerilme mertebesine bağlı olarak değişkenlik gösterdiği, drenajsız kayma dayanımı arttıkça temel gerilmesinden bağımsız olarak oturma azaltım oranının sabit bir değer aldığı gözlemlenmiştir. Öte yandan, zemin dayanımından bağımsız olarak taş kolon boyunun uzamasının oturma azaltım oranlarını önemli ölçüde etkilediği ve daha uzun taş kolonların oturmaları daha çok azalttığı sonucuna varılmıştır.

Anahtar kelimeler: Taş kolon, oturma azaltım oranı, yüzer tip kolonlar, uç tipi kolonlar, grup etkisi.

¹ Dr., Yüksel Proje Uluslararası A.Ş., zcekinmez@gmail.com

² Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, orer@metu.edu.tr

1. GİRİŞ

Taş kolonlar sıkışabilir kil zemin içerisine yerleştirilmiş rijit granüler kolonlar olup bu uygulamada genel anlamda oturmalara azaltılması ve kayma dayanımının artırılması amaçlanmaktadır. Doğal zemin ile taş kolonlarla iyileştirilmiş kompozit zeminin oturmaları arasındaki oran “oturma iyileşme oranı” olarak tanımlanmaktadır [1]. Bu oran sıfır ila 1.0 arasında değişmekte ve zemin içerisine yerleştirilen kolon alanı arttıkça, diğer bir deyişle alan yer değiştirme oranı büyüdükçe azalmaktadır.

Taş kolonlarla iyileştirilmiş zeminlerin davranışı üzerine yapılan araştırmalar ve geliştirilen tasarım yöntemleri çoğunlukla kolon boylarının sıkışabilir zemin kalınlığına eşit olduğu uç tipi kolonları kapsamaktadır [2, 3]. Sıkışabilir kil kalınlığının fazla olduğu durumlarda uygulanan yüzer taş kolonların davranışı ve tasarım kriterleri ile ilgili literatürde ancak sınırlı sayıda araştırmaya rastlanılmaktadır [2, 3, 4].

Bu çalışmada sıkışabilir kilin tamamının iyileştirildiği uç tipi kolonlar ile kil kalınlığından daha kısa boylarda teşkil edilmiş yüzer kolonların oturmaları ve oturma iyileşme oranlarını deneysel olarak belirlemeye yönelik bir deneysel çalışmanın bulguları sunulmaktadır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Bu çalışmada [5], 41 cm çapında ve 38 cm yüksekliğindeki çelik tanklarda konsolide olmuş homojen kaolin tipi orta plastisiteli yumuşak killi silt birimi içerisinde %16.6'lık iyileştirme alan oranını sağlayacak şekilde eşkenar üçgen düzeninde herbiri 3 cm çapında merkezden merkeze 7 cm mesafeli 31 adet taş kolon yer değiştirme yöntemi ile %80 relatif sıkılık oranında imal edilmiştir (Şekil 1). Deney, tank alanının tamamında uygulanan konsolidasyon yükünü takip eden 25 kN/m² katlarındaki yükler (50, 75, 100, 125 ve 150 kN/m²) altında konsolidasyon tamamlanana kadar sürdürülmüş, konsolidasyon tamamlandıktan sonra bir sonraki yük kademesine geçilmiştir. Deney süresince, farklı noktalardan oturma değerleri potansiyometrik cetveller ve analog oturma ölçer saatler ile dijital olarak 1 dk'lık aralıklarla ölçülmüştür. Yüzey yükleri hava basınçlı krikolarla verilmiş ve basınç regülatörler aracılığı ile yük kademesi boyunca sabit tutulmuştur. Alınan bütün ölçümler, 8 kanallı data toplama sistemi aracılığı ile kaydedilmiştir.

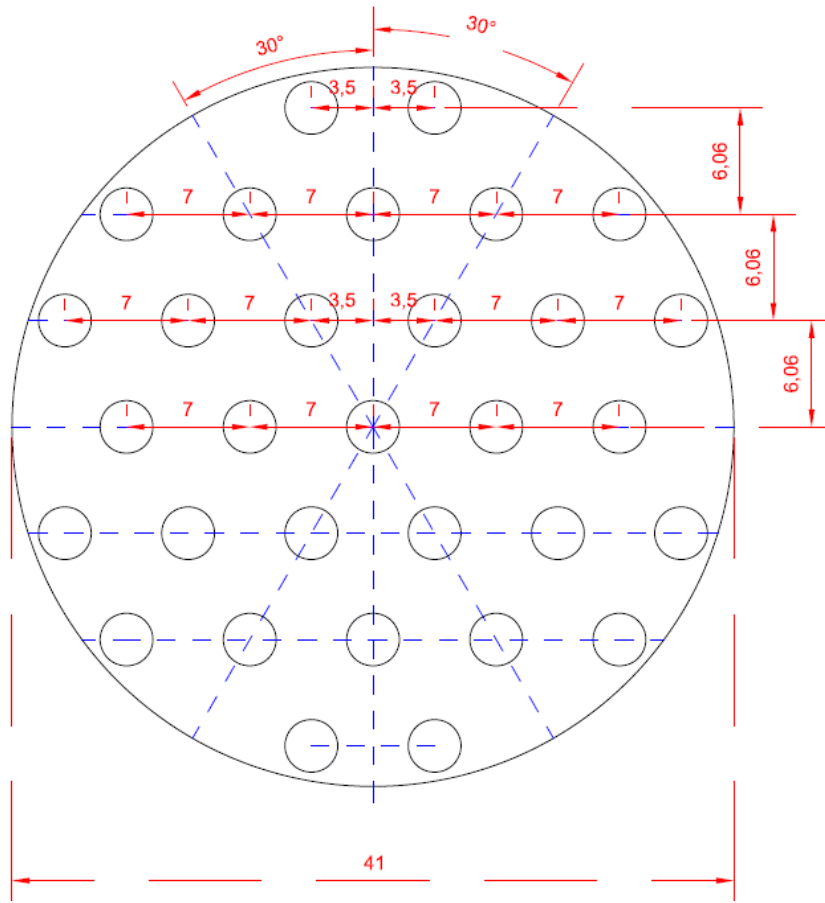
Deneysel olarak kullanılan taş kolon malzemesi olan bazalt kırma taşı ile kaolin tipi killi siltin malzeme özellikleri Tablo 1'de verilmiştir. Deney düzeneği Şekil 2'de gösterilmektedir.

Zemin örneklerinin hazırlanması: Kuru haldeki kaolin büyük öğütücülerde öğütülerek, likit limit kıvamına %45 su içeriği sağlanacak miktarda su ile büyük mikserlerde karıştırılmıştır. Hazırlanan bulamaç, poşetler içerisinde homojenliği sağlamak amacıyla nem odasında en az 4 gün bekletilmiştir. Nem odasından alınan kaolin bulamacı, kademeli olarak aralarda hava boşluğu kalmayacak şekilde sıkıştırılarak tankın içerisine doldurulmuştur. Tankın üzerine yerleştirilen hava basınçlı krikolarla kademeli olarak yük artırılmış ve konsolidasyon basıncı (σ_{kons}) altında, oturma ölçerler ile gözlemlenerek minimum %95 konsolidasyon tamamlanana kadar bekletilmiştir.

Tankın içerisindeki konsolide olmuş zemin 30 cm kalınlığı ($H = 30$ cm) sağlayana kadar düzleştirilmiştir. Konsolidasyon sonundaki drenajsız kayma dayanımının ölçümü için kanatlı kesme (veyn) deneyi 3 farklı noktada gerçekleştirilmiş, su içeriği için numune alınmıştır. Taş kolonlar için, Şekil 1'deki düzeni sağlayacak şekilde özel olarak yaptırılmış şablon aracılığı ile 3 cm çapında burgu tipi el matkabı ile delikler açılmıştır. Açılan deliklere, 3 cm kademelerde %80 relatif sıkılığı sağlayacak miktardaki bazalt kırma taş boşaltılarak,

üzerinde milimetrik cetvelin yer aldığı özel sıkıştırma aletiyle 3 cm'lik boyu sağlayacak kadar sıkıştırılmıştır.

Daha sonra tankın yüzeyinin tamamına etkiyen konsolidasyon basıncına eşit temel basıncı (σ_f) uygulanmış ve ölçümler başlatılmıştır. Yük daha sonrasında kademeli olarak 25 kN/m² katlarında ($\sigma_f = 50, 75, 100, 125$ ve 150 kN/m²) konsolidasyon tamamlanana kadar tutulmuş, konsolidasyon tamamlandıktan sonra bir sonraki yük kademesine geçilmiştir. Deney tamamlandıktan sonra, son yük altındaki ($\sigma_f = 150$ kN/m²) drenajsız kayma dayanımının ölçümü için konsolide olmuş iyileştirilmiş zeminde farklı noktalarda kanatlı kesme (veyn) deneyi yapılmıştır. Ayrıca tanktan örselenmemiş numune alınarak üç eksenli konsolidasyonsuz drenajsız deney yapılmış ve drenajsız kayma dayanımı ölçülmüştür. Tankın farklı derinliklerinden ve lokasyonlarından su içeriği örnekleri alınmıştır.



Şekil 1. Grup Taş Kolon Düzeni (Bütün birimler cm'dir)

Tablo 1. Deneylerde Kullanılan Malzemelerin Fiziksel, Sıkıştırılabilirlik ve Dayanım Parametreleri

<i>Parametre</i>	<i>Bazalt Kıрма Taşı</i>	<i>Parametre</i>	<i>Kaolin Tipi Killi Silt</i>
Dane Büyüklüğü Aralığı (mm)	1.00 – 3.36	%Silt Oranı	70
Minimum boşluk oranı, e_{min}	0.751	%Kil Oranı	30
Maksimum boşluk oranı, e_{max}	1.177	Likit Limit, LL	46
Minimum kuru yoğunluk, ρ_{dmin} (gr/cm ³)	1.20	Plastik Limit, PL	34
Maksimum kuru yoğunluk, ρ_{dmax} (gr/cm ³)	1.49	Özgül ağırlık, G_s	2.611
Özgül ağırlık, G_s	2.616	Sıkışma indisi, C_c	0.156
Efektif Kohezyon, c' (kN/m ²)	0	Yeniden Sıkışma indisi, C_r	0.034
Efektif İçsel Sürtünme Açısı, ϕ' (°)	48.7	Efektif Kohezyon, c' (kN/m ²)	5.5
Ortalama Üç Eksenli Normalize %50 Sekant Modülü $E'_{50}/\sqrt{\sigma'_3}$	2280	Efektif İçsel Sürtünme Açısı, ϕ' (°)	26.5



Şekil 2. Deney Düzenegi

Deneyle, iki farklı drenajsız kayma dayanımı (c_u) için yapılmıştır: $c_u = 20$ kN/m² (Grup 1) ve $c_u = 30$ kN/m² (Grup 2). Yapılan grup deneyleri, konsolidasyon basıncı (σ_{kons}), konsolidasyon sonunda ölçülen su içeriği (w) ve drenajsız kayma dayanımı (c_u) değerleri ile Tablo 2’de özetlenmiştir.

Tablo 2. Grup Deneyleri

<i>Deneyin Adı</i>	σ_{kons} (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)	w (%)
Grup1	35	18	39
Grup2	65	30	38

Her iki grupta üç değişik kolon boyu davranışı çalışılmıştır: i) kil kalınlığı $H = 30$ cm, kolon boyu $L = 30$ cm, $L/H = 1.0$, uç tipi kolonlar; ii) kil kalınlığı $H = 30$ cm, kolon boyu $L = 21$ cm, $L/H = 0.7$, yüzer tip kolonlar; ve iii) kil kalınlığı $H = 30$ cm, kolon boyu $L = 12$ cm, $L/H = 0.4$, yüzer tip kolonlar. Bu deneyler kil katmanının tamamının, %70’inin ve %40’inin iyileştirildiği durumlara karşıt gelmektedir. Ayrıca iyileştirilmemiş zemin davranışı kolon uygulanmayan ve farklı drenajsız kayma dayanımına sahip ($c_u = 20$ kN/m² ve 30 kN/m²) örnekler üzerinde belirlenmiştir.

3. DENEY SONUÇLARI

Deneylelerin sonunda, son yük olan $\sigma_f = 150$ kN/m² altındaki konsolidasyon tamamlandıktan sonra elde edilen ortalama drenajsız kayma dayanımları (c_{uf}) ve su içerikleri (w_f) Tablo 3’te özetlenmiştir.

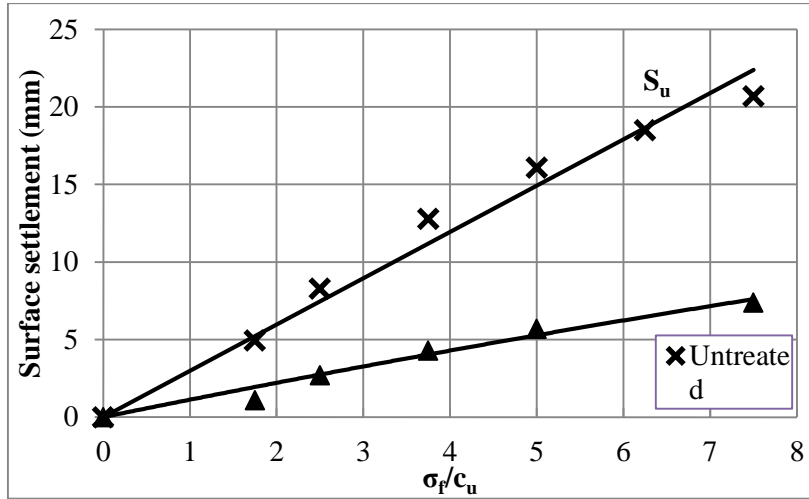
Tablo 3. Deney Sonundaki Drenajsız Kayma Dayanımları (c_{uf}) ve Su İçerikleri (w_f)

<i>Deneyin Adı</i>	c_{uf} (kN/m ²)	w_f (%)
Grup1	42	36
Grup2	54	33

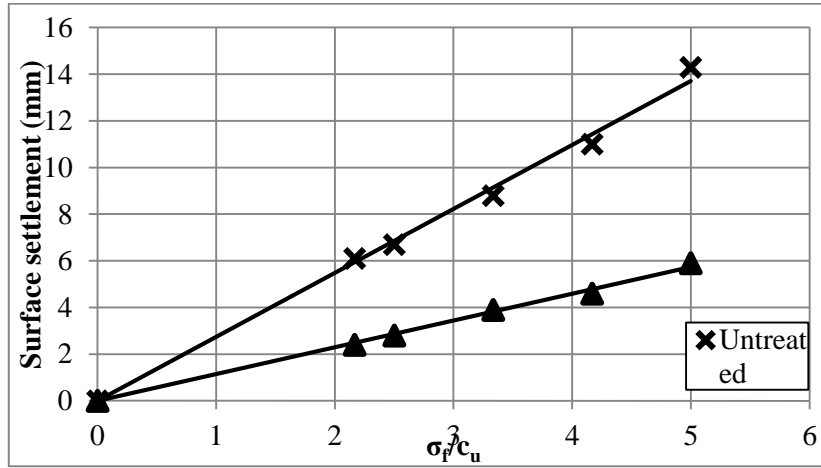
Uç tipi kolonların yük oturma grafikleri iyileştirilmemiş zemin davranışı ile kıyaslamalı olarak ve farklı drenajsız kayma dayanımları için Şekil 3 ve 4’te gösterilmiştir. Bu şekillerde “ σ_f ” uygulanan düşey temel gerilmesi olarak tanımlanmıştır.

Yüzer kolonların yük oturma ilişkileri ise G1 ve G2 deney grupları için Şekil 5 ve 6’da gösterilmektedir.

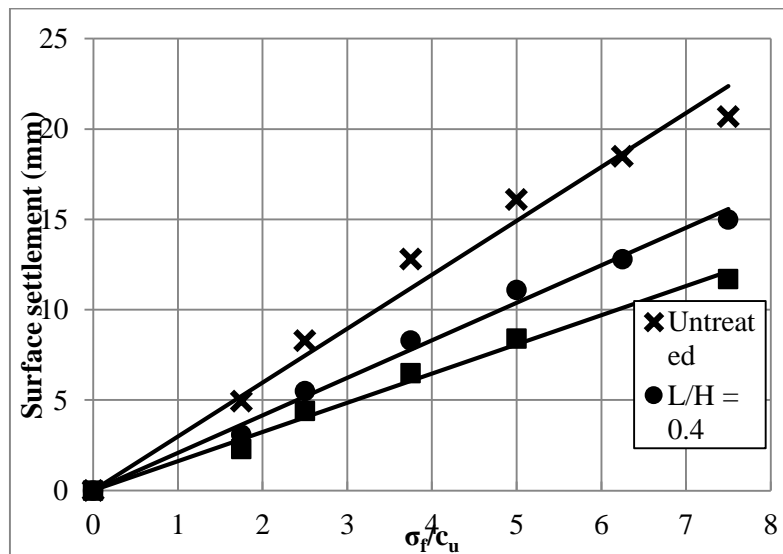
Aynı düşey gerilme altında iyileştirilmemiş ve iyileştirilmiş oturmaların oranı olarak tanımlanan oturma iyileşme oranı (SRR_T) değerleri G1 ve G2 grup deneyleri için Şekil 7 ve 8’de gösterilmektedir.



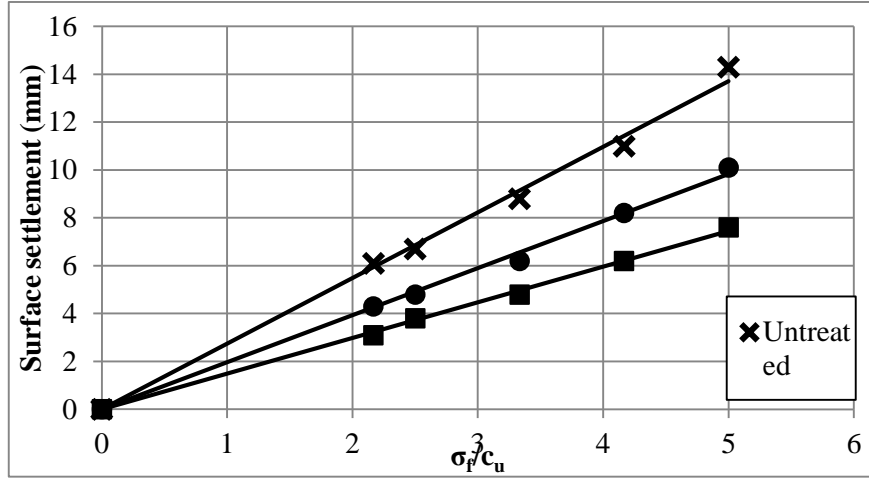
Şekil 3. Uç Tipi Kolon Yük-Oturma İlişkisi (G1, $c_u = 20$ kN/m²)



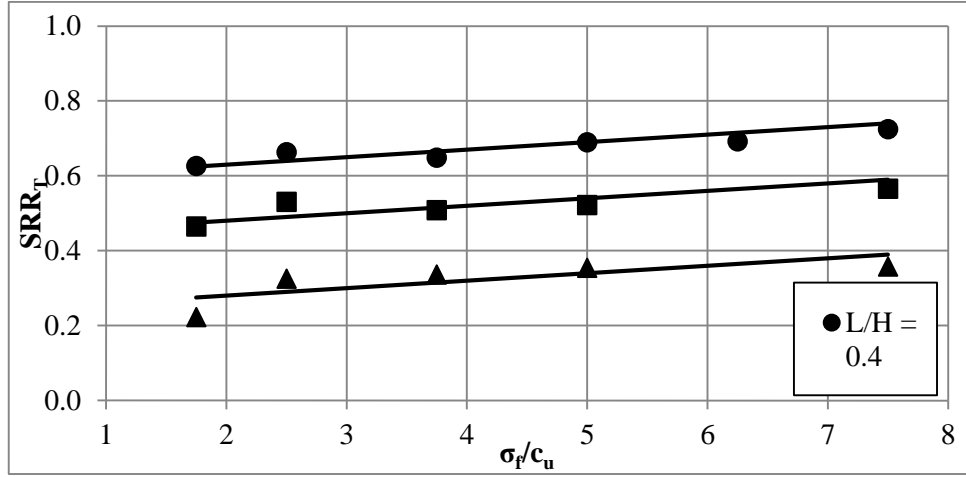
Şekil 4. Uç Tipi Kolon Yük-Oturma İlişkisi (G2, $c_u = 30$ kN/m²)



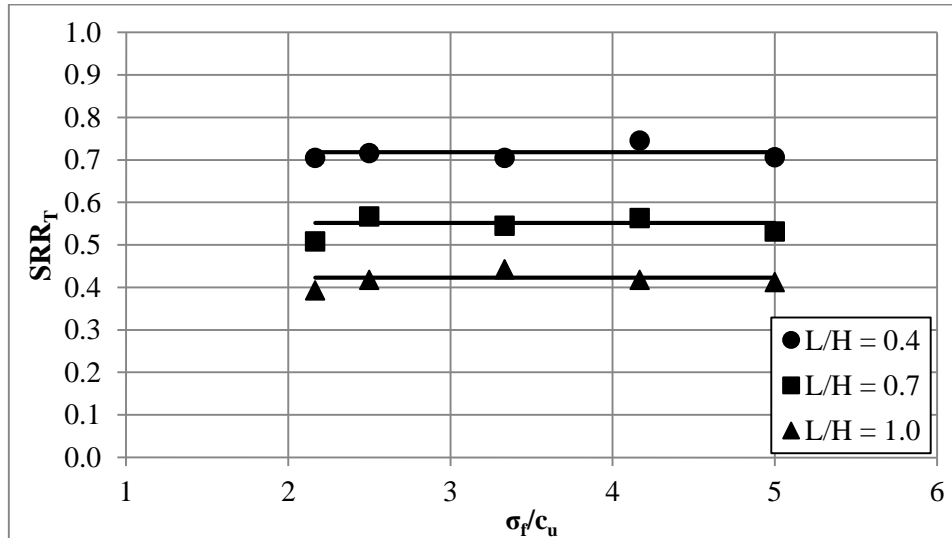
Şekil 5. Yüzer Tip Kolon Yük-Oturma İlişkisi (G1, $c_u = 20$ kN/m²)



Şekil 6. Yüzer Tip Kolon Yük-Oturma İlişkisi (G2, $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$)



Şekil 7. Uç ve Yüzer Tip Kolonlarda Oturma İyileşme Oranları (G1, $c_u = 20 \text{ kN/m}^2$)



Şekil 8. Uç ve Yüzer Tip Kolonlarda Oturma İyileşme Oranları (G2, $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$)

4.SONUÇLAR

Yapılan deneyler sınır koşulları olarak çok geniş alanlarda yapılmış ve geo-statik yükleme koşullarını yansıtan taş kolon uygulamalarını temsil etmektedir.

Göreceli olarak daha sıkışabilir zeminde ($G1$, $c_u = 20 \text{ kN/m}^2$) oturma iyileşme oranları değerleri artan düşey gerilmelerle bir artış göstermektedir. Bu davranış iyileşmenin düşük gerilme mertebelerinde daha etkin olduğuna ve yüksek gerilmeler altında kolonların göbeklenme eğilimi göstererek oturmaları azaltmakta daha az etkili olduğu şeklinde yorumlanmıştır.

Kayma dayanımının daha yüksek olduğu deneylerde oturma iyileşme oranı uygulanan düşey gerilme mertebesine bağlı olmadığı gözlemlenmektedir.

Kayma dayanımının daha düşük olduğu deneylerde oturmalarda daha efektif iyileşmeler ölçülmüştür. Bu bulgular oturma iyileşme oranının kayma dayanımı değerine bağlı olarak değiştiğine işaret etmektedir.

Artan kolon boyları arttıkça oturma iyileşme oranlarında belirgin azalmalar olduğu gözlemlenmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Priebe, H. (1976). "Estimating Settlements in a Gravel Column Consolidated Soil", *Die Bautechnik* (53): 160-162.
- [2] Barksdale, R.D. ve Bachus, R.C. (1983). "Design and Construction of Stone Columns", Report No. FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service, Virginia, USA.
- [3] Kirsch, K. ve Kirsch, F. (2010). "Ground Improvement by Deep Vibratory Methods", *Taylor and Francis Group, Spon Press*, New York, ABD..
- [4] Mitchell, J.K. ve Huber, T.R. (1985). "Performance of a Stone Column Foundation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 111(2): 205 – 223.
- [5] Çekinmez, Z. (2014). "Experimental Study on Stress Concentration Factors in Single and Groups of End Bearing and Floating Stone Columns", *Thesis presented to the Middle East Technical University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy*, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, 222 sayfa.

GEOSENTETİK DONATILI YÜK TRANSFER PLATFORMLARI – TEORİ VE UYGULAMA

GEOSYNTHETIC REINFORCED LOAD TRANSFER PLATFORMS – THEORY AND PRACTICE

Lars VOLLMERT¹

Oğul DOYGUN²

Stephan WESTHUS³

ABSTRACT

Geosynthetic load transfer platform is a soil improvement method which is applied above the piles in the subsoil and the main purpose of which is to transfer the loads resulting from a road embankment (dead loads) and the traffic loads above the embankment (live loads) to the piles with the help of the arching effect within the embankment and the membrane effect of the geosynthetic. With the help of a parameter study (FEM) and a comparison of the results from an in-situ measurement, the arching effect within a fill embankment over pile foundations and the supporting of this arch through a geosynthetic reinforced load transfer platform were proved. The paper gives both basic information about the design fundamentals and the practice.

Key words: Geosynthetic, soil improvement, pile foundations, geogrid, road embankment.

ÖZET

Geosentetik donatılı yük transfer platformları zemin kazıklarının üstüne uygulanan ve ana görevi dolgu ve trafik yüklerinin dolgu içerisinde oluşan kemerleme etkisi ve geosentetikle ulaşılan membranlama etkisi vasıtasıyla kazıklara aktarılması olan bir zemin iyileştirme yöntemidir. Bir sonlu elemanlar yöntemi (FEM)-parametre araştırması ve bir vaka analizi vasıtasıyla dolgu içerisindeki kemerlenme etkisini ve bu kemerlenmenin geosentetik donatılı yük transfer platformu ile desteklenmesini araştıran ve kanıtlayan bu çalışma, hem dizayn esasları hem de uygulamadan kısa bilgiler vermektedir.

Anahtar kelimeler: Geosentetik, zemin iyileştirmesi, kazık temeller, geogrid, yol dolgu.

1. GİRİŞ

Kazık temeller üzerindeki geosentetik donatılı yük transfer platformlarının dizaynı Almanya'da 2010 yılında yayınlanan EBGEO 2010 dizayn kaynağına göre yapılmaktadır (EBGEO: Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic

¹ Dipl.-Ing., BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, lvollmert@bbgeo.com

² M.Sc.-Ing., BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, odoygun@bbgeo.com

³ Dipl.-Ing., NAUE GmbH & Co. KG, swesthus@naue.com

reinforcements). Bahsedilen bu zemin iyileştirme yöntemi, zemin kazıkları üzerine uygulanan zemin-geosentetik kompozit sistemi olarak adlandırılabilir. Taşıyıcı yapının ana çalışma prensibi, az (düşük) taşıma gücüne haiz olan zemin üzerine gelen dolgu ve trafik yüklerinin geosentetik kemerleme ile kazıklara aktarılmasıdır. Bu yapının dizayn sonuçları, dizayn girdi parametreleri olan kazıklar arası zeminin yatak katsayısına (bedding modulus) ve seçilen yük dağılımının tipine büyük hassaslık göstermektedir. Kazıklar arasındaki toprağın (zeminin) yatak katsayısının doğru ve güvenilir biçimde belirlenmesinde, kazık-zemin-geosentetik elementleri arasında oluşan etkileşimlerin detaylı incelenmesi, oluşan çekme kuvvetlerinin/uzamalarının gerçek sonuçlarla teyidi tatmin edici sonuçlar vericidir. EBGeo dizayn kaynağına [1] göre, bu yapı için zemin yatak katsayısı, zemin katmanlarının kalınlıklarını baz alan ortalama elastisite modülü biçiminde hesaplanmaktadır. Bu bildirinin amacı, bahsedilen kazık-zemin-geosentetik etkileşimlerinin, sonlu elemanlar analizi sonuçlarına [2] göre incelenmesi ve seçilen iki yük dağılımının sonuçlar üzerindeki etkisinin gerçekleştirilen bir projededen in-situ ölçüm sonuçları [3] yardımıyla araştırılmasıdır. Yapılan araştırma, zemin yatak katsayısının dizayn üzerindeki etkisinin daha iyi anlaşılmasına da faydalı olmaktadır.

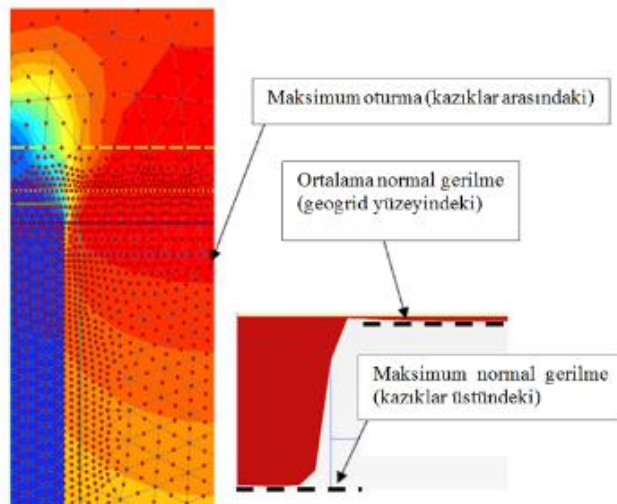
2. PARAMETRE ÇALIŞMASI

2.1. Sonlu Elemanlar Modeli (FEM)

Yapılan sonlu elemanlar analizinin sınır koşulları detaylı olarak [2]'de verilmektedir. Yapılan analizde girdi parametreleri olarak; kazık, zemin ve geogrid elastisite modülleri değiştirildi. Zemin yatak katsayısı; normal gerilme ve oturma değerlerinin, aksiyel simetrik Plaxis modelinden belirlenmesi ile aşağıdaki formülle hesaplandı:

$$k_s = \frac{\text{Normal gerilme } (\sigma_0)}{\text{Oturma } (s)} \quad (1)$$

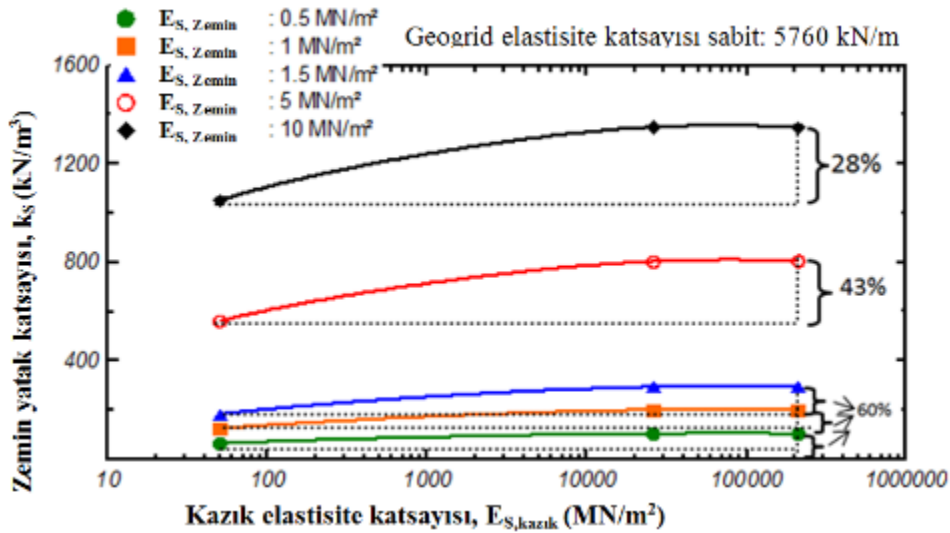
Yatak katsayısının hesabında güvenli tarafta kalmak için, kazıklar arasındaki maksimum oturmalar ve geogrid yüzeyi üzerinde ortalama normal gerilmeler Şekil 1'de gösterildiği gibi Plaxis modelinden okunmuştur.



Şekil 1. Sonlu Eleman Yöntemiyle Elde Edilen Oturma ve Normal Gerilme Diyagramları[2]

2.2. Parametre Çalışmasının Sonuçları

Yapılan parametre çalışmasının sonuçları; sabit tutulan geogrid elastisite modülü ve artırılan kazık elastisite modülü etkisiyle, zemin yatak katsayısının araştırılan tüm zemin tipleri için arttığını göstermektedir (bakınız Şekil 2). Bahsedilen bu artış, kazık elastisite modülünün 50 MN/m² ve 26000 MN/m² değerleri arasında daha kaydedeğer bir biçimde gerçekleşmiştir. 26000 MN/m²'nin üzerindeki kazık elastisite modülü değerleri için, taşıyıcı yararı olan yatak katsayısındaki artış hemen hemen sabit kalmıştır. Diğer bir biçimde ifade edilecek olursa, belirtilen sabit sınır koşulları göz önüne alındığında, kazık elastisite modülünün yatak katsayısı üzerindeki etkisi belli bir eşik değere kadar kayda değer derecede gerçekleşirken, bu eşik değerinden sonra ihmal edilebilecek kadar küçük olmaktadır. Bahsedilen eşik değer, beton kullanılmadan gerçekleştirilen zemin iyileştirme kazıklarının elastisite modülü değerlerinin üstünde aranmalıdır.

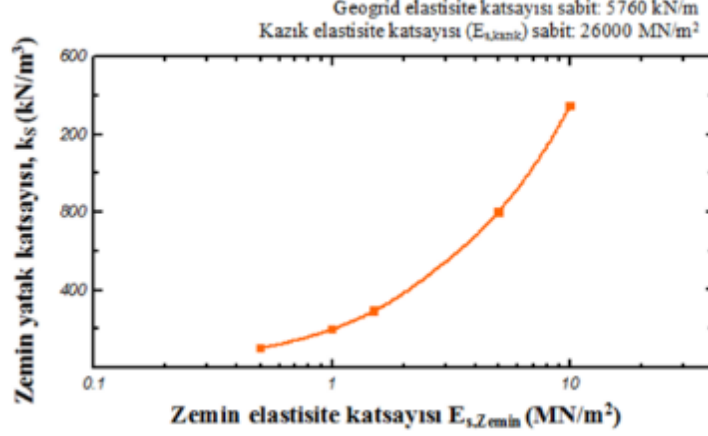


Şekil 2. Kazık Elastisite Modülünün Farklı Zemin Tiplerine Göre Yatak Katsayısına Etkisi

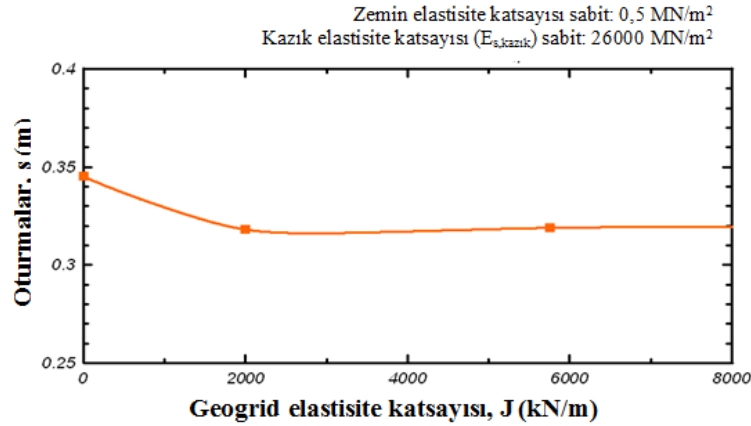
Kazık elastisite modülünün eşik değer olan $E_{s,kazık} = 26000$ MN/m² altındaki değerlerinde zeminin taşıma gücüne bağlı olarak farklı etkiler görülmektedir. Çok küçük taşıma gücüne haiz toprak zeminlerde ($E_{s,zemin} = 0,5-1,5$ MN/m²), bahsedilen yatak katsayısı artış miktarı %60 olarak gerçekleşirken, daha iyi taşıma gücüne haiz zeminler için bu artış daha az olmuştur. ($E_{s,zemin} = 5$ MN/m² olan zemindeki yatak katsayısı artışı %43 ve $E_{s,zemin} = 10$ MN/m² olan zemindeki yatak katsayısı artışı %28). Diğer bir biçimde ifade edilecek olursa, zemin-geosentetik-kazık etkileşimi, sabit tutulan diğer sınır koşulları çerçevesinde, artan kazık elastisite modülüne bağlı olarak, taşıma gücü düşük olan zemin tipleri için (mesela turba, $E_{s,zemin} = 0,5-1,5$ MN/m²), taşıma gücü daha iyi olan zemin tiplerine nazaran (mesela kil (CL), $E_{s,zemin} = 5-10$ MN/m²) daha büyük önem arz etmektedir. Zeminin elastisite modülünün, yatak katsayısına etkisi, diğer sınır koşullarının sabit tutulması çerçevesinde Şekil 3'de ayrıca gösterilmektedir.

Şekil 4'de zemin-geosentetik etkileşimi üzerine yapılan inceleme, sabit tutulan kazık ve zemin elastisite modülü çerçevesinde, geosentetik yük transfer platformu altındaki oturmaların, artan geogrid elastisite modülü ile azaldığını göstermektedir. Geogrid elastisite modülünün artışıyla tesbit edilen oturma azalması, elastisite modülünün 0-2000 kN/m değerleri arasında daha belirgin olarak gözlemlenmektedir. Yani, sabit tutulan zemin

elastisite modülü ve kazık elastisite modülü ışığında, zemin-geogrid etkileşiminin geogrid elastisite modülünün artırılması sayesinde elde edilen faydalı etkisi, yük platformunun altında görülen oturmaları belli bir değere kadar azaltmakta ve oturma farklılıklarını kompanse edebilmekte, ancak oturmaları tamamiyle yok edememektedir.



Şekil 3. Zemin Elastisite Modülünün Yatak Katsayısına Etkisi



Şekil 4. Geogrid Elastisite Modülünün Otuormalara Etkisi

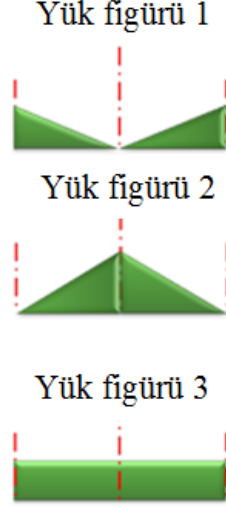
Yapılan parametre çalışmasının sonuçları ışığında, zemin yatak etkisinin sonlu elemanlar yöntemi ile çok daha gerçekçi biçimde tespit edilebileceği görülmektedir. Sonlu eleman yönteminin bu avantajı sunmasının temel sebebi, geogrid yük transfer platformu içinde gerçekleşen kemerleme etkisinin ve kazık çeper sürtünmelerinin zemin yatak katsayısına etkilerinin sonlu elemanlar yöntemi ile araştırılabilir olmasıdır. EBGEO ile yapılan bir dizayn, sonlu elemanlar yöntemi ile kombine edilerek, zemin yatak katsayısının daha gerçekçi biçimde tesbitini ve hesaba alınmasını sağlayabilir.

3. AKTUEL DİZAYN KAYNAKLARI

3.1. Hesap Yöntemlerine Genel Bakış

Bu zemin iyileştirme yöntemi için ilk hesap yöntemi Kempfert v.d. [4] tarafından 1997 yılında geliştirildi. Bu hesap yönteminde zemin yatak etkisi, zemin taşıma gücü vasıtasıyla

hesaplandı ve geogridler üzerindeki yük dağılımı Şekil 5`de görüldüğü gibi üniform dağılımlı yük olarak kabul edildi (Yük figürü 3).



Şekil 5. Yük Dağılımları






Kempfert hesap yönteminin ardından, Zaeske [5], 2001 yılında, Emde (1995) bildirisini [6] baz alarak yeni bir hesap yöntemi geliştirdi. Bu hesap yönteminde zemin yatak etkisi, kazıklar arasındaki geogridin sicim biçimindeki formunun diferensiyel denklemlere dönüştürülmesi ile hesaplandı. Bu hesap yönteminde sadece geogrid altındaki deformasyonlar değil, aynı zamanda kazıkların oturmaları da hesaplanabildi. Bu yöntem, Şekil 5`de gösterilen 3 yük dağılımının da kullanılabilmesine izin vermektedir. Zaeske, yük figürü 3`e odaklandı ve bunun için analitik bir çözüm yöntemi geliştirdi. Zaeske, bu yöntemi aynı zamanda basitleştirilmiş bir grafik forma dönüştürdü ve EBGEO 2010 hesap yönteminin temelini attı.

EBGEO 2010 hesap yöntemi, geogridler üzerine gelen yük dağılımı olarak, yük figürü 2`yi baz aldı (bakınız Şekil 5) ve kazıklar zayıf zemin yatak etkisiyle karşılaştırıldığında rijit olarak hesaba katıldı. Başka bir biçimde ifade edilecek olursa, bahsedilen yatak katsayısı koşulu sağlandığı için, kazıkların deformasyonu ihmal edilmekte, dizaynın kendisi kazıklar arasındaki geogridlerin deformasyon davranışına odaklanmaktadır ve böylelikle güvenli tarafta olan bir dizayn yöntemi sağlanmaktadır. Bu basitleştirilmiş grafiksel hesap yönteminin kullanılabilmesi için, EBGEO`ya göre, kazıkların yatak katsayısının, zemin yatak katsayısından en az 75 kat daha büyük olması gerekmektedir.

Geduhn & Vollmert [7], 2005 yılında, Zaeske yöntemini yeni basitleştirilmiş bir forma dönüştürdüler. Bu yöntemle göre kazıklar, EBGEO yöntemine analog olarak rijit kabul edildi. Ek olarak, basitleştirilmiş Zaeske yöntemi, Zaeske tarafından 2001 yılında tarif edilen ve van Eekelen [8] tarafından 2011`de yorumlanan 3 yük dağılımının da hesaplanmasını (bakınız Şekil 5) sağladı. Bahsedilen hesap yöntemlerinin kısa bir özeti Tablo 1`de verilmektedir.

2006 yılında Heitz [9], Zaeske hesap yöntemini periyodik dinamik (cyclic) yükleri de hesaba katabilmek için daha da geliştirdi. Heitz tarafından yapılan model deneylerinin ışığında, geogrid kemerleme etkisinin periyodik dinamik yükler altında azaldığı tesbit edildi. Bu azalma Heitz yöntemiyle [9] hesaplanabilmektedir.

Tablo 1. Dizayn Yöntemlerinin Karşılaştırılması

Dizayn metodu	Kazık elastisitesi	Yük figürü	Hesap yöntemi
Kempfert (1997)	ihmal edildi (rijit)		özgür asılı sicim
Zaeske (2001)	hesaba katıldı		zemin destekli sicimin diferansiyel denklemleri
Basitleştirilmiş Zaeske (2005)	ihmal edildi (rijit)	 	zemin destekli sicimin diferansiyel denklemleri
EBGEO (2010)	ihmal edildi (rijit)		zemin destekli sicimin diferansiyel denklemleri

Seçilen hesap yöntemi sonuçlar üzerinde büyük bir etki yaratmaktadır. Van Eekelen deney araştırmasının [8] sonuçlarına göre, kazıklar arasındaki geogridin deformasyon eğrisi tüm yapılan deneylerde en az üçüncü dereceden fonksiyon eğrisi olarak tesbit edilmiştir. Ters üçgen yük dağılımı (yük figürü 1) de aynı şekilde üçüncü dereceden fonksiyon eğrisinde deformasyon sonuçları vererek diğer yük dağılımları arasında deney sonuçlarının ışığında gerçeğe en yakın sonuçlar veren yük dağılımı olmuştur [8]. Aynı sınır koşulları için, van Eekelen araştırması [8] göstermiştir ki, aynı toplam yük, geosentetik donatı üzerinde ters üçgen dağılımı ile (yük figürü 1), üçgen yük dağılımına nazaran (yük figürü 2) yaklaşık %25 daha az çekme kuvvetine sebep olmuştur ve bu durum seçilen yük dağılımının dizayn sonuçları üzerindeki büyük etkisini göstermektedir. Özetlemek gerekirse, yük figürü 1, geosentetik donatı içinde en az gerilime ve kazıklar üzerinde en fazla gerilime sebep olurken, yük figürü 2 bunun tam tersi eğilimi göstermekte, ve yük figürü 3 ise bu iki yük dağılımının arasında bir eğilimi izlemektedir. Bu bahsedilen eğilim, Vollmert v.d. [10] araştırmasında da teyid edilmiştir.

3.2. Değiştirilmiş Yatak Katsayısı Modeli

Yukarıda bahsedilen yük dağılımlarının dışında, zemin yatak modelinin dizayn sonuçlarına etkisi çok büyük olmaktadır. Vollmert v.d. [10] zemin yatak etkisinin daha gerçekçi hesaplanabilmesine yönelik değiştirilmiş bir yatak modeli geliştirdi. Bu değişiklik gerçekçi olan şu varsayıma dayanmaktadır: Zaeske [5] hesap yöntemine göre geosentetik alanına (A_L) gelen toplam yük, iki kazık arasındaki bir donatı kirişine ("b" kalınlığında ve kazıklar arasındaki " L_W " temiz açıklığında) aktarılmaktadır. Ancak aynı şekilde bir ayarlanmanın, zemin yatak katsayısına da yapılması gerekmektedir, çünkü kazıklar arasındaki oturmaların aynı hesap yönteminde aynı miktarda kalması gerekmektedir. Bu sebepten dolayı, zemin yatak katsayısı aşağıda gösterildiği gibi değiştirilmelidir:

$$Oturmalar = \frac{\frac{\sigma_0 * A_L}{L_W * b}}{k_{S,düzeltilmiş}} = \frac{\sigma_0}{k_S} \quad (2)$$

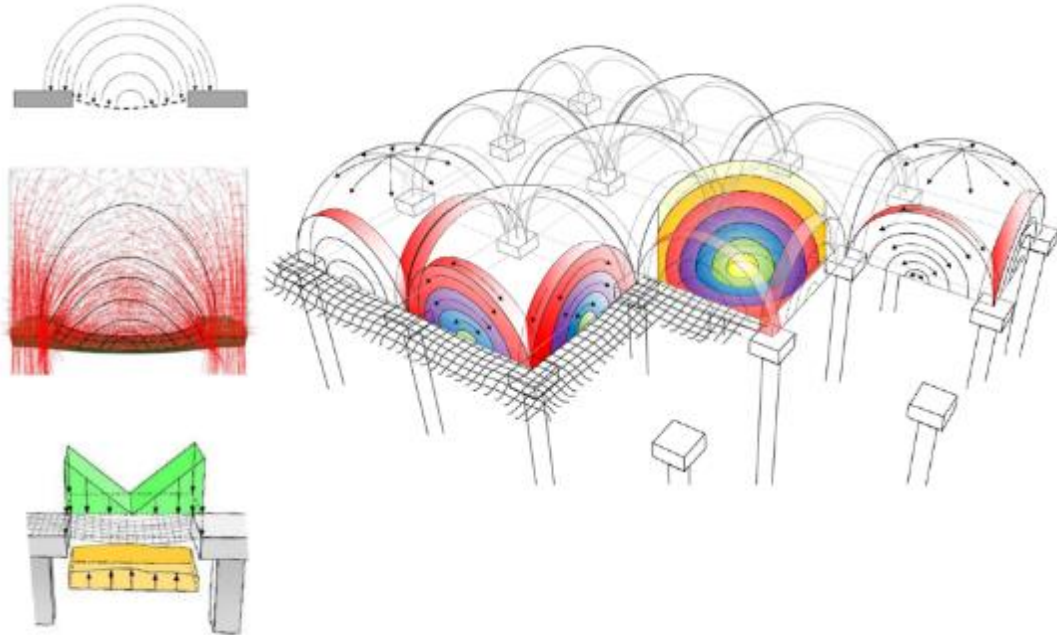
$$k_{S,düzeltilmiş} = k_S * A_L / (L_W * b) \quad (3)$$

σ_0 : Geosentetikler üzerine gelen normal gerilme

Bu bahsedilen ufak değişikliğin ardından, zemin yatak katsayısı, kazıklar arasındaki donatı kirişindeki oturumların eşitliği prensibinden düzeltilmiş kabul edilmektedir.

3.3 Konsantre Kemerler Yöntemi (2015)

2015 yılında von Eekelen [10] tarafından geliştirilen bu yeni hesap yöntemi, dizaynı iki parçaya bölmektedir. Hesaplamanın birinci kısmında büyük oranda kazıklar üzerine aktarılan yük, yeni bir kemer modeliyle açıklanmaktadır. Bu modele göre, geogrid deformasyonu ile birbirinin içine geçmiş kemerler oluşmakta ve her bir kemer belli bir miktarda yük taşımaktadır. Kazıklar arasındaki orta noktadan kazıklara yaklaştıkça oluşan kemerlerin yarı çapı büyümekte (bakınız Şekil 6) ve aktarılan yük de kemer büyüklüğüyle doğru orantılı olarak büyümektedir. Yükler, oluşan bu kemerler ile yine büyük oranda kazıklara ve kazıklar arasındaki donatı kirişlerine aktarılmaktadır. Bu model, araştırmacının 2010 ile 2015 yılları arasında yaptığı ve incelediği laboratuvar, in-situ ve sonlu elemanlar analizi araştırmalarını baz almaktadır. Bu araştırmalar sonucu geliştirilen yeni analitik hesap yöntemi, geogrid üzerine gelen yüklerin zemin yatak katsayısı düşük olan zemin tipleri için ters üçgen biçiminde yayılımını mekanik olarak da açıklamaktadır. Dizaynın ikinci kısmında ters üçgen biçiminde yayılan yükün geogrid üzerinde sebep olduğu uzamalardan gerekli olan çekme mukavemeti hesabı yapılmaktadır. Hollanda norm komitesi olan CUR, CUR 226 (2015) normuna konsantre kemerler yöntemini integre etme kararı almış ve modelin yukarıda açıklanan değiştirilmiş yatak katsayısı modeli (3.2) ile kombine edilmesini ve en az geogrid uzamasına sebep olan yük dağılımının baz alınmasını önermektedir. Komite, zemin yatak katsayısı çok az veya olmayan zeminler için, yük dağılımının ters üçgen biçiminde (YF 1), kayda değer miktarda zemin yatak katsayısına sahip zeminler için ise uniform yük tipini (YF 3) önermektedir. Bu norm değişikliği ile ilgili olan probabilistik (ihtimal) analizleri sürmektedir.

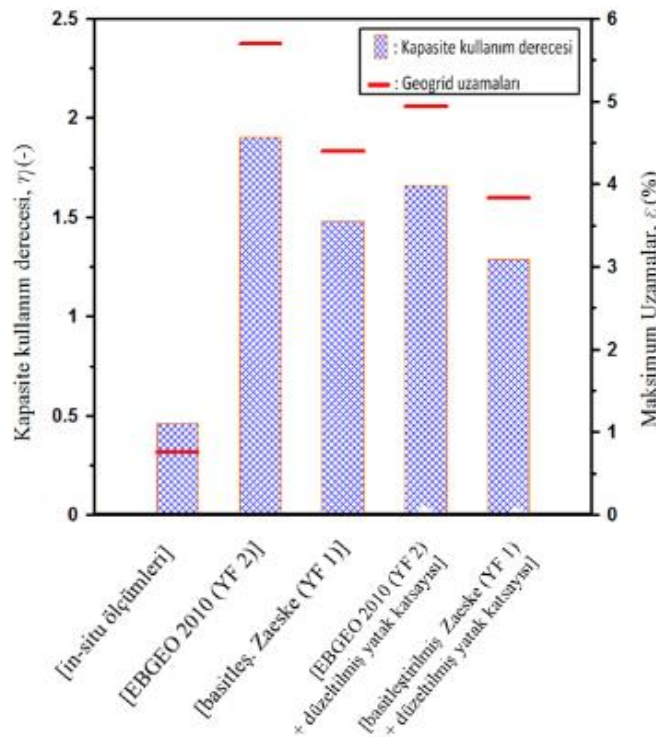


Şekil 6. Konsantre Kemerler Yöntemi [11]

Bir sonraki ünite, yukarıda bahsedilen zemin yatak etkisinin sonlu elemanlar yöntemiyle (FEM) hesaplanması (bakınız 2.1) ve yatak katsayısının düzeltilmesinin (bakınız 3.2), iki yük dağılımını (YF 1 ve YF 2) ve bir vaka analizini baz alarak gerçekliğe (in-situ sonuçlarına) yakınlığı araştırılacaktır.

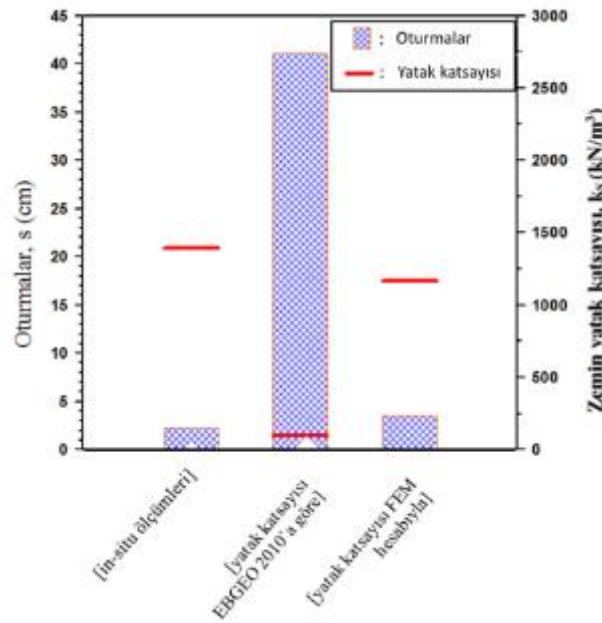
4. VAKA ANALİZİ – SCHLEUSE NEUER HAFEN/ BREMERHAVEN/ ALMANYA

Vollmert & Doygun [2], gerçekleştirilmiş bir projenin zemin yatak katsayısını (2.1) bölümünde tanımlanan parametre çalışmasına benzer olarak sonlu elemanlar yöntemini (FEM) kullanarak Plaxis programıyla hesapladılar. Hesaptan çıkan sonuçlar ve tahminler, Almanya'daki "Schleuse Neuer Hafen, Bremerhaven" projesinde yapılan in-situ ölçümleri ile karşılaştırıldı. Bu vaka analizinde hesaba katılan sınır koşulları ve zemin parametreleri Vollmert v.d. [3] ve Vollmert & Doygun [2] bildirimlerinde detaylı olarak verilmiştir. Bu araştırmalara ilaveten, yukarıda bahsedilen değiştirilmiş yatak modelinin (3.2) ve yük figürü 1'in (YF 1) sonuçlar üzerine etkisi, yeni geri hesaplamalarla incelenmiş ve aşağıdaki grafiklerde sunulmuştur. Sonuçların değerlendirilmesi için, kapasite kullanım derecesi, geogrid uzaması, zemin yatak katsayısı, ve yük transfer platformunun altındaki maksimum oturma miktarı, karşılaştırma kriterleri olarak seçildi. Kapasite kullanım derecesinin hesabında güvenlik katsayıları hesaba katıldı. Makul bir karşılaştırma yapabilmek için, in-situ ölçümlerinin neden olduğu kapasite kullanım değerinin hesabında da, geogrid çekme mukavemeti azaltma faktörleri (geogridin inşaa sırasında hasarı, geogrid sünmesi, ve DIN 1054:2010 / EBGEO'ya göre güvenlik katsayısı γ_M) hesaba katıldı. Bunun dışındaki tüm karşılaştırma kriterleri (geogrid uzamaları, yük transfer platformunun oturması, zemin yatak katsayısı) ve bu kriterlere tekabül eden in-situ ölçüm değerleri karakteristik (güvenlik katsayısız) değerlerle hesaplanmıştır.



Şekil 7. Yük Dağılımı ve Yatak Katsayısı Düzeltmesinin Etkisi

Şekil 7'ye göre, EBGEO 2010 (YF 2) ve “basitleştirilmiş Zaeske” (YF 1) ile geri hesaplanan kapasite kullanım derecesi ve geogrid uzama değerleri, in-situ değerlerinden oldukça uzaktadırlar. Yine de yük figürü 1 (YF1), yük figürü 2 (YF 2) ile karşılaştırıldığında sonucu biraz da olsa düzeltmekte, gerçek değere (in-situ) yakınlaştırmaktadır. Aynı şekilde yatak katsayısı düzeltilmesi, sonuçların bir nebze daha iyileşmesini, gerçek değerlere yaklaşmasını sağlamaktadır. Bu eğilim van Eekelen v.d.[8] ve Vollmert v.d.[10] daki sonuçlarla da iyi bir ahenk göstermektedir. Yine de hesaplanan değerler, yatak katsayısının EBGEO'ya göre zemin tabakalarının kalınlıklarını baz alan ortalama elastisite modülüyle hesabının (kazık-zemin-geosentetik etkileşimlerini hesaba katmadan) tatmin edici sonuçlar vermediğini göstermektedir. Bu bahsedilen hesap yolu, gerçek zemin yatak katsayısının eksik tahminine sebep olduğu için, oturma ve yatak katsayısını baz alan yeni bir araştırma yapıldı (bakınız Şekil 8).



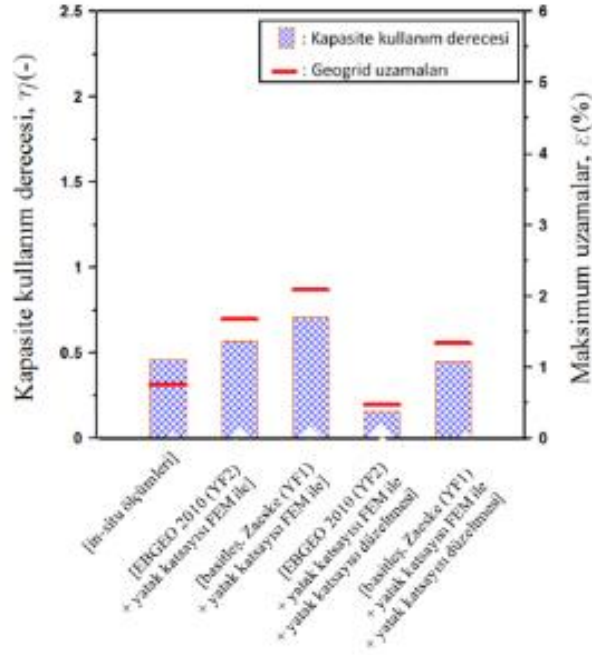
Şekil 8. Yatak Katsayısı Hesap Yolunun Etkisi

Şekil 8'de görüldüğü gibi zemin yatak katsayısının bahsedilen EBGEO yöntemiyle hesaplanması, gerçek (in-situ) zemin yatak katsayısı ile karşılaştırıldığında yaklaşık olarak 14 kat daha küçük değer sonucu vermektedir. Daha iyi bir sonuç, kazık-zemin-geosentetik etkileşimlerini hesaba katan sonlu elemanlar yolu (FEM) ile elde edilmiştir. Maksimum oturma, in-situ ölçümlerde 2,3cm olarak gözlenirken, yatak katsayısının aksiyel simetrik sonlu eleman analizi ile geri hesabı, yaklaşık olarak 3,5cm oturma değerini vererek, gerçek oturma değeriyle iyi bir uyuşma göstermektedir.

Şekil 9'da gözlemlenen sonuçlara göre, hem EBGEO hesap yöntemi (YF2) hem de basitleştirilmiş Zaeske yöntemi (YF 1), yatak katsayısının sonlu elemanlar yöntemi hesabıyla kombine edildiklerinde, Şekil 7'ye nazaran gerçeğe daha yakın sonuçlar vermektedirler. Bunun dışında, EBGEO yöntemi (YF 2), yatak katsayısının sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilmesi ve yatak katsayısının (3.2)'ye göre düzeltilmesiyle kombine edilmesi durumunda, geogrid uzama ve kapasite kullanım değerlerinde eksik tahmine sebep olurken, basitleştirilmiş Zasko yöntemi (YF 1) aynı kombinasyonla gerçek uzama

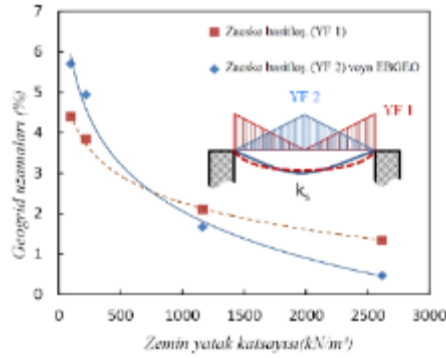
değerlerine en yakın sonuçları vermekte, ve kapasite kullanım derecesinin eksik tahminine de yol açmamaktadır.

Şekil 9'da tesbit edilen diğer önemli bir nokta, Şekil 7'ye nazaran yük dağılımlarında gözlemlenen zıt eğilimdir. Yük figürü 1, Şekil 7 ile karşılaştırılacak olursa Şekil 9'da yük figürü 2'ye nazaran daha fazla geogrid uzama ve kapasite kullanım derecesine sebep olmaktadır. Şekil 7 ve Şekil 9 ışığında, bu zıt eğilimin, hesaplanan yatak katsayılarının mertebelerindeki büyük farklılıktan kaynaklandığı tahmin edilmektedir. Bu durumu açıklığa kavuşturmak için, zemin yatak katsayısının bahsedilen iki yük dağılımına etkisi Şekil 10 yardımıyla araştırıldı.



Şekil 9. Yük Dağılımı, Sonlu Eleman Yöntemi (FEM) ve Yatak Katsayısı Düzeltmesinin Sonuçlara Etkisi

Şekil 10'da tesbit edilen sonuçlara göre, yük figürü 2, zemin yatak katsayısının belli bir eşik değerinin altında, yük figürü 1'e nazaran daha büyük deformasyona sebep olmaktadır. Bu eşik değerinin üstündeki değerler için (taşıma gücü daha yüksek olan zemin tipleri için), yük figürü 1 daha büyük geogrid uzamalarına neden olmaktadır. Bu durumun nedeninin maksimum yükün varsayılan yeri ile ilgili olduğu tahmin edilmektedir. Taşıma gücü düşük olan zemin tipleri için (küçük zemin yatak katsayılı zeminler), yük maksimumunun ortada bulunması (yük figürü 2), yük figürü 1'e (yük maksimumunun kazık yakınında olduğu, ve bu kazık yakını alanın, kazıkların tam ortasında kalan zeminle karşılaştırıldığında, kazık etkisiyle daha iyi bir taşıma gücünün olduğu varsayıldığı) nazaran daha büyük oturmalara neden olmaktadır.



Şekil 10. Zemin Yatak Katsayısının Seçilen İki Yük Dağılımına Etkisi

Bu bahsedilen eğilim, yüksek taşıma gücüne haiz zeminler için zıt bir rota izlemektedir. Taşıma gücü yüksek olan zeminlerde (yüksek yatak katsayılı zeminlerde), yük maksimumunun ortada olması durumunda (yük figürü 2), zeminin yüksek taşıma gücünden daha çok faydalanılmakta ve dolayısıyla geogrid uzamaları yük figürü 1'e nazaran daha küçük olmaktadır. Yük figürü 1'de, yüksek taşıma gücüne haiz zemin için yaşanan durum, kazık yakınındaki yük maksimumunun, kazıkla karşılaştırıldığında daha az taşıma gücüne haiz zemini daha kritik taşıma elementi olarak seçmesi ve geogridlerin üstünde (kazığın hemen yanında) delme benzeri (punching) bir etki yaratması ve dolayısıyla geogridler üzerinde daha fazla uzamaya sebep olması olarak tahmin edilmektedir. Sonuç olarak, zemin tipine bağlı olarak, yük figürü 1, yük figürü 2'ye göre geogrid üzerinde daha yüksek bir kapasite kullanım derecesine sebep olabilir. Bu sebepten dolayı, taşıma gücü kayda değer derecede yüksek olan zemin tipleri için uniform dağılımlı yük olan yük figürü 3 (YF 3)'ün gerçek (in-situ) sonuçlara daha yakın olacağı düşünülmektedir. Van Eekelen'in aktüel deney ve numerik araştırmaları [11] bu tahmini eğilimi desteklemektedir.

5. SONUÇLAR

Yatak katsayısının gerçekçi tahmini ve kritik yük dağılımının doğru seçimi, geosentetik yük transfer platformlarının güvenli ve aynı zamanda ekonomik dizaynında anahtar rolü oynamaktadır. Varolan dizayn yöntemleri arasında aktüel olan EBGEO yöntemi [1], kendisine herhangi bir düzeltme yapılmadan, kazık-zemin-geosentetik etkileşimlerinin sonlu elemanlar yöntemi ile hesaba katılmasıyla, tatmin edici sonuçlar vermektedir.

Yine de, bu yöntem belirli sınırlamalara sahiptir. EBGEO yönteminin [1] bir sınırlaması, sadece en konzervatif yük dağılımı olan yük figürü 2'yi (YF 2) baz almasıdır. EBGEO yönteminin dizayn dayanağı olan basitleştirilmiş Zaeske yöntemi (2005) [7] ise, literatürde bilinen 3 yük dağılımının da hesabına izin vermektedir. Basitleştirilmiş Zaeske yöntemi (2005) [7], zemin yatak katsayısını hesaplamak için sonlu eleman yöntemi ile desteklenir ve bir yatak katsayısı düzeltmesine tabi tutulur ((3.2.)'ye göre) ve yük figürü 1 (YF1) ile kombine edilirse, in-situ ölçüm sonuçlarına kıyasla gayet gerçekçi sonuçlar vermektedir. Van Eekelen'in yeni geliştirdiği analitik yöntem (3.3) [11], bahsedilen bu yük dağılımı (YF 1) ve yatak katsayısı düzeltmesi (3.2) ile kombine edildiğinde, keza gerçekçi sonuçlar (in-situ ölçümlerine paralel) vermektedir. Bu bildirinin yazarları, ekonomik ve aynı zamanda güvenli dizaynlara izin veren bu kompozit (zemin + geogrid) yapının daha iyi anlaşılabilmesi için, şu anki aktüel dizayn kaynağı olan EBGEO'da [1] küçük bir iyileştirmeyi önermektedirler.

Günlük kullanımda, EBGEO'ya göre dikkatli yapılan dizayn, yatak katsayısının güvenli tarafta ama yine de gerçekçi olan tahminiyle (örneğin sonlu elemanlar yöntemiyle belirlenmesiyle) tatmin edici sonuçlar verecektir. En iyi dizayn pratiği için, bildiri yazarları şu önerilerde bulunmaktadır:

- Taşıma gücü olmayan veya zayıf olan zeminler için yük dağılımı 1 (YF 1, ters üçgen), kayda değer derecede taşıma gücüne sahip olan zeminler için yük dağılımı 3 (YF 3, üniform)
- Zeminin yatak etkisinin doğru tahmini için sonlu eleman yöntemi desteğinin alınması
- Yatak katsayısının (3.2)'ye göre düzeltilmesi

KAYNAKLAR

- [1] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., Arbeitskreis 5.2. (2010), "Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO", Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn
- [2] Vollmert, L., Doygun, O. (2011), "Geosynthetic Reinforced Load Transfer Platforms for Infrastructural Projects and Wind Energy Plants", Lectures on 18. Darmstädter Geotechnik.Kolloquim, Heft Nr. 88. Darmstadt: Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt
- [3] Vollmert, L., Kahl, M., Giegerich, G. & Meyer, N. (2006), "Schleuse Neuer Hafen, Bremerhaven – In-situ Verifizierung eines erweiterten Berechnungsverfahrens für geogitterbewehrte Gründungspolster über vertikalen Traggliedern", Beitrag zur Baugrundtagung. Bremen: DGGT
- [4] Kempfert, H.G., Stadel, M. & Zaeske, D. (1997), "Berechnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen", Bautechnik Nr. 74(12), P.818-825
- [5] Zaeske, D. (2001), "Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen", Kassel: Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel
- [6] Emde, O. (1995), "Der unterspannte schubsteife Balken-ein mechanisches Modell für geotextilbewehrte Tragschichten", Bericht-Nr.15. Wuppertal: Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen
- [7] Geduhn, M. & Vollmert, L. (2005), "Verformungsabhängige Spannungszustände bei horizontalen Geokunststoffbewehrungen über Pfahlelementen in der Dammbasis", Bautechnik Nr. 82(9), P.657-662
- [8] Van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A., Lodder, H.J., van Tol, A.F. (2011), "Model experiment on piled embankments.Part 1 & Part 2", Netherlands: Elsevier
- [9] Heitz, C. (2006), "Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungslagen aus Geogittern", Kassel: Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel
- [10] Vollmert, L., Körlin, R., Herold, A. (2012), "Comparison of design methods for geosynthetics spanning over columns", Valencia: EUROGEO
- [11] Van Eekelen, Suzanne J. M., Ph.D Thesis (2015), "Basal Reinforced Piled Embankments: Experiments, field studies and the development and validation of a new analytical model", TU Delft

FİBER DONATILI İNCE TANELİ ZEMİNLERİN MEKANİK DAVRANIŞLARININ SERBEST BASINÇ DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ

EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON MECHANICAL BEHAVIOR OF FIBER REINFORCED FINE GRAINED SOILS BY UNCONFINED COMPRESSION TESTS

Tuğba ESKİŞAR¹

Selim ALTUN²

ABSTRACT

The mechanical properties of soil–fiber composite were evaluated by a series of unconfined compression tests. The inclusion of randomly distributed fibers increased the peak compressive strength and ductility of the specimens. The increase in strength was a function of water content and plasticity of the composite and length and the ratio of the fiber inclusions. Fiber lengths were 6mm and 12mm and fiber ratios were 0.1%, 0.5%, and 0.75%. Increment of fiber ratio and length increased the compressive strength, but it was seen that fiber ratio is a more dominating factor among two variables. Closed system freezing was applied with a rapid type of freeze-thaw apparatus. Specimens were subjected to 10 cycles of freezing and thawing. Unconfined compression tests were performed after the preparation of specimens or after the completion of freeze-thaw tests. It was also found that the unconfined compressive strength of specimens subjected to freezing–thawing cycles generally decreased, but fiber inclusion partially prevented the loss of compressive strength.

Keywords: Fine grained soils, fiber, unconfined compressive strength, freeze-thaw.

ÖZET

Bu çalışmada zemin–fiber kompozitlerinin mekanik özellikleri bir seri serbest basınç deneyleri ile incelenmiştir. Rastgele yönelimli fiber katkısı zemin örneklerinin pik basınç mukavemetini ve sünekliğini arttırmıştır. Bu değişimdeki etkenler, zeminin su içeriği, plastisitesi, fiber malzemenin miktarı ve uzunluğu olarak ifade edilebilir. Fiber uzunlukları 6mm ve 12mm olup, katkı oranları %0.1, %0.5 ve %0.75'tir. Fiber oranının ve uzunluğunun artması serbest basınç mukavemetini artırırken bu artışta fiber oranının daha etkin bir değişken olduğu görülmüştür. Donma–çözülme deneyleri için kapalı sistem donma uygulayan hızlı deneyler uygulanmıştır. Çevrim sayısı 10 olarak seçilmiştir. Zemin örnekleri, dayanım parametrelerinin bulunması için, hazırlandıkları gün veya donma–çözülme deneyi tamamlandıktan sonra serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur. Donma–

¹ Dr., Ege Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İzmir, tugba.eskisar@ege.edu.tr

² Doç. Dr., Ege Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İzmir, selim.altun@ege.edu.tr

çözülme deneyinde çevrim sayısı arttıkça dayanımın düştüğü tespit edilmiştir ancak fiber katkısı dayanım azalmasını azaltıcı bir etken olmuştur.

Anahtar kelimeler: İnce taneli zeminler, fiber, serbest basınç dayanımı, donma-çözülme.

1. GİRİŞ

Zeminlerin doğal lifli malzemeler kullanılarak donatılı hale getirilmesi eski çağlardan beri uygulanan bir kavramdır. Rastgele yönelimli fiber donatıların zemin iyileştirme uygulamalarında kullanımı geoteknik mühendisliğinin son dönemlerinde ilgi çekici bir araştırma konusu olmuştur. Zemine donatı elemanlarının eklenmesinin zeminin kayma dayanımını arttırdığı gözlenmiştir. Donatı eklenmesinin amacı zemin yapısının stabilitesini sağlamak, taşıma gücünü arttırmak ve oturmaları azaltarak, yanal deformasyonları sınırlamaktır [1]. İnce taneli zeminlerde uygulanabilecek alternatif iyileştirme metotları olmasına rağmen, birçok metodun efektifliğinin ölçülemediği veya pahalı uygulamalar olması gibi dezavantajları mevcuttur [2]. Oysa doğal veya sentetik fiberlerin maliyetlerinin düşük olması ve sentetik türdeki fiberlerin plastik atıkların geri dönüşümü ile üretilmesi gibi önemli avantajları vardır. Bununla birlikte polipropilen fiber malzemenin kimyasal ve biyolojik bozulmalara dayanıklı olması da bir tercih sebebidir [3,4]. İnce taneli zeminlere gerek donatı ilavesi sonucu mukavemet gelişimlerinin incelenmesi, gerekse donma-çözülme sonrası mukavemet değişimlerinin irdelenmesi geoteknik mühendislerinin ilgi duyduğu bir konudur.

Hazırba ve Güllü [5] donma-çözülme koşullarına tabi tutulan killi zemin örneklerinin CBR performanslarının fiber malzeme ve sentetik akışkan kullanılarak iyileştirilmesi üzerine araştırma yapmışlardır. Bu araştırmaya göre fiber malzeme sentetik akışkanın birlikte kullanılması donma-çözülme direncini artırırken yalnızca sentetik akışkanın kullanılmasının bu dirence bir katkı sağlamadığı görülmüştür. Bunun yanında yalnızca sentetik akışkan kullanılmış zemin örnekleri düşük CBR performansı sergilerken yalnızca fiber kullanılmış zemin örnekleri ise daha yüksek CBR değerleri vermiştir.

Güllü ve Khudir [6] düşük plastisiteli silt zemin örneklerinin donma-çözülme etkisi altındaki serbest basınç dayanımlarını incelemiştir. Katkı malzemesi olarak jüt, çelik fiber ve kireç kullanmışlardır. İyileştirilen zeminin gerilme-deformasyon davranışları çalışmanın değişkenleri dikkate alınarak tartışılmıştır. Donma-çözülme çevrim sayıları 0-3 arasında, kireç oranı %2-10 arasında ve fiber donatı oranı ise %0.25-%1 arasında seçilmiştir. Efektif oranlar kireç için %4, jüt için %0.75 ve çelik fiber için %0.25 olarak saptanmıştır. Bu etkin oranların kombinasyonları detaylı bir biçimde incelenmiş ve donma-çözülme sonrası serbest basınç mukavemeti değerleri sunulmuştur. Örnek olarak, %4 kireç +%0.75 jüt +%0.25 çelik fiber etkin kombinasyonunda serbest basınç mukavemetleri donma-çözülme tabi tutulmamış zemin örneklerinde 220 kPa'dan 1330 kPa'ya ve üç çevrime tabi tutulmuş zemin örnekleri için 114 kPa'dan 900 kPa'ya ulaşmıştır. Her donma çözülme çevrim sayısında jüt katkılı örneklerin pik sonrası mukavemetleri, deformasyon sertleşmesi ve düktilesi çelik fiber ve kireç kombinasyonuna sahip örneklerden daha yüksek sonuç vermiştir.

Zaimoglu [7], ince taneli zemin örneği içinde rastgele dağılım gösteren polipropilen fiber malzemenin zemin dayanımına ve durabilitesine etkisi donma-çözülme çevrimlerine bağlı olarak incelemiştir. Polipropilen fiber oranı zemin kuru ağırlığının %0.25'i ile %2'si arasında değişmektedir. Fiber katkılı zeminlerdeki kütle kaybının katkısız zemine göre %50 daha az olduğu gözlenmiştir. Donma-çözülme tabi tutulan zemin örneklerinin serbest basınç dayanımları fiber oranının artmasıyla birlikte artmıştır. Buna ek olarak serbest

basınca tabii tutulan zemin örneklerinden elde edilen gerilme-deformasyon grafiğindeki başlangıç rijitliğinin fiber kullanımından etkilenmediği saptanmıştır.

Ghazavi ve Roustaie [8] çalışmalarında zeminlerin dayanımını oldukça etkileyen donma-çözülme konusuna da yer vermişlerdir. Polipropilen fiber katkıları en fazla 10 çevrimlik kapalı sistem donma-çözülme döngüsüne tabii tutulacak kaolin kilinden oluşan zemin örneği ile karıştırılmıştır. Deneyler sonucunda donma-çözülme çevrim sayısındaki artışın kil zeminin serbest basınç dayanımında %20-25 oranında azalmaya neden olduğu belirlenmiştir. Ayrıca kil zeminlerde fiber katkısının serbest basınç dayanımını arttırdığı ve donmadan kaynaklanan kabarmayı azalttığı belirlenmiştir. Bunun yanında %3 fiber kullanımının donma-çözülme öncesi ve sonrasında serbest basınç dayanımını sırasıyla %60 ve %160 arttırdığı görülmüş donma kabarmasını ise %70 azaltmıştır.

Bu çalışmada zemin-fiber kompozitlerinin mekanik özellikleri bir seri serbest basınç deneyleri ile incelenmiştir. Rastgele yönelimli fiber donatısı zemin örneklerinin pik basınç mukavemetini ve sünekliğini arttırmıştır. Bu değişimdeki etkenler, zeminin su içeriği, plastisitesi, fiber malzemenin miktarı ve uzunluğu olarak ifade edilebilir. Fiber uzunlukları 6mm ve 12mm olup, katkı oranları %0.1, %0.5 ve %0.75'tir. Fiber oranının ve uzunluğunun artması serbest basınç mukavemetini arttırırken bu artışta fiber oranının daha etkin bir değişken olduğu görülmüştür. Ayrıca donma-çözülme deneyleri de yapılmıştır. Donma-çözülme deneyleri için kapalı sistem donma uygulayan hızlı deneyler uygulanmıştır. Çevrim sayısı 10 olarak seçilmiştir. Örnekler, donma-çözülme deneyi tamamlandıktan sonra serbest basınç deneyine tabii tutulmuştur. Donma-çözülme deneyleri sonucu mukavemet azalmış ancak fiber katkısı dayanım azalmasını önleyici bir etken olmuştur.

2. MALZEME VE YÖNTEM

Çalışmada donma-çözülme devirlerine karşı daha hassas oldukları için iki tür ince taneli zemin kullanılmıştır. Zeminlerin birleşik zemin sınıflandırmasına göre isimlendirmeleri sırası ile düşük ve yüksek plastisiteli silt olarak bulunmuş, zemin sınıfı sembolleri ise ML ve MH olarak belirlenmiştir. Bu iki malzemenin mineralojisinin kaolin ve bentonit olduğu tespit edilmiştir. Daha sonra kaolin malzeme ile bentonit malzeme farklı oranlarda karıştırılmıştır. Bu karışım oranları %100 kaolin (100K), %10 bentonit-%90 kaolin (10B), %30 bentonit-%70 kaolin (30B), %50 bentonit-%50 kaolin (50B) şeklindedir. Zemin karışımlarına ait detaylı bilgiler Tablo 1'de sunulmaktadır.

Tablo 1. Çalışmada Kullanılan Zeminlerin Özellikleri

Zeminin Adı	Zemin Sembolü (USCS)	Likit Limit (%)	Plastik Limit (%)	Plastisite İndisi (%)	Optimum Su Muhtevası (%)	Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlığı (gr/cm ³)
100K	ML	46	33	13	32	1.34
10B	MH	54	34	20	33	1.32
30B	MH	70	37	33	36	1.27
50B	MH	96	45	51	40	1.20

Polipropilen (PP) fiberler beton karışımlar içerisinde yıllardan beri kullanılan bir mikro donatı çeşidi olarak birçok uygulamada karşımıza çıkan bir üründür. Bu çalışma kapsamında

zemin iyileştirme yöntemi olarak zemin içerisindeki performansı araştırılmıştır. PP fiber malzeme içerisinde temel üretim şekli bakımından 2 tiptir. Bunlar fibrilize ve multifilament olarak adlandırılır. Kolay ayrılabilir olması açısından fibrilize tipte PP fiber malzeme tercih edilmiştir. Bu malzemenin çeşitli boyutlarda üretimi mevcut olup, çalışmada 6mm ve 12mm uzunluktaki fiberler kullanılmıştır (Şekil 1). 6 mm fiberler tamamen ayrı bir yapıya sahip olmasına karşın 12 mm fiberler kendi çaplarından çok daha ince lifler ile birbirine bağlı bir yapı arz etmektedir. Çalışmada özellikle 12 mm'lik fiberlerin zemin içine katılmadan önce lif kollarının ayrılmasına özen gösterilmiştir.



Şekil 1. 6mm ve 12 mm Uzunluktaki Fiber Malzemenin Görünüşü

Fiber donatılar zeminin kuru ağırlığınca %0.1, %0.5 ve %0.75'i oranında eklenmiştir. Kullanılan fiber malzemenin özellikleri Tablo 2'de verilmiştir. Zeminler önce Proktor kompaksiyon deneyi ile optimum su içeriklerinde sıkıştırılmış ardından örnek alıcılar ile 50mm çaplı 100mm yüksekliğindeki silindirik örnekler teşkil edilmiştir. Fiber katılmayan zemin örnekleri kontrol grubu olarak kullanılmıştır.

Tablo 2. Fiber Malzemenin Özellikleri

Tip	Fibrilize Polipropilen	Young modülü	1000-2500 MPa
Boy	6mm, 12 mm	Uzama	20-25 %
İçerik	% 100 saf polipropilen	Yoğunluk	0.91 g/cm ³
Gerilme dayanımı	300-400 MPa	Renk	Transparan

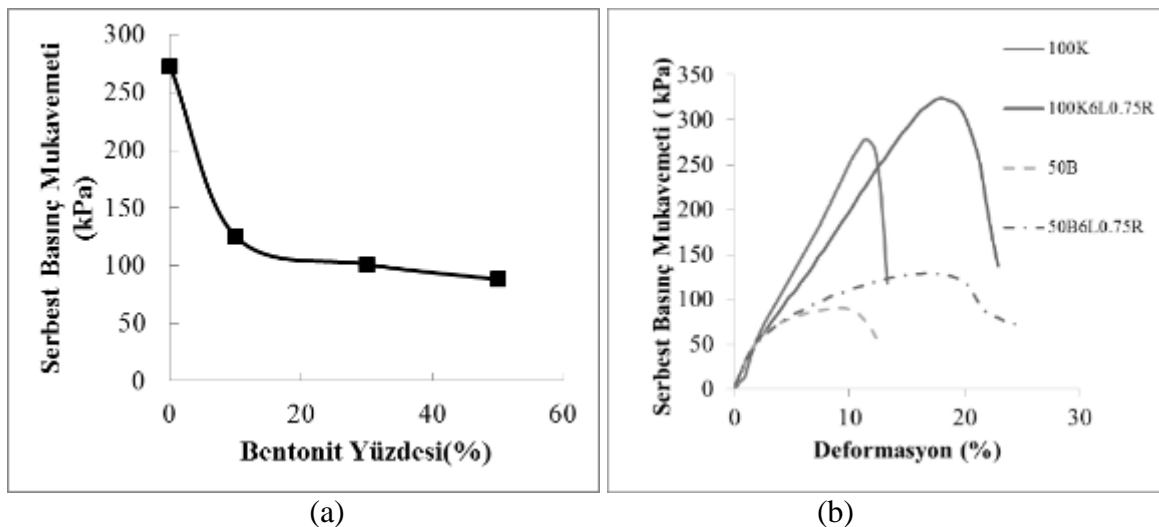
Zeminlerin Standart Proktor Deneyi ile optimum su muhtevası belirlendikten sonra serbest basınç ve donma-çözülme deneylerine ait çalışma programı planlanmıştır. %100 kaolin (100K), %10 bentonit-%90 kaolin (10B), %30 bentonit-%70 kaolin (30B), %50 bentonit-%50 kaolin (50B) ana örnek gruplarına 6 mm ve 12 mm'lik fiber malzemeler her fiber uzunluğu için % 0 - 0.1 - 0.5 - 0.75 oranlarında katılmıştır. Ayrıca bu gruplara ilave olarak aynı şartların geçerli olduğu donma-çözülme örnek grupları da çalışmaya dahil edilmiştir. Bir örnek seti için sonuçların tutarlılığının irdelenebilmesi amacıyla 3-5 adet arasında 50mm çaplı 100mm boyunda silindirik örnekler hazırlanmıştır. Örnekleri birbirinden ayırt etmek için isimlendirme yapılmıştır. Örnekler 100K12L0.1R-FT0, 10B90K12L0.5R-FT10 gibi kısaltmalar kullanılarak isimler atanmıştır. Yapılan bu isimlendirmede, ilk rakam zeminlerin karışım oranını, K kaolini, B bentoniti, L örneklere ilave edilen polipropilen fiberin uzunluğunu, R örneklere katılan fiberin ağırlıkça yüzdesini (oranını), FT donma-çözülme çevrim sayısını temsil etmektedir. Bildiri kapsamında yer alan grafiklerde de örnekler için aynı isimlendirmeler kullanılmıştır.

Serbest basınç deneyleri ASTM D 2166 [9] standardına uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Yük-deformasyon okumaları bilgisayar kontrollü bir sistem tarafından deformasyonun 0.5mm'lik artışını dikkate alacak şekilde kayıt altına alınmıştır. Donma-çözülme deneyleri kapalı sistem, hızlı donma-çözülme çevrimleri oluşturabilen bir cihaz yardımıyla gerçekleştirilmiştir. Deneylerde donma sıcaklığı -14 ± 2 °C aralığında ve çözülme sıcaklığı ise 10 ± 2 °C aralığındadır. Maksimum sıcaklıktan minimum sıcaklığa varma süresi 120 dakika, minimum sıcaklıktan maksimum sıcaklığa varma süresi 60 dakika olarak ayarlanmıştır. Örneklere ardışık olarak tekrar edecek şekilde toplamda 10 çevrim uygulanmıştır. Donma çözülme çevrimlerini tamamlayan örnekler, cihazdan çıkarılarak kür odasına alınmış ve normal şartlar altındaki sıcaklığa gelmesi için bekletilmiştir. Bu süreci tamamlayan örnekler dayanım değişimi hakkında fikir sahibi olabilmek için serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur.

3.DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

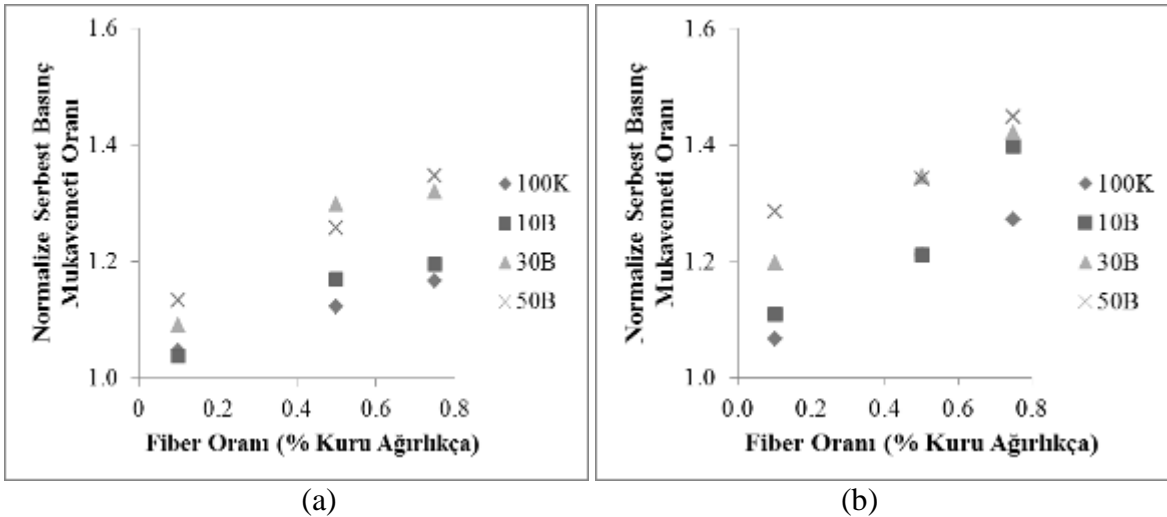
3.1. Fiber etkisi

100K, 10B, 30B ve 50B örneklerinin serbest basınç mukavemetleri bentonit yüzdesi artışına bağlı olarak Şekil 1(a)'da gösterilmektedir. Kaoline %10 kadar bentonit katılması ile dayanımda belirgin bir azalma gözlenmektedir. Bu azalım bentonit miktarının artması ile doğrusal bir eğilim izleyerek azalmaktadır. Bu davranışı yorumlamak gerekirse, bentonitin yüksek plastisiteye sahip bir yapıya sahip olması ve daha büyük özgül yüzeye sahip montmorillonit partikülleri arasında bentoniti oluşturan küçük özgül yüzeye sahip montmorillonit partiküllerinin yerleşerek örnek yapısındaki boşlukları doldurması, partiküller arasındaki sürtünme dayanımını azaltarak serbest basınç mukavemetlerinin azalmasına neden olduğu söylenebilir. Zeminlere fiber katılması örneklerin statik yükleme altında sergiledikleri gerilme-deformasyon davranışlarını değiştirerek serbest basınç dayanımını arttırmış, pik basınç değeri aşıldıktan sonraki dayanımdaki azalma miktarını küçültmüş ve deformasyon enerjisi soğurma yeteneğini arttırmıştır (Şekil 1b).



Şekil 1. (a) Saf Kaolin ve Bentonit-Kaolin Kil Zemin Örneklerinin Serbest Basınç Mukavemetleri (b) Fiber Katkısız ve %0.75 Fiber Katkılı Zemin Örneklerinin Serbest Basınç Mukavemeti Eğrileri

Deneye tabi tutulan 4 farklı deney setindeki tüm örnekler için geçerli olmak üzere fiber oranının artması fiber-kil kompozitinin serbest basınç mukavemetini arttırmıştır. Dayanımdaki gelişimi ifade etmek üzere “normalize edilmiş serbest basınç mukavemeti oranı” tercih edilmiştir. Bu değer, aynı koşullardaki fiber katkılı örneğin mukavemetinin fiber katkısız örneğin mukavemetine bölünmesi ile elde edilmiştir. Şekil 2(a) ve (b)’de sırası ile 6mm ve 12mm uzunluklarında fiber kullanılarak hazırlanmış örneklerin fiber oranına bağlı olarak normalize edilmiş serbest basınç mukavemeti oranı değişimleri gösterilmiştir. Dört temel deney setini oluşturan 100K, 10B, 30B ve 50B örnek gruplarının tamamında fiber oranı artışı ile serbest basınç mukavemeti değerleri artmıştır. Bu artış normalize edilmiş serbest basınç mukavemeti oranı (SBMO) ile ifade edilirse, 6mm uzunlukta fiber katkısı durumunda 1.04-1.35, 12mm uzunlukta fiber katkısı durumunda 1.07-1.45 olmuştur. Şekil 2 incelenirse, 100K örneklerinde normalize edilmiş serbest basınç mukavemeti oranı ile fiber oranı arasında doğrusal bir artış olduğu saptanmıştır. Benzer bir bulgu Maher ve Ho [10] tarafından da gözlenmiştir. 100K örneklerinde en büyük normalize edilmiş serbest basınç mukavemeti 12 mm’lik fiber kullanıldığında elde edilmiş ve değeri 1.27 olarak hesaplanmıştır. Aynı durumda serbest basınç mukavemeti değeri artışı yaklaşık 80 kPa’dır ve tüm örnekler içinde en büyük mukavemet artışıdır. Ancak bentonit katkılı örneklerde SBMO-fiber oranı doğrusal olarak artmamaktadır. Normalize edilmiş serbest basınç mukavemeti oranı (SBMO), %0.75 oranında fiber katkısına sahip örneklerde en yüksek değeri almıştır (Şekil 2a ve b). SBMO açısından 50B örneklerinde iyileştirme en etkin biçimde görülmüştür. Bentonit katkılı örnekler de yine 12mm fiber kullanıldığında daha iyi bir performans sergilemektedir (Şekil 2b).



Şekil 2. (a) 6mm Uzunluğundaki Fiber Malzemenin Çeşitli Oranlarda Kil Zemine Eklenmesi ile Elde Edilen Normalize Serbest Basınç Dayanımları (b) 12mm Uzunluğundaki Fiber Malzemenin Çeşitli Oranlarda Kil Zemine Eklenmesi ile Elde Edilen Normalize Serbest Basınç Dayanımları

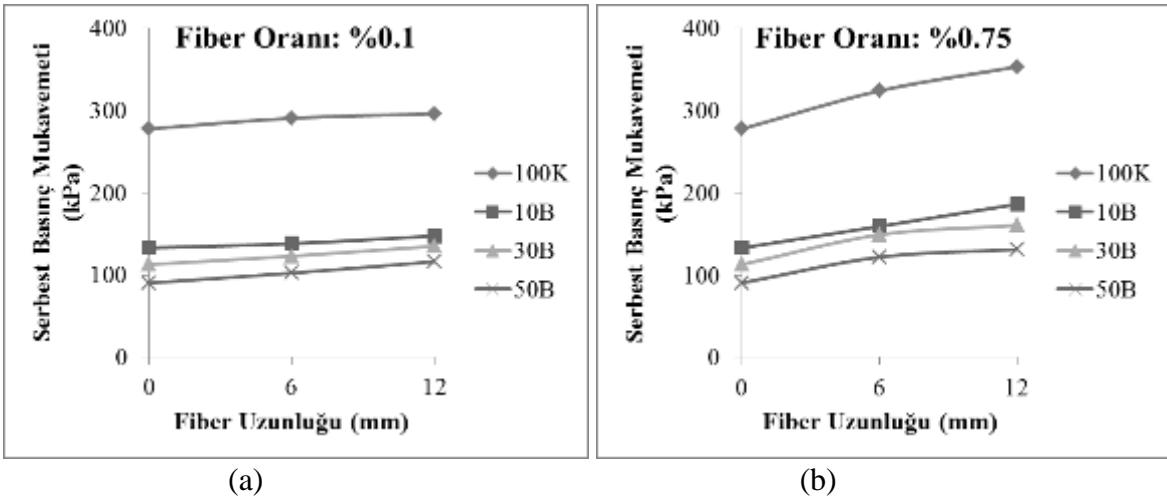
Şekil 3(a)’da deformasyonların lokalize olması sonucu varilleşmeler veya örnek orta kesitinde kabarmalar görülmüştür. Daha sonra değinilecek olan donma çözülme etkisi sonucu kırılmalar daha az sünek olmuştur. Fiber katkılı örneklerin mukavemeti arttıran önemli etkenlerden birisi olan köprüleme etkisi Şekil 3(b)’de sunulmaktadır Zaimoğlu ve

Yetimoğlu [11] köprüleme etkisinin dayanım ve süneklik üzerinde önemli bir etkisi olduğunu belirtmiştir. İki kırılma düzleminin bağlantısını sağlayan fiber donatılar bu sayede sünekliği de arttırmaktadır.



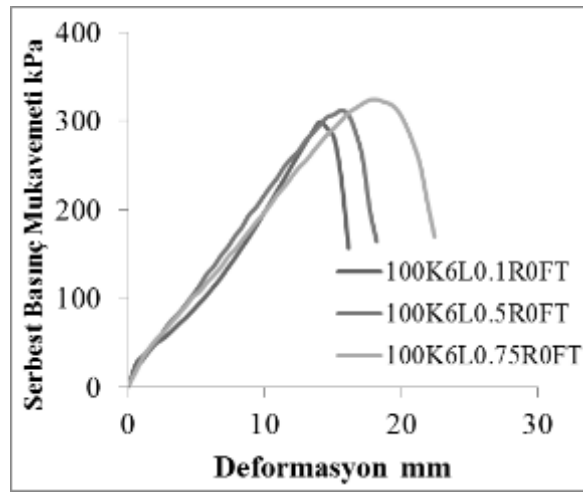
Şekil 3. (a) Fiber Katkılı Bir Örneğin Serbest Basınç Deneyi Sonucundaki Varilleşerek Kırılması, (b) Köprüleme Etkisinin Gözlenmesi

Sabit oranlarda fiber eklenen 4 deney setindeki değişime göre fiber uzunluğunun etkisi daha yüksek oranda fiber katılmış zeminlerde daha az fiber katılmış zemin örneklerine oranla daha belirgin bulunmuştur. Fiber oranı %0.75 olan deney setlerinde, 100K zemin örnekleri 277 kPa'dan 353 kPa'ya, 10B zemin örnekleri 133 kPa'dan 186 kPa'ya, 30B zemin örnekleri 112 kPa'dan 160 kPa'ya, 50B zemin örnekleri 90 kPa'dan 131 kPa'ya artan bir mukavemet gelişimi göstermişlerdir. Bununla birlikte 30B ve 50B zemin örneklerinde fiber uzunluğunun 6mm'den 12mm'ye artması mukavemeti 8-10 kPa mertebesinde artırmıştır. Diğer bir deyişle, fiber uzunluğundan ziyade fiber oranının artması bu deney setlerinde mukavemeti arttıran bir etken olmuştur. Şekil 4'te fiber oranı %0.1 ile %0.75 olan örneklerin mukavemet değişimleri sunulmaktadır.

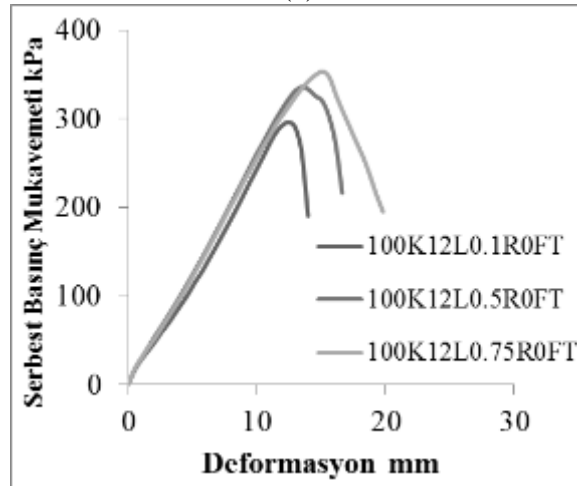


Şekil 4. (a) %0.1 Fiber Oranına Sahip ve (b) %0.75 Fiber Oranına Sahip Zemin Örneklerinde Fiber Uzunluğuna Bağlı Olarak Serbest Basınç Mukavemetinin Gelişimi

Bu çalışmada gözlenen bir ayrıntı da gerilme-deformasyon eğrilerinin başlangıç eğimini temsil eden başlangıç tanjant modülleri ile ilgilidir. Aynı fiber uzunluğuna sahip örneklerde başlangıç tanjant modülü birbirine çok yakındır. Bu durum zeminin başlangıç rijitliğinin fiber katkısından etkilenmediğini göstermektedir. Ancak başlangıç tanjant modülü Şekil 5(a) ve (b)'deki eğimler kıyaslandığında fiber uzunluğuna bağlı olarak bir miktar artmaktadır.



(a)

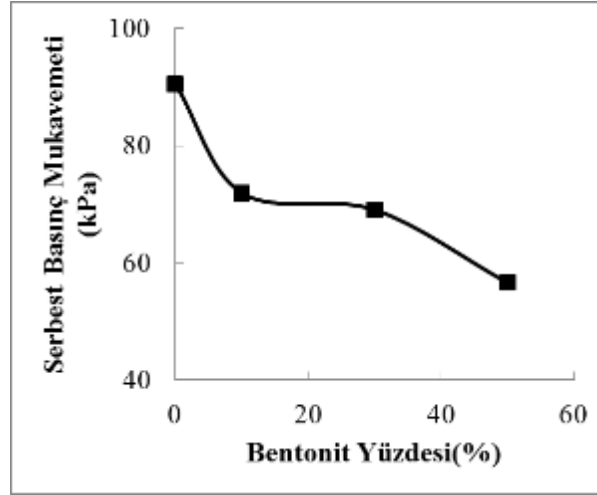


(b)

Şekil 5. 100K Zemin Örnekleri için Başlangıç Tanjant Modülleri, (a) 6 mm uzunlukta fiber katkılı örnekler, (b) 12 mm uzunlukta fiber katkılı örnekler

3.2. Donma-Çözülme Etkileri

Donma-çözülme çevrim sayılarının serbest basınç mukavemeti üzerindeki etkileri donma çözülme deneyleri ile belirlenmiştir. Donma-çözülme sonucu bozunma derecesinin malzemenin özelliklerine bağlıdır. Birçok faktör etken olsa da, yumuşak ve kohezyonlu zeminler düşük sıcaklıklara maruz kaldıklarında donma-çözülme çevrimlerinden ötürü zarar görmektedir. Farklı oranlarda bentonit içeren, ancak fiber katkısız olarak hazırlanan örneklerin 10 çevrim donma-çözülme sonucunda azalan serbest basınç mukavemetleri Şekil 6'da sunulmaktadır.

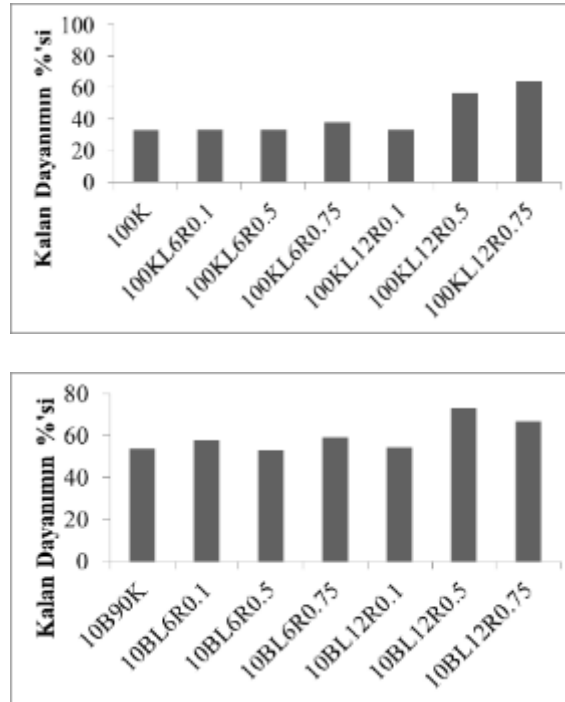


Şekil 6. Fiber Katkısız Zemin Örneklerinde 10 Çevrim Donma Çözülme Sonucu Elde Edilen Mukavemet Azalımlarının Örnekteki Bentonit Yüzdesine Göre Değişimi

PP fiber ile donatlandırılmış zemin örneklerindeki mukavemet azalımı donma çözülmeye maruz kalmamış aynı türdeki örneklerin dayanımının ne kadarının korunabildiği üzerinden ifade edilmiştir (Şekil 7). Bu durumda,

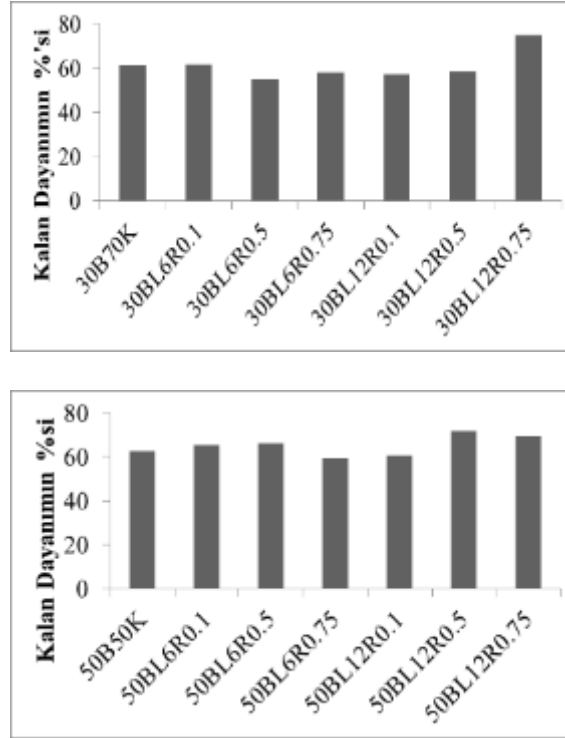
$$\text{Kalan Dayanım (\%)} = \frac{\text{Örneğin 10 çevrim sonundaki serbest basınç mukavemeti}}{\text{Örneğin serbest basınç mukavemeti}} * 100$$

olur.



(a)

Şekil 7. (a) 100K ve 10 B Fiber Katkılı Zemin Örneklerinde 10 Çevrim Donma Çözülme Sonucu Elde Edilen Mukavemet Azalımları



(b)

Şekil 7. (b) 30B ve 50 B Fiber Katkılı Zemin Örneklerinde 10 Çevrim Donma Çözülme Sonucu Elde Edilen Mukavemet Azalımları

100K örneklerde fiber içermeyen ve %0.1 fiber katkıli örneklerde en fazla dayanım kaybı gözlenmiştir. Bentonit katkıli örneklerin başlangıç mukavemetleri kaolin örneklere göre düşük olmasına rağmen dayanım kayıpları % olarak daha az bulgulanmıştır. Bentonitin çatlamaya karşı daha dayanıklı bir yapı sergilemesi ve hidrolik iletkenliğinin donma çözülme sonrasında kayda değer bir değişim göstermemesi mukavemetin azalmasına engel olmuştur [12]. %0.5 ve %0.75 oranlarında fiber katkıli zemin örneklerinde donma çözülme sonrası performanslarının daha iyi olduğu görülmektedir. Fiber uzunluğu dikkate alınırsa 12mm uzunluğundaki fiber kullanımının 6mm fiber kullanımına göre mukavemetin ortalama %15'inin korunmasına yardımcı olduğu söylenebilir. Burada dikkat çeken bir diğer husus, 12mm fiberlerin yapısı itibarı ile ayrıştırıldığı zaman "Y" şeklinde bir yapıya sahip olması 6mm fiberlerin ise "I" şeklinde bir yapıya sahip olması da düşünülebilir. "Y" şeklindeki uzun fiberlerin zemin taneleri ile olan sürtünmeyi artırıcı bir ortam oluşturması, gerek daha sağlam bir yapı teşkil etmesi gerekse donma çözülmenin negatif etkilerini azaltıcı yönde bir fayda sağlamıştır.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada polipropilen fiber ile donatılmış kaolin ve bentonit katkıli kaolin kil zeminlerinin serbest basınç mukavemetleri ile farklı donma çözülme devirleri etkisi altındaki mukavemet değişimlerinin incelenmesi amaçlanmıştır. Gerçekleştirilen çalışma sonucunda elde edilen sonuçlar aşağıdaki maddeler halinde ifade edilebilir:

- Bentonit katkılı zeminlerde mukavemet bentonit oranı arttıkça azalmaktadır. Bu koşullarda hidrofobik özellikteki fiber donatı eklenmesi mukavemeti arttırmaktadır.
- Fiber uzunluğu ve fiber oranı artışı fiber ile donatılan zeminlerin serbest basınç mukavemetinin gelişmesine katkıda bulunmaktadır. Çalışmada kullanılan PP fiber katkı en iyi mukavemetleri 12mm uzunluğundaki fiberler %0.75 oranında zemine karıştırıldığı zaman vermiştir.
- Donma çözülme çevrim sayılarının artması ile örneklerin serbest basınç mukavemetleri ortalama %50 kadar azalabilmektedir.
- %0.75 oranında 12mm fiber malzemenin eklenmesi zemin örneklerinin serbest basınç mukavemetini arttırmıştır. Bu artış, 100K örnekleri için belirgin olup, donma çözülme etkisi öncesi 80 kPa sonrasında ise 70 kPa seviyelerindedir.
- Gerek donma çözülmeye maruz kalmış gerekse kalmamış zemin örneklerinde fiber uzunluğundan ziyade fiber oranının artışı donma çözülme etkilerinin azaltmış ve/veya serbest basınç mukavemetini arttıran bir etken olmuştur.
- Zemin örneklerine fiber katkısı zeminlerin sünekliğini arttırmıştır. Fiber donatılı zeminlerin fiber katkısı bulunmayan zeminlere göre belirli bir donma çözülme etkisi altında kalsalar dahi davranışlarını sünek biçimde devam ettirdikleri görülmüştür.

Bu çalışma ile gözlemlenen serbest basınç mukavemetleri PP fiberlerin geoteknik uygulamalarda zeminin mukavemetini artırmak için başarı ile kullanılabileceğini göstermektedir. Ayrıca fiber ham maddesinin atık malzemelerden elde edildiği dikkate alınırsa atık malzeme kullanılarak yapılan bir iyileştirme stabilizasyon maliyetlerini de azaltan, geri dönüşüme katkı sağlayan bir çözüm olmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] Yarbaşı, N., Kalkan, E. and Akbulut, S., (2007), “Modification of Freezing – Thawing, Properties of Granular Soils with Additives”, Cold Regions Science and Technology, Vol 48, 44-54.
- [2] Akbulut, S., Arasan S. and Kalkan E., (2007), “Modification of Clayey Soils Using Scrap Tire Rubber and Synthetic Fibers”, Applied Clay Science, Vol 38, 23-32.
- [3] Puppala, A.J. and Musenda, C. (2000), “Effect of Fiber Reinforcement on Strength and Volume Change Behavior of Two Expansive Soils” Transportation Research Record. 1736, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [4] Vasudev D. (2007), “Performance Studies on Rigid Pavement Sections Built on Stabilized Sulfate Soils”, MSc thesis, University of Texas at Arlington.
- [5] Hazirbaba K. and Gullu H., (2010) “California Bearing Ratio Improvement and Freeze–Thaw Performance of Fine-Grained Soils Treated with Geofiber and Synthetic Fluid”, Cold Regions Science and Technology, Vol 63, 50–60.
- [6] Güllü, H. and Khudir A. (2014), “Effect of freeze–thaw cycles on unconfined compressive strength of fine-grained soil treated with jute fiber, steel fiber and lime”, Cold Regions Science and Technology, Vol 106–107, 55–65.
- [7] Zaimoglu, A.S., (2010), “Freezing–Thawing Behavior of Fine-Grained Soils Reinforced with Polypropylene Fibers”, Cold Regions Science and Technology, Vol 60, 63–65.
- [8] Ghazavi, M. and Roustaie, M., (2010), “The Influence of Freeze–Thaw Cycles on the Unconfined Compressive Strength of Fiber-Reinforced Clay”, Cold Regions Science and Technology, Vol 61, 125–131.

- [9] ASTM D 2166 (2006), “Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil”, Annual Book of ASTM Standards
- [10] Maher, M.H. and Ho, Y.C., (1994), “Mechanical Properties of Kaolinite/Fibre Soil Composite”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 120 (8): 1381-1393.
- [11] Zaimoglu, A.S. and Yetimoglu, T., (2012), “Strength Behaviour of Fine Grained Soil Reinforced with Randomly Distributed Polypropylene Fibers”, Geotech Geol Eng, Vol 30, 197-203.
- [12] Kraus, J., Benson, C., Erickson, A. and Chamberlain, E., (1997), ”Freeze-Thaw Cycling and Hydraulic Conductivity of Bentonitic Barriers”, J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol 123(3), 229–238.

DERE KUMU VE KIRMATAŞ ZEMİNLERDE ÇİMENTO ENJEKSİYONU İLE ÜRETİLEN NUMUNELERİN BASINÇ DAYANIMI DEĞİŞİMLERİ

DIFFERENCES OF COMPRESSIVE STRENGTH OF CEMENT INJECTED RIVER SAND AND CRUSHED STONE SOIL SAMPLES

H. Suha AKSOY¹

Esen İNAL²

Mesut GÖR³

ABSTRACT

Soil injection is a method which used for decreasing permeability, increasing shear strength and decreasing deformations of soil. Grouting is a deep-soil improvement technique in which grout is injected into the voids, fissures and cavities in a soil formation in order to improve resistance to liquefaction, strength and durability and to reduce its permeability and deformability. Although Cement injection is very common procedure, very few study found in literature about effects of injection to the geotechnical properties of various soils. In this study, soil types, river sand and crushed stone, with 40% relative density are prepared in SP classes. Cement grout are injected to these soils at 150kPa pressure. Cement grout is prepared at 0.8 of water/cement ratio. These samples are cured in water during 7 and 28 days. After curing stage, unconfined compression tests are performed on the injected samples. River sand samples have higher strength values than the crushed stone samples.

Keywords: Cement injection, river sand, crushed stone, soil improvement, strength.

ÖZET

Zemin enjeksiyonu, zeminin permeabilite değerinin düşürülmesi, kayma dayanımının artırılması veya deformasyonların azaltılması için kullanılır. Zeminde açılan delikten harcın basınç ile verilerek zemin içerisindeki boşlukların doldurulması şeklinde uygulanmaktadır. Enjeksiyon çok kullanılan bir yöntem olmasına rağmen, farklı zeminlerin geoteknik özellikleri üzerindeki etkileri ile ilgili çalışmalara çok fazla rastlanılmamaktadır. Enjeksiyon ile ilgili daha önce yapılmış laboratuvar çalışmalarında, genellikle enjeksiyon harcının özellikleri ve bu harcın zemine enjekte edilebilirliği incelenmiştir. Bu çalışmada, farklı ocaklardan elde edilmiş dere kumu ve kırmataş kullanılmıştır. Dere kumu ve kırmataştan aynı granülometriye sahip zemin numuneleri hazırlanmış ve bu zeminlerde çimento enjeksiyonu ile yapılan iyileştirme sonucunda meydana gelen değişimlerin incelenmesi amaçlanmıştır. Enjeksiyon ile elde edilen numunelerin 7 günlük ve 28 günlük basınç dayanımları belirlenmiştir.

¹ Y. Doç.Dr., Fırat Üniv., aksoy.suha@gmail.com

²Yük. Mühendis., Fırat Üniv., inal.esen@gmail.com

³Arş. Gör., Fırat Üniv., mesutgor@gmail.com

Kötü derecelenmiş kum (SP) sınıfına ait dere kumu ve kırmataş zemin türleri %40 relatif sıklıkta hazırlanmıştır. Bu zeminlere, 150kPa'lık sabit bir basınç altında çimento enjeksiyonu gerçekleştirilmiştir. Enjeksiyon harcı su/çimento oranı 0.8 olacak şekilde hazırlanmıştır. Üretilen numuneler 7 ve 28 gün boyunca suda kür edilmiştir. Kür süreleri sonunda enjeksiyon numunelerinin üzerinde serbest basınç deneyi yapılmıştır. Dere kumu kullanılarak üretilen enjeksiyon numuneleri, kırmataş kullanılarak üretilen enjeksiyon numunelerinden daha yüksek dayanıma sahiptir.

Anahtar Kelimeler: Çimento enjeksiyonu, dere kumu, kırmataş, zemin iyileştirme, dayanım.

1. GİRİŞ

Basınç ile zamana bağlı olarak sertleşebilen bir akışkanın boşluklu kaya veya kaba daneli zemin içerisine gönderilmesi işlemine enjeksiyon denilmektedir. Enjeksiyon uygulaması, zeminin mekanik ve hidrojeolojik (geçirimsizlik gibi) özelliklerinin iyileştirilmesi, temel takviyesi, oturma ve deformasyonların azaltılması için özellikle çatlaklı kaya ve granüler zeminlerde yaygın olarak kullanılmaktadır. Ayrıca deprem esnasında sıvılaşma riski olan granüler malzemenin sıvılaşma riskini azaltmak için de kullanılmaktadır. Geoteknik mühendisliğinde enjeksiyon tek başına kullanıldığı gibi diğer bazı zemin iyileştirme yöntemlerini desteklemek amacı ile de kullanılabilir. Örneğin; kazık temel sistemlerinde ve zemin ankrajlarında taşıma kapasitelerini arttırmak, derin kazılarda yanıl gerilmeleri karşılamak için kullanılır [1].

Enjeksiyon çok kullanılan bir yöntem olmasına rağmen, farklı zeminlerin geoteknik özellikleri üzerindeki etkileri ile ilgili çalışmalara çok fazla rastlanılmamaktadır. Enjeksiyon ile ilgili daha önce yapılmış laboratuvar çalışmalarında, genellikle enjeksiyon harcının özellikleri ve bu harcin zemine enjekte edilebilirliği incelenmiştir. Özellikle çimento karışımı harçların, fiziksel ve mekanik özellikleri üzerinde yapılan çalışmalarda, kil, uçucu kül, silis dumanı, cüruf gibi katkıları çimento harcına katılarak, harçların viskozitesi, dayanımı ve çökme miktarı ile ilgili özellikleri araştırılmıştır.

Bazı araştırmacılar, farklı su/çimento oranına sahip çimento şerbetlerine çimento ağırlığının %4'ü kadar bentonit, %1'i kadar akışkanlaştırıcı ve yine çimento ağırlığının %1'i kadar hava sürükleyici katkıları ilave ederek deney yapmışlardır. Yaptıkları deneylerde 15cm çapında 30cm yüksekliğinde ki silindirik hücrelere relatif sıklığı %50 olacak şekilde çakıl yerleştirip 100kPa basınç altında enjeksiyon işlemi gerçekleştirmişlerdir. Enjeksiyon uygulanmış numuneler 7 ve 28 gün kür ortamında bekletildikten sonra kırılmışlardır. Akışkanlaştırıcı katılan çimento ile yapılan enjeksiyon numunelerinde maksimum basınç dayanımı gözlenmiş olup minimum basınç dayanımının ise %4 bentonit katılı numunelerde gözlendiğini belirtmişlerdir. Ayrıca basınç dayanımının su/çimento oranının artması ile azaldığını fakat zamanla arttığını belirtmişlerdir [2].

Perret vd. [3] farklı su/çimento oranlarında normal Portland çimentosu ve ince daneli çimento kullanarak harçlar hazırlamış ve bu harçlara farklı miktarlarda su tutucu katkıları, süper akışkanlaştırıcı ve silis dumanı ekleyerek deney yapmışlardır. Kullanılan bu harçların reolojik özellikleri ve enjeksiyon edilebilirliklerini incelemişlerdir. İnce daneli çimento harcının viskozitesini normal Portland çimentosuna göre daha yüksek bulmuşlardır. Su/çimento oranının 1.2 ve 2.0 olduğu ince daneli çimento karışımlarında enjeksiyon işleminin başarılı olduğunu, çimento ağırlığının %6'sı kadar silis dumanının eklenmesi ile de

enjeksiyon edilebilirliğin ve sulanmanın azaldığını fakat viskoziteyi ise arttırdığını gözlemlemiştir.

Akbulut [4], %50 sıklıkta yerleştirdiği daneli zeminlere, çimento, çimento-silis dumanı, çimento-uçucu kül ve çimento-kil harçlarını kullanarak enjeksiyon işlemini gerçekleştirmiştir. Silis dumanı ile enjeksiyon yapılmış numunelerde basınç dayanımının yüksek olduğunu fakat geçirgenliğin düştüğünü belirtmiştir. Uçucu kül ile yapılan enjeksiyon da basınç dayanımının biraz düştüğünü geçirgenliğin arttığını, kil katkılı numunelerde ise basınç dayanımının düştüğünü belirtmiştir.

Akbulut ve Sağlamer [5] yaptıkları çalışmada, relatif sıklığı %30 ve %80 olarak hazırlanan numunelere, enjeksiyon basıncı 50kPa ve 250kPa olacak şekilde farklı su/çimento oranlarına sahip çimento şerbetleri ile enjeksiyon yapmışlardır. Sonuç olarak enjeksiyonun başarılı olarak gerçekleşmesi için üç farklı parametrenin göz önüne alınması gerektiğini vurgulamışlardır. Parametrelere bağlı olarak amprik bir bağıntı elde etmişlerdir.

Kavak ve Mutman [6] yaptıkları çalışmada, sıvılaştırma riski bulunan zemin numunesini relatif sıklığı %25 olacak şekilde kalıplara yerleştirmişlerdir. Su/çimento oranı 1.0, 1.5 ve 2.0 olacak şekilde hazırlanan çimento şerbetini 100, 150 ve 200kPa basınç altında zemin numunelere enjekte etmişlerdir. Enjeksiyon deneyleri sonucunda elde edilen numunelere 7 gün ve 28 günlük kür süreleri sonunda serbest basınç deneyleri uygulamışlardır. Deneyler sırasında çimento karışımının su oranı arttıkça enjeksiyon işleminin başarılı olmadığını gözlemlemiştir.

Bu çalışmada iki farklı ocaktan elde edilmiş dere kumu ve kırmataş zeminler aynı granülometride ve %40 relatif sıklıkta hazırlanarak 150kPa'lık bir basınç değeri altında çimento enjeksiyonuna tabi tutulmuştur. Bu yöntemle elde edilen enjeksiyon numuneleri 7 ve 28 gün boyunca kür ortamında bekletilmiştir. Kür süresi sonunda numuneler üzerinde serbest basınç deneyi yapılmıştır.

2. MATERYAL VE METOT

Laboratuvar çalışması için farklı ocaklardan elde edilmiş, aynı granülometriye sahip iki farklı zemin numunesi (dere kumu ve kırmataş) kullanılmıştır. Elde edilen bu zemin örnekleri deney sisteminde kullanılan hücrelere %40 relatif sıklıkta yerleştirilmiş olup 150kPa'lık bir basınç değeri altında enjeksiyon işlemi gerçekleştirilmiştir. Kullanılan çimento harcında 0.8 su/çimento oranı seçilmiştir. Derekumu oluşumu nedeniyle yuvarlak ve pürüzsüz danelerden oluşmaktadır. Kırmataş ise köşeli danelerden oluşmaktadır. Bu iki farklı kum zemine enjeksiyon yapıp bu zeminlerin dayanımlarının karşılaştırılması amaçlanmıştır.

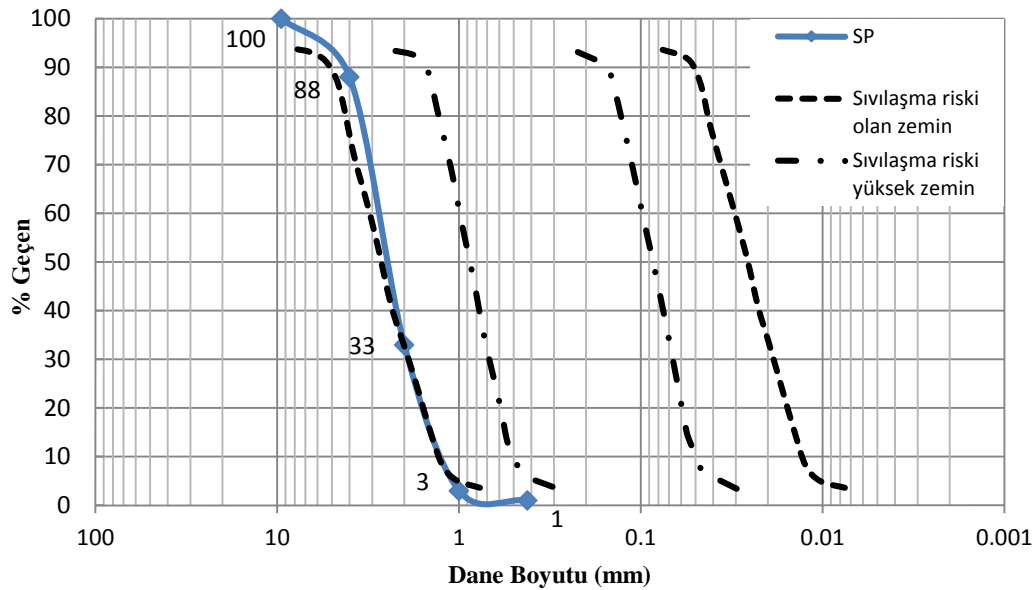
2.1. Enjeksiyonda Kullanılan Zemin Numunelerinin Özellikleri

Laboratuvar deneylerinde, Elazığ ili Murat Nehri yatağında kurulmuş olan kum ocağından temin edilen dere kumu ve Harput bölgesinden temin edilen kırmataş kullanılmıştır. Kırmataş malzemesi beyaz tonda kireç taşının konkasörde kırılması ile elde edilmiştir. Dere kumu malzemesi ise siyah tonda olup bazalt kökenlidir. Bağlayıcı malzeme olarak kullanılan çimento, Elazığ Altınova-Çimentaş Çimento Fabrikasından alınan Portland (PÇ42.5) çimentosudur. Katkı malzemesi olarak ise Polisan şirketinden alınan süper akışkanlaştırıcı kullanılmıştır.

Laboratuvar ortamında gerçekleştirilen enjeksiyon işleminde aynı granülometriye sahip iki farklı kaynaktan elde edilmiş kırmataş ve dere kumu kullanılmıştır.

Laboratuvarda, zemin numunelerinin relatif sıkılığının belirlenebilmesi için hacmi bilinen bir kaba zemin yerleştirildikten sonra yandan vurma, üstten şişleme ve üç tabaka halinde yerleştirip tokmaklama gibi yöntemlerle zeminin en sıkı (e_{min}) hali belirlenmiştir. En gevşek durumun belirlenebilmesi için ise zemin bir huniden yağmurlama ile hacmi bilinen kaba dökülmüş ve e_{maks} belirlenmiştir.

Enjeksiyon uygulaması için JSCE [7] ve Ishihara vd. [8] önerdiği sıvılaştırılabilir zeminler için tespit edilmiş dane dağılımı sınırları dikkate alınmıştır (Şekil 1).



Şekil 1. JSCE [7] ve Ishihara vd. [8] Önerdiği Sıvılaştırılabilir Zeminlerin Dane Dağılımı ve Enjeksiyon Uygulanan Zeminlerin Dane Dağılımı

ASTM standartlarına uygun olarak yapılan elek analizi sonucunda zemin numunelerimizin Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre üniform kum (SP) olduğu belirlenmiştir [9]. Zemin numunelerinin ASTM'ye uygun olarak belirlenen indeks özellikleri Tablo 1.'de verilmiştir[10].

Tablo 1. Numunelerin İndeks Özellikleri

Numune	γ_s (g/cm ³)	γ_{kmaks} (g/cm ³)	γ_{kmin} (g/cm ³)	e_{maks}	e_{min}	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	C _u	C _c
KIRMATAŞ	2.56	1.82	1.54	0.66	0.41	1.30	2.0	3.0	2.30	1.02
DERE KUMU	2.81	1.98	1.71	0.64	0.42	1.30	2.0	3.0	2.30	1.02

2.2 Enjeksiyonda Kullanılan Çimento ve Akışkanlaştırıcının Özellikleri

Laboratuvar ortamında gerçekleştirilen enjeksiyon işleminde Elazığ Altınova-Çimentoş Çimento Fabrikasının ürettiği CEM1-42.5-R (PÇ42.5R) Portland çimentosu kullanılmıştır.

Kullanılan çimentonun kimyasal ve fiziksel özellikleri üretici firmadan temin edilmiş olup Tablo 2.'de verilmiştir. Deneylerde çimento şerbetlerinde viskoziteyi düşürerek enjeksiyon işleminin başarılı bir şekilde gerçekleşmesini sağlamak amacıyla Polisan şirketinin ürettiği Politon SA1 314 isimli süper akışkanlaştırıcı kullanılmıştır. Süper akışkanlaştırıcının teknik özellikleri Tablo 3.'te verilmiştir.

Tablo 2. Çimentonun Kimyasal ve Fiziksel Özellikleri

KİMYASAL ANALİZ									
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K.K	Ç.K	T.E	Cl ⁻
(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
20.8	6.05	3.23	61	3.85	2.33	1.39	0.80	2.07	0.007
FİZİKSEL ANALİZ									
45 µ geçen %	Blaine (cm ² /g)	Priz Bas.	Priz Son.	Özgül Ağırlık (g/cm ³)	Yoğunluk (t/m ³)	H. gen. (mm)	2 Gün. basınç dayanımı (MPa)	7 Gün. basınç dayanımı (MPa)	28 Gün. basınç dayanımı (MPa)
2.0	3493	03:20	04:20	3.06	980	6	26	46.80	61.10

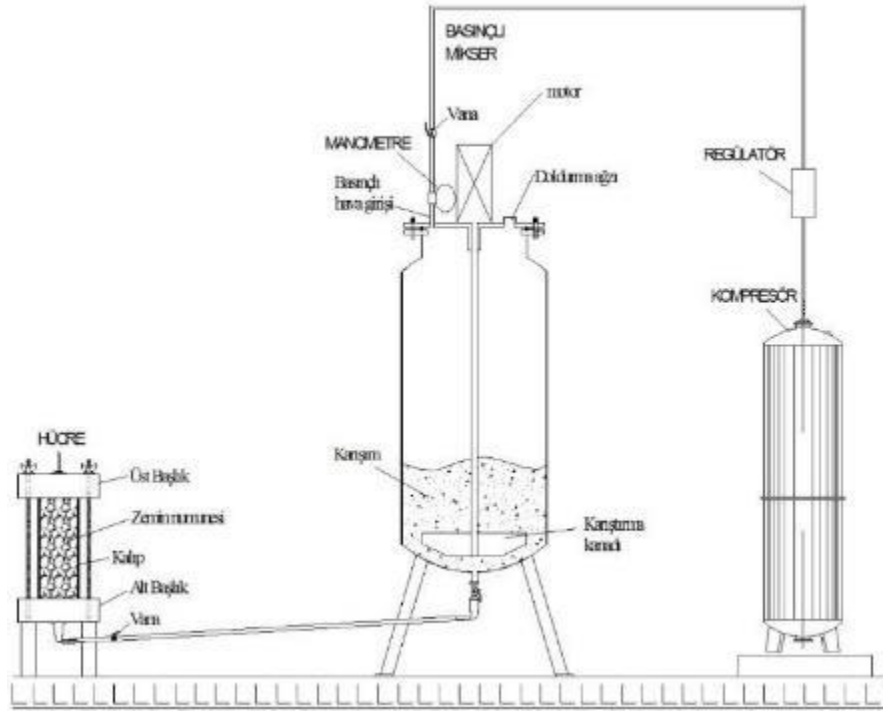
Tablo 3. Süper Akışkanlaştırıcının Teknik Özellikleri

Kimyasal İçerik	Ligno+ Naftalin Sülfonat Bazlı Polimer
Renk/homojenlik	Koyu Kahverengi Sıvı/Homojen
Yoğunluk (g/cm ³) (20 °C)	1.195±0.015
PH (20 °C)	9.0 ±1.0
Toplam klor yüzdesi (%)	<0.1
Suda çözünebilen klor yüzdesi (%)	<0.1
Eşdeğer Alkali Miktarı (%)	<9.0

2.3 Enjeksiyonda Kullanılan Deney Düzeneginin Özellikleri

Şekil 2.'de şematik olarak gösterilen enjeksiyon deney düzenegi kompresör, basınçlı mikser ve hücrelerden oluşmaktadır. Düzenekte 10bar basınç verebilen bir kompresör bulunmaktadır. Basınçlı mikser, 15bar basınca dayanıklı olup 20lt kapasiteye sahiptir. Enjeksiyon sırasında manometreli bir regülatör yardımı ile istenilen enjeksiyon basıncı ayarlanmıştır ayrıca basınçlı mikserin kapağında içerideki basıncı ölçmek için ikinci bir manometre bulunmaktadır.

Hücreler, sert plastikten imal edilmiş olup, iç çapı 50mm ve yüksekliği 250mm'dir. Hücreler 15bar basınca dayanıklı olacak şekilde üretilmiştir. Hücrelerin alt ve üst başlıkları arasında, 120mm yüksekliğine sahip kalıp bulunmaktadır. Kalıp ile başlıklar arasında sızdırmazlığın sağlanması için o-ring kullanılmıştır. Deney düzeneginin resmi Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 2. Deney Düzenəğinin Şematik Gösterilmesi



Şekil 3. Deney Düzenəğı

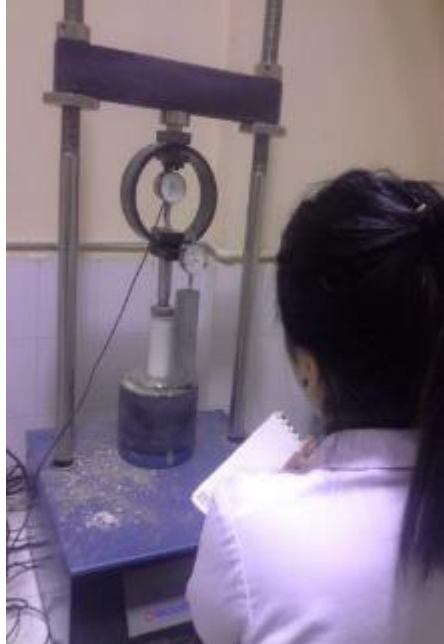
2.4 Serbest Basınç Deneyi

Kür süreleri sonunda kalıplarından çıkartılan 5 cm çapında ve 12 cm boyunda olan enjeksiyon numuneleri, serbest basınç deneyi öncesinde boyu çapının iki katı olacak şekilde taş kesme makinası yardımı ile kesilmiştir (Şekil 4.). 5 cm çapında ve 10 cm boyunda olacak

şekilde kesilen numuneler serbest basınç deneyi öncesi kurutulmuştur. Kurutulan bu numunelere uygulanacak olan kuvvetin üniform olarak dağılması için başlık yapılmıştır. Serbest basınç (tek eksenli) deneyi, ELE marka Tritest 50 deney aleti kullanılarak, ASTM standardına uygun olarak yapılmıştır [11] (Şekil 5.).Yapılan serbest basınç deney sonuçları Tablo 4.'de görülmektedir.



Şekil 4. Taş Kesme Makinası ile Numunelerin Kesilmesi



Şekil 5. Serbest Basınç Deneyi

Tablo 4. Kırmataş ve Dere Kumundan Elde Edilen Enjeksiyon Numunelerinin 7 ve 28 Günlük Serbest Basınç Dayanımları

7 Günlük Serbest Basınç Dayanımları (kN/m ²)	Dere Kumu	4416.9
		Kırmataş
28 Günlük Serbest Basınç Dayanımları (kN/m ²)	Dere Kumu	7929.6
		Kırmataş

3.SONUÇLAR

Dere kumu ve kırmataştan üretilen enjeksiyon numunelerine uygulanan serbest basınç deneyi sonuçları değerlendirildiğinde; dere kumu kullanılarak üretilen enjeksiyon numunelerinin serbest basınç dayanım değerleri kırmataş ile üretilen numunelerin dayanım değerlerinden yüksek olduğu belirlenmiştir. Bunun nedeninin enjeksiyon numunelerinde kullanılan zemin türlerinin kökenleri incelendiğinde bazaltın, kireç taşına oranla daha yüksek dayanıma sahip olması olduğu düşünülmüştür. Bilindiği gibi enjeksiyon numuneleri gibi çimento ile bağlanmış zeminlerde kırılma çatlaklarının agrega çevresinden dolaşması ve agregaların kırılmaması dayanımı olumlu yönde etkilemektedir. Bu çalışmada dere kumu kullanılan numunelerde kırılma çatlaklarının ilerlemesi agrega çevresinde meydana geldiği, kırmataş ile hazırlanan numunelerde ise agreganın kırıldığı tahmin edilmiştir. Dolayısı ile dere kumu ile hazırlanan numunelerin dayanımlarının kırmataş ile hazırlanmış numunelere göre daha yüksek olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Nonveiller, E., 1989. Grouting Theory and Practice, Elsevier, Amsterdam.
- [2] İncecik, M., Ceren, İ., 1995. Cement Grouting Model Tests, İstanbul Teknik Üniversitesi Bülteni, 48, 305-317.
- [3] Perret, S., Ballivy, G., Khayat, K., Mnif, T., 1997. Injectability of Fine Sand with Cement-Based Grout, Grouting, Geotechnical Special Publication of ASCE, 66, 289-305.
- [4] Akbulut, S., 1999. Enjeksiyon ile Granüler Zeminlerin Geoteknik Özelliklerinin İyileştirilmesi, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [5] Akbulut, S., Sağlamer A., 2002. Estimating The Groutability of Granular Soils: A New Approach, Tunnelling and Underground Space Technology. 17, 371-380.
- [6] Kavak, A., Mutman, U., 2005. Düşük Basınçlı Çimento Enjeksiyonu ile Zemin İyileştirilmesi, Deprem Sempozyumu, Kocaeli, 23-25 Mart, s.1114-1119
Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 13-18 August, Brazil, s. 2719-2734.
- [7] JSCE, 1977. Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structure, Earth Structure and Foundation in Japan, Japan Society of Civil Engineers.
- [8] Ishihara, K., Kokusho, T., Silver, M., L., 1989. Recent Developments in Evaluating Liquefaction Characteristics of Local Soils, 12th International Conference on Soil

Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 13-18 August, Brazil, s. 2719-2734.

- [9] ASTM D422-63, 2007. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, American Test Methods Standards, West Conshohocken, PA.
- [10] ASTM C127-12, 2012. Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate, American Test Methods Standards, West Conshohocken, PA.
- [11] ASTM C597-09, 2009. Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete, American Test Methods Standards, West Conshohocken, PA.

MERMER TOZUNUN KİL ZEMİN ÖZELLİKLERİNE VE CBR'A ETKİSİ

EFFECT OF MARBLE DUST ON PROPERTIES AND CBR OF CLAY SOIL

Ahmet Tuna CÖMERT¹

Nazile URAL²

ABSTRACT

Environmental problems occur during the uncontrolled discharge of marble waste materials in Marble facilities. Especially, the marble dust waste (MD) is an important problem in Bilecik province due to the excess number of marble cutting factories in the region. In this study, the investigation subject was the effect of marble waste (MD) of Bilecik region on Atterberg consistency limits and California Bearing Rate (CBR) of a kaolin/bentonite mixture soil with swelling capacity under cured and non-cured, dry and wet conditions. Non-cured, 7 days cured and 28 days cured dry CBR, swelling percentage and wet CBR experiments were performed on soil-MD mixtures. The Atterberg consistency limits of samples taken from CBR experiments. As a result, it was determined that wet CBR value is 50% less compared to dry CBR value in cured and non-cured mixtures, that 5% MD addition ratio gives highest wet and dry CBR resistance in 28 days cured mixtures and that plasticity decreases as MD ratio increases. The inner structures of mixtures were observed by scanning electron microscope (SEM) and their mineral content was determined by X-ray Diffractogram (XRD) analysis.

Key Words: Marble dust, soil stabilization, CBR, curing.

ÖZET

Mermer işletmelerinde, kesim sırasında ortaya çıkan mermer atıklarının kontrolsüz bir şekilde doğaya atılması birçok çevre problemlerine sebep olmaktadır. Özellikle, Bilecik ili için mermer tozu (MT) atığı çok fazla sayıda kesim fabrikasının bulunmasından dolayı önemli bir problem haline gelmektedir. Bu çalışmada, Bilecik bölgesine ait MT atığının kaolen/bentonit karışımı şişme kapasitesi olan bir zemin üzerinde kürsüz ve kürlü, kuru ve yaş şartlarda, kıvam limitlerine ve Kalifornia Taşıma Oranı'na (CBR'a) etkisi incelenmiştir. Zemin-MT karışımlarına kürsüz, 7 gün kürlü ve 28 gün kürlü durumda kuru CBR, şişme yüzdesi ve yaş CBR deneyleri yapılmıştır. CBR deneylerinden alınan numunelerin kıvam limitleri tespit edilmiştir. Sonuçta kürlü ve kürsüz karışımlarda yaş CBR değerinin kuru CBR değerinden %50 oranında az olduğu, 28 gün kürlü karışımlarda %5 MT katkı oranının en yüksek yaş ve kuru CBR dayanımını verdiği ve MT oranı arttıkça plastikliğin azaldığı

*¹ Yrd.Doç.Dr., Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi, ahmet.comert@bilecik.edu.tr (Yazışma yapılacak yazar)

*² Yrd.Doç.Dr., Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi, nazile.ural@bilecik.edu.tr

görülmüştür. Karışımların, Taramalı Elektron Mikroskop (SEM) ile iç yapısı gözlemlenmiş ve X-ışınları Difraktogram (XRD) analizi ile mineral içeriği tespit edilmiştir.

Anahtar kelimeler: Mermer tozu, zemin iyileştirme, CBR, kür.

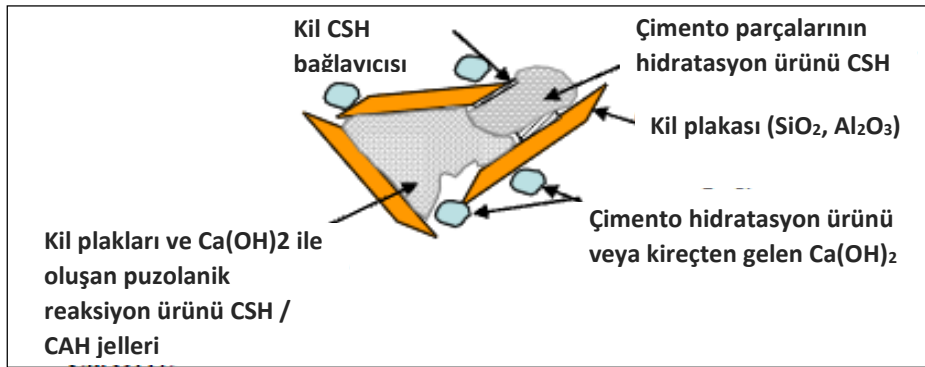
1. GİRİŞ

Nüfusun artışıyla dünyada tüketim artmakta ve tüketimle birlikte doğal kaynaklarımız azalmaktadır. Buna bağlı olarak, doğal kaynakların sınırlı olması geri dönüşüm ve sürdürülebilir yapı teknolojilerini oldukça önemli bir konu haline getirmiştir. Özellikle inşaat sektöründe, yol inşaatlarında, çöp depolama alanlarının inşasında dolgu malzemesi olarak çok miktarda hammaddenin gerekli olması, geri dönüşüm ve sürdürülebilir malzemelerin kullanılmasını önemli kılmaktadır. Mermer tozu (MT), kalıp kumu, uçucu kül, yüksek fırın cürufu, fosfoalçı, cam tozu ve atık çamur gibi endüstriyel atıklar, çevreye zarar veren ve geri dönüşümü yapıldığında ülke ekonomisine katkısı olan atıklardır. Bu çalışmada, MT atıklarının zemin iyileştirmesinde kullanılmasıyla ekonomiye ve çevreye yarar sağlanması hedeflenmiştir.

Daha önce konuyla ilgili yapılan araştırmalarda, Çetin vd. [1] çalışmasında yol altyapısında dolgu olarak kullanılacak taşıma gücü düşük üç zemine, iyileştirme için karbon oranı yüksek uçucu kül ve kireç klinker tozu (lime kiln dust, LKD) katmış, 1, 7 ve 28 gün küre tabii tutmuştur. Kür sonrası CBR ve elastiklik modülü (Resilient modülü, M_R) deneyleri yapmıştır. LKD ilavesi ile zeminlerin elastiklik modülü ve CBR'ın arttığını bildirmiştir. Amadi [2] çalışmasında %10 taş ocağı tozu katılmış siyah pamuk toprağını farklı oranlarda çimento klinker tozu (cement kiln dust, CKD) ile iyileştirmiştir. Karışımlara CBR, şişme miktarı ve kıvam limitleri deneyleri yapmıştır. Karışımlarda %8-16 arası CKD ilavesinin şişmeyi kabul edilebilir sınırdan tuttuğunu ve CBR'ı arttırdığını belirtmiştir. Sabat vd. [3] çalışmasında, katılan MT ve pirinç kabuğu külü ile şişen bir zemini stabilize etmiştir. %10 pirinç kabuğu külü katkılı zemine %5'ten 30'a kadar farklı oranlarda MT katarak yaş CBR ve serbest basınç deneyleri yapmıştır. Bu iki deney sonucunda optimum MT katkısının %20 olduğu bunun dışındaki oranlarda dayanımların düştüğü belirtilmiştir. Sabat vd. [4] şişen bir zemine uçucu kül ve mermer tozu atıklarından değişen oranlarda ilave etmişlerdir. Karışımlarda uçucu kül-MT katkı oranı artışıyla kuru birim hacim ağırlığının ve şişme basıncının azaldığını, % 20 uçucu kül ve MT'nin tüm oranlarında CBR ve serbest basınç dayanımında en yüksek değerlerin elde edildiğini tespit etmişlerdir. Bu çalışmada, zemin iyileştirmede kullanılan MT yüzde miktarının ve kür süresinin kilin plastisitesine, yaş ve kuru CBR'ına etkisi araştırılmıştır.

Zemin-MT karışımlarında CBR ve serbest basınç gibi mekanik dayanımların ve şişme yüzdelerinin artış-azalışı kimyasal ve fiziksel olaylarla izah edilir. Bu bakımdan zemin-MT karışımı ile zemin-kireç karışımı benzer özellikler taşır. Dayanım miktarını değiştiren kimyasal ve fiziksel olaylar birbiri içine girmiş veya birbirinden bağımsız ayrı ayrı oluşabilir. Peethamparan'a [5] göre gerçek zemin-kireç reaksiyon mekanizması için bilim insanları arasında tam mutabakat olmasa da kation değişimi (başta Ca^{2+} olmak üzere mevcut olan çeşitli kationların değişimi) ile oluşan flokülasyon, aglomerasyon, puzolanik reaksiyon ve karbonatlaşmada fikir birliği vardır. Mermer tozu danelerinin, kil plaklarının ve suyun ortama katılmasıyla meydana gelen kimyasal olaylar sonucu daneler/plakalar birbiri ile yapışmaya veya birbirini çeşitli şekillerde farklı yerlerinden (kenar-kenar, kenar-yüzey) tutmaya başlar [6]. Böylece dane çapı dağılımı içindeki iri danelerde artış gözlenir. Danelerin bu irileşmesi çimentolaşma ve/veya puzolanik reaksiyonlar sonucu da olabilir.

Çimentolaşma veya puzolanik reaksiyon aktif olmayan bir madde ile aktif olan bir maddenin su yardımıyla bir reaksiyon oluşturması sonucu danelerin mineral boyutunda birbirine tutunmasıdır. Bu tip reaksiyonlar ihtiyaç duydukları zamana bağlı olarak iki grupta toplanabilir. Birincisi zamana ihtiyaç duymaz ve tutunma veya bağlar aktif madde (bu çalışmada MT) ile kil plaklarının suyunda ortamda bulunması ile birbirine dokunduğu anda oluşur. Bunlar fiziksel bağlar olan Van der Waals bağlarıdır ve zayıf bağlar olarak anılır [7, 8]. Ortama giren su bu bağları bozabilir. İkinci grup reaksiyonlarda kür süresi arttıkça bağlar artar ve kuvvetlenir. Bunlara iyonik kimyasal bağlar denir ve sağlam bağlar olarak anılır. Bu ikinci tür reaksiyonlarla, geçen zaman (kür süresi) arttıkça ortamda karbonatlaşma artar, Kalsiyum Silika Hidrat (CSH) ve Kalsiyum Alüminat (CAH) jelleri (Şekil 1.), çimentolaşma ürünü portlandit, tobermorit, etrenjit gibi mineraller oluşur [9]. Bu mineraller ve bağların çoğu ortama sonradan giren su ile kolayca parçalanmazlar. Oluşan bu minerallerin çokluğu, zamana da bağlı olarak içinde oldukları kütlelerin mekanik dayanımını belirli bir sınıra kadar artırır. Dayanım artışının zamana, puzolanik reaksiyonlara ve/veya sayılan minerallere bağlı olduğunu anlamak için XRD analizlerine başvurulur [10,11,12]. Kil, aktif madde karışımlarında dayanım artışı sadece fiziksel nedenlerden de olabilir. Yani kil plaklarının dizilişi bizim dayanım artışını açıklamamızda yardımcı olabilir. Kimyasal etkide olduğu gibi fiziksel dizilişi değiştiren etmen ortama katılan sudur. Aktif madde ve kil karışımına katılan su nedeniyle kil plakların uçları başka plakların ortalarından tutunarak boşluklu bir yapı oluşturabilir. Bu yapı kart evi olarak adlandırılır [6]. Karışımı oluşturan maddeler bir araya getirildiğinde kart evi şekilde dizilen daneler oldukça sağlam bir yapı oluşturur. İlerleyen sürelerde (kür süresi uzadıkça) kart evi yapısını oluşturan üçgenlerin köşelerinde var olan boşlukların puzolanik reaksiyonlarla oluşan minerallerle dolması dayanımı bir miktar daha artırır (Şekil 1.).



Şekil 1. Kireç Zemin Etkileşimi (Puzolanik Reaksiyon vb.) ile Oluşan Mikro Yapının Şematik Gösterimi (Peethamparan, 2006)

2. MATERYAL VE METOT

Bu çalışmada %80 kil, %20 bentonit karışımı iyileştirilecek zemin, mermer tozu (MT) aktif madde olarak kullanılmıştır. MT ile iyileştirilecek zemin karışımları hazırlanmadan önce kil, bentonit ve MT 110±10°C'de 24 saat kurutulmuştur. Bu malzemenin tamamı No.16 (1.18 mm.) elekten geçecek inceliğe gelinceye kadar, darbe uygulamadan, metal merdane malzeme üzerinde yuvarlanarak ufalanmıştır. Bu işlemle kuruma sırasında topaklanmış malzemeler toz haline getilmiştir. Toz halde ayrı torbalarda saklanan malzemeler her deney öncesi 24 saat 110±10°C'de tekrar kurutulmuştur. Deneylerde kullanılacak karışımlar zemine yüzde 0, 5, 10 ve 15 MT katılarak önce kuru olarak sonra tespit edilen optimum su

içerikleri kadar su ilave edilerek tavalarda mala kullanılarak elle harmanlanmıştır. Bu karışımlar CBR kalıplarına standart proktor enerjisi ile otomatik kompaktörle sıkıştırılmıştır. Bu çalışmada fiziksel ve mekanik deneyler TS 1900-2/2006'da anlatıldığı gibi yapılmıştır [13].

2.1. Kil ve Bentonitin Özellikleri

Bu çalışmada iyileştirilecek zemin (K) %80 kil ve %20 bentonit karıştırılarak elde edilmiş şişme kapasitesi olan bir kil zemindir. Kil seramik üretiminde kullanılmakta ve MASK-6 ticari ismiyle satılmaktadır. Bu kil %70 kaolinit minerali içermektedir. Üreticiden alınan bilgiye göre içerdiği mineraller Tablo 1.'de verilmiştir.

Tablo 1. Kilin Mineral İçeriği

Mineraller	İçerik (%)
Kaolinit	66-72
Kuvars	9-12
İllit	13-15
Diğerleri	4-6

Bentonit TS 977 standardına uygun, toz halinde ve Karakaya Bentonit San. ve Tic. A.Ş.'den 50 kg'lık torba içinde temin edilmiştir. Üreticiden alınan bilgiye göre bentonit kili hiçbir katkı maddesi içermemekte ve tamamen doğaldır, sodyum ve %90 montmorillonit minerali içerdiği için yüksek şişme kapasitesine sahiptir. Etüv kurusu %80 kil + %20 bentonitin optimum su içeriği ile karıştırılarak hazırlanan K zemin kıvam limitleri, dane çapı dağılımı ve özgül ağırlığı Tablo 2.'de verilmiştir.

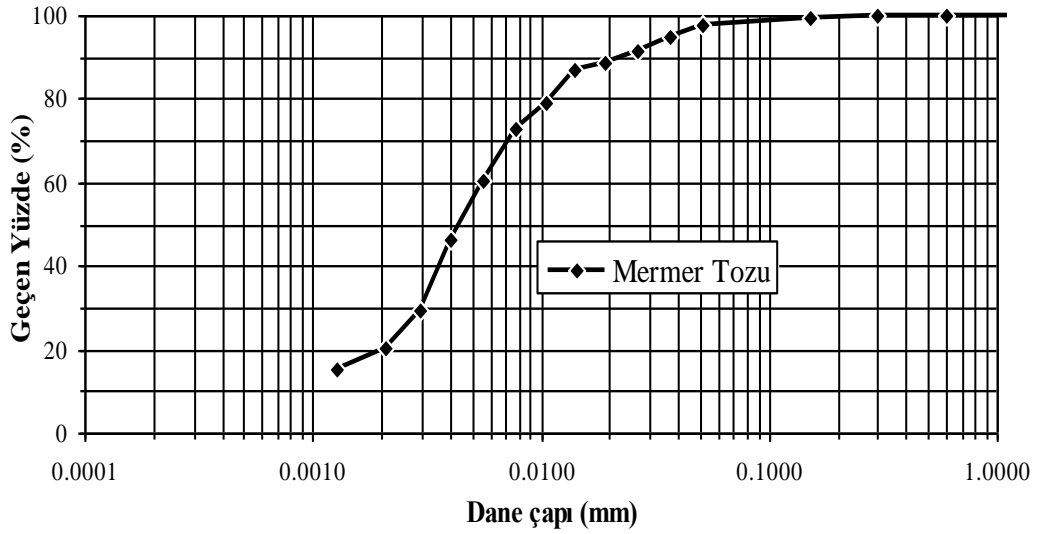
2.2. Mermer Tozu Özellikleri

Mermer tozu (MT) Bilecik Organize Sanayi bölgesinde bir mermer işletmesinden %21-23 su içerikli bisküvi şeklinde alınmıştır. Kurutulmuş, ufalanmış, tamamı No.16 elekten geçecek incelikte toz haline getirilerek kullanıma hazırlanmıştır. MT en küçük boyutlu mermer atığıdır ve büyük çoğunluğu 300 mikrondan küçük taneciklerden oluşur. %80 silt ve %20 kil ve özgül ağırlığı 2.71 olan MT (Tablo 2.) hidrometre deneyinden elde edilen dane çapı dağılım eğrisi Şekil 2.'de verilmiştir. MT plastik olmayan (NP) bir malzemedir.

Tablo 2. Kullanılan Malzemelerin Özellikleri

Malzeme/Karışım	LL	PL	IP	%Silt	%Kil	Gs
Mermer Tozu	-	NP	-	80	20	2.71
%100K	109	24	85	39	61	2.68
%95K+%5MT	95	22	73	47	53	2.69
%90K+%10MT	91	21	70	48	52	2.65
%85K+%15MT	91	23	68	56	44	2.64

Not: NP: Plastik değil, LL: Likit limit, PL: Plastik limit, IP: Plastisite indisi, K: %80Kil + %20 Bentonit, MT: Mermer tozu



Şekil 2. Mermer Tozu Dane Çapı Dağılım Eğrisi

3. ANALİZ SONUÇLARI

3.1. Karışımların Kimyasal ve Mineral Özellikleri

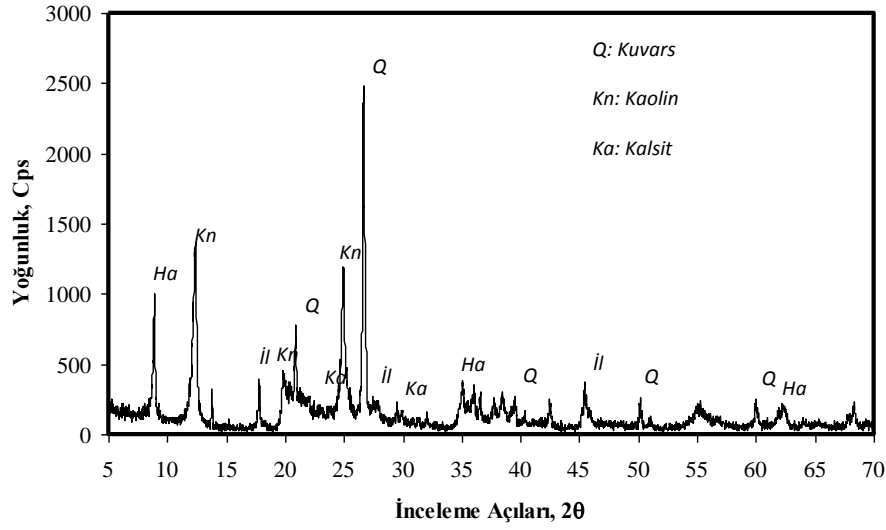
Kimyasal içerikler X-ışınları Floresanı (XRF) ile belirlenmiştir. Zemin deneylerinde kullanılan karışımların ve mermer tozunun Spectro X-Lab 2000 cihazı ile belirlenen XRF sonuçları Tablo 3.'te verilmiştir. Karışımlarda MT oranının artmasıyla, CaO'nun arttığı, SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, Na₂O ve K₂O'nun azaldığı görülmüştür.

Tablo 3. Karışımların Kimyasal Bileşimi (XRF)

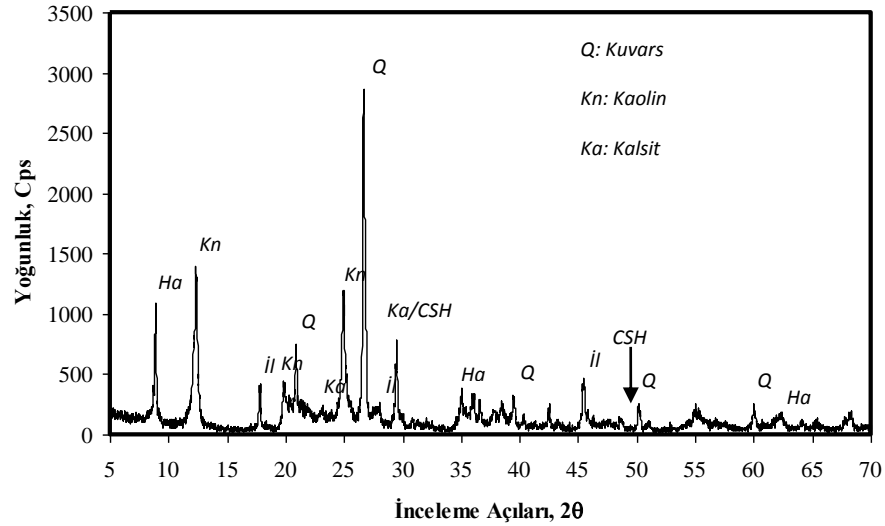
Bileşenler (%)	MT	% 100K	% 95K+% 5MT	% 90K+% 10MT	% 85K+% 15MT
SiO ₂	0.6154	56.2271	52.6198	50.9979	46.9916
Al ₂ O ₃	-	26.1041	24.1740	22.9402	21.9079
Fe ₂ O ₃	0.1677	2.5324	2.4993	2.3502	2.2231
CaO	54.5373	1.2818	4.3310	6.8784	10.2567
MgO	0.4111	0.9149	0.9706	0.9229	0.9407
Na ₂ O	0.6959	0.8752	0.8629	0.7673	0.7355
K ₂ O	0.0347	2.4733	2.3281	2.1656	2.0449
P ₂ O ₅	0.0909	-	0.0976	-	-
TiO ₂	-	1.0240	0.9768	0.9105	0.9276
KK	43.07	8.5670	11.1400	12.0670	13.9770

KK: Kızdırma kaybı, MT: Mermer tozu

Karışımların Nikel filtreli Cu Ka-ışını tüplü Rigaku, Rint 2200 cihazı ile X-ışınları Diffraktometre (XRD) analizi yapılmıştır. Numunelerin XRD Diffraktogramları Şekil 3.-6. 'da verilmiştir.

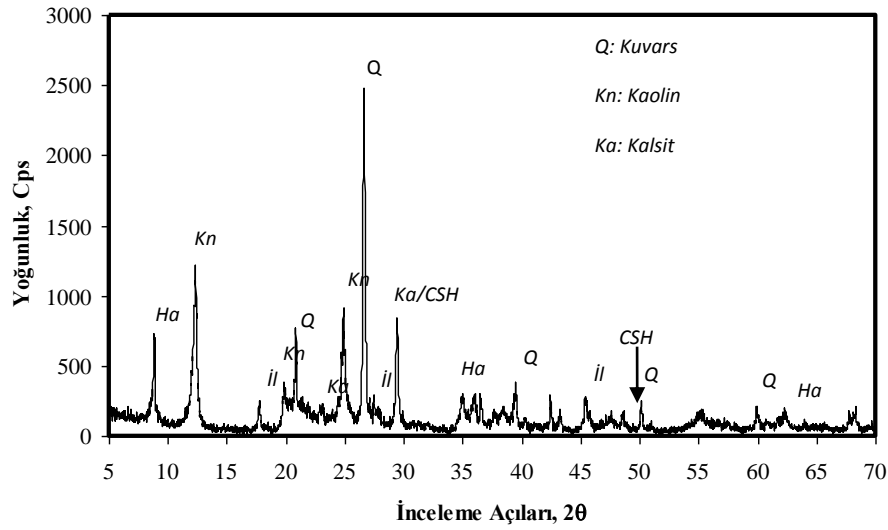


Şekil 3. % 0 Mermer Tozu Katkılı (% 100K) Numunenin XRD Sonucu

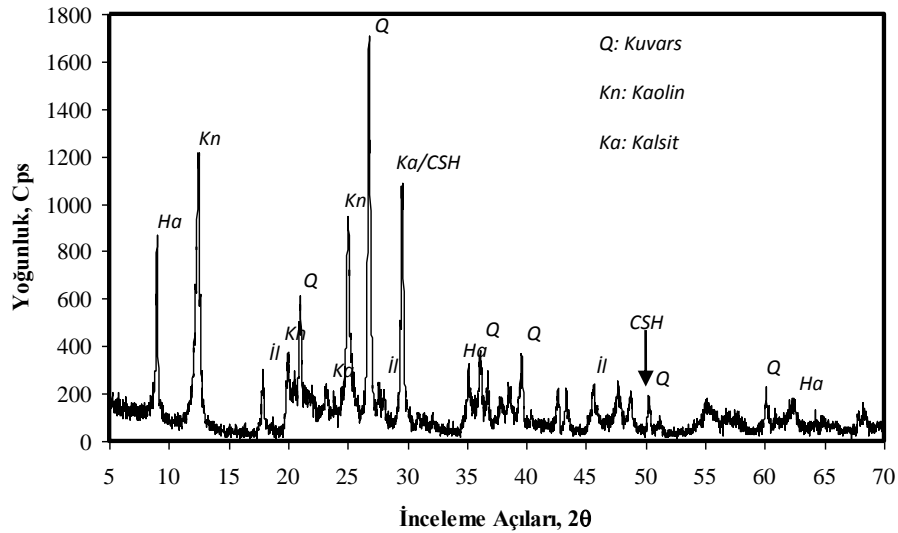


Şekil 4. % 5 Mermer Tozu Katkılı Numunenin XRD Sonucu

28 gün kürlendikten sonra alınan XRD difraktogramlarına göre K zemini (%100K) ve karışımların kuvars, kaolin, kalsit, halloysit ve illit içerdiği tespit edilmiştir (Şekil 3.-6.). Kuvars, kaolin, kalsit ve illit gibi zemin mineralleri ile kirecin reaksiyona girmesi ile Kalsiyum Silikat Hidrat (CSH), Kalsiyum Alüminat (CAH) ve kalsiyum alüminyum silika hidrat (CASH) gibi hidrasyon ürünleri ortaya çıkar [14]. James vd. kaolin ve bentonit karışımı bir zemini kireç ile iyileştirdiğinde CSH ve CAH, CASH mineralleri tespit etmiştir [15]. XRD difraktogramları karşılaştırıldığında (Şekil 4.-6.) CSH minerali tespit edilmiştir. CSH minerali kireç ile zemin iyileştirmenin temel hidrasyon ürünlerinden biridir ve yüzde 5, 10, 15 MT içerikli karışımlarda MT oranının artması ile kalsiyum oksit (CaO) içeriğinin artması ile oluşur.



Şekil 5. % 10 Mermer Tozu Katkılı Numunenin XRD Sonucu

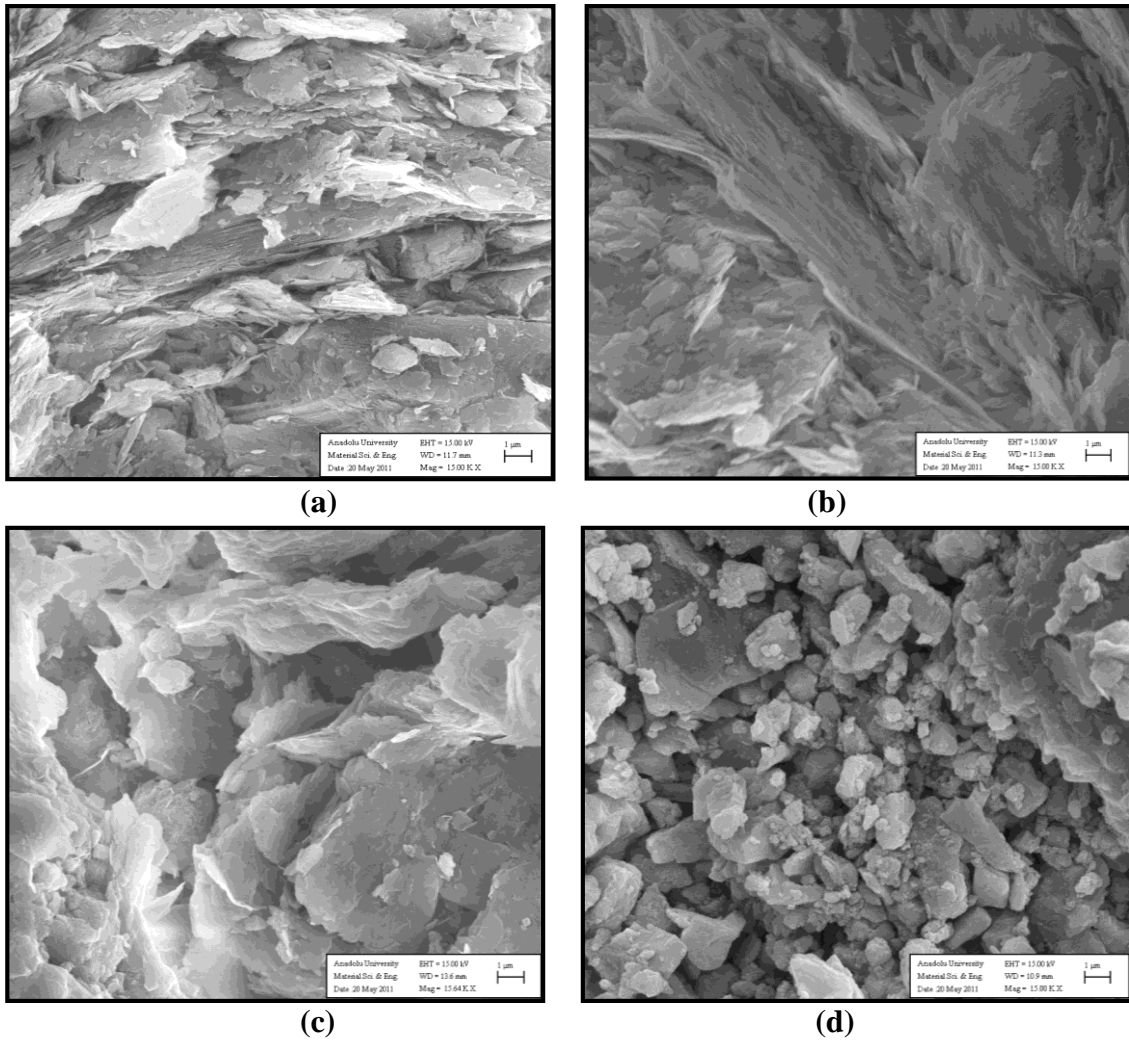


Şekil 6. % 15 Mermer Tozu Katkılı Numunenin XRD Sonucu

3.2. Karışımların Mikroyapı (SEM) Özellikleri

Taramalı Elektron Mikroskop (SEM) analizinde yüksek çözünürlüklü alan emilsiyonlu Zeiss Supra 50 VP kullanılmıştır. 28 gün kürlü karışımlardan alınan numune parçaları kurutulmuş, altın ile kaplandıktan sonra farklı büyütme oranlarında iç yapıları incelenmiş karışımların içerdiği kaolin ve bentonit plaklarının şekilleri, dağılımları ve birbirlerine olan konumları hakkında bilgi edinilmeye çalışılmıştır. Kullanılan numunelerin iç yapısını karakterize edebilecek x15000 büyütülmüş SEM görüntüleri Şekil 6'da verilmiştir. Şekil 6a.'da %100K zemin numunesinin iç yapısının az boşluklu, kaolin ve bentonit plaklarının aralarında ince boşluk tabakaları ve bu tabakaların sırasıyla düz katmanlar ve karışık katmanlar halinde üst üste geldiği heterojen bir yapı görülmektedir. Şekil 6b.'de %5 MT katkıli karışım görülmekte ve

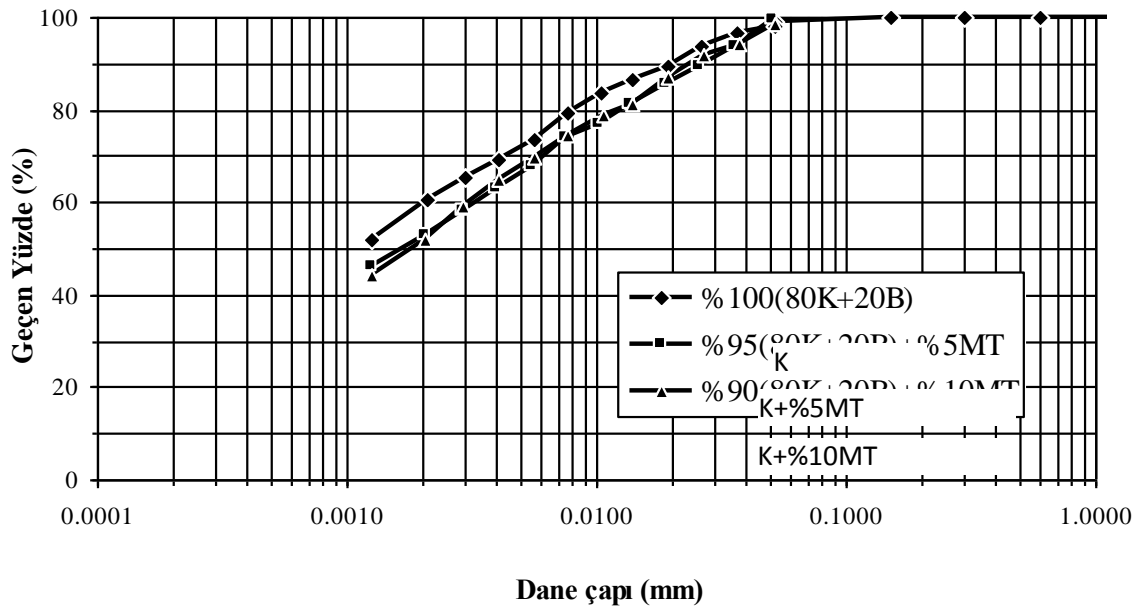
yapının daha sıkı, boşluksuz, sürekli kaolin ve bentonit tabakaları ve aralarında boşluk olmayan sıkı bir yapı görülmektedir. Mikro resimlerden mermer tozunun artmasıyla daha boşluklu bir yapının oluştuğu görülmektedir. Şekil 6c.'de %10 MT katkıli karışım görülmekte ve az boşluklu, az daneli, kaolin ve bentonit plaklarının yarı sürekli düzlemler halinde uzandığı bir yapı görülmektedir. Şekil 6d.'de %15 MT katkıli karışım görülmekte ve önceki MT katkıli karışımlara göre daha dağınık bir yapı görülmektedir. SEM görüntülerinden, %100K numunesinin sıkı bir yapı sergilediği, %5 MT katkıli karışımında mermer tozu etrafında kilin adsorbe olduğu ve bu nedenle de danelerin büyüdüğü görülmektedir. %10 MT ve özellikle %15 MT katkıli karışımında bu oran düzlemlerin sürekliliğini bozan daneli bir yapıya sebep olmuştur. Genel olarak, %5 MT oranından sonra, MT artması ile karışımların yapısının daha dağınık (ayrık) olduğu görülmüştür.



Şekil 6. Mermer Katkıli Numunelerin SEM Görüntüleri (a) %100K; (b) %5 MT; (c) %10 MT; (d) %15 MT

3.3. Karışımların Fiziksel, ve Sıkışma Özellikleri

Deneysel olarak kullanılan zemin-MT karışımlarının tespit edilen silt ve kil oranları ve özgül ağırlıkları Tablo 2.'de, karışımların hidrometre analizi sonucu tespit edilen dane çapı dağılımı eğrileri Şekil 3.'te verilmiştir. Hidrometre analizi sonucu tespit edilen silt ve kil oranları K zemin için sırasıyla %39 ve %61 bulunmuştur. Karışımların silt yüzdesi K zemine ilave edilen MT oranı arttıkça yükselmiştir. Dane çapı dağılımı eğrisinde MT katkılı karışım eğrilerinin %100 K zeminden daha aşağıda çıkması MT katkılı karışımlarda iri danelerin daha fazla olduğunu göstermektedir [11]. Birinci sebebi %80'i silt olan MT'nin karışımlardaki oranının artması ve ikincisi MT arttıkça artan CaO ile kaolin mineralinin reaksiyonu sonucu kil ile MT danelerinin birbirine kimyasal olarak tutunması yani adsorbe olması dolayısıyla karışımdaki iri çaplı danelerin artmasıdır. MT içeren karışımların XRD analizinde CSH minerallerinin görünmesi bu fikri desteklemektedir.



Şekil 3. Karışımların Dane Çapı Dağılımı Eğrisi

Özgül ağırlık değeri %5 MT katkılı karışımda en yüksek bulunmuş ve MT oranı arttıkça azalmıştır. Özgül ağırlık doluluğun (kompasitenin) bir ifadesi olduğuna göre karışımlar içerisinde %5 MT katkılı karışım en yüksek doluluğa sahiptir. Doluluğun yüksek oluşu SEM resimlerinden de görülmektedir (Şekil 6b.). Standart kompaksiyon deneyi sonucu elde edilen, K zeminden %15 MT katkılı karışıma kadar sırasıyla maksimum kuru birim hacim ağırlıklar 15.09, 15.37, 15.54, 15.65 kN/m³, optimum su içerikleri yüzde 23.82, 22.16, 21.60, 21.37 bulunmuştur. Bu sonuçlara göre karışımlar hazırlanırken içerdiği MT oranı arttıkça maksimum kuru birim hacim ağırlıkları artmakta ve optimum su içerikleri azalmaktadır.

3.4. Karışımların Kuru CBR, Şişme Yüzdeleri, Yaş CBR ve Kıvam Limitleri

Bu çalışmada kuru ve yaş CBR deney öncesi karışımlar kürsüz, 7 gün kürlü ve 28 gün kürlü şeklinde üç farklı şartı içeren kür rejimi uygulanmıştır. Bu kür rejimi sonrası kuru ve yaş CBR sonuçları Tablo 4. ve 5.'te verilmiştir. CBR deneyinin doğruluğu deney sonucunda çizilen gerilme-penetrasyon grafiğine bağlı olarak belirlenmiştir. Deney sonuçlarına göre çizilen grafiklerin şekilleri (konkav olmuş) bize deneylerin tekrarı yada düzeltme yapılmasına gerek kalmadığı yönünde bilgi vermiştir. Kürlü ve kürsüz karışımlarda yaş CBR değerinin kuru CBR değerinden %50 oranında düşük olduğu tespit edilmiştir. Kuru CBR neticelerine göre

tüm kür rejimi ve tüm karışımlar için %5 MT karışımları en yüksek taşıma gücünü vermiştir. 28 gün kürlü numunelerde %5 ten sonra MT oranı arttıkça CBR değeri azalmıştır. Yaş CBR deneyleri karışımlara kür rejimi sonrası 4 gün su havuzunda bekletildikten sonra uygulanmıştır. Yaş CBR neticelerine göre kürsüz ve 7 gün kürlü karışımların CBR dayanımına MT ilavesinin hiçbir etkisi olmamıştır. Ancak 28 gün kürlü %5 ve %10 MT katkılı karışımın yaş CBR dayanımında artış görülmüştür. Yaş CBR değerleri %5 MT katkılı karışımın dolgu, yol alt yapısı ve benzeri yerlerde kullanımı için her hangi bir su etkisinde kalmadan en az 28 gün kür süresini tamamlaması gerektiğini ortaya çıkarmaktadır. K zemin iyileştirmesinde %15 MT ilave atık oranının ve üç kür rejiminin kuru ve yaş CBR değerlerinde hiçbir etkisi olmamıştır. Kuru ve yaş CBR değerlerinden en yüksek dayanım değerleri %5 MT karışımlarından elde edilmiştir. Bunun nedeni bu %5 MT karışımının en az boşluklu yapıya özellikle de 28 gün sonunda sahip oluşudur.

Tablo 4. Karışımların Kuru CBR Dayanımları (%)

Karışımlar	Kürsüz	7gün kürlü	28gün kürlü
% 100K	17	17	17
% 95 K+%5MT	19	19	21
% 90 K+%10MT	18	18	19
% 85 K+%15MT	18	18	18

Tablo 5. Karışımların Yaş CBR Dayanımları (%)

Karışımlar	Kürsüz	7gün kürlü	28gün kürlü
% 100K	9	9	9
% 95 K+%5MT	9	9	12
% 90 K+%10MT	9	9	10
% 85 K+%15MT	9	9	9

Karışımlar üç kür rejimi sonrasında da CBR kalıplarında iken su havuzu içinde 4 gün bekletilerek her gün şişme miktarları ölçülmüş, kaydedilmiş ve şişme yüzdeleri hesaplanmıştır. Karışımların 4. gün şişme yüzdeleri Tablo 6.'da görülmektedir. Bu neticelere göre üç kür rejiminde de en az şişme yüzdesi %5 MT katkılı karışımlarda elde edilmiştir.

Tablo 6. Karışımların 4.Gün Şişme Yüzdeleri

Karışımlar	Kürsüz	7gün kürlü	28gün kürlü
% 100K	0.20	0.26	0.28
% 95 K+%5MT	0.12	0.13	0.19
% 90 K+%10MT	0.12	0.26	0.28
% 85 K+%15MT	0.13	0.34	0.44

Beklentinin aksine %5 MT katkılı zeminde kür süresi arttıkça şişme yüzdesi artmıştır. Bunun açıklaması diğer çalışmalarda bildirildiği gibi puzolanik reaksiyonlar sonucu oluşan aglomerasyon (danelenme, granülleşme), flokulasyon (yüzebilen danelerin birbirine tutunarak çökelen danelere dönüşmesi) olaylarıdır [11]. Danelerin büyümesi karışım içyapısını daha geçirgen bir yapıya dönüştürmektedir. Buna karşın kürsüz karışımlar kendi içinde karşılaştırıldığında 0.12 şişme yüzdesi ile zemin-%5MT ve zemin-%10MT en iyi

karışımlardır. 7 ve 28 gün kürlü numuneler birlikte düşünülüp karşılaştırıldığında 28 gün kürlü zemin-%5MT karışımı 0.19 şişme yüzdesi ile kürlü karışımlar içinde en iyisidir. Bu son iki sonuca bakılarak karışımlar kendi kendilerine içinde buldukları şartlarda zaten kürlenmeye devam edecekleri ve bunun engellenemeyeceği düşünülürse şişme yüzdesi açısından en uygun karışım 28 gün kürlü zemin-%5MT karışımı olacağı görülmektedir. Şişmenin az oluşu %5 MT katkı ile aynı zamanda su geçirimsizliği daha az bir zemin karışımının üretilmiş olduğunu göstermektedir.

Kıvam limitleri deneyleri için kür rejimi sonrası kuru ve yaş CBR deneyinden sonra pistonun battığı yerden alınan numunelere likit limit, plastik limit deneyleri yapılmıştır. Deneylere numunelere kurutma, ufalama ve eleme gibi işlemler uygulanmadan piston altından alındığı hallerinde ve su içeriklerinde başlanmıştır. Bu numunelerin bulunan likit limit, plastik limit ve plastisite indisi değerleri Tablo 7. ve 8.'de verilmiştir. MT oran artışı tüm kür rejimlerinde, kuru ve yaş şartlarda plastisite indisini azaltmıştır.

Tablo 7. Kuru CBR Sonrası LL, PL, IP Değerleri

Karışımlar	Kürsüz			7gün kürlü			28gün kürlü		
	LL	PL	IP	LL	PL	IP	LL	PL	IP
% 100K	109	24	85	107	22	85	103	23	80
% 95 K+%5MT	95	22	73	94	21	73	93	21	72
% 90 K+%10MT	91	21	70	90	20	70	89	21	68
% 85 K+%15MT	91	23	68	89	20	69	87	19	68

Not: LL: Lilit limit, PL: Plastik limit, IP: Plastisite indisi

Tablo 8. Yaş CBR Sonrası LL, PL, IP Değerleri

Karışımlar	Kürsüz			7gün kürlü			28gün kürlü		
	LL	PL	IP	LL	PL	IP	LL	PL	IP
% 100K	108	23	85	105	22	83	103	20	83
% 95 K+%5MT	106	23	83	104	20	84	102	19	83
% 90 K+%10MT	101	22	79	97	19	78	96	19	77
% 85 K+%15MT	96	22	74	95	18	77	94	16	78

Not: LL: Lilit limit, PL: Plastik limit, IP: Plastisite indisi

Kürsüz kuru CBR'dan alınan numunelerde plastisite %100K zeminde en yüksek değeri almıştır, katkılı karışımlarda MT oranı arttıkça plastisite azalmıştır. Kür süresinin artması genelde kıvam limitlerinde azalmaya sebep olmuştur. Kürsüz şartlarda katkısız ve %5 MT katkılı numuneler karşılaştırıldığında %5 MT ilavesi plastisiteyi kuru CBR'dan alınan numunelerinde %8 azaltırken yaş CBR'dan alınan numunelerinde %2 azaltmıştır. Aynı katkısız ve %5 MT katkılı karışımlar incelenirse %5 MT ilavesi plastisiteyi kuru CBR'dan alınan numunelerinde 7 ve 28 gün kürede %8 azaltırken yaş CBR'dan alınan numunelerinde 7 gün kürede %1 arttırmış 28 gün kürede değişim %0 olmuş yani plastisite değişmemiştir.

Üç kür rejimi sonunda kuru CBR'dan alınan numunelerinde plastisite en belirgin (% 8) azalmayı katkı oranı %0 MT'den %5 MT'ye çıktığı aralıkta yapmıştır. Fakat üç kür rejimi sonunda yaş CBR'dan alınan numunelerinde plastisitede belirgin (%4-6) azalmayı katkı oranları %5 MT'den %10 MT'ye çıktığı aralıkta göstermiştir. Yaş CBR'dan alınan numunelerde plastisitenin az veya hiç azalmamasının nedeni su içinde 4 gün bekleyen numunelerin dane çaplarını arttıran ve boşluksuz yapıyı sağlayan kimyasal reaksiyonların ortamdaki fazla su nedeniyle oluşmamasıdır. Sonuç olarak yaş CBR deneyi için karışımların 4 gün su içinde kalması MT'nin zemin iyileştirme etkisini azaltmıştır.

4.SONUÇLAR

Çevreye verdiği zararlar nedeniyle zemin iyileştirme amacıyla mermer tozu atığının yeniden kullanılması, sürdürülebilir çevre ve sürdürülebilir yapı teknolojileri amacı var oldukça gündemde kalacaktır. Bu amaçla bu çalışmada plastik olmayan MT atığı şişme kapasitesi olan bir zemine karıştırılmış, MT'nin kil zemin özelliklerine ve CBR'a etkisi araştırılmıştır. Sonuç olarak aşağıda sıralanan tespitlerde bulunulmuştur:

- XRD analizleri ile 28 gün kürlendikten sonra elde edilen difraktogramlarda tüm oranlarda MT ilave edilen zemin karışımlarında CSH minerali gözlenmiştir.
- SEM kullanılarak yapılan incelemelerde %5 MT katkılı zemin karışımların en az boşluklu içyapıya sahip olduğu gözlemlenmiştir.
- Zemin-%5 MT karışımı en yüksek özgül ağırlık değerini vermiştir. Hidrometre analizi sonuçlarına göre karışımların MT oranı arttıkça dane çapı dağılımında içerdiği iri daneler ve silt oranı artmıştır.
- Karışımlarda MT oranı arttıkça maksimum kuru birim hacim ağırlıklar artmış, optimum su içerikleri azalmıştır.
- Kürlü ve kürsüz karışımlarda yaş CBR değerinin kuru CBR değerinden %50 oranında az olduğu belirlenmiştir. Özellikle 28 gün kür sonunda boşluksuz bir yapı oluşturan %5 MT katkılı karışımların kuru ve yaş CBR dayanımları en yüksek değerlere ulaşmıştır. Karışımlardaki MT oranı %5'i geçtiğinde CBR dayanımları düşmüştür.
- 28 gün kürlü yaş CBR dayanımları %5 MT katkılı karışımın dolgu, yol alt yapısı ve benzeri yerlerde kullanımı için her hangi bir su etkisinde kalmadan en az 28 gün kür süresini tamamlaması gerektiğini ortaya çıkarmıştır. Bunun sebebi karışımda oluşan en az boşluklu ve sağlam içyapının 28 günde sudan etkilenmeyecek hale gelebilmesidir.
- Üç kür rejiminde de %5 MT oranlı karışımların en küçük şişme yüzdesini verdiği görülmüştür. Kürlenmeye devam edecekleri düşünülürse şişme yüzdesi açısından en uygun karışım 28 gün kürlü zemin-%5MT karışımı olacağı görülmektedir. Şişmenin az oluşu %5 MT katkı ile aynı zamanda su geçirimsizliği daha az bir zemin karışımının üretilmiş olduğunu göstermektedir.
- Kuru ve yaş CBR'lardan alınan numunelerde MT oranının ve kür süresinin artması ile başta plastisite indisi olmak üzere bütün kıvam limitlerinde azalma tespit edilmiştir. MT artışı ve kür süresinin artışı ile Yaş CBR'lardan alınan numunelerin kıvam limitlerinde azalma kuru CBR'a göre daha az veya hiç olmamıştır. Yaş CBR ortamı kıvam limit değerlerinin düşmesine engel olmuş sonuç olarak karışımların 4 gün su içinde kalması MT'nin zemin iyileştirme etkisini azaltmıştır.

Yukarıdaki bu tespitler %5 MT oranının şişme kapasitesi olan killi zeminler için optimum ilave yüzdesi olduğunu zemin iyileştirmede bu atığın dolgu, yol alt yapısı vb. inşaat işlerinde CBR dayanımı düşük zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılabileceğini göstermiştir. Ancak bu %5 oranı bu atık ile oluşturulan ve doğayı işgal eden birikintileri tüketmek için yeterli olmayacaktır. Kullanım oranının ve zemindeki iyileştirmenin artırılması için bu konuda daha fazla çalışmaya ihtiyaç vardır. Bu ve benzeri atıkların kullanım alanlarının araştırılması ve kullanım miktarlarının arttırılmaya çalışılması bu çalışmanın devamı olarak düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Çetin, B., Aydılek, A.H., ve Güney, Y., “Stabilization of Recycled Base Materials With High Carbon Fly Ash”, Resources, Conservation and Recycling, Vol. 54 (11), pp. 878-892, 2010.
- [2] Amadi, A.A., “Enhancing Durability of Quarry Fines Modified Black Cotton Soil Subgrade With Cement Kiln Dust Stabilization”, Transportation Geotechnics, Vol. 1 (1), pp. 55-61, 2014.
- [3] Sabat, A.K., ve Nanda, R.P., “Effect of Marble Dust on Strength and Durability of Rice Husk Ash Stabilised Expansive Soil”, International Journal of Civil & Structural Engineering, Vol. 1 (4), pp. 939-948, 2011.
- [4] Sabat, A.K., Behera, S.N. ve Dash, S.K., “Effect of Flyash- Marble Powder on the Engineering Properties of an Expansive Soil”, Indian Geotechnical Conference, 2005, India.
- [5] Peethamparan, S., “Fundamental Study of Clay-Cement Kiln Dust (CKD) Interaction to Determine the Effectiveness of CKD as a Potential Clay Soil Stabilizer”, Doktora Tezi, Purdue Üniversitesi, 2006, West Lafayette, USA.
- [6] Klopogge, J.T., “Synthesis of Smectites and Porous Pillared Clay Catalysts: A Review”, Journal of Porous Materials, Vol. 5, pp. 5-41, 1998.
- [7] Karakaya, M.Ç. (2006), “Kil Minerallerinin Özellikleri ve Tanımlama Yöntemleri”, Bizim Büro Basımevi.
- [8] Güner, M.S. (2011), “Malzeme Bilimi Yapı Malzemesi ve Beton Teknolojisi”, Aktif Yayınevi.
- [9] Matsui, K., Ogawa, A., Kikuma, J., Tsunashima, M., Ishikawa, T. ve Matsuno, S., “In Situ Time-Resolved X-Ray Diffraction of Tobermorite Formation Process Under Hydrothermal Condition: Influence of Reactive Al Compound”, Powder Diffraction, Vol. 26 (02), pp.134-137, 2011.
- [10] Fırat, S., Yılmaz G., Cömert, A.T. ve Sümer, M., “Utilization of Marble Dust, Fly Ash and Waste Sand (Silt-Quartz) in Road Subbase Filling Materials”, KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 16 (7), pp. 1143-1151, 2012.
- [11] Cömert, A.T., “Uçucu Kül, Mermer Tozu ve Endüstriyel Atık Kumu Yol Alt Yapısında Kullanılabilirliğinin Araştırılması”, Doktora Tezi, Sakarya Üniversitesi, 2012, Türkiye.
- [12] Ural, N., Karakurt, C. ve Cömert, A.T., "Influence of Marble Wastes on Soil Improvement and Concrete Production.", Journal of Material Cycles and Waste Management, Vol. 16 (3), pp. 500-508, 2014.
- [13] TS 1900-2, İnşaat Mühendisliğinde Zemin Lâboratuvar Deneyleri - Bölüm 2: Mekanik Özelliklerin Tayini, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 2006.
- [14] Yi, Y., Gu, L. ve Liu, S., “Microstructural and Mechanical Properties of Marine Soft Clay Stabilized by Lime-Activated Ground Granulated Blastfurnace Slag.”, Applied Clay Science, Vol. 103, pp. 71-76, 2015.
- [15] James, R., Kamruzzaman, A.H.M., Haque, A. ve Wilkinson, A., “Behaviour of Lime-Slag-Treated Clay”, Proceedings of the ICE-Ground Improvement, Vol. 161(4), pp. 207-216, 2008.

JET GROUTING YÖNTEMİ İLE ZEMİN ISLAHI SONRASI PARAMETRE DEĞİŞİMLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF SOIL PARAMETERS EXCHANGE AFTER SOIL IMPROVEMENT WITH JET GROUTING TECHNIQUE

İlkay TONYALI¹

Çağlar HOROZ²

Serkan ÇAĞLAR³

ABSTRACT

In this study, within the scope of the housing construction 1344 in Samsun province, Canik county, the parameter changes occurring in sub-base courses of block CK1-S5 have been analyzed where building area improvements were made via “Jet Grouting” method. On the settlement area of the structure, which is expected to have ultimate bearing capacity and load settlement problems, jet grout columns of 80 cm diameter, 2.20 meters’ intervals and 15 meters of length, have been manufactured. Before and after the soil improvement, the seismic wave (shear wave and pressure wave) velocity measurements have been performed and the occurring changes have been put forth comparatively. By means of soil-cement mixture columns with high shear modulus, it is specified that the liquefaction potential of the soil versus its resistance, its endurance parameters, the soil group and the frequency profoundly and homogeneously rise.

Keywords: Soil improvement, shear modulus, elasticity modulus, liquefaction potential, seismic wave velocity.

ÖZET

Bu çalışmada, Samsun İli, Canik İlçesi, 1344 Konut İnşaatı İşi kapsamında, “Jet Grouting” yöntemi ile oturma alanında iyileştirme yapılan CK1-S5 bloğu temelleri altındaki zemin tabakalarında meydana gelen parametre değişimleri incelenmiştir. Mevcut durumda taşıma gücü ve oturma problemleri beklenen yapının oturma alanında, 80 cm çapında, 2,20 metre aralıklarla, 15 metre uzunluğunda jet grout kolonları imalatı yapılmıştır. Zemin ıslahı öncesi ve sonrasında sismik dalga (kayma dalgası ve basınç dalgası) hız ölçümleri yapılarak, meydana gelen değişimler karşılaştırmalı olarak ortaya konulmuştur. Yüksek kayma modüllü zemin-çimento karışımı jet grouting kolonları sayesinde, zeminlerin sıvılaşma potansiyeline karşı dirençlerinin, mukavemet parametrelerinin, zemin gruplarının ve sıklık oranlarının derinlemesine homojen olarak arttığı belirlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Zemin ıslahı, kayma modülü, elastisite modülü, sıvılaşma potansiyeli, sismik dalga hızları.

¹ İnşaat Yüksek Mühendisi, Moment Proje, ilkaytonyali@momentproje.com

² İnşaat Yüksek Mühendisi, Cihangir İnşaat, horozcaglar@gmail.com

³ Jeofizik Mühendisi, TOKİ, scaglar@toki.gov.tr

1. GİRİŞ

Zemin-çimento karışımı kolonları ile zemin ıslahı teknikleri, günümüzde sıklıkla kullanılan yöntemler haline gelmiştir. Özellikle, uygulama hızı ve ekonomikliği ile tercih edilen “Jet Grouting” yöntemi, temel altı iyileştirmeleri, geçirimsizlik perdesi oluşturulması, tünel zeminin iyileştirilmesi, oyulmaya karşı takviye yapılması, şev stabilitesinin sağlanması gibi bir çok alanda Geoteknik Mühendisliğinde kullanılmaktadır. İlk olarak 1970 yılında Japonya’da uygulanan “Jet Grouting” yöntemi, ardından Amerika ve Avrupa kıtalarında, teknolojisi gelişmiş ülkeler tarafından tercih edilmiştir. Bu yöntemin hızlı bir biçimde yaygınlaşmasının nedeni, temellerin genişletilmesi ve derinleştirilmesi gibi geleneksel yöntemlerin yetersiz kaldığı durumlar için, etkili, hızlı ve ekonomik çözümler oluşturabilmesidir [1].

Zemin-çimento karışımı kolonlar kullanılarak yapılan zemin ıslahları sonrası meydana gelen parametre değişimlerinin belirlenmesi konusunda bir çok çalışma mevcuttur. Özsoy ve Durgunoğlu [2], yüksek kayma modüllü zemin-çimento karışımı kolonlarla, sıvılaşma etkilerinin azaltılmasını incelemiştir. Yapılan çalışmada, deprem durumunda oluşacak kayma gerilmelerinin, zemin-çimento karışımı kolonlar ile bunları çevreleyen zeminler arasında, kayma modülleri oranında dağılacağı varsayımı yapılarak, bir vaka analizi üzerinde sıvılaşma riskinin azaltıldığı gösterilmektedir.

Axtel ve Stark [3], Kansas Nehirler Bölgesinde yer alan Big Blue Nehri üzerine kurulu Tuttle Koy Barajı’nda, geçirimsizlik perdesi oluşturulması için uygulanan “Jet Grouting” ve “Deep Mixing” tekniklerini kıyaslamalı olarak incelemiştir. Bahsi geçen çalışmada, “Karşıt-Kuyu” (Cross-Hole) deneyi kullanılarak, derinlik boyunca her iki yöntemle oluşturulan geçirimsizlik perdelerinin, kayma ve basınç dalgası hız ölçümleri yapılmıştır. Ayrıca, her iki teknikle oluşturulan kolonlardan karot numuneleri alınarak, laboratuvar ortamında birim hacim ağırlıkları, serbest basınç dirençleri ve elastisite modülleri tespit edilmiştir. Yapılan çalışma neticesinde, zeminde uygulanan her iki teknik sayesinde, kayma modüllerinin 3-4 kat oranında arttığı gösterilmiştir.

Kumar [4], çimento-katkı maddesi karışımı enjeksiyonların, zeminlerin mukavemet parametreleri (kohezyon değeri, içsel sürtünme açısı ve kayma direnci) ve permeabiliteleri üzerindeki etkilerini incelemiştir. Buna göre, çimento oranı, kür zamanı, zeminin su muhtevası ve katkı maddesi oranı değişimlerinin, karışımların mukavemet ve permeabilite özellikleri üzerinde etkili olduğu gösterilmiştir.

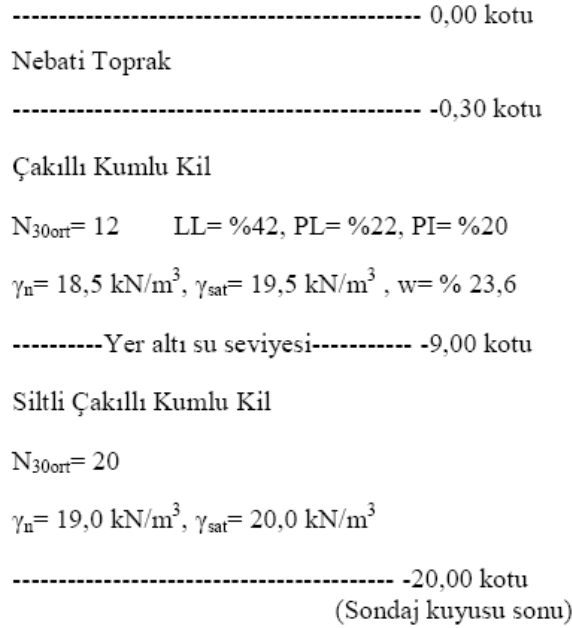
Bu çalışmada ise, Samsun İli, Canik İlçesi, 1344 Konut İnşaatı İş kapsamında, yapı temelleri altında uygulanan “Jet Grouting” yöntemi ile ıslah çalışmaları sonrasında, zeminde meydana gelen parametre değişimlerinin tespit edilmesi amaçlanmıştır.

2. İNCELEMAYA ESAS YAPI VE ZEMİN ÖZELLİKLERİ

İnceleme alanında, 6 adet 2 bodrum, zemin, 11 normal katlı ve 24 adet bodrum, zemin, 11 normal katlı olmak üzere, toplam 30 adet konut tipi yapının inşaatı tamamlanmıştır. Yapı temelleri, radye olarak tercih edilmekle birlikte, bloklar altında taşıma gücü ve oturma problemleri ile karşılaşılacağı öngörülerek, “Jet Grouting” tekniği ile zemin iyileştirme çalışmaları yapılmıştır.

Bu çalışma kapsamında, zemin ıslahı yapılan bodrum, zemin, 11 normal kattan oluşan CK1-S5 bloğu incelenmiştir. CK1-S5 bloğuna ait temel, genişliği 15 metre, uzunluğu 17 metre ve derinliği en düşük kottan itibaren 3 metre'dir.

İnşaat sahasında, zemin profillerinin derinlemesine belirlenmesi amacıyla, 30 adet toplam 564 metre sondaj çalışması yapılmıştır. İncelenen CK1-S5 bloğu altında ise, 20 metre derinliğinde 1 adet sondaj kuyusu açılmış olup, elde edilen zemin profili Şekil 1'de verilmektedir.



Şekil 1. CK1-S5 Bloğu İçin Elde Olunan Temel Altı Zemin Profili

3. ZEMİN ISLAH ÇALIŞMALARI

CK1-S5 bloğu için gerçekleştirilmiş yapısal analizler sonucunda, temel altı gerilmelerin yapının oturacağı çakıllı, kumlu kil birimin emniyetli taşıma gücü değerini aşacağı belirlenmiştir. Bu nedenle, temel oturum alanında, 80 cm çapında, planda 2,20 metre karelajla, 15,00 metre uzunluğunda jet grout kolonları tasarlanmıştır. Jet grout imalatında kullanılan malzeme ve ekipman özellikleri aşağıda sıralanmaktadır.

Yöntem:	Jet 1
Su/Çimento Oranı:	1
Çimento Dozajı:	450 kg/m ³
Çimento Cinsi:	PÇ 42.5
Uygulama Basıncı:	450 bar
Nozzle Sayısı:	2
Nozzle Çapı:	2 mm

4. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Yapılan deneysel çalışmalar, iki ana aşamada gerçekleştirilmiştir. İlk aşamada, zemin ıslahı öncesi durumu tespit etmek amacıyla, ASTM D5777 standardına uygun olarak 4 adet Sismik Kırılma ve Eurocode-8 standardına uygun olarak 4 adet Yüzey Dalgası Analizi (MASW) Deneyle uygulanmıştır. Bu deneyler için, 24 kanallı sismograf cihazı, 24 adet 14Hz P Dalgası jeofonları, 24 adet 14 Hz S Dalgası jeofonları ve 24 adet 4,5 Hz MASW jeofonları, çok kanallı olarak otomatik sinyal grafiği verebilen bir optik ünite ve kaynak olarak balyoz ile çelik pad kullanılmıştır.

İkinci aşamada, “Jet Grouting” ile zemin ıslahı sonrasında, zemin parametrelerinde meydana gelen değişimlerin belirlenmesi için, yukarıda belirtilmiş olan standartlarına uygun olarak, 6 adet Sismik Kırılma ve 6 adet Yüzey Dalgası Analizi Deneyle yapılmıştır.

Sismik kırılma profilleri, iyileştirme öncesi ve sonrasında, grup dışı alıcı uzaklığı (offset) 1 metre ve grup içi alıcı uzaklığı (jeofon) 1 metre olacak şekilde yapılmıştır. Yüzey Dalgası Analizleri (MASW) ise, grup dışı alıcı uzaklığı 8 metre ve grup içi alıcı uzaklığı 1 metre olacak şekilde uygulanmıştır. Arazide uygulanan jeofizik deneyler için hazırlanan düzenekler, Şekil 2’de görülmektedir.

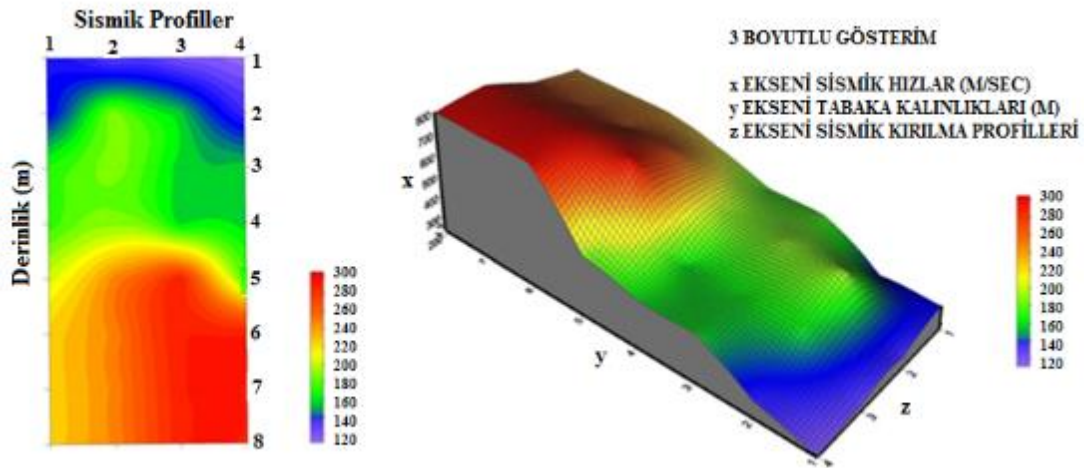


Şekil 2. Jeofizik Deney Düzeneği Görünümü

5. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

5.1. Kayma Dalgası Hızı Analizleri

İlk aşamada gerçekleştirilen jeofizik çalışmalar sonucunda, inceleme alanında zemin ıslahı öncesindeki kayma dalgası hızları belirlenerek, arazinin iki ve üç boyutlu sismik profilleri çıkartılmıştır. Şekil 3’de ıslah çalışması öncesi Vs dalga hızlarına ait profil çalışmaları verilmektedir. Mevcut durum için ortaya konan veriler incelendiğinde, profillerin 3 ana tabakadan oluştuğu görülmektedir. Tabaka kalınlıkları ve kayma dalgası hızları Tablo 1’de özetlenmektedir.



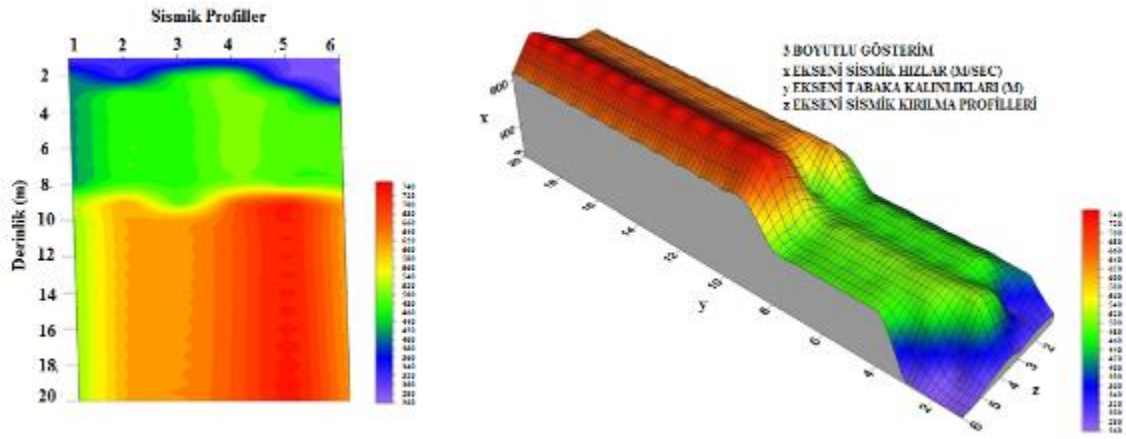
Şekil 3. Vs Hızlarının Zemin Islahı Öncesi 2 ve 3 Boyutlu Profilleri

Tablo 1. Zemin Islahı Öncesi Tabaka Kalınlıkları ve Vs Hızları

Hatlar	Tabaka No	Kalınlık (m)	Vs (m/s)
Kırılma-1-1	1	2.4	151
	2	2.6	230
	3	-	299
Kırılma-1-2	1	1.4	153
	2	3	231
	3	-	359
Kırılma-1-3	1	1.9	151
	2	2.8	192
	3	-	270
Kırılma-1-4	1	1.8	129
	2	2.7	201
	3	-	269

İkinci aşamada, zemin ıslahı sonrası kayma dalgası hızı analizleri yapılmıştır. Elde edilen iki ve üç boyutlu profiller Şekil 4'de verilmektedir. Tablo 2'de tabaka kalınlıkları ve bu tabakalara ait Vs değerleri bulunmaktadır.

Her iki durum incelendiğinde, kayma dalgası hızlarının zemin ıslahı sonrasında, mevcut duruma göre %154 ile %277 arası oranlarda arttığı görülmektedir. Bununla birlikte, profillerdeki 1 nolu tabaka kalınlıklarının azaldığı, 2 nolu tabaka kalınlıklarının ise 3 katı kadar artış gösterdiği belirlenmiştir. Bu durumun, yüksek kayma modüllü jet grout kolonlarının, zeminin kayma direncini derinlemesine homojen olarak arttırmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Buna ek olarak, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte [5] verilmiş olan kayma dalgası hızlarına göre kaya ve zeminlerin sınıflandırılması kıstaslarına göre, zemin ıslahı öncesi D grubu ($V_s < 200$ m/s) olan zemin tabakaları, C grubuna ($200 < V_s < 300$ m/s); C grubu olan tabakalar ise, B grubuna ($300 < V_s < 700$ m/s) yükselmiştir.



Şekil 4. V_s Hızlarının Zemin Islahı Sonrası 2 ve 3 Boyutlu Profilleri

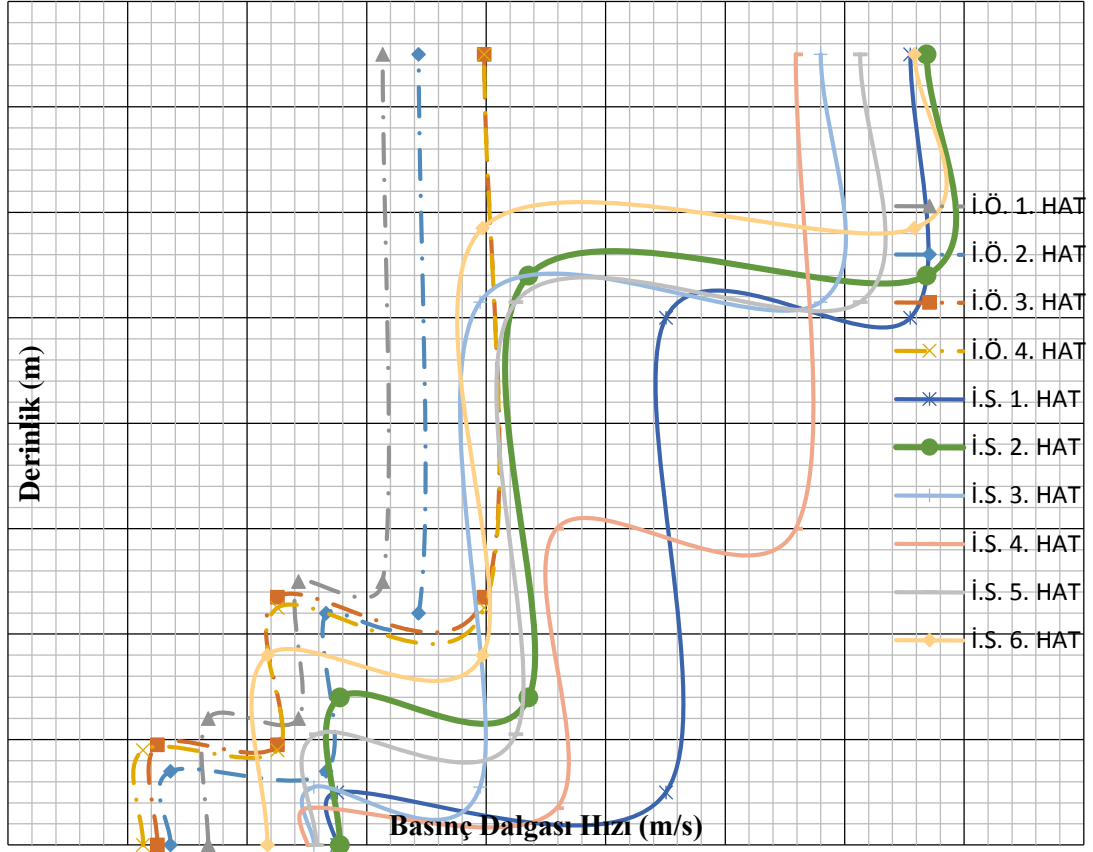
Tablo 2. Zemin Islahı Sonrası Tabaka Kalınlıkları ve V_s Hızları

Hatlar	Tabaka No	Kalınlık (m)	V_s (m/s)
Kırılma-2-1	1	1.0	298
	2	9.0	407
	3	-	519
Kırılma-2-2	1	2.8	307
	2	8.0	479
	3	-	627
Kırılma-2-3	1	1.1	235
	2	9.2	463
	3	-	627
Kırılma-2-4	1	0.7	303
	2	5.3	508
	3	-	678
Kırılma-2-5	1	2.1	279
	2	8.2	481
	3	-	744
Kırılma-2-6	1	3.6	262
	2	8.1	483
	3	-	618

5.2. Basınç Dalgası Hızı Analizleri

İnceleme alanında, zemin ıslahı öncesi ve sonrasında yapılan jeofizik deneyler sonucunda elde edilen basınç dalgası hızlarının, derinlikle değişimi Şekil 5’de toplu olarak verilmektedir. Her üç tabakada ölçülen V_p hızlarının, zemin ıslahı sonrası ilk duruma göre, %149 ile %245 arası oranlarda arttığı görülmektedir. Bununla birlikte, özellikle ikinci tabaka kalınlıklarının, ortalama 8 metre’lere çıktığı belirlenmiştir.

Yeraltı suyu seviyesi altında ölçülen V_P değerleri, suyun basınç dalgası hızından (1500-1800 m/s) doğrudan etkilenmektedir [6]. Zemin ıslahı sonrası, yüzeyden yaklaşık 10 metre aşağıdaki üçüncü tabakalarda, 1., 2. ve 6. Hat basınç dalgası hızları 1500 m/s'nin üzerinde ölçülmüştür. Bu durumun, sondaj çalışmalarında gözlemlenen 9 metre'deki yeraltı suyu seviyesinden kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 5. Basınç Dalgası Hızlarının Zemin Islahı Öncesi ve Sonrası Toplu Gösterimi

5.3. V_P/V_S Oranı Değişimi

V_P/V_S oranı, son yıllarda sıvılaşma durumu hakkında ön bilgi edinilmesinde, zemin büyüme analizlerinde, hidrokarbon ve akifer incelemelerinde, laboratuvar ve arazi deneyleri ile birlikte değerlendirilmeye başlanmıştır [7]. Ayrıca, basınç dalgası hızının kayma dalgası hızına oranı kullanılarak, zemin ile kayaların indeks ve mukavemet özelliklerinin belirlenebilmesi için birçok araştırma bulunmaktadır [8].

Arazi jeofizik deneyleri sonucunda elde edilen V_P/V_S oranları, zemin ıslahı öncesi ve sonrası durumlar için, sırasıyla Tablo 3 ve Tablo 4'de verilmiştir. Buna göre, zemin ıslahı öncesinde, tabakalardaki ortalama V_P/V_S oranları, 1,85 ile 2,48 arasında değişirken, ıslah sonrası bu değerler, ortalama %10 azalarak 1,80 ile 2,25 arasına gerilemiştir. Keçeli [7], sismik sıkışma dalgası hızının kayma dalgası hızına oranının, yeraltı suyuna doymayan çok sıkı, sert ortamlarda 1,50 ile yeraltı suyuna doymuş gevşek ortamlarda 8,0 arasında değiştiğini belirtmektedir. Bu durum dikkate alındığında, V_P/V_S oranlarında zemin ıslahı sonrası meydana gelen azalmaların, zeminin sıklık oranındaki artışlardan kaynaklandığı düşünülmektedir.

Tablo 3. Zemin Islahı Öncesi V_p/V_s Oranları

Hatlar	Tabaka No	V_p/V_s
Kırılma-1-1	1	2.22
	2	2.11
	3	2.10
Kırılma-1-2	1	1.78
	2	2.30
	3	1.91
Kırılma-1-3	1	1.66
	2	2.35
	3	2.95
Kırılma-1-4	1	1.75
	2	2.24
	3	2.96

Tablo 4. Zemin Islahı Sonrası V_p/V_s Oranları

Hatlar	Tabaka No	V_p/V_s
Kırılma-2-1	1	1.85
	2	2.71
	3	2.91
Kırılma-2-2	1	1.67
	2	1.65
	3	2.17
Kırılma-2-3	1	2.13
	2	1.98
	3	2.10
Kırılma-2-4	1	1.65
	2	1.81
	3	1.94
Kırılma-2-5	1	1.85
	2	1.77
	3	1.92
Kırılma-2-6	1	1.66
	2	1.64
	3	2.45

5.4. Kayma Modülü Analizleri

Düşük deformasyon değerleri altındaki elastik kayma modülü değerleri, deprem mühendisliğinde ve zemin yapılarının deprem durumundaki etkileşiminin incelenmesinde kullanılan temel geoteknik parametrelerdendir [9]. Hardin ve Black [10], zeminlerin kayma modüllerinin, düşey efektif gerilmelere, boşluk oranlarına, zeminlerin yapısına, aşırı konsolidasyon oranlarına, sıcaklık ve suya doygunluk derecelerine göre değişimlerini ortaya koymuştur.

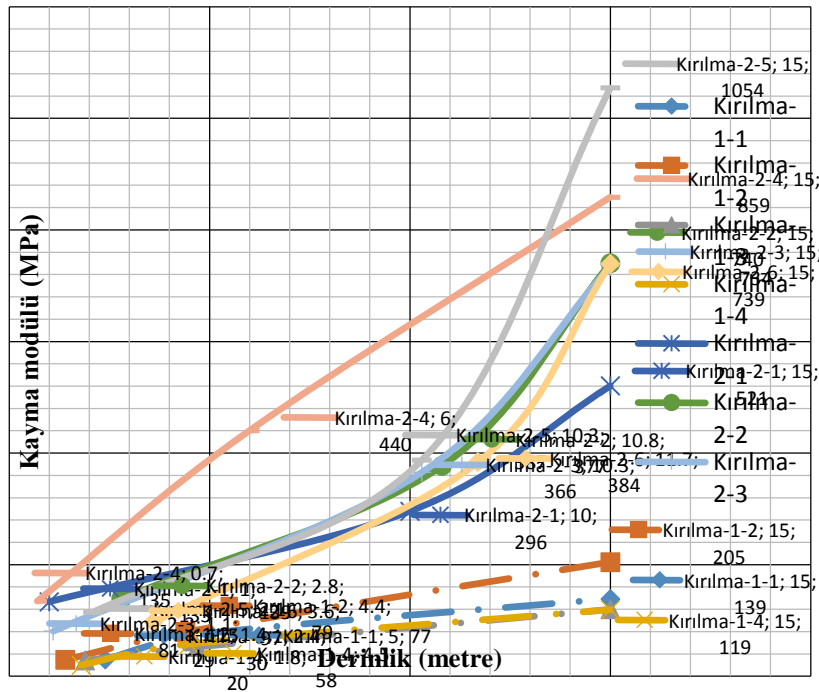
Kayma dalgası hızları, zeminlerin kayma modüllerine bağlı olarak değişim göstermektedir. Bu çalışma kapsamında yapılan orantısal değerlendirmeler, % 0.0001'den küçük şekil değiştirmeler için, zeminlerin kayma modüllerinin (G) belirlenebildiği aşağıdaki formül yardımıyla gerçekleştirilmiştir [11].

$$G = \rho V_s^2 \quad (1)$$

Yoğunluk (ρ) değerleri, Gardner ve diğ. [12] tarafından geliştirilen ve aşağıda verilen formül yardımıyla elde edilmiştir. Burada, a düzeltme katsayısı, yoğunluk biriminin g/cm^3 olduğu durumlarda, 0,31 değerini almaktadır [13].

$$\rho = a V_s^{1/4} \quad (2)$$

Yukarıda verilen yaklaşımlar kullanılarak zemin ıslahı öncesi ve sonrası kayma modülü değerleri hesaplanmıştır. Her iki aşama için yapılan analizler sonucunda elde edilen kayma modülleri, Şekil 6'da toplu olarak verilmektedir.



Şekil 6. Zemin Islahı Öncesi ve Sonrası Kayma Modülü Değerleri Toplu Gösterimi

Zemin ıslahı sonrasında ortalama kayma modülü değerlerinin, 1. tabakalarda %433, 2. tabakalarda %562 ve 3. tabakalarda %532 oranlarında artış gösterdiği görülmektedir.

Yunmin ve diğ. [14], zeminlerin kayma modülleri ile deprem durumundaki sıvılaşma dirençleri arasındaki ilişkiyi laboratuvar ortamında incelemiştir. Bahsi geçen çalışmada, zeminlerin düşük deformasyon değerleri altındaki kayma modülleri ile sıvılaşma dirençleri arasında lineer bir bağlantı olduğu ortaya konulmaktadır. Bu durum ve yukarıdaki kayma modülü artışları dikkate alındığında, ıslah edilmiş zeminin, deprem durumunda sıvılaşma potansiyeline karşı direncinin arttığı değerlendirilmiştir.

5.5. Elastisite Modülü Analizleri

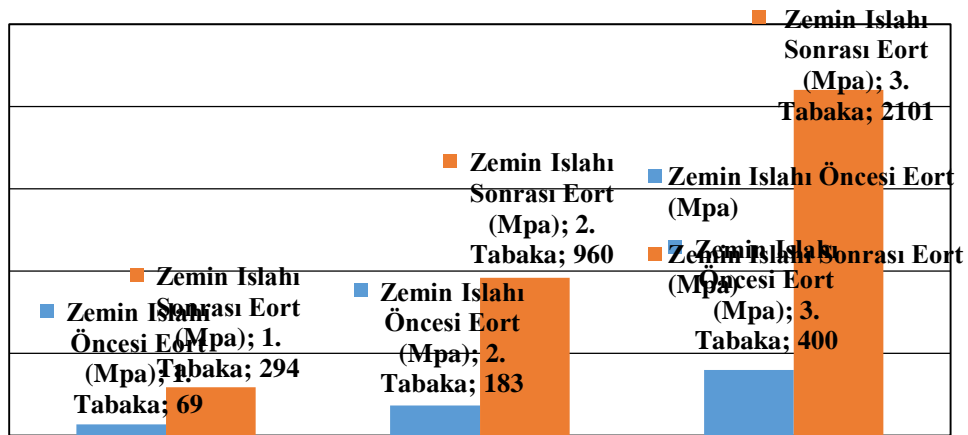
Elastisite (Young) modülleri, zemin ve kayaların mukavemet özelliklerini yansıtan önemli parametrelerden biridir. Kısaca, birim aksenal gerilmenin, bu etki altında oluşan birim deformasyona oranı olarak tanımlanabilen elastisite modülü, zemin ve kayalarda mineral birleşimine, dane boyut ve büyüklüğüne, gözenek yapısına, suya doygunluk derecesine, sertliğe, sıklığa, jeolojik geçmişe bağlı değişim göstermektedir [15].

Sismik deney yöntemlerinde, düşük deformasyon genliklerinde dalgalar ile ölçüm yapılmaktadır. Bu durum, zemin parametrelerinde meydana gelen değişimlerin, ortamın elastik davranış sergilediği aralıklarda değerlendirilmesine olanak sağlamaktadır. Bu çalışma kapsamında, elastisite modüllerinde (E) meydana gelen orantısız değişimler, sismik dalga hızlarının kullanıldığı aşağıdaki bağıntı yardımıyla elde edilmiştir [16].

$$E = G \frac{(3*V_p^2 - 4*V_s^2)}{(V_p^2 - V_s^2)} \quad (3)$$

Şekil 7’de her tabaka için hesaplanan ortalama elastisite modülü değerleri verilmektedir. Buna göre, “Jet Grouting” kolonları yardımıyla ıslah edilmiş zemin elastisite modüllerinin, ilk duruma göre %425-%525 oranlarında arttığı görülmektedir.

Jardine ve diğ. [17], düşük deformasyon değerlerinde (%0.01 ile %0.1 arasında) gerçekleştirdiği üç eksenli deneylerle, zemin mukavemetinin büyük deformasyon değerlerine (%1) göre daha yüksek olduğunu göstermiştir. Buna paralel olarak, iyileştirme sonrası meydana gelen elastisite modülü artışları, zeminin daha büyük yüklemeye değerleri altında elastik davranış sergileyebilmesini mümkün kılmaktadır. Bu durum, ıslah sonrası zemin mukavemet parametrelerindeki artışı ortaya koymaktadır.



Şekil 7. Zemin Islahı Öncesi ve Sonrası Ortalama Elastisite Modülü Değerleri

6. SONUÇLAR

Günümüzde yaygın biçimde kullanılan “Jet Grouting” tekniği ile zemin ıslahı çalışmalarının mukavemet parametreleri üzerindeki etkisi, jeofizik deneyler yardımıyla incelenmiştir. Bu amaçla, zemin ıslahı öncesi ve sonrası, arazide düşük deformasyon genliklerinde ölçüm yapabilmeye imkan sağlayan, sismik deneyler tatbik edilmiştir.

Yapılan incelemeler neticesinde, kayma dalgası hızlarının 1,50 katı ve üzeri oranlarda arttığı belirlenmiştir. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte verilmiş olan, V_s hızlarına göre kaya ve zeminlerin sınıflandırılması kıstaslarına göre, ıslah sonrası zemin grubu değerlerinin bir üst seviyeye yükseldiği görülmüştür.

Basınç dalgası hızları, iyileştirme sonrası %149-%245 oranlarında artış göstermiştir. Bu değerlendirmelere paralel olarak, V_p/V_s oranları, ıslah çalışmaları sonrası ortalama %10 oranında azalmıştır. Bu durumun, zeminin sıklık oranındaki artıştan kaynaklandığı öngörülmektedir.

%0,0001’den küçük şekil değiştirmeler için hesaplanan kayma modülleri, ortalama 5 kat yükselmiştir. Zemin kayma modülü ile sıvılaşma dirençleri arasında lineer bir bağlantı olduğu göz önüne alındığında, yüksek kayma modüllü jet grout kolonlarının, zeminin sıvılaşma potansiyeline karşı direncini arttırdığı değerlendirilmiştir.

İyileştirme çalışmaları sonrasında, zemin tabakalarına ait elastisite modülü değerlerinin, 4-5 kat üzerinde arttığı görülmüştür. Bu durum, zeminin daha büyük yükleme değerleri altında elastik davranış gösterebilme kabiliyetini arttırmaktadır. Düşük deformasyon değerleri altında, büyük deformasyon değerlerine göre mukavemet parametrelerinin daha yüksek olduğu bilindiğinden, ıslah sonrası zemin dayanımının pozitif yönde etkilendiği ortaya konulmaktadır.

Yukarıda verilmiş olan değerlendirmeler doğrultusunda, son dönemde Geoteknik Mühendisliğinde sıklıkla tercih edilen “Jet Grouting” tekniği ile ıslah çalışmalarının, zeminlerin mukavemet parametrelerini olumlu yönde değiştirdiği belirlenmiştir. Bu makalede, iyileştirilmiş zemin parametreleri, düşük deformasyon genliklerinde incelenmiş olup, gerçek davranışın arazi ve laboratuvar çalışmaları ile desteklenmesi son derece önemlidir.

KAYNAKLAR

- [1] Toğrol, E., 1994. Temel Takviyesi Yöntemlerine Yeni Bir Bakış, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara, s. 887-917.
- [2] Özsoy, B., Durgunoğlu, T., 2003. Sıvılaşma Etkilerinin Yüksek Kayma Modüllü Zemin-Çimento Karışımı Kolonlarla Azaltılması, Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Kongresi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, 26-30 Mayıs, İstanbul.
- [3] Axtell, P. J., Stark, T. D., 2008. Increase in Shear Modulus by Soil Mix and Jet Grout Methods, DFI Journal, Vol 2. No.1, November 2008, p.p. 11-21.
- [4] Kumar, S.T.G., A Study On The Engineering Behaviour of Grouted Loose Sandy Soils, Dissertation, School of Engineering Cochin University of Science and Technology, November 2010.
- [5] DBYBHY, 2006. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Mart 2006.
- [6] Woods, R.D., 1978, Measurement of Dynamic Soil Properties, State of the Art Report: Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, CA. 1, 91-178.

- [7] Keçeli, A., Sismik Yöntem İle Zemin Taşıma Kapasitesi ve Oturmasının Saptanması, Jeofizik Bülteni, Haziran 2010, s. 65-76.
- [8] Tonyalı, İ., 2011, Laboratuvar, Arazi ve Jeofizik Deney Sonuçlarını Kullanan Zemin Taşıma Gücü Hesap Yöntemlerinin İncelenmesi ve Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, Geoteknik Anabilim Dalı, İnşaat Fakültesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul. 109 Sayfa.
- [9] Luna, R. and H. Jadi, Determination of Dynamic Soil Properties Using Geophysical Methods, Proceedings of the First International Conference on the Application of Geophysical and NDT Methodologies to Transportation Facilities and Infrastructure, St. Louis, MO, December 2000.
- [10] Hardin, B.O., Black, W.L., 1969. Vibration modulus of normally consolidated clay (closure). Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 95:6, p.p. 1531-1537.
- [11] Lech, K.M., The Determination Of Shear Modulus In Overconsolidated Cohesive Soils, Foundation of Civil and Environmental Engineering, No.12, 2008, p.p.61-71.
- [12] Gardner, G.H.F., Gardner, L.W., and Gregory, A.R., 1974. Formation velocity and density – The diagnostic basics for stratigraphic traps. Geophys, 39, 770-780.
- [13] Dey, A. K., Stewart, R.R., 1997. Predicting density using Vs and Gardner's relationship, CREWES Research Report, Volume 9, 1997, p.p. 6-1-6-9.
- [14] Yunmin, C., Han K., Ren-peng, C., 2005. Correlation of shear wave velocity with liquefaction resistance based on laboratory tests, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25, p.p. 461-469.
- [15] Pecker, A., Seismic Bearing Capacity of Shallow Foundations, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, 1996, Paper No. 2076.
- [16] Tezcan, S. S. and Özdemir, Z., 2011. A Refined Formula for Allowable Soil Pressure Using Shear Wave Velocities, The Open Civil Engineering Journal, 5, pp. 1-8.
- [17] Jardine, R. J., Symes, M. J., Burland, J. B., 1984. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. Geotechnique, 34, No. 3, 323-340.

ÇİMENTO KATKILI GROUT'UN REOLOJİK ÖZELLİKLERİ ÜZERİNDE PİRİNÇ KABUĞU TOZUNUN ETKİSİNİN İNCELENMESİ

AN INVESTIGATION OF EFFECT OF RICE HUSK POWDER (RHP) ON
THE RHEOLOGICAL PROPERTIES OF CEMENT BASED GROUT

Muhammet ÇINAR*¹

Hanifi ÇANAKCI²

Fatih ÇELİK³

ABSTRACT

The aim of this work; To observe the effect of rice husk powder (RHP) that is an organic waste material on the rheological and mechanical properties of the grout used as a soil improvement material at the soils that have bearing capacity and permeability problems. The investigates the fluidity and rheological properties of the cement based grout mixed with rice husk powder (RHP). The experimental program consisted of twenty-four different mixture having 4%, 8%, 12%, 16% and 20% RHP content and four different water to cement ratios (w/c= 0.75, 1.00, 1.25 and 1.50). Workability properties (marsh cone flow time, plate cohesion, and mini slump diameter), plastic viscosity, apparent viscosity, and the yield stress of the mixtures were determined. Test results showed that increasing replacement level for the RHP amount increases marsh cone flow time, plate cohesion, plastic and apparent viscosity, and the yield stress, but also decreases mini slump diameter. Shear thickening and pseudo-plastic behavior was observed for high RHP content for w/c ratios greater than 1.25.

Keywords: Grout, soil improvement, rheology, rice husk powder (rhp), organic waste.

ÖZET

Bu çalışmanın amacı; taşıma kapasitesi ve su geçirimsizliği problemleri olan zeminlerde, zemin iyileştirme malzemesi olarak kullanılan grout'un reolojik ve mekanik özellikleri üzerinde çevresel organik bir atık olan pirinç kabuğun etkisini incelemektir. Pirinç kabuğu tozu katkılı çimento bazlı grout karışımların reolojik ve akışkanlık özellikleri incelenmiştir. Yapılan bu deneysel çalışmada; 4%, 8%, 12%, 16% ve 20% pirinç kabuğu tozu ve üç farklı su/çimento (0.75, 1.00, 1.25 ve 1.50) oranlarında yirmidört farklı karışım hazırlanmıştır. Karışımların akışkanlık özellikleri (marsh hunisi akma süresi, plaka kohezyon deneyi ve mini slump çapı deneyi), plastik viskozitesi, görünür viskozitesi ve akma gerilmesi değerleri hesaplanmıştır. Deney sonuçları göstermiştir ki; karışımlardaki pirinç kabuğu tozu miktarındaki artış, marsh hunisi akma süresini, plaka kohezyon değerini, plastik ve görünür viskozite değerlerini ve akma gerilmesi değerini artırmış, fakat mini slump çapını

¹ Arş.Gör., Hasan Kalyoncu Üniversitesi, muhammet.cinar@hku.edu.tr

² Doç.Dr., Gaziantep Üniversitesi, canakci@gantep.edu.tr

³ Arş.Gör., Gaziantep Üniversitesi, fcelik@gantep.edu.tr

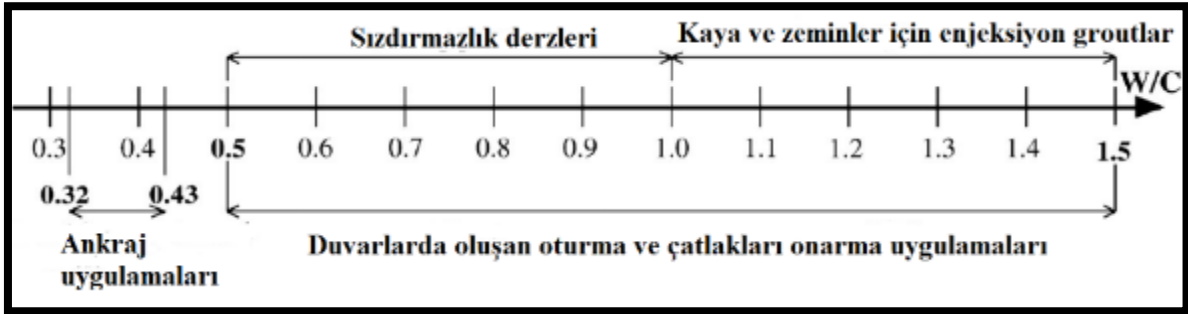
azaltmıştır. Su/çimento oranı 1.25'dan büyük olan karışımlarda, artan kesme dayanımı (Shear thickening) ve plastiğe yakın davranış (pseudo-plastic) gözlemlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Grout, zemin iyileştirme, reoloji, pirinç kabuğu tozu, organik atık

1. GİRİŞ

Çimento bazlı groutlar bir çok geoteknik uygulamada yaygın olarak kullanılmaktadır [1]. Bu uygulamalara örnek olarak, jet-grouting, sızma grout, sıkıştırma grout, tünel uygulamaları ve ankraj uygulamaları verilebilir [2-4]. Groutlar'ın reolojik özellikleri, pompalanabilme ve akışkanlık özellikleriyle doğrudan ilişkilidir. Çimento bazlı groutlar su, çimento ve bazen kimyasal katkı malzemelerden oluşur. Çimento katkılı groutlarda ki en önemli parametrelerden birisi su/çimento oranıdır. Farklı su/çimento oranlarına bağlı olarak çimento bazlı groutlar'ın kullanım alanları şekil 1 de görülmektedir.

Çimento bazlı grout uygulamalarında uygulama sırasında ve sonrasında dikkat çeken en önemli parametre reolojidir. [1-3] Çünkü malzemenin işlenebilirliğini, akışkanlığını ve dayanıklılığını belirleyen özelliktir. Grout'ın reolojisinde ki en önemli parametre ise viskozitedir. Viskoplastik katı malzeme modeli olarak adlandırılan grout, istenilen ölçüde akışkan olmalı ki zemine enjekte edildiğinde beklenen şekilde zeminle karışsın ve zeminde ki boşlukları doldursun. [5-6]



Şekil 1. Çimento Bazlı Groutlar'ın Kullanım Alanlarına Göre S/Ç Oranları [7]

Viskoziteyi değiştirmeden grout'a çimento ve suyun yanı sıra dolgu ve katkı malzemeleri kullanılabilir.[8] Özellikle kullanılacak bu dolgu malzemeleri maliyeti düşük, temin etmesi kolay ve çevrede bol miktarda bulunan malzemeler olursa, grout yapımında kullanılan çimento ve su miktarını azaltacağından maliyeti doğrudan olumlu yönde etkileyecektir. Bununla beraber bu katkı malzemeleri çevresel problem teşkil eden atık malzemelerden olursa, maliyetin yanı sıra bir çevre probleminin çözümüne de katkı sağlayacaktır.

Pirinç kabuğu dünyada yaygın olarak görülen çevresel atıklardan biridir. Dünyada yılda 600 milyon ton pirinç kabuğu üretilmektedir.[10] Bu atığın grout yapımında da kullanılması grout teknolojisi açısından önemli ve özgün sonuçlar doğurabilir. Bu sebepten dolayı bu araştırmada pirinç kabuğu tozunun grout'ın reolojisi üzerinde ki etkisi incelenmiştir.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1. Kullanılan Malzemeler

Deneyleerde kullanılan katkısız portland çimentosu (CEM-I) (PC 42.5) Kahramanmaraş Çimento Fabrikasından alınmıştır. Karışımlarda hazır su kullanılmıştır. Şebeke suyunun kireçli olması göz önüne alınarak. Pirinç kabukları Mersinde bulunan pirinç fabrikasından alınmıştır. Toz haline getirilmesi amacı ile değirmende öğütülmüştür ve laboratuvara geldikten sonra 150 µm gözenek çapındaki elekten elenmiştir. 75 µm' dan daha küçük tanecik çapına sahip pirinç kabuğu karışımların akışkanlığını düşürmektedir. Bu sebepten, bu çalışma için 150 µm elek çapı daha uygun görülmüştür. [9-10] (Şekil 2) Tablo 1 de çalışmada kullanılan çimento ve pirinç kabuğu külünün kimyasal ve bazı fiziksel özellikleri verilmiştir.



Şekil 2. Pirinç Kabuğu Tozu

Tablo 1. Çimento ve Pirinç Kabuğunun Kimyasal ve Fiziksel Özellikleri

Kimyasal İçerikler (%)	Portland çimento (PÇ)	Pirinç Kabuğu Tozu (RHP)
CaO	61.94	0.22
SiO ₂	18.08	20.17
Al ₂ O ₃	5.58	0.04
Fe ₂ O ₃	2.43	0.12
MgO	2.43	0.07
SO ₃	2.93	-
K ₂ O	0.99	0.61
Na ₂ O	0.18	0.02
Kül kaybı	4.40	78.54
<i>Fiziksel özellik</i>		
<i>Özgül yoğunluk</i>	3.17	0.43

2.2 Karışımın Hazırlanması ve Deney Yöntemleri

Su, çimento, pirinç kabuğu tozu farklı oranlarda karıştırılmasıyla hazırlanan grout karışımları üzerinde viskosite deneyi, marsh hunisi deneyi, mini slump deneyi, plaka kohezyon deneyi yapılmıştır. Grout karışımları farklı su / çimento oranlarında (0.75, 1.00, 1.25 ve 1.50) ve de farklı pirinç kabuğu tozu yüzdelerinde toplam 24 adet grout karışım numuneleri (%4, %8, %12, %16, %20) hazırlanmıştır (Tablo 2). Hem pirinç kabuğu tozu miktarı hemde su/çimento oranları iki önemli değişken olarak belirlenmiştir. Hacimce %4, %8, %12, %16 ve %20 oranlarında pirinç kabuğu tozu dolgu maddesi olarak kullanılmıştır.

Kontrol amacıyla her su/çimento oranı için pirinç kabuğu tozu katkısız kontrol numuneleri hazırlanmıştır. Numunelerin hazırlanmasında kullanılan tüm katkı ve su/çimento oranları ve karışım parametreleri Tablo 2 de sunulmuştur. Karışımların hazırlanmasında 5 L'lik mikser kullanılmıştır. Karışımlar hazırlanırken mikserde ilk olarak su ve çimento konularak 240 rpm hızda 1 dakika karıştırılmıştır. Daha sonra mikserde pirinç kabuğu tozu eklenerek 1 dakika mikserle 1 dakika kaşık ile karıştırılmıştır. Nihayetinde de 3 dakika karıştırılmıştır. Böylelikle grout karışımlarımız homojen olacak bir şekilde hazırlanmıştır.

Tablo 2. Grout Harcı Karışım Oranları ve Pirinç Kabuğu Katılmış Grout Karışımların Özellikleri

Karışım adı	s/ç	PKT yüzde oranı (%)	PÇ (kg/m ³)	PKT (kg/m ³)	Su (kg/m ³)	Yoğunluk (g/cm ³)	D _{akış} * (mm)	T _{akış} ** (s)	T _{kohezyon} *** (mm)
M1	0.75	0	927	0	696	1.62	175	34	0.23
M2	0.75	4	875	61	656	1.59	120	57	0.42
M3	0.75	8	829	116	621	1.56	99	145	0.52
M4	0.75	12	787	165	590	1.54	65	302	0.91
M5	0.75	16	749	210	562	-	-	-	-
M6	0.75	20	714	250	536	-	-	-	-
M7	1.00	0	751	0	751	1.50	200	27	0.15
M8	1.00	4	712	57	712	1.48	167	29	0.26
M9	1.00	8	677	108	677	1.46	155	36	0.27
M10	1.00	12	645	155	645	1.44	123	80	0.35
M11	1.00	16	616	197	616	1.42	86	0	0.65
M12	1.00	20	589	236	589	1.41	80	0	1.15
M13	1.25	0	632	0	789	1.42	230	26	0.09
M14	1.25	4	600	54	750	1.40	210	28	0.24
M15	1.25	8	572	103	715	1.39	194	31	0.31
M16	1.25	12	546	147	683	1.37	157	38	0.33

M17	1.2 5	16	523	188	653	1.36	140	67	0.59
M18	1.2 5	20	501	225	626	1.35	99	271	1.18
M19	1.5 0	0	545	0	817	1.36	240	26	0.11
M20	1.5 0	4	519	52	778	1.34	228	28	0.21
M21	1.5 0	8	495	99	743	1.33	200	30	0.28
M22	1.5 0	12	474	142	710	1.32	173	35	0.30
M23	1.5 0	16	454	182	681	1.31	155	45	0.34
M24	1.5 0	20	436	218	654	1.30	120	85	0.81

*Mini-slump dağılma çapı.

**Marsh-hunisi akma zamanı.

***Plaka kohezyon yapışan numune kalınlığı

Viskosite deneyleri Şekil 3'de gösterilen rotasyonel viskometre cihazı kullanılarak yapılmıştır. (proRheo R180 deney aleti, Almanya). Viskosite deneyinde kesme oranı 50^3 den 500 s^{-1} e kadar artırılmış, daha sonra 500 s^{-1} kesme oranından 50 s^{-1} e kadar geri azaltılmıştır. Sıcaklık tüm karışımlar için 23 ± 3 değerinde alınmıştır. Bu veriler ışığında kesme oranı-kesme dayanımı grafiği, plastik viskozite değeri (eğrinin eğiminden elde edilir), akma gerilmesi grafikleri elde edilmiştir. (akma gerilmesi, eğrinin grafikte y-eksenini kestiği noktadır.) Bingham davranış göz önüne alınarak hesaplanmıştır.[11]



Şekil 3. ProRheo R180 Deney Aleti, Almanya.

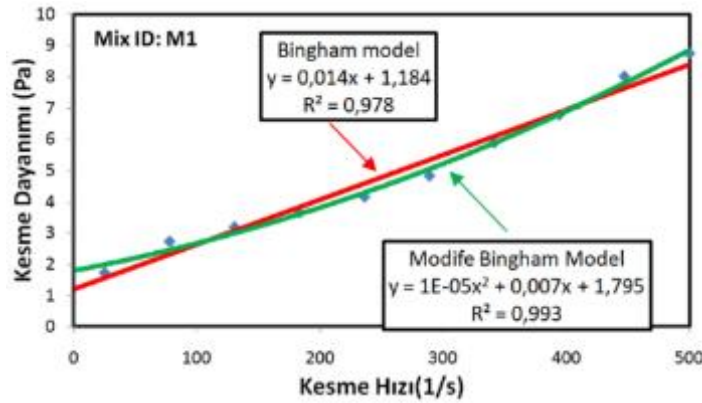
Grout karışımların akışkanlık ve işlenebilirlik özelliklerini belirlemek için mini slump çapı, plaka kohezyon ve marsh hunisi akma süresi deneyleri yapılmıştır.(Şekil 4) Bütün deneyler su çimentoyla etkileşime geçtikten hemen sonra 8-12 dakika süreleri içerisinde tamamlanmıştır. Deneyde kullanılan mini slump hunisinin boyutları ASTM C-143 de belirtildiği gibi seçilmiştir (38-19-57 mm). Marsh hunisi akma süresi belirlenmesinde

kullanılan huninin boyutları; uç iç çapı 5 mm ve 1500 ml hacim kapasitesine sahip bir huni olarak belirlenmiştir. Bu deney esnasında alt ucu kapalıyken 1250 ml grout karışımla doldurulmuş ve alt uç deliği açıldıktan sonraki 1000 ml grout'un akma süresi belirlenmiştir. Geçen süre marsh hunisi akma süresi olarak tanımlanmıştır. Kontrol ve karşılaştırma amacıyla bu deney su ile yapılmış ve suyun akma süresi 24 saniye olarak belirlenmiştir. Malzemenin kohezyonu Lombardi tarafından geliştirilen plaka kohezyon metre yardımıyla hesaplanmıştır. Bu deneyin şu an için her hangi bir standardı yoktur fakat yapılmış birçok çalışmayla plaka kohezyon metre aletinin boyutları belirlenmiştir [12]. Kullanılan plaka kohezyon metrenin boyutları 100x100x3 mm olarak belirlenmiştir. Plakanın yüzeyi sürtünmesiz bir yüzey olarak hazırlanmıştır. Plaka hazırlanmış grout karışımlarının içerisinde daldırılmış ve plakaya yapışan grout miktarı belirlenerek yapışan malzemenin kalınlığı hesaplanmıştır. Sonuçlar kontrol numuneleriyle karşılaştırılmıştır



Şekil 4. Marsh Hunisi (Solda) ve Lombardi Plaka-Kohezyon Metre (Sağda)

Grout karışımlarının reolojik özellikleri (plastik viskozite ve akma dayanımı gibi) koaksiyel dönen silindirik reometre cihazı kullanımıyla belirlenmiştir. Bu deneyler kapsamında kesme hızı 25, 78, 130, 183, 236, 288, 341, 394, 447 ve 500 s⁻¹ olarak belirlenmiştir. Kesme dayanımı-kesme hızı grafiğinde artan ve azalan yönde ölçümlerin her ikisi de değerlendirilmiştir (Şekil 5). Bu çalışmada artan değerler değerlendirilmiştir. Plastik viskozite hesaplarında Modife Bingham Model yöntemi kullanılmıştır.



Şekil 5. Tipik Bingham ve Modife Bingham Modelden Elde Edilmiş Grout Reolojisi

3. DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

Bu çalışmada, pirinç kabuğu tozu (PKT) eklenmiş enjeksiyon karışımlarının kullanılabilirliği ve çimento enjeksiyon karışımlarındaki PKT 'nin akışkanlık ve reolojik özellikleri üzerindeki etkisi incelenmiştir. Tablo 2'de grout harç karışım oranları ile Mini-Slump, Plaka Kohezyon ve Marsh Hunisi deneylerinden elde edilen her karışımındaki sonuçlar verilmiştir. Dahası, karışımların reolojik özellikleri tablo 3 de görülmektedir. Ayrıca reoloji deneylerinden elde edilen eğrilerin korelasyon değerleri (R^2) de tablo 3 de görülmektedir.

Tablo 3. Grout Karışımların Reolojik Özellikleri

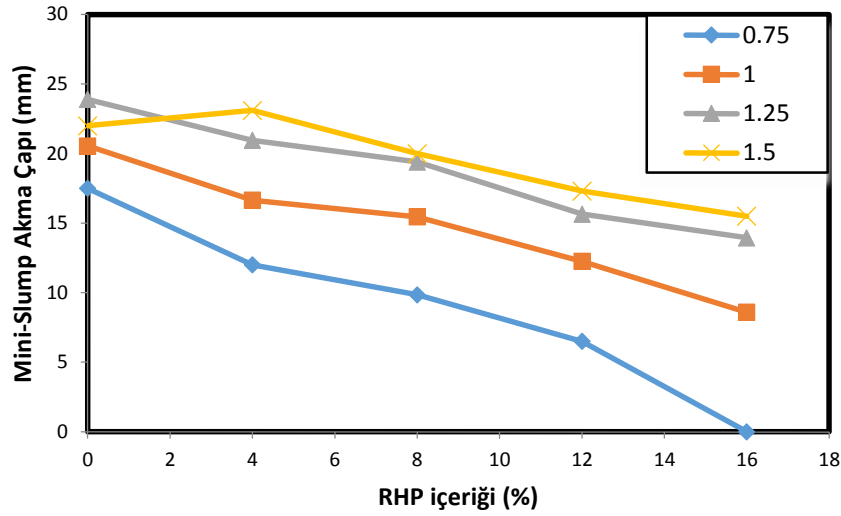
Karışım adı	τ_0 (Pa)*	μ_p (Pa.s)**	Grout Sıcaklığı (°C)	R^2
M1	2.470	0.006	25.0	0.991
M2	4.748	0.018	25.0	0.991
M3	7.710	0.079	25.0	0.988
M4	12.66	0.417	25	0.991
M5	-	-	24.0	-
M6	-	-	24.0	-
M7	0.111	0.005	23.0	0.987
M8	0.386	0.005	22.0	0.994
M9	1.073	0.009	23.0	0.996
M10	5.060	0.031	23.5	0.991
M11	7.225	0.016	25.0	0.978
M12	13.37	0.338	24.5	0.994
M13	0.027	0.002	22.5	0.994
M14	0.146	0.001	23.5	0.996
M15	0.422	0.003	23.0	0.987
M16	1.662	0.004	23.5	0.996
M17	4.058	0.022	24.5	0.986
M18	6.828	0.160	24.5	0.976
M19	0.013	0.004	24.2	0.995
M20	0.083	0.015	23.2	0.991
M21	0.226	0.012	22.2	0.993
M22	0.665	0.042	22.5	0.994
M23	2.002	0.037	22.5	0.993
M24	4.686	0.439	22.5	0.981

*akma gerilmesi.
**plastik viskozite.

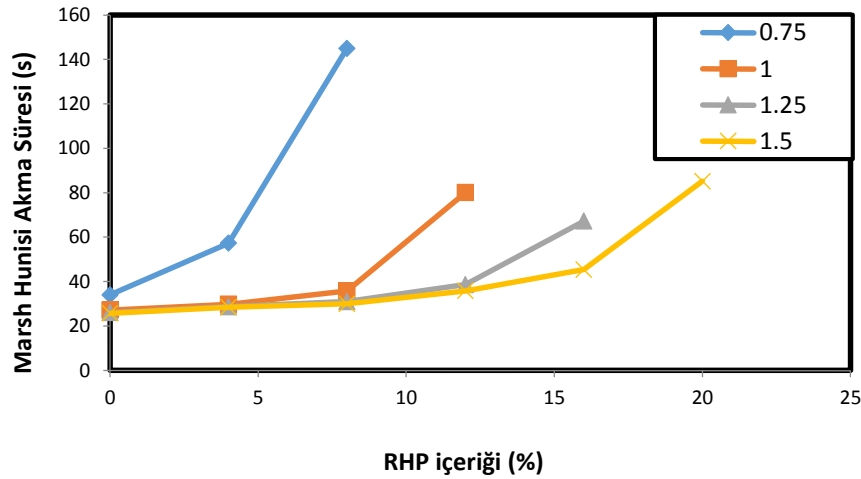
3.1. Grout Karışımların Akışkanlık (İşlenebilirlik) Özellikleri

Grout karışımların akışkanlık özellikleri şekil 6 de verilmiştir. Şekil 6a da görüldüğü üzere karışımlarda ki pirinç kabuğu tozu miktarındaki artışla mini slump akma çapı azalmıştır. Diğer taraftan, sabit oranda ki pirinç kabuğu tozu katkısında, su/çimento oranında ki artışla mini slump akma çapında artış gözlemlenmiştir. Şekil 6b de görüldüğü üzere, 0.75 su/çimento oranında ki karışımlarda pirinç kabuğu miktarındaki artışın marsh hunisi akma süresini artırdığı gözlemlenmiştir. Fakat diğer karışımlarda etkinin fazla olmadığı gözlemlenmiştir. Devamında pirinç kabuğu tozu miktarı aynı olan karışımlarda, su/çimento oranının artmasıyla marsh hunisi akma süresinin azaldığı görülmektedir. Buradan, grout karışımlarında ki pirinç kabuğu tozu miktarındaki artış, su/çimento oranı düşük olan karışımlarda akışkanlığı azaltmakta, yüksek olan değerlerde (1.25, 1.50) ise fazla

etkilememektedir. Fakat su/çimento oranındaki artışlar beklenildiği üzere akışkanlığı artırmıştır.



(a)

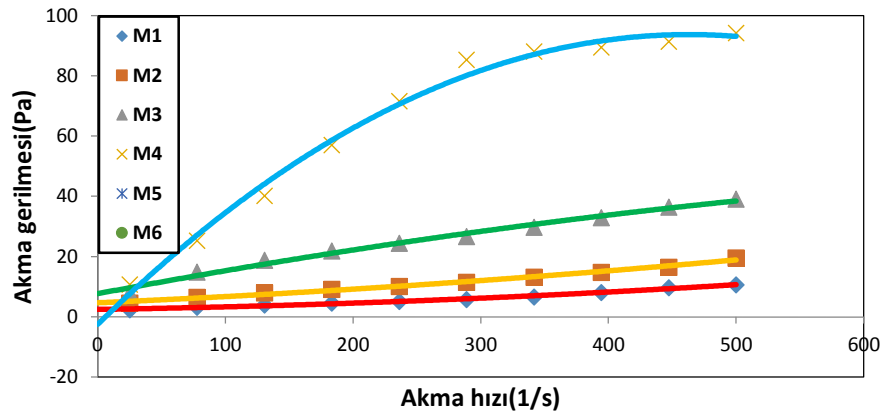


(b)

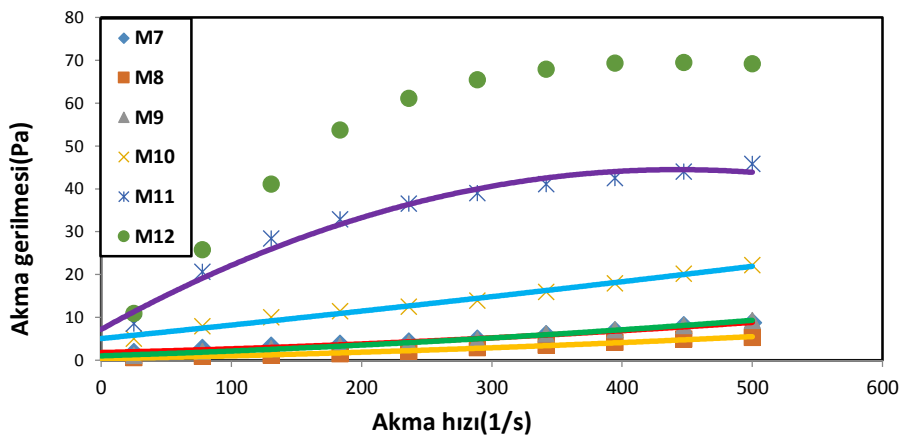
Şekil 6. Pirinç Kabuğunun Etkisi (a) Mini Slump (b) Marsh Hunisi

3.2.Reolojik Özellikler

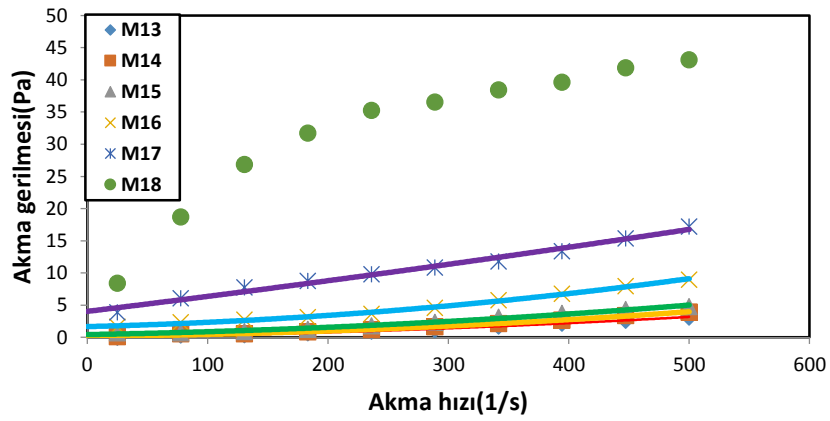
Grout karışımların akma eğrileri şekil 7 de görülmektedir. Tüm grout karışımları için akma dayanımı-akma hızı grafikleri modife bingham model kullanılarak çizilmiş ve analiz edilmiştir. Şekil 5 den görüldüğü üzere, su-çimento oranı 0.75, 1.00, 1.25 olan karışımlarda kesmeyle incelen akışkan/psüdoplastik akışkan özelliği bütün pirinç kabuğu oranlarında gözlenmiştir. (Şekil 7a, 7b, 7c) Ayrıca, su- çimento oranı 1.5 olan karışımlarda kesmeyle kalınlaşan akışkan/dilatant akışkan özelliği görülmüştür.[13] (Şekil 7d) Deney sonuçları, bu atık ürünün geoteknik uygulamalarda büyük boşlukları doldurmak için enjeksiyon harcı içinde dolgu maddesi olarak kullanılabilir olduğunu göstermiştir.[14]



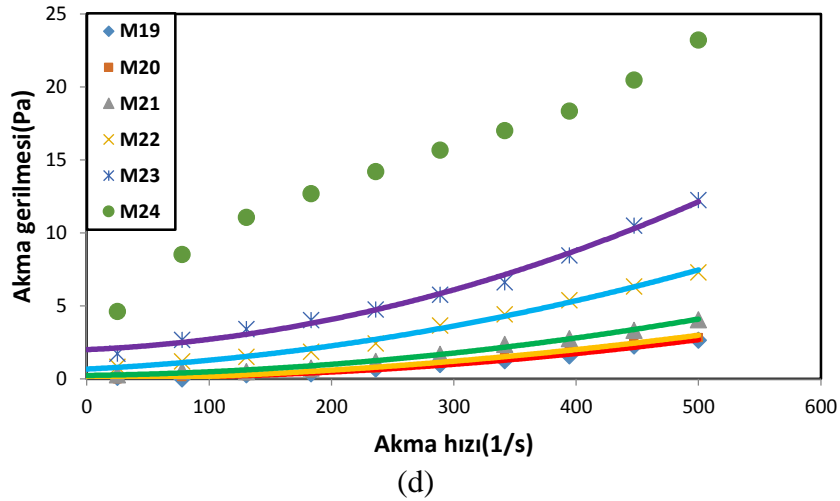
(a)



(b)



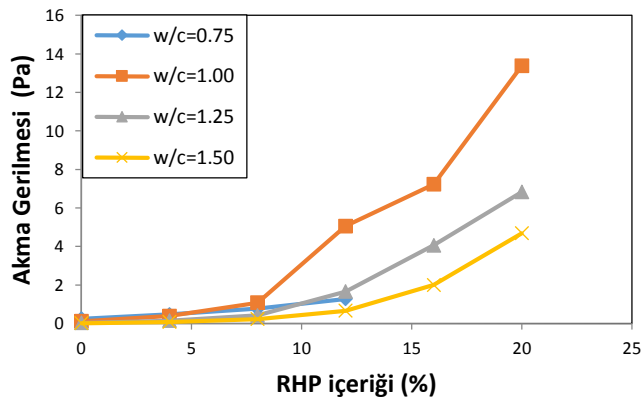
(c)



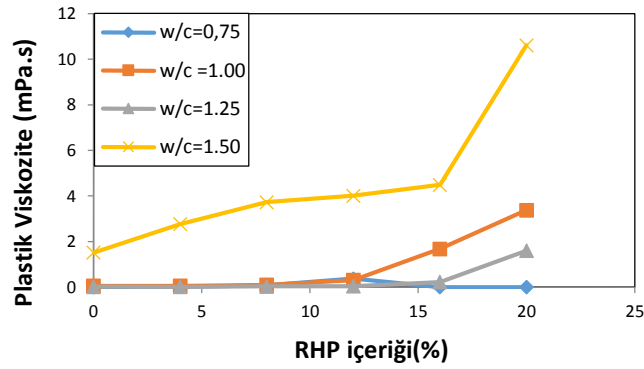
Şekil 7. Pirinç Kabuğu Oranları % 4 ve % 20 Arasında Değişen ve Su /Çimento Oranı (a) 0.75 ; (b) 1.00; ve (c) 1.25 ; (d) 1.50 Olan Grout Numunelerinin Akma Eğrileri

Akma gerilmesi, akmanın başlaması için aşılması gereken sınır direnci ifade etmektedir. Akma gerilmesinin düşük olması demek, aşılması gereken sınır direncin düşük olacağı anlamına gelir. Akma gerilmesi, grout'un slump özelliğiyle doğrudan ilişkilidir [15]. Şekil 8 da pirinç kabuğu tozu katkılı groutların akma gerilmesi sonuçları görülmektedir. Su/çimento oranı 0.75, 1.00, 1.25 olan karışımlarda pirinç kabuğu tozu miktarında ki artış, akma gerilmesini artırmıştır. Fakat, su/çimento oranının 1.50 olduğu değerlerde pirinç kabuğu tozu artışı akma gerilmesini fazla etkilememiştir. Ayrıca, su/çimento oranındaki artış tüm karışımlarda akma gerilmesini düşürmüştür.

Akma gerilmesi aşıldıktan sonra, fresh karışımların akışkanlığı plastik viskoziteyle tanımlanır. Şekil 9 de grout karışımların plastik viskozite değerlerinin pirinç kabuğu tozu ile nasıl değiştiği görülmektedir. Şekil 9'den de açıkça görüldüğü üzere, grout karışımlarda ki pirinç kabuğu tozu miktarında ki artışla, tüm su/çimento oranları için plastik viskozite değerleri artış göstermiştir. Buna ek olarak, aynı miktarda pirinç kabuğu tozu katkılı groutlar da su/çimento oranındaki artış, karışımların plastik viskozite değerlerini düşürmüştür. Buradan, eğer yüksek oranlarda pirinç kabuğu tozu kullanılacaksa, su/çimento oranının yüksek tutulması gerektiği çıkarılabilmektedir



Şekil 8. Pirinç Kabuğu Tozu'nun Akma Gerilmesine Etkisi



Şekil 9. Pirinç Kabuğu Tozu'nun Plastik Viskoziteye Etkisi

4.SONUÇLAR

Çalışma sonucunda elde edilen önemli noktalar aşağıda vurgulanmıştır:

- Çimento bazlı grout karışımlara yüksek (1.25, 1.50) su/çimento oranlarında pirinç kabuğu tozu katkısının, groutlar'ın reolojik ve akışkanlık özelliklerini önemli derecede iyileştirdiği gözlemlenmiştir. Yüksek su/çimento oranlı (1.50) grout karışımı için reolojik davranış artan kayma dayanımı olarak gözlemlenmiştir. Diğer karışımlar(0.75, 1.00, 1.25) için azalan kayma dayanımı olarak gözlemlenmiştir.
- Tüm su/çimento oranları için grout karışımlarında pirinç kabuğu tozu miktarındaki artış plastik viskozite değerini artırmıştır. Diğer taraftan su/çimento oranındaki artış plastik viskoziteyi azaltmıştır.
- Pirinç kabuğu tozu miktarında ki artış mini slump akma çapını düşürmüştür. Bunun yanı sıra, su/çimento oranındaki artışla mini slump akma çapı artmıştır. Devamında, herhangi bir pirinç kabuğu tozu miktarında su/çimento oranındaki artış marsh hunisi akma süresini düşürmüştür. Buradan anlaşılacağı üzere, pirinç kabuğu tozu katkılı grout karışımlarında su/çimento oranındaki artış grout karışımlarının akışkanlığını ve işlenebilirliğini önemli oranlarda etkilemiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Nonveiller, E. 1989. "Grouting; Theory and practice." Amsterdam: Elsevier.
- [2] Stille B, Gustafson G. A review of the Namntall tunnel project with regard to grouting performance. Tunn Undergr Sp Tech 2010;25(4):346–56.
- [3] Yeon, KS., Han MY. 1997. "Fundamental properties of polymer–cement mortars for concrete repair." In: Proceedings of the 7th International Conference on Structural Faults and Repair, vol. 2. Edinburgh. p. 469–76.
- [4] Baltazar, LG., Henriques, FMA., Jorne, F. 2012. "Optimisation of flow behaviour and stability of superplasticized fresh hydraulic lime grouts through design of experiments." Constr Build Mater; 35:838–45.
- [5] Woodward, R.J., Miller E. 1990. "Grouting post-tensioned concrete bridges: The prevention of voids." Highw. Transp. 37 (6) 9– 17.
- [6] Miltiadou, A.E. 1991. "Etude des coulis hydrauliques pour la réparation et le renforcement des structures et des monuments historiques en maçonnerie." Etude

- et recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Serieouvrages d'art, OA8, Paris, 278 .
- [7] Rosquoë F, Alexis A, Khelidj A, Phelipot A. Experimental study of cement grout: 0 Grouting,” SP-83. American Concrete Institute, pp. 1–18.
- [9] Erdogan TY. Beton. 2. Baskı, Ankara: Metu Press; 2007.
- [10] Habeeb GA, Fayyadh MM. Rice husk ash concrete: the effect of RHA average particle size on mechanical properties and drying shrinkage. Aust J Basic Appl Sci 2009;3(3):1616–22.
- [11] Sahmaran , M., Bilici , Z. , Ozbay , E. ,Erdem , T.K. ,Yucel , H.E., Lachemi, M. 2013. “Improving the workability and rheological properties of Engineered Cementitious Composites using factorial experimental design”, Composites: Part B 45 -356–368
- [12] Weaver K. Dam foundation grouting. American Society of Civil Engineers, ASCE; 1991.
- [13] Cyr M, Legrand C, Mouret M. Study of the shear thickening effect of superplasticizers on the rheological behaviour of cement pastes containing or not mineral additives. Cem Concr Res 2000;30(9):1477–83.
- [14] Hoffman RL. Explanations for the cause of shear thickening in concentrated colloidal suspensions. J Rheol 1998;42(1):111–23.
- [15] Ferraris CF, de Larrard F. Testing and Modeling of Fresh Concrete Rheology. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Internal Report 6094; 1998

KİREÇ İLE STABİLİZE EDİLMİŞ BENTONİTİN KÜR SÜRESİNİN MUKAVEMET ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

TIME EFFECT ON THE BEARING CAPACITY OF STABILIZED BENTONITE WITH LIME

Selda GHABAE¹

Aykut ŞENOL²

Hasan YILDIRIM³

ABSTRACT

In this experimental research within the scope of the soil stabilization, one type of bentonite that is a high plasticity clay type, contributed with the lime to increase the bearing capacity, is represented. The index properties and compaction parameters of bentonite and bentonite-lime mixture were determined. The bentonite has been classified as a high plasticity clay by completing the granulometric analysis and the Atterberg limits. The optimum water contents and the maximum dry unit weights of the plain bentonite prepared with the different water contents in Harvard miniature compaction device were determined. In addition to the plain bentonite, the rates of 3%, 6%, 9% of lime-clay mixture containing lime by weight of dry soil, had been prepared. The samples, after 7, 14 and 28 day curing time, had been executed to the unconfined compression tests. As a result of the experimental research, it had been determined that the prepared mixtures increased the unconfined compression strength of high plasticity bentonite clay with different percentages and different curing time.

Keywords: Soil improvement, bentonite, lime, curing time, bearing capacity.

ÖZET

Bu çalışmanın amacı problemlili bir zeminin katkı malzemesi ile iyileştirilmesinin araştırılmasıdır. Bu çalışmada, bir bentonit kilinin, yüzeysel zemin iyileştirmesi kapsamında, kireç katkısı ile taşıma gücünün artırılmasına yönelik bir deneysel çalışma yapılmıştır. Bentonit üzerinde gerçekleştirilen granülometri analizi ve Atterberg deneyleri sonucunda zemin sınıflandırılması yüksek plastisiteli kil (CH) olarak belirlenmiştir. Harvard minyatür kompaksiyon aleti ile farklı su muhtevalarında hazırlanan numunelerin optimum su muhtevaları ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları belirlenmiştir. Katkısız bentonit numune üzerinde yapılan serbest basınç deneyi ile, bentonitin taşıma gücü belirlenmiştir. Katkısız zemine, kuru zemin ağırlığının %3, %6 ve %9'u oranlarında kireç eklenerek homojen olarak karıştırıldıktan sonra, serbest basınç deneyleri için numuneler hazırlanmıştır. Hazırlanan numunelere, 7, 14 ve 28 günlük kür süresinde bekletildikten sonra serbest basınç deneyi gerçekleştirilmiş ve mukavemetleri belirlenmiştir. Deneysel çalışmaların sonucunda, yüksek plastisiteli bentonitin mukavemeti farklı yüzdeler ve kür süresinde arttırdığı saptanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Zemin iyileştirme, bentonit, kireç, kür süresi, taşıma gücü.

¹ Yüksek mühendis, seldaghabaie@gmail.com

² Doç. Dr. İstanbul Teknik Üniversitesi, senol@itu.edu.tr

³ Doç. Dr. İstanbul Teknik Üniversitesi, hasanyildirim@itu.edu.tr

1. GİRİŞ

Zeminlerin, gerek üzerlerine inşa edilen yapıların temelleri altında taşıyıcı tabaka olarak, gerekse birçok durumda inşaat malzemesi olarak, bütün inşaat projelerinde karşımıza çıkmaktadır. Zeminler, üzerlerine inşa edilen yapılar ve yolların stabilitesinde önemli ölçüde etkilidir, ancak inşaat sahasında karşılaşılan zemin, her zaman istenilen özelliklere sahip olmayabilir. Günümüzde hızla artan yapılaşma ve azalan inşaatı uygun zeminler nedeni ile, hemen hemen her türlü zemin üzerine yapıların inşa edilmesi zorunlu hale gelmektedir. Özellikle ulaşım ve yol yapılarında birçok zayıf ve problemlili zeminin üzerinden geçilmesi gerekmektedir. İnşaat yerinin değiştirilmesi veya istenilen özelliklere sahip olmayan zeminin kaldırarak yerine daha uygun zeminlerin kullanılması ise, teknolojik ve ekonomik nedenlerle çoğu kez uygun çözüm olmamaktadır. Son yıllarda zeminlerin yüzeysel iyileştirilmesinde alternatif katkı malzemelerinin kullanılması, problemlili zeminlerin özelliklerinin iyileştirime de ekonomik bir çözüm olmaktadır [1]. Zeminlerde fazla derine inmeden, yüzeysel olarak iyileştirilmesine yüzeysel stabilizasyon denir. Bu yöntemlerden bazıları mekanik stabilizasyon ve bazıları kimyasal stabilizasyon olmaktadır. Kimyasal stabilizasyon da, zemin içerisinde bir veya bir kaç katkı maddesi karıştırılır ve zeminde kimyasal reaksiyon oluşturarak zeminin özellikleri uygun hale getirilir [1]. Bu çalışmada problemlili zemini temsilen bentonit kullanılmıştır.

Bu çalışmada, bentonitin serbest basınç mukavemetini, kireç katkı maddesi ile, zamana bağlı olarak iyileştirilmesi kapsamında, deneysel bir çalışma yapılmıştır. Deneysel çalışmaların kapsamında, katkısız bentonitin sınıflandırılması yüksek plastisiteli kil olarak belirlenmiştir. Kullanılan bentonitin optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlığını belirlemek için Harvard minyatür kompaksiyon aleti kullanılmış ve katkısız numunelerin mukavemetini belirlemek için serbest basınç deneyi yapılmıştır. Ardından alternatif malzeme olarak kullanılan kireç, katkısız zemine, kuru zemin ağırlığının %3, %6 ve %9'u oranlarında eklenerek homojen olarak karıştırıldıktan sonra, serbest basınç deneyleri için numuneler hazırlanmıştır. Hazırlanan numunelere 7, 14 ve 28 günlük kür süresinde bekletildikten sonra, serbest basınç deneyi gerçekleştirilmiş ve mukavemetleri belirlenmiştir.

2. KİREÇ İLEYAPILAN YÜZEYSEL ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMİ

Kireç bilinen en eski stabilizasyon malzemelerinden biridir. Günümüzde yüzeysel zemin iyileştirmelerinde kullanılan, uçucu kül [2], metal cürüfü [3] ...vb bir çok yeni malzeme olmasına rağmen, ekonomik ve rahat temin edilmesi nedeni ile, kireç yolaltı stabilizasyonunda hala sıkça kullanılmaktadır. Kireç taşının çeşitli derecelerde (850-14500°C) özel fırınlarda pişirilmesinden, kireç elde edilir. Kireç taşının pişirilme işlemine kalsinasyon ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$) denir. Kireç suyla karıştırıldığında, tipine göre havada veya suda sertleşme özelliği gösteren, beyaz renkli, inorganik esaslı bir bağlayıcı maddedir. Kalsinasyon reaksiyonu sonucunda meydana gelen CaO, su ile temas etmesi ($\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca(OH)}_2 + \text{Isı}$) sonucu, ısı açığa çıkarak söndürülmüş kalker kireci, Ca(OH)_2 (kalsiyum hidroksit) haline gelebilen bir maddedir [1]. Kireçle zemin stabilizasyonu için sönmüş kireç (kalsiyum hidroksit) kullanılmaktadır. Sönmemiş kireç (CaO) ise daha etkili olmasına rağmen, yakıcı ve tehlikeli olması nedeniyle genellikle kullanılmamaktadır. Zeminin stabilizasyonu için kullanılan kireç miktarı yaklaşık olarak zemin kuru ağırlığının %3-%10 arasında değişmektedir. Kireç, killi zemine eklendiği zaman, katyon değişimi ve flokülasyon

gibi kimyasal reaksiyonlar meydana gelir. Bu reaksiyonların bütününe puzolonik reaksiyonlar denir. Bu reaksiyonlar kısa vadeli ve uzun vadeli iyileşmeler sağlar. Kısa vadeli iyileşmeler, kation değişimi ve flokülasyon-aglomerasyon sonucu, uzun vadeli iyileşmeler ise puzolonik reaksiyonlar sonucu olmaktadır. Kil mineralleri ile kireç arasında meydana gelen reaksiyon sonucu, kalsiyum silikat jeli meydana gelir. Jel, boşlukları doldur ve zemin daneleri arasında bağlayıcı görevi görür böylece zeminin mukavemetinin artmasına neden olur. Söz konusu kimyasal reaksiyonlar nem ve ısı gibi çevre koşullarından etkilendiği ve zamana bağlı olarak geliştiği için zeminin mukavemeti de zamanla artmaktadır.

3.MALZEMELER

3.1. Bentonit

Bentonit, çok ince daneli olup, içerdikleri montmorillonit minerallerinin özelliğine göre su ile temasında şişme özelliği gösterir. Katkısız bentonit kaolin kıvamında, yumuşak ve parçaları kırılmaya elverişlidir. Ele sürülünce yağimsı bir görünüşle yayılır ve yüzeye yapışır. Beyaz, açık sarı, yeşil-sarı, pembemsi-bej veya açık pembe renklidir. Yoğunluğu 2.60 t/m^3 olup, iyonlaşma kapasitesi oldukça yüksektir. Bentonit, plastisitesi yüksek, kolloidal özelliğe sahip bir kil çeşididir [4]. Bentonitler kimyasal özelliklerine göre üç gruba ayrılır;

- i. Sodyum bentonit: Bu tip bentonit su ile temas halinde 5-10 kata kadar şişebilir. Ağırlıklı olarak sondaj sanayi, döküm sanayi ve inşaat sanayisinde kullanılır.
- ii. Kalsiyum bentonit: Bu tip bentonit su ile teması halinde 2-3 katı kadar şişebilir. Kedi kumu olarak ve gıda sektöründe berraklaştırma amaçlı kullanılır.
- iii. Sodyum - kalsiyum (ara tip) bentonit: Kimyasal aktifleştirmeler sonucu sodyum bentonit olarak kullanılmaktadır [1].

Jeolojik olarak ise bentonitler, volkanik küllerin camsı yapısını kaybetmesi ile oluşur. Bentonitlerin içinde kaolin ve illit gibi kil mineralleri ile, jips, kuvars, rutil, kalsit, dolomit ve volkanik kül gibi, kil minerali olmayan maddeler de bulunmaktadır [1].

Bu araştırmada yüksek plastisiteli sodyum bentonit kullanılmıştır. Kullanılan bentonit Ankaraya 70 km uzaklıkta olan Canbensan Bentonit fabrikasından temin edilmiştir. Kullanılan bentonitin fiziksel özellikleri için granülometri analizi yapılmış ve Tablo 1’de verilmiştir. Görüldüğü gibi kullanılan bentonit yüksek miktarda montmorillonit içermektedir. Kimyasal özellikleri ise Tablo 2’de verilmiştir.

Tablo 1. Bentonitin Fiziksel Özellikleri

Özellik	Değer
Renk	Sarı
Metilen mavisi	340mg/gr
Montmorillonit	>% 85
Doğal su muhtevası	11%
PH	10.4

Tablo 2. Bentonitin Kimyasal Özellikleri

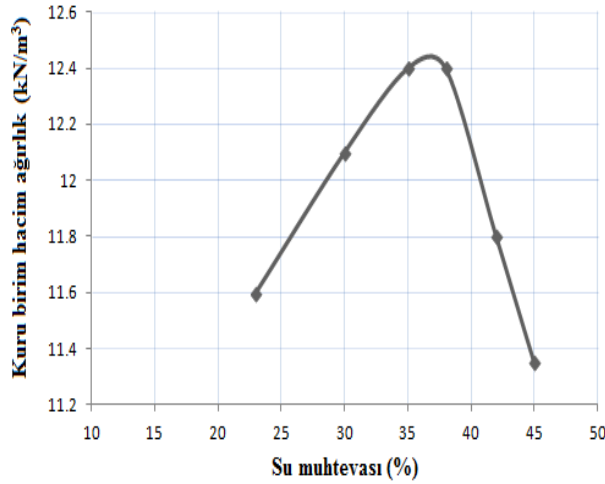
Kimyasal Bileşikler	Ağırlıkça (%)
SiO ₂	59 – 61
Al ₂ O ₃	18 – 20
MgO	2.5 – 3.5
K ₂ O	0.5 – 1.5
Fe ₂ O ₃	4 – 6
CaO	0.5 – 1.5
Na ₂ O	2 – 3
TiO ₂	0.5 – 1.5

Bentonitin büyük kısmını ince danelerin oluşturduğu için zemin sınıflandırması, Atterberg limitlerine göre yapılmıştır. Bentonitin kıvam limitleri Tablo 3’de özetlenmiştir.

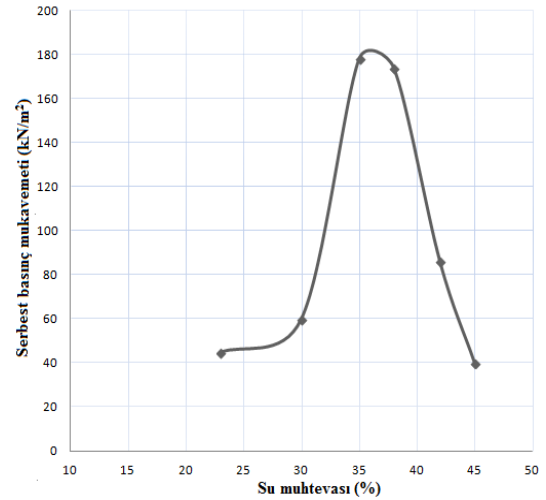
Tablo 3. Bentonitin Attarberg Kıvam Limitleri ve Plastisite İndisi

Likit limit $\omega_L(\%)$	Plastik limit $\omega_P(\%)$	Rötre limit $\omega_S(\%)$	Plastisite indisi $I_p(\%)$
420	47	39	373

Yapılan deneyler sonucunda zemin sınıflandırması, Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemi’ne (USCS) göre yüksek plastisiteli kil (CH) olarak belirlenmiştir. Katkısız bentonite ait standart kompaksiyon eğrisi Şekil 1’de ve bu deney setine ait serbest basınç mukavemet eğrisi Şekil 2’de gösterilmiştir.

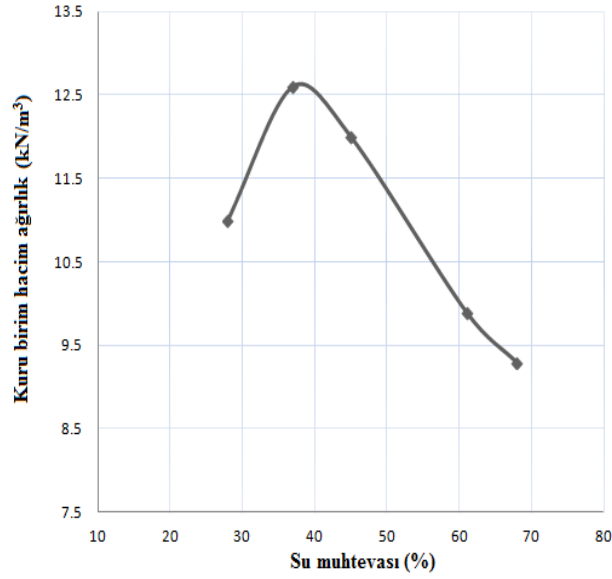


Şekil 1. Kompaksiyon Eğrisi

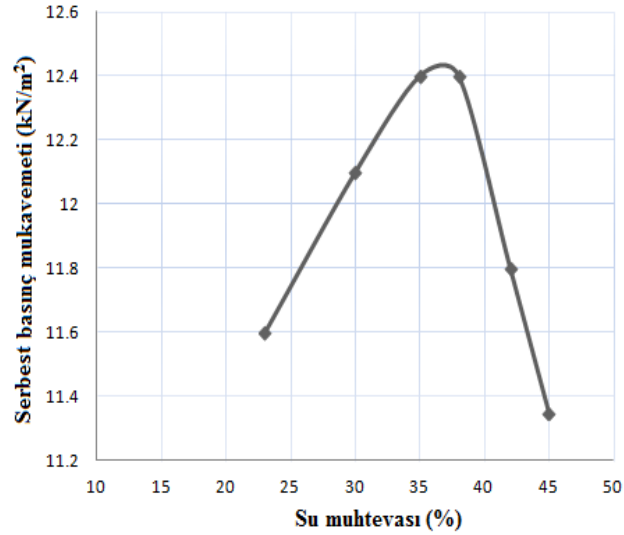


Şekil 2. Serbest Basınç Deneyi

Katkısız bentonit üzerinde yapılan Harvard minyatür kompaksiyon sonuçları ise Şekil 3’de gösterilmiştir. Bu setten elde edilen serbest basınç mukavemet sonuçları ise Şekil 4’te verilmiştir.



Şekil 3. Harvard Kompaksiyon Eğrisi



Şekil 4. Serbest Basınç Mukavemet Deneyi

Katkısız bentonitin kompaksiyon parametreleri standart Proctor kompaksiyon ve Harvard minyatür kompaksiyon deneyleri ile belirlenmiş ve elde edilen sonuçlar Tablo 4'de özetlenmiştir.

Tablo 4. Bentonitin Kompaksiyon Parametreleri

Deney	ω_{opt} (%)	γ_{kmak} (kN/m³)
Standart Proctor	36	12.5
Harvard Minyatür	36	12.6

Katkısız bentonit üzerinde yapılan serbest basınç deneyi sonucunda, bentonitin mukavemeti 182kN/m² olarak belirlenmiştir.

3.2. Kireç

Araştırmada kullanılan kireç, İzmir’de bulunan Kimtaş Kireç Fabrikası’ndan temin edilmiştir. Kirecin kimyasal özelliklerini belirlemek için X-Ray metodu kullanılmıştır ve sonuçlar Tablo5’de gösterilmiştir.

Tablo 5. Kirecin Kimyasal Özellikleri

Major Bileşikler	Ağırlıkça (%)	Minor Bileşikler	Ağırlıkça (%)
SiO ₂	0.36	V	0.0061
Al ₂ O ₃	0.14	Zn	0.0013
Fe ₂ O ₃	0.13	Rb	0.0005
MnO	0.02	Sr	0.0192
CaO	65.45	Y	0.0003
MgO	0.51	Zr	0.0017
K ₂ O	0.02	Mo	0.0003
P ₂ O ₃	0.03	Ce	0.0126
LOI	33.35	toplam	100

4. LABORATUVAR ÇALIŞMASI

Laboratuvar çalışmaları, 2014 yılında, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi Ord. Prof. Dr. Hamdi Peynircioğlu Zemin Mekaniği Laboratuvarı’nda gerçekleştirilmiştir.

4.1. Deney Programı

Kullanılan bentonit üzerinde sınıflandırma deneyleri sonucunda zemin sınıflandırılması yapılmış ve yüksek plastisiteli kil olarak belirlenmiştir. Modifiye edilmiş, Harvard minyatür kompaksiyon aleti ile farklı su muhtevalarında hazırlanan bentonit numunelerin, optimum su muhtevaları ve kuru birim hacim ağırlıkları belirlenmiştir. Serbest basınç deneyi ile, katkısız bentonitin mukavemeti belirlenmiştir. Daha sonra kuru bentonite, ağırlıkça %3, %6 ve %9 kireç eklenmiştir. Numuneler, 7, 14 ve 28 gün desikatörde bekletildikten sonra serbest basınç deneyine tabii tutulmuş ve mukavemetleri belirlenmiştir. Deney sonunda, numunelerin su muhtevası belirlenmiştir. Böylece kireç ile stabilize edilmiş bentonitin kür süresinin mukavemet üzerindeki etkisi incelenmiştir.

4.2. Deney Düzenegi

4.2.1. Harvard minyatürkompaksiyon deneyi

Bu araştırma için standart Proctor deneyine göre kalibre edilmiş olan Harvard minyatür kompaksiyon deneyi, optimum su muhtevası (ω_{opt}) ve maksimum kuru birim hacim ağırlık (γ_{kmak}) belirlenmesi ve aynı zamanda serbest basınç mukavemeti için numune hazırlanmasını sağlayan bir çeşit kompaksiyon deneyidir.

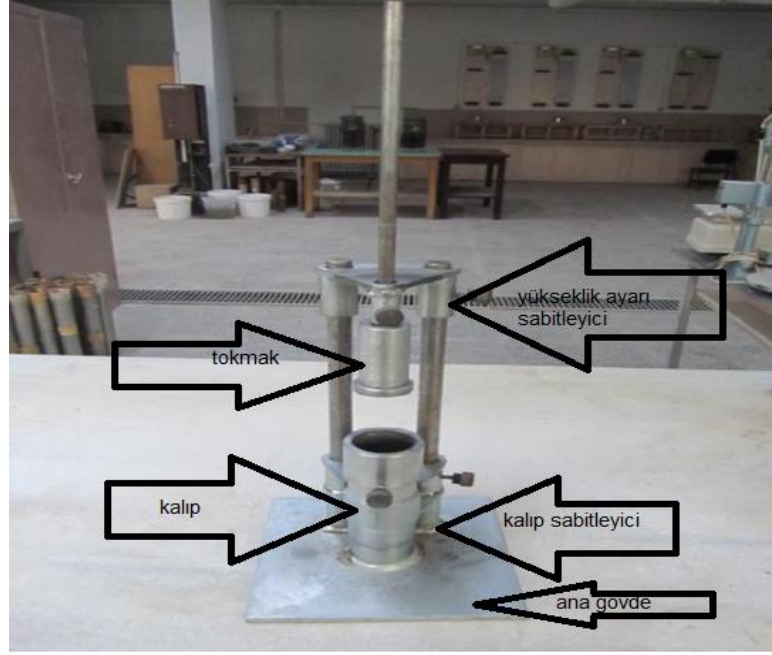
Şekil 5’de gösterilen Modifiye edilmiş Harvard minyatür kompaksiyon aletinin ana bileşenleri aşağıdaki gibidir.

- Ana gövde
- Tokmak (720.7gr-ağırlık ve 4.94cm-çap)
- Kalıp (yükseklik 10cm ve hacim 191.56cm³)
- Kalıp sabitleyici
- Yükseklik ayarı sabitleyicisi

Çalışmada kullanılan Harvard minyatür kompaksiyon aleti, Standart Proctor kompaksiyon enerjisine göre, daha önceden yapılmış çalışmalarda kalibre edilmiştir. Kalibrasyon sonucunda zemin 3 tabaka halinde ve üzerine 720.7 gr ağırlığındaki tokmağın her tabaka için 15 cm yükseklikten 27 kere düşürülmesi ile sıkıştırılmaktadır [5]. Tablo 6’da Harvard minyatür kompaksiyon parametreleri diğer kompaksiyon yöntemleri ile karşılaştırılmıştır. Kalıp tamamen sıkıştırılmış numune ile dolduktan sonra, ağırlığı belirlenip, sıkıştırılmış numunenin birim hacim ağırlığı hesaplanabilir. Numuneden alınacak örneklerden, su muhtevası belirlendikten sonra kuru birim hacim ağırlığı hesaplanır. Deney sonucunda numunenin su muhtevası ile kuru birim hacim ağırlık arasındaki ilişki grafik üzerinde gösterilir.

Tablo 6. Harvard Minyatür Kompaksiyon Deneyine Ait Parametreler

	Standart Proctor	Modifiye standart Proctor	Harvard minyatür kompaksiyon
Vuruş sayısı	25	56	27
Tabaka sayısı	3	5	3
Tokmak ağırlığı (gr)	2500	4500	720.7
Yükseklik (cm)	30.5	45.7	15
Hacim (cm³)	944	2304	191
Enerji (grcm/cm³)	6058.00	24992.19	6534.81



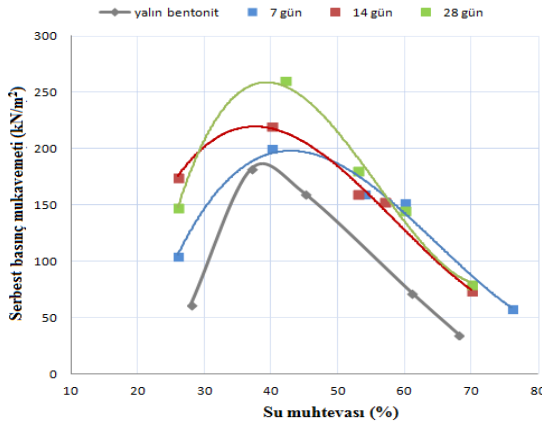
Şekil 5. Modifiye Harvard Minyatür Kompaksiyon Aleti.

4.2.2. Serbest basınç deneyi

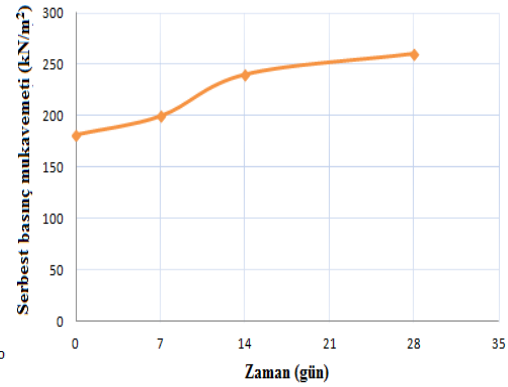
Serbest basınç deneyi, zemin numunesine ait serbest basınç mukavemetinin ve deformasyon-yük değişiminin belirlenmesi amacıyla yapılır. Serbest basınç deneyi üç eksenli basınç deneyinin özel bir halidir. Deney kapsamında, silindirik zemin numunesi yalnızca eksenel doğrultuda yüklemeye yapılır. Eksenel yük artışları altında meydana gelen boy kısalması ölçülmekte ve gerilme-deformasyon eğrileri elde edilmektedir. Serbest basınç değeri, zemin numunesinde, göçmeye neden olan eksenel gerilme değeridir. Numunede oluşan kayma düzleminin alt ve üst yükleme başlıkları ile kesişmemesi için, çap/boy oranının uygun olması gerekmektedir. Genellikle bu oran, $D/H=1/2$ olmaktadır. Deney sırasında numunenin drenaj koşulları kontrol edilmemektedir, bu nedenle yükleme hızlı yapılarak zeminin drenajsız kayma mukavemeti elde edilmektedir [1].

4.3. Deneylerin Değerlendirilmesi

%3 kireç+ %97 bentonit karışımı için farklı kür süresine ait serbest basınç deney sonuçları Şekil 6'da katkısız bentonit mukavemeti ile karşılaştırılmıştır ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir. Bu karışımdan farklı kür süresinde elde edilen maksimum serbest basınç değerleri %40-%42 su muhtevası arasında meydana gelmiştir. %3 kireç karışımı için zamana bağlı mukavemet artışı Şekil 7'de gösterilmiştir. Elde edilen verilere göre en fazla mukavemet artışı oranı 7 ve 14 gün arasında görülmektedir. 14 günden sonra ise mukavemette fazla bir artış gözlenmemektedir. %3 kireç karışımı ile 28 günde katkısız bentonitin mukavemetinde %43'e çıkmış ve maksimum değer elde edilmiştir.

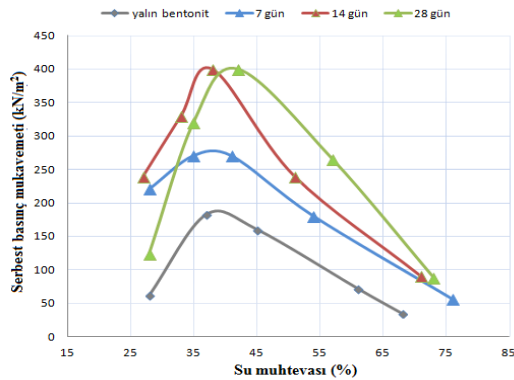


Şekil 6. %3 kireç + %97 Bentonit Karışımının Katkısız Bentonit ile Karşılaştırması

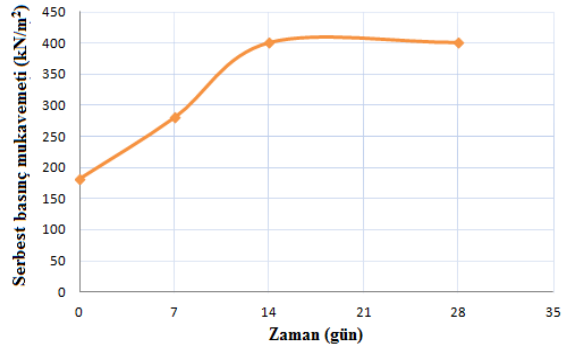


Şekil 7. Bentonitin % 3 Kireç ile Zamana Bağlı Mukavemetinin İyileşmesi

% 6 kireç+ %94 bentonit karışımı için farklı kür süresine ait serbest basınç deney sonuçları Şekil 8'de katkısız bentonit mukavemeti ile karşılaştırılmıştır ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir. Bu karışımdan farklı kür süresinde elde edilen maksimum serbest basınç değerleri %38-%42 su muhtevası arasında meydana gelmiştir. %6 kireç karışımı için zamana bağlı mukavemet artışı Şekil 9'da gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre en fazla mukavemet artış oranı 0 ve 7 gün arasında görülmektedir. 14 günden sonra mukavemette bir artış gözlenmemektedir. 14 gün kür süresi sonunda katkısız bentonitin mukavemeti %120 artarak maksimum değerine ulaşmıştır.



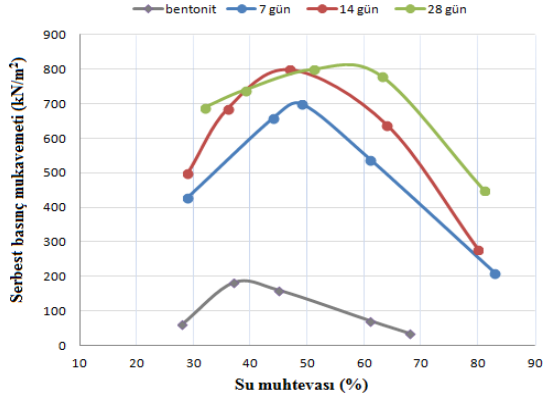
Şekil 8. %6 Kireç + %94 Bentonit Karışımının Katkısız Bentonit ile Karşılaştırması



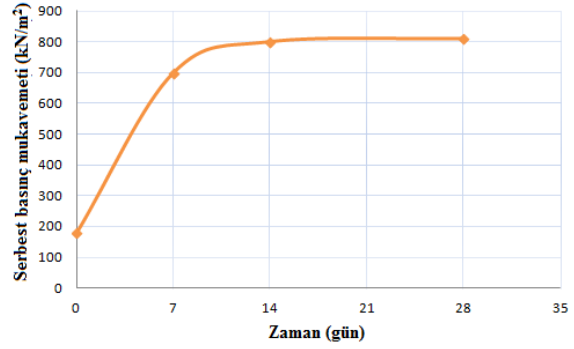
Şekil 9. Bentonitin % 6 Kireç ile Zamana Bağlı Mukavemetinin İyileşmesi

% 9 kireç+ %91 bentonit karışımı için farklı kür süresine ait serbest basınç deney sonuçları Şekil 10'da katkısız bentonit mukavemeti ile karşılaştırılmıştır ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir. Bu karışımdan farklı kür süresinde elde edilen maksimum serbest basınç değerleri %46-%58 su muhtevası arasında meydana gelmiştir. %9 kireç karışımı için zamana bağlı mukavemet artışı Şekil 11'de gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre en fazla mukavemet artış oranı 0 ve 7 gün arasında görülmektedir. 14.günden sonra mukavemette fazla bir artış gözlenmemektedir. 28 gün kür süresi sonunda bentonitin mukavemeti %345 artarak maksimum değerine ulaşmıştır. Yapılan deneyler sonucunda zamanın mukavemet artışı

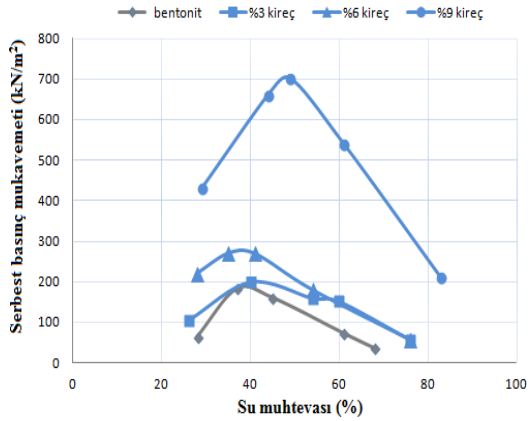
üzerinde etkisi gözlenmiştir. Kür süresi arttıkça mukavemet artmaktadır. Kireç miktarının 7 günlük kür süresinde mukavemet üzerindeki etki Şekil 12’de, 14 günlük kür süresi için Şekil 13’de ve Şekil 14’de ise 28 gün beklemenin mukavemet üzerindeki etkisi incelenmiştir.



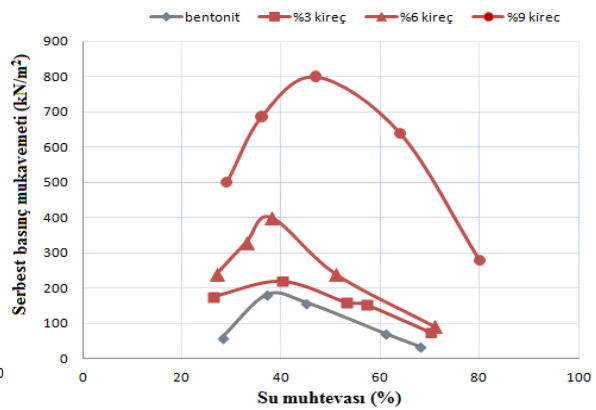
Şekil 10. %9 kireç + %91 Bentonit Karışımının Katkısız Bentonit ile Karşılaştırması



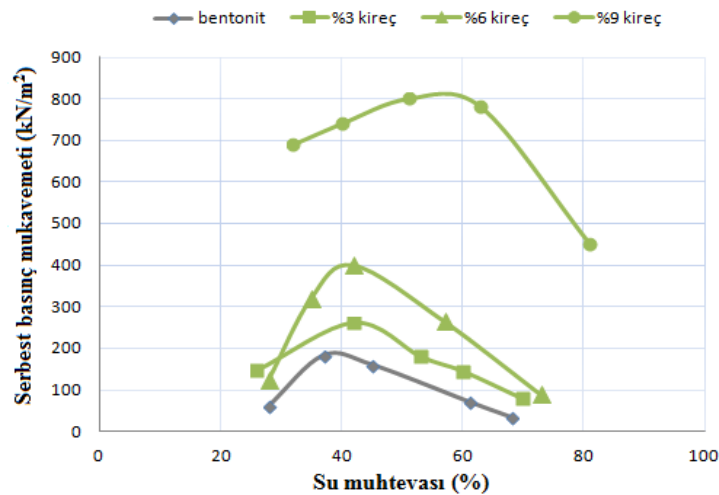
Şekil 11. Bentonitin %9 Kireç ile Zamana Bağlı Mukavemetinin İyileşmesi



Şekil 12. Kireç Miktarının 7 Günlük Kür Süresinde Mukavemet Üzerindeki Etkisi



Şekil 13. Kireç Miktarının 14 Günlük Kür Süresinde Mukavemet Üzerindeki Etkisi



Şekil 14. Kireç Miktarının 28 Günlük Kür Süresinde Mukavemet Üzerindeki Etkisi

Bu sonuçlara göre, bentonitin mukavemeti,%9 kireç eklenerek 28 gün kür süresinde, maksimum değere ulaşmıştır. Ayrıca kireç yüzdesinin mukavemet üzerinde etkili olduğu ve kireç yüzdesinin artması ile mukavemette artış elde edilmektedir.

5.SONUÇLAR

Problemlili zeminler üzerinde yapıların inşaatında karşılaşılan sorunlar dünyanın birçok bölgesinde olduğu gibi Türkiye’de de en yaygın problemlerden biridir. Problemlili zeminlerin iyileştirilmesinde yaygın olarak kullanılan yöntemlerin bazıları dinamik kompaksiyon, ön yüklenme, kontrollü dolgular vb. olmaktadır. Anlatılan metotların birçoğu yüksek maliyetli olması nedeniyle, problemlili zeminlerin stabilizasyonunda alternatif yöntemler belirlenmesi ihtiyacını ortaya çıkarmıştır. Güçsüz ve problemlili zeminlere kireç uygulaması yaygın olarak kullanılan bir yöntemdir ve zeminin güç ve sertlik özelliklerini başarılı bir şekilde arttırmak için uzun yıllardan beri kullanılmaktadır. Ekonomik ve çevresel etkileri en aza indirmesinden dolayı kireç zemin stabilizasyonunda uygun bir alternatiftir maddedir. Yapılan çalışmada, kireç kullanarak, problemlili bir zemin türü olan bentonitin, mukavemetinde zamana bağlı iyileşme araştırılmıştır.

Bu çalışmada alternatif katkı malzemesi olarak, kireç kullanılmış ve zemin iyileştirmesinin laboratuvar deneyleri ile değerlendirmesi yapılmıştır. Laboratuvar deneyleri kapsamında önce yüksek plastisiteli kil türü olan bentonite ağırlıkça % 3, % 6 ve % 9 oranlarında kireç eklenmiş, minyatür Harvard kompaksiyon ile sıkıştırıldıktan sonra hazırlanan numuneler 7, 14 ve 28 günlük kür süresinden sonra, serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Ana malzeme olarak seçilen bentoniti sınıflandırma amacı ile hidrometre ve Attarberg kıvam limitleri deneyi gerçekleştirilmiştir. Yapılan deneyler sonucunda kullanılan numune, yüksek plastisiteli kil (CH) olarak belirlenmiştir.
- Kullanılan bentonitin kompaksiyon parametrelerini belirlemek için harvard kompaksiyon deneyi yapılmış ve optimum su muhtevası değeri %36 ve maksimum kuru birim hacim ağırlığı 12.6kN/m^3 olarak belirlenmiştir. Gerçekleştirilen deneyin kalibrasyonunun doğruluğunu kontrol amaçlı, standart proktor deneyi yapılmış ve sonuçların aynı olduğu görülmüştür.
- Bentonit üzerinde yapılan serbest basınç deneyi sonucunda, bentonitin mukavemeti 182 kN/m^2 olarak belirlenmiştir.
- %3 kireç + %97 bentonit karışımında, farklı kür süresinde elde edilen maksimum serbest basınç değerleri %40-%42 su muhtevası arasında meydana gelmiştir. 7 günlük kür süresinde mukavemet 200kN/m^2 değerine ulaşmış ve %10 arttırdığı görülmüştür. 14 günlük bekletmenin sonunda bentonitin serbest basınç mukavemeti 240 kN/m^2 olduğu ve %32 artış elde edilmiştir. 28 günlük kür süresi ile elde edilen maksimum mukavemet 260 kN/m^2 ve artışın %43 olduğu görülmüştür. Bu karışım için maksimum artış oranı 7 ve 14 gün arası meydana geldiği ve 14 günden sonra mukavemette fazla bir artış elde edilmediği gözlenmektedir.
- %6 kireç + %94 bentonit karışımında, farklı kür süresinde elde edilen maksimum serbest basınç değerleri %38-%42 su muhtevası arasında meydana gelmiştir.

Bentonitin 7 günlük bekletmenin sonunda serbest basınç mukavemeti 280 kN/m^2 ve %54 artmış olduğu görülmektedir. 14 gün ve 28 günlük bekletmeden sonra mukavemetin 400 kN/m^2 ve %120 artışa neden olduğu görülmüştür. 14 günden sonra mukavemette artış meydana gelmediği belirlenmiştir.

- %9 kireç + %91 bentonit karışımında, farklı kür süresinde elde edilen maksimum serbest basınç değerleri %46-%58 su muhtevası arasında meydana gelmiştir. 7 günlük kür süresinde serbest basınç mukavemeti 700 kN/m^2 olduğu ve %284 artışa neden olduğu belirlenmiştir. 14 günlük iyileşme süresi sonunda mukavemet 800 kN/m^2 değerine ulaşmış ve %340 arttığı görülmüştür. 28 günlük kür süresinde mukavemetin 810 kN/m^2 ve artışın %345 olduğu görülmüştür. 14 günden sonra mukavemette fazla bir artış görülmemekte, bentonitin mukavemeti %9 kireç ekleyerek 28 gün beklettikten sonra maksimum değere ulaşmaktadır.
- 7 günlük kür süresinde, en fazla mukavemet artışının %9 kireç eklenerek elde edildiği görülmüştür.
- 14 günlük bekletmede kireç yüzdesinin artışı, mukavemette artışa neden olduğu gözlenmiştir.
- 28 günlük kür süresinde maksimum serbest basınç mukavemet değeri 810 kN/m^3 olarak belirlenmiştir. Böylece düşük maliyetli ve yaygın kullanıma sahip olan kireç ile, problemlili bir zemin olan yüksek plastisiteli bentonitin, serbest basınç mukavemetinin 28 günde yaklaşık 4 kat arttırıldığı görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Ghabaee, S. (2015) Kireç ile Stabilize Edilmiş Bentonitin Kür Süresinin Zamana Bağlı Etkisi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul
- [2] Şenol, A., Edil, T.B., (2004), “Uçucu Kül ile Stabilize Edilen Yumuşak Zeminlerin CBR Sonuçlarının Değerlendirilmesi”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 10. Ulusal Kongresi, 275-280, İTÜ, İstanbul
- [3] Erol, B., ve Şenol, A., (2008), “Metal Cürufunun Yol Altlarında Temel Malzemesi Olarak Kullanımı”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi 16-17 Ekim 2008, Selçuk Üniversitesi, Konya
- [4] Genç, S. (2009) Şişen Zeminler ve Bentonit – Kaolin Karışımlarının Şişme Özellikleri İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul
- [5] Çetin, A.Y. (2011) Yüksek Plastisiteli Kil Zeminlerin Alternatif Malzemeler ile Yüzeysel Zemin Stabilizasyonu İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul

BENTONİT KİLİNİN DAYANIMININ İYİLEŞTİRİLMESİ İÇİN CAM TOZU KULLANIMI

UTILIZATION GLASS POWDER FOR IMPROVING STRENGTH OF BENTONITE CLAY

Gamze BİLGEN¹

ABSTRACT

This paper is a laboratory study about stabilization of unconfined compressive strength (UCS) and California bearing-ratio (CBR) values of the bentonite clay with glass powder. Clay soil samples were reconstituted by adding (weight base) 3%, 5%; 10%; 20% and 25% of powdered glass. A series of tests were conducted such as modified Proctor, unconfined compression and California Bearing Ratio (CBR) tests on prepared samples. As a result of these experiments, unconfined compression strength (q_u) value of the pure clay, after 28 days cured, was 178 kPa. When 25% glass powder used in conjunction in clay, and cured for 28 days, revealed 4.5 - fold by increasing the q_u value of 795 kPa. Similarly, CBR value which prepared with 25% glass powder used in conjunction in clay, revealed 4-fold increase in CBR value. The results shows that glass powder increased the strength of the bentonite clay.

Keywords: Soil stabilization, glass powder.

ÖZET

Bu bildiri, kili bir zeminin serbest basınç dayanımı ve Kaliforniya taşıma oranı (CBR) değerlerini iyileştirmek için cam tozu kullanımının araştırılması ile ilgili bir laboratuvar çalışmasını konu almaktadır. Çalışmada bentonit kiline ağırlıkça %3; %5; %10; %20 ve %25 oranlarda cam tozu karıştırılarak numuneler hazırlanmıştır. Hazırlanan numuneler üzerinde Modifiye Proktor, Serbest Basınç ve CBR deneyleri uygulanmıştır. Kıyaslanmanın yapılabilmesi için deneyler katkısız haldeki bentonit kiline de uygulanmıştır. Katkısız halde hazırlanan bentonit kilinin 28 günlük serbest basınç değeri 178 kPa olarak belirlenirken, %25 cam tozu katkısı ile hazırlanan numunelerin 28 günlük dayanımının 4,5 kat artarak 795 kPa değerine ulaştığı görülmüştür. Benzer şekilde %25 cam katkısı ile hazırlanan numunelerin CBR değerlerinde 4 kata yakın artış olduğu kaydedilmiştir. Sonuçlar cam tozunun bentonit kilinin dayanımında artış sağladığını göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Zemin iyileştirme, cam tozu.

¹ Yrd.Doç.Dr. Gamze BİLGEN, Bülent Ecevit Üniversitesi, bilgemze@gmail.com

1. GİRİŞ

Dünya cam sektörü, global ekonomiye paralel bir gelişmeyle yılda ortalama % 2-4 düzeyinde büyümektedir [1]. 2012 verilerine göre dünya cam üretiminin yaklaşık 120 milyon ton düzeyinde olduğu tahmin edilmektedir [2]. 1994 verilerine göre sadece Amerika Birleşik Devletlerinde yaklaşık 10,2 milyon ton evsel cam atığı atıl duruma gelmiştir [3]. İstatistiksel rakamlar camın hızla büyüyen, önemli atıklar arasında yer aldığını göstermektedir. Öte yandan, cam üretiminde kullanılan en önemli girdiler kum, soda, dolomit, kuvarz maddeleridir. Dolayısı ile cam geri kazanmaya ve yeniden kullanmaya elverişli olan maddelerdendir [4, 5].

Bu çalışmada, atık halinde bulunan camın (pencere camı), öğütülüp 425 mikrondan geçirildikten sonra bentonit kilinde katkı olarak kullanımı deneysel olarak araştırılmıştır.

2. YÖNTEM

Araştırmada zemin olarak bentonit kili kullanılmıştır. Kullanılan cam, sanayideki camcılarda bulunan atık haldeki camlar ve tadilat gören yapılardan çıkan pencere camları toplanarak temin edilmiştir. Toplanan camlar 425 mikronluk elek altında kalacak şekilde öğütülerek hazırlanmıştır. Cam çok kırılğan ve çok çabuk ufalanan bir malzeme olduğundan öğütülüp hazırlanması çok uğraştırıcı olmamaktadır.

Cam tozu, ağırlıkça oranları %3; %5; %10; %20 ve %25 olacak şekilde bentonit kili ile karıştırılarak numuneler elde edilmiştir. Araştırmada katkı maddeleri ile zemin iyileştirme ile ilgili yapılması gereken deney yöntemlerinin ele alındığı TS EN 14227 standardı ile Karayolları Teknik Şartnamesi referans alınmıştır [6, 7]. Standartta farklı katkı türleri için ayrı başlıklar verilmekle birlikte dayanım ile ilgili olarak serbest basınç ve CBR deneylerinin yapılması gerektiği vurgulanmaktadır.

Hazırlanan karışımların optimum su muhtevaları (OSM) ve en büyük kuru birim hacim ağırlıklarını (EKBH) bulmak amacı ile modifiye Proktor deneyi uygulanmıştır. Optimum su muhtevaları belirlenen karışımlardan hazırlanan numuneler, desikatörde kür edilerek; 0, 7 ve 28 günlük serbest basınç deneyine (UC) tabii tutulmuş ve serbest basınç dayanımları (q_u) belirlenmiştir. Öte yandan CBR değerlerinin belirlenmesi amacı ile hazırlanan numunelere hazırlandıkları gün ve rutubetli bir ortamda 28 gün bekletildikten sonra CBR deneyleri uygulanmıştır. Tüm deneyler katkısız kile de uygulanarak değişim oranları incelenmiştir.

3.SONUÇLAR

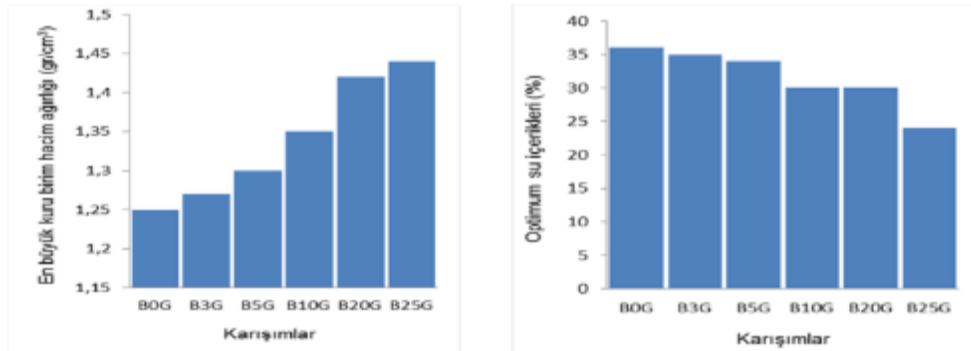
Deneysel çalışmalarda kullanılan karışımlar ve deneylere ait veriler Tablo 1 de sunulmaktadır. Bentonit kili “B”, cam “G” ile sembolize edilmiş ve katkı miktarı sayısal rakam olarak belirtilmiştir. Başka bir deyişle, “B0G” katkısız kili; “B25G” %25 oranında cam tozu ve bentonit kili karışımını sembolize etmektedir. Şekil 1 de karışımlara ait Proktor deneyi sonuçlarından elde edilen veriler görülmektedir. Bentonit kilinin %36 olan optimum su muhtevası, katkı oranı arttıkça azalmaktadır. Cam tozu kilin su ihtiyacını azaltmakta ve aynı zamanda kuru birim hacim ağırlığında artış meydana getirmektedir. Bentonit kiline katkısız olarak serbest basınç deneyi uygulandığında %10 lara varan deformasyon göstermete ve 28 gün sonunda 178 kPa değerinde bir serbest basınç dayanımı

göstermektedir. Cam tozu katkısı deformasyon değerinde azalmaya sebep olurken serbest basınç değerinde artış sağlamaktadır.

Tablo 1. Deneysel Çalışmalarda Kullanılan Karışımlar ve Deneysel Veriler

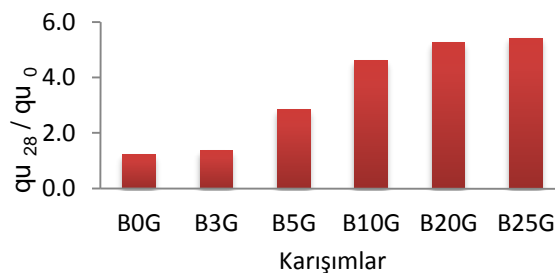
Karışım Simgesi	Cam (%)	OSM (%)	EKBH (gr/cm ³)	UC (0g) (kPa)	UC (7g) (kPa)	UC (28g) (kPa)	ϵ (%) (28g)	CBR (%) 0 day	CBR (%) 28 day
B0G	0	36	1,25	147	164	178	9	5	7
B3G	3	35	1,27	120	174	201	8	5	8
B5G	5	34	1,30	138	320	416	7	5	8
B10G	10	30	1,35	162	512	676	4	6	11
B20G	20	30	1,42	247	894	772	1	7	19
B25G	25	24	1,44	591	731	795	1	7	23

Deneysel çalışmalardan elde edilen verilere göre deformasyonda %9 dan %1 lere bir düşüş görülmektedir başka bir deyişle çok yumuşak ve yük altında çok büyük şekil değişikliği gösteren bentonit kili, cam tozu katkısı ile daha gevrek ve rijit bir yapıya dönüşmektedir. 28 günlük serbest basınç değerlerinde 28 günlük sonuçlar baz alındığında 4,5 kat, ilk günkü dayanımı kıyas alındığında, Şekil 2 de görüldüğü gibi 5,6 kata kadar artışlar olduğu ve cam tozu katkısının killi zeminlerde serbest basınç dayanımı arttırdığı görülmektedir.

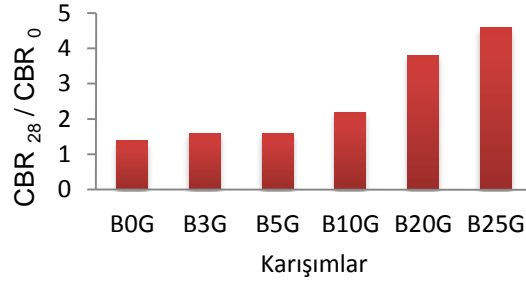


Şekil 1. Karışımlara Ait En Büyük Kuru Birim Hacim Ağırlığı ve Optimum Su İçerikleri

CBR değerlerindeki 28 günlük katkısız CBR değeri ile %25 katkılı ve 28 gün kür edilmiş numunenin CBR değerlerinde 3,3 kat artış meydana gelmiştir. Numunenin katkısız olarak ve hazırlandığı gün kırılması ile elde edilen değerler ile %25 cam katkılı numunenin 28 gün kür edildikten sonraki CBR değerlerinde 4,5 kat artış olduğu Şekil 3 de görülmektedir.



Şekil 2. Cam Katkılı Numunelerin 28 Günlük Serbest Basınç Değerlerindeki Artış Oranları



Şekil 3. Cam Katkılı Numunelerin 28 Günlük CBR Değerlerindeki Artış Oranları

Camın 425 mikron toz haline getirildikten sonra bentonit kiline katkı olarak eklenmesi bentonit kilinin optimum su muhtevasında azalma, kuru birim hacim ağırlığında artış ayrıca dayanım özelliklerini ifade eden serbest basınç ve CBR değerlerinde de artış meydana getirmiştir.

Karayolları teknik şartnamesi yol ve dolgu çalışmalarında kullanılacak zeminlerde serbest basınç ve CBR değerlerini ölçüt almaktadır ve killi zeminler zayıf zeminler olarak adlandırılırlar. Literatürde hem atık malzemelerin geri dönüşümünün sağlanması hem de zayıf zeminlerin iyileştirmesi amacı ile yapılmış pek çok bulunmaktadır [3,8]. Çalışma sonuçları, cam tozunun ilgili değerlerde iyileşme sağladığını göstermektedir. Bu çalışmanın, hem zeminde iyileşme hem de bir atığın geri dönüşümünün sağlanması konularına katkıda bulunması umulmaktadır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma Bülent Ecevit Üniversitesi 2012-M1-00-03 nolu BAP projesi kapsamında yapılmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] Shayan, A., Xu, A., “Value-added Utilization of Waste Glass in Concrete”, Cement and Concrete Research, Vol. 34, pp. 81-89, 2004.
- [2] Glass Industry Report Ministry Of Science 2012-2, Industry And Technology, Glass Industry Report Turkey, 2012.
- [3] User Guidelines for Waste and Byproduct Materials in Pavement Construction (UGW), Publication Number: FHWA-RD-97-148, Office of Research, Development, and Technology, Office of Safety, RDT, Updated: 04/23/2012 (<http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/97148/wg1.cfm>)
- [4] Malhotra, V., M., “Sustainable Development and Concrete Technology”, Concrete International, Vol., 24 (7), pp. 22, 2002.
- [5] Al-Akhras, N.; Ababneh, A., Al-Qasem, I., “Recycling of Waste Glass in Mortar Mixtures”. Journal of Solid Waste Technology and Management, Vol. 37 (3), pp. 157-167, 2011.
- [6] British Standard, “EN 14227-11:2006- Hydraulically bound mixtures”, 2006.
- [7] Karayolları Genel Müdürlüğü, (2013), “Kireç Stabilizasyonu Teknik Şartnamesi”, Karayolları Genel Müdürlüğü.

- [8] Ulla-Maija, M., and Wahlström, M., (2002) “By-Products and recycled materials in earth construction an Finland”, Resources Conervation and Recycling, Vol. 35, (1-2), 117-129.

İZMİR KÖRFEZİ TARAMA ZEMİNİNİN KİREÇ VE UÇUCU KÜL İLE STABİLİZASYONU

LIME AND FLY ASH STABILIZATION OF DREDGED SOIL FROM İZMİR BAY

Oğuzhan ATAŞALAR¹ Halil Orhun CANATAN² M. Murat MONKUL³

Yeliz YÜKSELEN-AKSOY⁴

ABSTRACT

Dredging is the process of excavation for cleaning sea, lake, river and channel bottoms, and improvement of water depth in various water environment. In this study, a marine dredged soil from İzmir Bay was stabilized by lime and fly ash at different contents, and the contribution of both chemical additives on the strength of dredged soil was investigated by unconfined compression tests. Moreover, the influence of sea water on the strength of specimens were also investigated. Optimum lime and fly ash contents for İzmir Bay dredged soil were determined as 5% and 18%, respectively. In addition, sea water was found to increase the strength of specimens for both chemical additives.

Keywords: Dredged soil, lime, fly ash, unconfined compressive strength.

ÖZET

Dip tarama deniz, göl, nehir veya kanallarda sığlaşmış, kirliliğe maruz kalmış bölgelerin derinliğinin artırılması ve dip temizliği için yapılan kazı işlemlerini ifade eder. Bu çalışmada İzmir Körfezinden elde edilen tarama zemini çeşitli oranlarda kireç ve uçucu kül ile karıştırılarak stabilize edilmiş ve her iki kimyasal katkının tarama zemininin mukavemetine olan etkisi serbest basınç deneyleriyle ortaya konmuştur. Bunun yanında deniz suyu etkisinin numunelerin dayanımı üzerindeki etkisi de incelenmiştir. İzmir Körfezi tarama zemini için optimum kireç oranı %5, optimum uçucu kül oranı ise %18 civarlarında tespit edilmiştir. Bunun yanında deniz suyunun her iki kimyasal katkı içinde numunelerin dayanımını belirgin şekilde artırdığı bulgulanmıştır.

¹ Lisans Öğrencisi, Yeditepe Üniversitesi, oguzhan-atasalar@hotmail.com

² Lisans Öğrencisi, Yeditepe Üniversitesi, canatanhalil@hotmail.com

³ Doç. Dr., Yeditepe Üniversitesi, murat.monkul@yeditepe.edu.tr

⁴ Doç. Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi, yeliz.yukselen@deu.edu.tr

Anahtar Kelimeler: Tarama zemini, kireç, uçucu kül, serbest basınç dayanımı.

1. GİRİŞ

Teknolojinin geliştiği, mesafelerin kısaldığı ve ticaret hacminin arttığı bir ortamda taşımacılık dünya ticaretinde hiç olmadığı boyutlarda önem kazanmıştır. Denizyolu taşımacılığı, insanların ve malların denizde hareket eden araçlar vasıtasıyla bir yerden diğer bir yere taşınması olarak tanımlanabilir. Denizyolları, daha çok uluslararası ticarete önem taşımaktadır. Günümüzde dünya ticaretinin yaklaşık % 90'ının denizyolu ile gerçekleştirildiği ve dünya deniz ticaretinden yılda 400 Milyar Dolar gelir elde edildiği düşünüldüğünde denizyolu taşımacılığının artan önemi anlaşılmaktadır [1]. Üç tarafı denizlerle çevrili olan ülkemizde de deniz ulaşımı önemini arttırmaktadır. Ülkemiz, 22,5 milyon DWT (deadweight tonnage)'lık filo kapasitesi ile dünyada 15. sırada yer almaktadır [2]. Günden güne büyüyen deniz filosunun ihtiyaçlarını karşılamak için dünya ülkelerinde olduğu gibi ülkemizde de limanları büyütme planları veya çalışmaları bulunmaktadır. Bu çalışmalar yapılırken karşılaşılan sorunlar arasında dip taraması ve çıkan tarama zemininin bertaraf edilmesi önemli bir yer tutmaktadır.

Liman, marina ve dere ağızları gibi kıyı alanlarında zaman içerisinde biriken sediment tabakasının taranarak bu yerlerin derinleştirilmesine ihtiyaç duyulmaktadır. "Dip Tarama" genel olarak, açık denizlerde, iç sularda veya kanallarda sığlaşmış, kirliliğe maruz kalmış bölgelerin derinliğinin artırılması ve dip temizliği için yapılan kazı işlemlerini ifade eder. Avrupa Tarama Birliği (EuDA) dip taramayı "özel tarama gemileri veya araçları ile bir su ortamındaki doğal malzemelerin /sedimentin başka bir ortama taşınması" şeklinde ifade etmektedir [3].

Dip tarama zeminleri genel olarak açık denizde veya karasal depolama alanlarında atık muamelesi görmektedir. Ancak giderek artan deniz veya iç sulardaki dip taraması ihtiyacı ve bunun sonucunda ortaya çıkan yüksek hacimlerdeki dip tarama zemininin adeta bir atık gibi depolanması günümüzde sürdürülebilir ve çevreci bir yöntem olmaktan çok uzaktır. Bunun yerine rıhtım, liman genişletmesi, sahil dolgusu vs. gibi çeşitli inşaat mühendisliği projelerinde dolgu zemini olarak kullanılabilirler. Ancak genelde düşük mukavemete sahip ve geoteknik açıdan problemlili zemin olarak nitelenebilecek dip tarama zeminlerinin mühendislik projelerinde sürdürülebilir bir şekilde kullanımını sağlamak için öncelikle ıslah edilmeleri gerekmektedir. Dip tarama zemininin ıslahının başlıca amacı oluşturulacak mühendislik dolgusundaki zeminin taşıma gücü ve mukavemetini artırmak ve maruz kalacağı yükler altındaki toplam ve faklı oturmaları azaltmak olarak nitelenebilir. Bu amaçla tarama zeminlerine uçucu kül, kireç, çimento gibi maddeler katılarak kimyasal iyileştirme yapılabilir [4].

Horoz ve diğ. [5] dip tarama zeminlerinin çimento ve hava sürükleyici ile karıştırılarak hafif dolgu malzemesi olarak da kullanılabileceğini vurgulamış ve 1995 yılında Japonya'da gerçekleşen Hanshin-Awaji büyük depreminde hasar gören Kobe limanının rıhtımlarında Japon Ulaştırma Bakanlığı tarafından dip tarama zemininin iyileştirilerek hafif dolgu malzemesi olarak kullanıldığını belirtmiştir. Bu hafif dolgu malzemesi ile olası bir depremde rıhtımlar üzerinde oluşacak yatay kuvvet etkisinin azaltılması hedeflenmiştir [5].

Zemin ıslahında kullanılabilecek bir diğer katkı maddesi ise uçucu küllerdir. Uçucu küller, kimyasal bileşen yüzdelerine göre F ve C sınıflarına ayrılırlar. F sınıfı, kireç oranı (CaO) yüzde %10'un altında olan ve bitümlü kömürden üretilen küllerdir. F sınıfı uçucu küller, puzolanik özelliğe sahiptirler. C sınıfı uçucu küller ise, kireç oranı (CaO) yüzde %10'un üstünde olan, linyit veya yarı-bitümlü kömürden üretilirler [6]. Uçucu küller yumuşak zeminlerin taşıma gücünü artırmak için kullanılabildiği gibi [7], şişebilen zeminlerin

iyileştirilmesinde de kullanılmaktadır [8]. Kireçle zemin iyileştirme ise genel olarak killi zeminlere uygulanan bir yöntem olup, kireç bilinen en eski zemin iyileştirme katkılarından birisidir. Bell [9], yaptığı detaylı laboratuvar çalışmasında kireç oranındaki ($\leq 8\%$) artışla beraber çeşitli killerin serbest basınç dayanımlarının arttığını göstermiştir. Plastisite indeksinin ise artan kireç oranı ile beraber montmorilonit mineralinden oluşan killerde düşerken, kaolen için artabileceğini ortaya koymuştur.

Tarama zeminlerinin iyileştirilmesinde çeşitli katkı maddelerinin birarada kullanılabilmesi de unutulmamalıdır. Werham ve Mackechnie [10], Yeni Zelanda’da iki farklı tarama zeminini kireç ve çimentonun da dahil olduğu çeşitli katkılarla karıştırmışlar ve yaptıkları serbest basınç deneyleri sonucunda tarama zeminleri içerisindeki kil yüzdesinin ve kil minerali çeşidinin, iyileştirilmiş tarama zeminlerinin mukavemetinde önemli bir etkiye sahip olduğunu gözlemlemişlerdir.

Bu çalışmada, İzmir Körfezi’nden temin edilmiş bir tarama zemini kireç ve uçucu kül ile karıştırıldığında ortaya çıkan mukavemet değişimi davranışı incelenmiştir. Bahsedilen katkılardan çeşitli yüzdelerde kullanılarak hazırlanan numuneler saf su ve deniz suyunda kür edilmiş ve tarama zemininin kısa vadedeki dayanım özelliklerinin sözkonusu faktörlerden nasıl etkilendiği araştırılmıştır.

2. KULLANILAN MALZEMELER VE DENEY PROGRAMI

2.1. Kullanılan Malzemeler ve Geoteknik Özellikleri

Yapılan laboratuvar çalışmalarında, İzmir körfezi kuzey kısmından Çiğli Bölgesi’nden çıkarılmış olan ve Dokuz Eylül Üniversitesi’nden temin edilen dip tarama zemini kullanılmıştır. Bu malzeme öncelikle etüvde kurutulmuş, konkasörde kırılmış ve 40 nolu elekten elenerek olabildiğince homojen hale getirilmiştir. Dokuz Eylül Üniversitesi’nde yapılan Standard Proktor Kompaksiyon deneyleri sonucunda tarama zemininin maksimum kuru yoğunluğu (ρ_{k-maks}) 1.51 gr/cm^3 , optimum su muhtevası (w_{opt}) %18 olarak belirlenmiştir.

Tablo 1. İzmir Körfezi Tarama Zemininin Bazı Geoteknik Özellikleri

Likit limit (%)	48
Plastisite indeksi (%)	13
Özgül Ağırlık (G_s)	2,65
Organik madde içeriği (%)	8,6
<u>Dane dağılımı</u>	
Çakıl (> 2 mm) (%)	0
Kum (2 mm – 0.075 mm) (%)	37
Silt (0.075 mm – 0.002 mm) (%)	18
Kil (< 0.002 mm) (%)	45
USCS sınıfı	CL

Sözkonusu tarama zemininin bazı diğer geoteknik parametreleri Tablo 1’de verilmiş olup, birleştirilmiş zemin sınıflandırılmasına göre (USCS) düşük plastisiteli kil (CL) sınıfına

girmektedir. Katkı malzemesi olarak yüksek saflıkta sönmüş kireç ve Bursa Orhaneli Termik Santrali'nden temin edilen uçucu kül kullanılmıştır.

2.2. Numune Hazırlama ve Deney Programı

2.3.

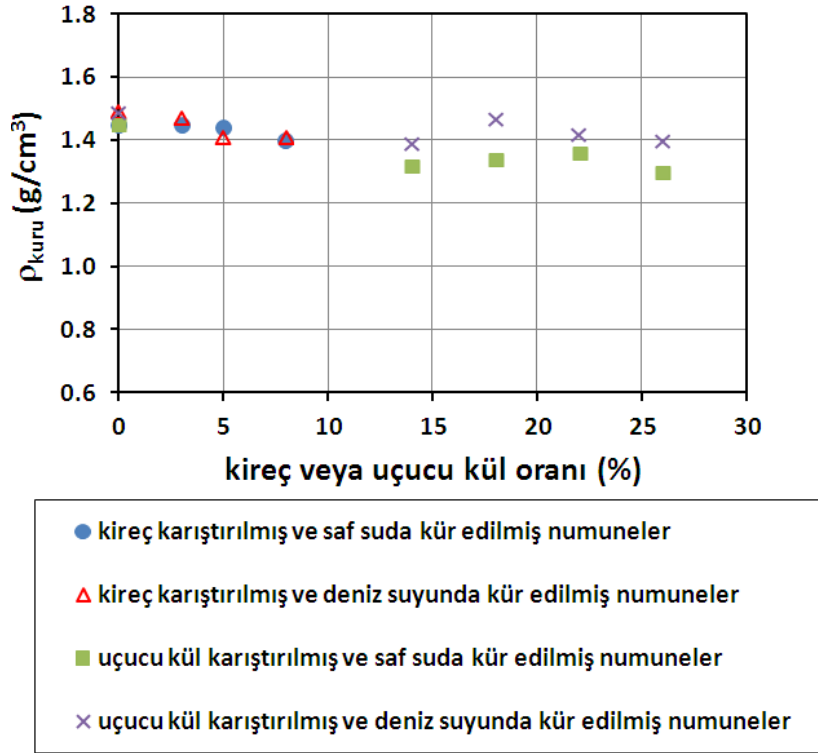
Numuneler Yeditepe Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarına getirildikten sonra öncelikle kuru tarama malzemesinin ağırlıkça %3, %5 ve %8'ine denk gelecek şekilde kireç ile karıştırılmıştır. Diğer bir grup numune ise benzer şekilde kuru tarama malzemesinin ağırlıkça %14, %18, %22 ve %26'sına denk gelecek şekilde uçucu kül ile karıştırılmıştır. Sonrasında, bütün numunelere kuru tarama zemininin ağırlığı baz alınarak %30 su içeriğinde olacak şekilde saf su katılmış ve iyice karıştırıldıktan sonra numuneler Şekil 1'de gösterildiği üzere 45mm iç çaplı, 90mm yüksekliğinde rijit PVC borulara manuel kompaksiyon yöntemiyle yerleştirilmiştir. Bütün bu işlemler ve numuneler bir kez daha bu defa saf su yerine deniz suyu kullanılarak tekrarlanmıştır.

Manuel kompaksiyon Önal ve Sarıavcı [11]'nin çalışmasından esinlenilerek geliştirilmiş olup, karışımlar kalıplar içerisine 3 tabaka halinde yerleştirilmiş ve her tabaka sıkıştırılırken Şekil 1'de görüleceği üzere metal bir çubuk ile zeminin üzerine olabildiğince dairesel bir dağılım ve eşit bir kuvvetle vurulmaya çalışılmıştır. İlk tabakanın sıkışması için gereken vuruş sayısı deneme numuneleriyle belirlenmiş ve sonrasında diğer iki tabaka için bu vuruş sayıları sabit tutulmuştur (Kireçli numunelerde 10, uçucu küllü numunelerde 13 vuruş). Bu çalışmada benzer numuneler hazırlayabilmek için sabit bir kuru yoğunluk (ρ_{kuru}) değeri seçilmiş ve bütün numuneler aynı kuru yoğunluk ($\rho_{kuru}=1.4 \text{ gr/cm}^3$) değerinde hazırlanmaya çalışılmıştır. Tablo 1'de gösterildiği üzere tarama zemini önemli ölçüde kil ve silt boyutunda dane içermektedir, bu yüzden deniz ortamında park, rekreasyon alanı vs. gibi amaçlarla kıyı dolgusu olarak kullanılması ekonomik ve sürdürülebilirlik açısından daha akıllıca olacaktır. Zira, bu tarz projelerde dolgu malzemesi olarak kullanıldığında taşıma gücü ve mukavemet gibi geoteknik performans beklentileri yol, baraj gibi daha önemli mühendislik dolgularına göre oldukça düşük kalacaktır. Bu yüzden seçilen kuru yoğunluk ($\rho_{kuru}=1.4 \text{ gr/cm}^3$), Standart Proktor deneylerinden elde edilen ρ_{k-maxs} (1.51 gr/cm^3)'a göre daha düşük tutulmuş ve deniz ortamında kullanılacağı varsayılarak seçilen başlangıç su içeriği ise ($w=\%30$), optimum su içeriğinin ($w_{opt}=\%18$) oldukça üzerinde seçilmiştir. Test edilen numunelerin kuru yoğunlukları Şekil 2'de gösterilmiştir, şekilden de görüleceği üzere numunelerin kuru yoğunlukları, hedeflenen 1.4 gr/cm^3 değerine oldukça yakın değerlerde elde edilmiştir.



Şekil 1. Tarama Zemininin Kalıplara Yerleştirilmesi

Numuneler sıkıştırma işlemi ardından kür uygulanmadan önce kalıplar içerisinde 2 gün boyunca dışarıda bekletilmiştir. Bu sayede kimyasal reaksiyon işleminin başlaması sağlanmıştır. Numuneler daha sonra saf su ve deniz suyu ortamında 15 gün boyunca kür edilmeye bırakılmıştır. Kalıpların içine ve numunelerin alt ve üst kısımlarına yerleştirilen filtre kağıtları numunelerin kür boyunca serbestçe su almasını sağlamıştır. Kür süresinin sonunda numuneler kalıptan çıkartılarak, numuneler üzerinde %1 birim deformasyon/dak kesme hızında serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir.



Şekil 2. Serbest Basınç Deneyi Uygulanan Numunelerin Kuru Yoğunluklarının Kireç ve Uçucu Kül Yüzdesine Göre Değişimleri

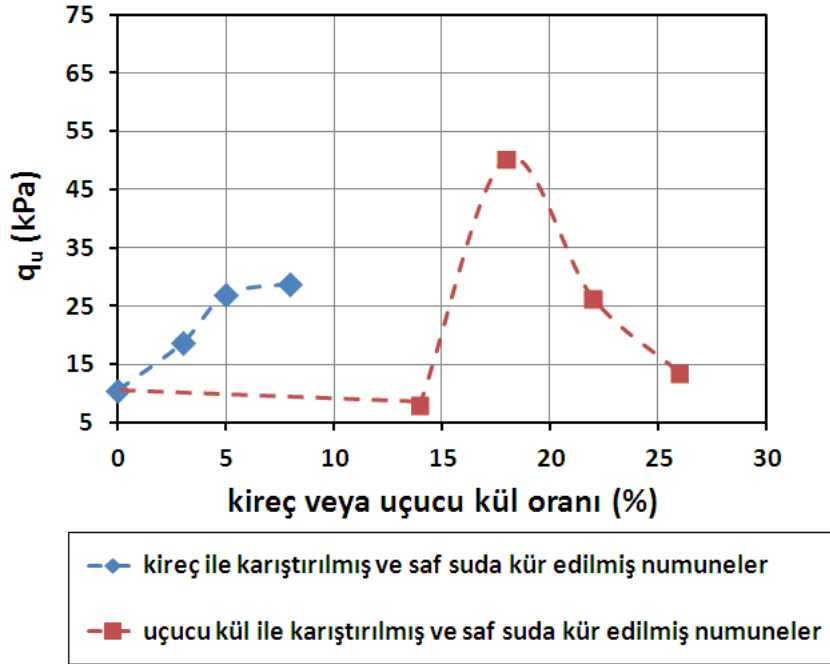
3. SERBEST BASINÇ DENEYİ SONUÇLARI

3.1. Kirecin ve Uçucu Külün Tarama Zemininin Mukavemetine Etkisi

Kireç ile stabilize edilmiş tarama zemininin serbest basınç dayanımındaki (q_u) iyileşme Şekil 3'te gösterilmiştir. Buna göre, hiç bir katkı kullanılmadan hazırlanan numunenin serbest basınç dayanımının oldukça düşük olduğu göze çarpmaktadır ($q_u=10,6$ kPa). Serbest basınç dayanımının %5 kireç içeriğine kadar artış gösterdiği, %5 ve %8 kireç oranı arasında ise kayda değer bir artış olmadığı gözlemlenmiştir. Bu gözleme dayanarak optimum kireç oranının %5 ile %8 arasında bir yerde olabileceği yorumu yapılabilir.

Şekil 3'de aynı tarama zemininin bu kez uçucu kül ile stabilize edilmiş olması durumunun serbest basınç dayanımına (q_u) etkisi gösterilmektedir. Serbest basınç dayanımı, %14 uçucu kül içeriğine kadar bir artış göstermemiş, aksine bir miktar azalma belirlenmiştir. Ancak %14'ün ötesinde artan uçucu kül oranı ile beraber serbest basınç dayanımında hızlı bir yükselme gözlenmiş, %18 civarında pik noktaya ulaşılmış ve %22 ve %26 uçucu kül

içeriğinde dayanımın sistematik olarak azaldığı görülmüştür. Dolayısıyla, İzmir Körfezi tarama zemini için optimum uçucu kül oranının %18 mertebelerinde olduğu söylenebilir.



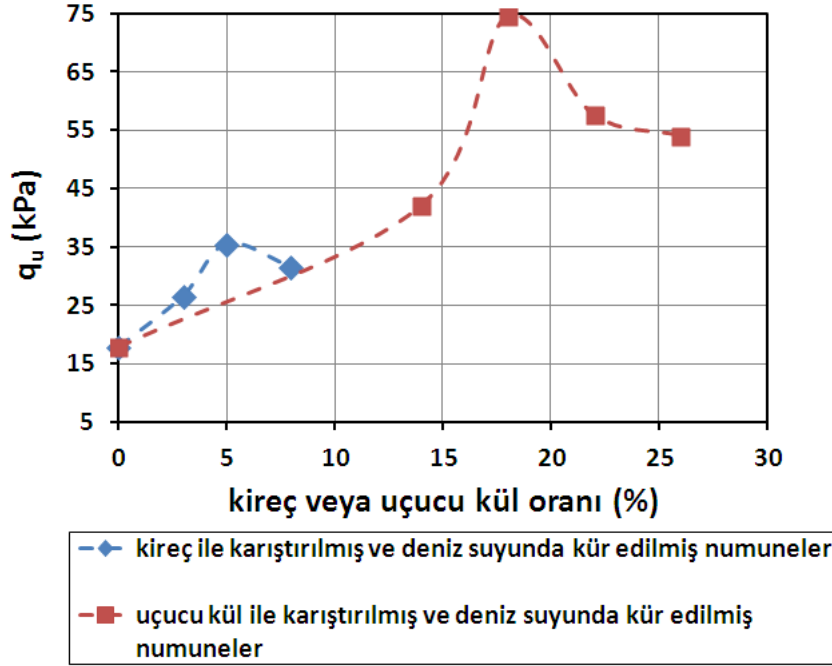
Şekil 3. Kireç ve Uçucu Kül ile Saf Su Ortamında Stabilize Edilmiş Tarama Zemininin Serbest Basınç Dayanımındaki (q_u) Değişim

Bu çalışmada kullanılan kireç ve uçucu kül, katkı malzemeleri karşılaştırıldığında aynı kuru yoğunlukta ve saf su ortamında hazırlanan tarama zeminleri için optimum oranda kullanılacak uçucu kül ile elde edilen en yüksek dayanım değerinin ($q_u=50,3$ kPa), optimum oranda kullanılacak kireç ile elde edilen en yüksek dayanım değerinin ($q_u=28,8$ kPa) yaklaşık olarak iki katına yakın olduğu söylenebilir (Şekil 3).

3.2. Deniz Suyunun Tarama Zemininin Mukavemetine Etkisi

Bir önceki kısımda saf su ile hazırlanan numuneler üzerinde yapılan deneyler, numunelerin bu sefer deniz suyu ortamında hazırlanarak kür edilmesinin ardından aynı koşullarda tekrarlanmıştır. Numunelerin farklı tip ve oranlarda katkı ile değişen serbest basınç dayanımları Şekil 4'te verilmiştir. Hiç bir katkı kullanılmadan deniz suyu ile hazırlanan numunenin serbest basınç dayanımı değerinin ($q_u=17,8$ kPa), saf su ile hazırlanan katkısız numunenin serbest basınç değerine ($q_u=10,6$ kPa) göre daha yüksek olduğu gözlemlenmiştir. Deniz suyu içerisindeki katyonlar tarama zemini içerisindeki kil danelerinin difüz çift tabakasını daraltarak zeminlerin mukavemet değerlerinde artışa neden olurlar [13]. Kullanılan tarama zemin numunesi üzerinde bu etki açık bir şekilde görülmektedir. Kireç kullanılan numunelerde serbest basınç dayanımının %5 mertebelerinde tepe noktaya ulaştığı ve sonrasında azaldığı görülmüştür. Uçucu kül kullanılan numunelerde ise serbest basınç dayanımının %18 mertebelerinde tepe noktaya ulaştığı ve sonrasında azaldığı görülmüştür. Deniz suyu varlığında elde edilen optimum kireç oranı (%5) ve optimum uçucu kül oranının (%18), saf su ortamında hazırlanan numunelerden elde edilen oranlarla uyduğu görülmektedir. Bunun yanında kireç ve uçucu kül, katkı malzemeleri olarak karşılaştırıldığında aynı kuru yoğunlukta ve deniz suyu ortamında hazırlanan tarama zeminleri için optimum oranda kullanılacak uçucu kül ile elde edilen en yüksek dayanımın

($q_u=74,4$ kPa) optimum oranda kullanılacak kireç ile elde edilen en yüksek dayanımın ($q_u=35,5$ kPa) iki katından biraz fazla olduğu görülmektedir (Şekil 4). Daha açık bir ifadeyle, optimum oranlarda kullanılması durumunda uçucu külün her iki boşluk suyu ortamında da tarama zemininin mukavemetini kirece göre yaklaşık iki katına çıkardığı sonucu çıkarılabilir.



Şekil 4. Kireç ve Uçucu Kül İle Deniz Suyu Ortamında Stabilize Edilmiş Tarama Zemininin Serbest Basınç Dayanımındaki (q_u) Değişim.

Ancak, Şekil 3 ve Şekil 4 kıyaslandığında; kuru yoğunluk, kimyasal katkı tipi ve oranı gibi diğer çeşitli önemli faktörler sabit tutulduğunda tarama zemini numunelerini deniz suyu kullanarak hazırlamanın saf su kullanarak hazırlamaya göre serbest basınç dayanımını bariz bir şekilde artırdığı sonucu çıkmaktadır. Bu sonuç, sistematik olarak çalışılan bütün kireç ve uçucu kül oranı aralığı için geçerli olup, tarama zemininin deniz ortamında park, rekreasyon alanı vs. gibi amaçlarla kullanılması durumunda daha iyi bir geoteknik performans sergileyebileceğini ortaya koymaktadır. Örneğin uçucu kül kullanılarak saf suda elde edilen maksimum serbest basınç dayanımı olan 50,3 kPa (Şekil 3) diğer bütün faktörler sabit tutulduğunda sadece deniz suyu kullanıldığında yaklaşık %50 artarak 74,4 kPa'ya yükselmektedir (Şekil 4).

Mühendislik pratiği açısından bakıldığında, İzmir Körfezi tarama zemini optimum oranda kireç kullanılarak stabilize edildiğinde ortaya çıkan dayanım değeri her iki boşluk suyu ortamı içinde yumuşak ($25\text{kPa} < q_u < 50\text{kPa}$) olarak nitelenirken, aynı tarama zemini optimum oranda uçucu kül kullanılarak stabilize edildiğinde ortaya çıkan dayanım değeri her iki boşluk suyu ortamı içinde orta sertlikte ($50\text{kPa} < q_u < 100\text{kPa}$) nitelenmektedir [12]. Yine pratik açıdan bakıldığında deniz suyunun betonarme yapılar üzerindeki sülfat atağı etkisi unutulmamalıdır. Bunun yanında bazı zeminlerde ise sülfat atağının zeminlerin şişmesine sebep olduğu rapor edilse de uçucu kül veya silika tozu kullanımının bu problemi giderebileceği belirtilmektedir [14, 15].

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada İzmir Körfezi'nden elde edilen tarama zemini çeşitli oranlarda kireç ve uçucu kül ile karıştırılarak stabilize edilmiş ve her iki kimyasal katkının tarama zemininin mukavemetine olan etkisi serbest basınç deneyleriyle ortaya konmuştur. Bunun yanında deniz suyu etkisinin numunelerin dayanımı üzerindeki etkisi de incelenmiştir.

Saf su kullanılarak stabilize edilen tarama zemini numunelerinde optimum kireç oranının %5 ila %8 arasında olduğu gözlemlenirken, optimum uçucu kül oranı ise %18 olarak bulunmuştur. Deniz suyu kullanılarak stabilize edilen tarama zeminlerinde de bahsedilen optimum katkı oranlarının kireç için %5, uçucu kül için ise %18 olduğu görülmüştür.

Bunun yanında bu çalışmada kullanılan kireç ve uçucu kül, katkı malzemeleri olarak karşılaştırıldığında optimum oranlarda kullanılması durumunda aynı kuru yoğunlukta hazırlanan tarama zeminleri için uçucu külün hem saf su (Şekil 3), hem deniz suyu ortamında (Şekil 4) tarama zemininin mukavemetini kirece göre yaklaşık iki katına çıkardığı gözlemlenmiştir.

Bunlara ilave olarak, kuru yoğunluk, kimyasal katkı tipi ve oranı gibi diğer faktörler sabit tutulduğunda, tarama zemini numunelerini deniz suyu kullanarak hazırlamanın saf su kullanarak hazırlamaya göre serbest basınç dayanımını bariz bir şekilde arttırdığı sonucuna varılmıştır. Bu sonuç, sistematik olarak çalışılan bütün kireç ve uçucu kül oranı aralığı için geçerli olup, tarama zemininin deniz ortamında park, rekreasyon alanı vs. gibi amaçlarla kullanılması durumunda daha iyi bir geoteknik performans sergileyebileceğini ortaya koymaktadır. Örneğin uçucu kül kullanılarak saf suda elde edilen maksimum serbest basınç dayanımı olan 50,3 kPa (Şekil 3) diğer bütün faktörler sabit tutulduğunda sadece deniz suyu kullanıldığında yaklaşık %50 artarak 74,4 kPa'ya yükselmektedir (Şekil 4).

Mühendislik pratiği açısından bakıldığında, bu çalışmada içerdiği yüksek ince dane yüzdesi sebebiyle İzmir Körfezi tarama zemini için Standart Proktor kompaksiyon deneyinden elde edilene göre düşük bir kuru yoğunluk ($\rho_{kuru}=1.4 \text{ gr/cm}^3$) ve yüksek bir başlangıç su içeriği ($w=30\%$) seçilerek numuneler hazırlanmıştır. Bunun başlıca sebebi, stabilize edildikten sonra deniz ortamında park, rekreasyon alanı vs. gibi amaçlarla kıyı dolgusu olarak kullanılmasının ekonomik ve sürdürülebilirlik açısından daha akıllıca olacağına düşünülmesidir. Seçilen başlangıç su içeriği ($w=30\%$), katkısız tarama zemini ve düşük katkı yüzdesinde, o yüzde için geçerli optimum su muhtevasının belirgin miktarda ıslak tarafında kalacağı, ancak katkı yüzdesi arttıkça aradaki bu farkın azalacağı düşünülebilir. Bu durum doğru olmakla beraber, bu çalışmadaki karşılaştırma parametresi kompaksiyon özelliklerini sabit tutmaktan (her numune için kendi katkı tipi ve yüzdesine özgü optimum su içeriğinde sabit bir kompaksiyon enerjisi altında sıkıştırmaktan) ziyade, kuru birim hacim ağırlığı sabit tutmaktır (katkı tipi ve yüzdesinden bağımsız olarak her numuneyi aynı kuru yoğunluğa sıkıştırmaktır). Şekil 2 'de görüldüğü üzere bu hedefe ulaşılmış ve bütün numuneler $\rho_{kuru}=1.4 \text{ gr/cm}^3$ olacak şekilde sıkıştırıldıktan sonra mukavemetleri ölçülmüştür. Bu yüzden bu çalışmada elde edilen optimum katkı oranları, mukavemet değerleri ve gözlenen ilişkilerin kullanılan karşılaştırma parametresi gözönüne alınarak değerlendirilmesi gerektiği unutulmamalıdır.

Seçilen parametreler ışığında optimum oranda kireç kullanılarak stabilize edildiğinde ortaya çıkan dayanım değeri her iki boşluk suyu ortamı içinde yumuşak ($25\text{kPa}<q_u<50\text{kPa}$) olarak nitelenirken, aynı tarama zemini optimum oranda uçucu kül kullanılarak stabilize edildiğinde ortaya çıkan dayanım değeri her iki boşluk suyu ortamı içinde orta sertlikte ($50\text{kPa}<q_u<100\text{kPa}$) nitelenmektedir. Deniz suyunun, serbest basınç mukavemetini önemli

derecede artırması geoteknik performans açısından olumlu olmakla beraber muhtemel sülfat atağı etkiside proje uygulamalarında gözönüne alınmalıdır.

KAYNAKLAR

- [1] Yenal S. (2011), “Dünyada ve Türkiyede Uluslararası Denizyolu Taşımacılığının Gelişiminin Değerlendirilmesi”, Nişantaşı Üniversitesi Sosyal Bilimler Dergisi, Cilt 2(2), <http://www.tmo.gov.tr/Upload/Document/tmodanhaberler/denizyolu.pdf>.
- [2] T.C. Başbakanlık Denizcilik Müsteşarlığı Deniz Ticareti Genel Müdürlüğü (2011), “Deniz Ticareti İstatistikleri”.
- [3] European Dredging Association (2013), ”Annual Report 2013”.
web: http://www.european-dredging.eu/pdf/EuDA_13.pdf
- [4] Hoff, J., Kolff, A.N. (2012), “Hydraulic Fill Manual: For Dredging and Reclamation Works”, CRC Press.
- [5] Horoz, Ç., Aksoy, H., Tonyalı, İ., “Haliç Tarama Çamuru, Çimento ve Hava Sürükleyici Karışımının Geoteknik Özellikleri”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbeşinci Ulusal Kongresi ,16-17 Ekim 2014,Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.
- [6] ASTM C618 (2005), “Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete”, Annual Book of ASTM Standarts.
- [7] Edil, T.B., Acosta, H.A., Benson, C.H. (2006). “Stabilizing Soft Fine-Grained Soils with Fly Ash”, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 18(2), 283-293.
- [8] Çokça, E. (2001), “Use of Class C Fly Ashes for the Stabilization of an Expansive Soil”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE, Vol. 127(7), 568-573
- [9] Bell, F. (1996), "Lime stabilization of clay minerals and soils", Engineering Geology Vol. 42(4), 223-237.
- [10] Wareham, D.G., Mackechnie, J.R. (2006), “Solidification of New Zeland Harbor Sediments using Cementitious Materials”, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 18(2), 311-315.
- [11] Önal, O, Sarıavcı, Ç. “ Bir Derin Zemin Karıştırma Uygulaması için Laboratuvar Örnekleri Hazırlanması”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbeşinci Ulusal Kongresi ,16-17 Ekim 2014,Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.
- [12] Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G. (1996), “Soil Mechanics in Engineering Practice”, 3. Baskı, Wiley.
- [13] Sridharan, A. (1991), “Engineering behavior of fine grained soils - a fundamental approach”, Indian Geotechnical Journal, Vol. 21(1), 1-136.
- [14] Wang, L., Roy, A., Seals, R. K., and Byerly, Z. (2005), “Suppression of sulfate attack on a stabilized soil”, Journal of the American Ceramic Society, Vol. 88(6), 1600–1606.
- [15] Li, Q., Chen, J., Shi, Q., and Zhao, S. (2014), “Macroscopic and Microscopic Mechanisms of Cement-Stabilized Soft Clay Mixed with Seawater by Adding Ultrafine Silica Fume”, Advances in Materials Science and Engineering, Vol. 2014,1-12.

KİL ZEMİNLERİN İYİLEŞTİRİLMESİNDE ATIK DOĞAL LİFLERİN KULLANILABİLİRLİĞİ

THE USABILITY OF WASTE NATURAL FIBERS IN SOIL IMPROVEMENT OF CLAYEY SOILS

Fatih İŞİK¹ R. Kağan AKBULUT² A. Şahin ZAIMOĞLU³ Seracettin ARASAN⁴

ABSTRACT

There are numerous studies investigated the geotechnical properties of soils reinforced with randomly distributed artificial fibers in the literature. However, there are almost no studies on soils reinforced with natural fibers. In this study, a serious unconfined compression strength and freeze-thaw tests have been performed on a high plasticity clayey (CH) soil reinforced with chicken feather to investigate the usability of this kind of natural fibers as a reinforcement material in soils. For this reason, the waste chicken feathers were dissolved into two parts; rachis and down. Test samples were prepared by mixing rachis and downs into the soil at 1.0% and 2.0%. The prepared samples were exposed to 5 and 10 freeze-thaw cycles. According to experimental results, the usage of 4 mm rachis has no positive impacts on unconfined compression strength. Also, the effect of 8 mm rachis can be ignored. On the other hand, down has a positive impact on unconfined compression strength (q_u). While the value of q_u of unreinforced sample that has not been exposed to freeze-thaw is 199kPa, down reinforced sample's q_u (2%) is 277kPa. Similarly, in 5 and 10 cycles, these values increase from 52kPa to 104kPa and from 51kPa to 130kPa, respectively.

Keywords: Waste chicken feather, waste down, waste rachis, freeze-thaw, unconfined compression strength, fine-grained soil.

ÖZET

Yapay lifler ile rastgele donatılan zeminlerin bazı geoteknik özelliklerini araştırmak amacıyla literatürde çok sayıda çalışma yer almaktadır. Oysa doğal lifler ile donatılan zeminlerin davranışı üzerine yapılan çalışmalar yok denecek kadar azdır. Bu çalışmada, yüksek plastisiteli (CH) kil zemin içerisine rastgele dağıtılmış atık tavuk tüyünün zemin iyileştirilmesinde kullanılabilirliğini araştırmak amacıyla donma-çözülme maruz bırakılmış ve bırakılmamış numuneler üzerinde bir seri serbest basınç dayanımı deneyleri yapılmıştır. Bu amaçla atık tavuk tüyü, telek ve tüy lifi olmak üzere iki kısma ayrılmıştır. Telek ve tüy lifi %1.0 ve %2.0 oranlarında kil zemine ilave edilerek numuneler hazırlanmıştır. Hazırlanan numuneler 5 ve 10 donma-çözülme çevrim sayısına maruz

¹ Yrd. Doç. Dr., Atatürk Üniversitesi, fatih.isik@atauni.edu.tr

² Yrd. Doç. Dr., Atatürk Üniversitesi, rkakbulut@atauni.edu.tr

³ Doç. Dr., Atatürk Üniversitesi, zaimoglu@atauni.edu.tr

⁴ Yrd. Doç. Dr., Atatürk Üniversitesi, arasan@atauni.edu.tr

birakılmıştır. Elde edilen deneysel sonuçlara göre, 4 mm telek ile donatlandırılmış numunelerin serbest basınç mukavemetine (q_u) olumlu bir etkisinin olmadığı gözlenirken 8 mm donatılı numunelerde ise q_u değerinde önemli bir artış olmamıştır. Tüy lifi ile donatlandırılmış numunelerin q_u değerleri tüm donma-çözülme çevrimlerinde artış göstermiştir. Donma-çözölmeye maruz bırakılmamış donatısız numunenin q_u değeri 199kPa iken tüy lifi (%2) donatılı numunenin q_u değeri 277kPa'ya ulaşmıştır. 5 çevrim için bu değerler 52kPa'dan 104kPa'ya ve 51kPa'dan 130kPa'ya yükselmiştir.

Anahtar Kelimeler: Atık tavuk tüyü, atık telek, donma-çözölme, serbest basınç deneyi, ince daneli zemin.

1. GİRİŞ

Zeminlerin bazı mühendislik özelliklerini iyileştirmek amacıyla son yıllarda katkı malzemesi olarak atık maddeler yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Tavuk tüyü Türkiye ve dünyada tavuk tüketiminin artmasına bağlı olarak önemli ölçülerde atık olarak ortaya çıkmaktadır. Genel olarak Türkiye'de yılda yaklaşık 30 bin ton tavuk tüyü atık olarak ortaya çıkarken [1], 2006 yılı itibariyle ABD'de bu değer 12.5 milyon ton'dur [2]. Ortaya çıkan atık tavuk tüyünün yıllık miktarları dikkate alındığında, bu atığın farklı amaçlarla değerlendirilmesinin önemi daha da artmaktadır. Atık tavuk tüyünün değerlendirilmesiyle çevreye verilecek zararın azaltılmasının yanı sıra doğal bir atık malzemenin değerlendirilmesinden dolayı ülke ekonomisine de fayda sağlayacağı açıktır.

Atık tavuk tüyünün değerlendirilmesi bağlamında inşaat mühendisliği alanında da çalışmalar yapılmaktadır. Bazı araştırmacılar tarafından atık tavuk tüyü kompozit malzeme üretiminde katkı malzemesi olarak kullanılmıştır [3-11]. Ayrıca; Kock [2] yapmış olduğu çalışmada tavuk tüyünün kompozit malzemelerde katkı maddesi olarak kullanılabilirliğini incelemek amacıyla tavuk tüyünün fiziksel ve mekaniksel özelliklerini belirlemiştir. Hamoush ve El-Hawary [12], tavuk tüyünü beton içerisine üç farklı oranda (1%, 2% and 3%) ilave etmişler ve tavuk tüyünün betonun basınç ve çekme dayanımı üzerinde önemli bir etkisinin olmadığını belirlemişlerdir. George vd. [13] yaptıkları çalışmada hindi tüyünü erozyon kontrolü amacıyla kullanılmıştır. Hindi tüyünden yaptıkları lif dokulu malzeme ile ticari olarak üretilen erozyon kontrol malzemelerini karşılaştırmışlar ve hindi tüyü diğerleriyle benzer davranış gösterdiğini belirtmişlerdir.

Günümüzde zemin iyileştirmede sentetik lifler sıklıkla kullanılmaktadır. Birçok araştırmacı zemin içerisine sentetik lif katarak zeminin bazı mühendislik özelliklerini iyileştirmeye yönelik araştırmalar yapmışlardır [14-25]. Ancak, doğal liflerin zeminlerin iyileştirilmesinde kullanımı ile ilgili çalışmalar literatürde yok denecek kadar azdır [26, 27].

Bu çalışmada doğal atık olan tavuk tüyünden elde edilen telek ve tüy lifi yüksek plastisiteli kil zeminin iyileştirilmesinde donatı olarak kullanılabilirliği araştırılmıştır. Bu amaçla telek ve tüy lifi %1.0 ve %2.0 oranlarında kil zemine ayrı ayrı katılarak rastgele donatlandırılmış numuneler hazırlanmıştır. Donma-çözölmeye maruz bırakılmış ve bırakılmamış, donatısız ve donatlandırılmış numuneler üzerinde laboratuvarında bir seri serbest basınç dayanımı deneyi yapılmıştır. Elde edilen deney sonuçları karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

Deneylerde kullanılan kil Erzurum/Oltu yöresindeki kil rezervinden temin edilmiştir. Kil zemin Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre yüksek plastisiteli (CH) kil sınıfına girmektedir. Bu zemin üzerinde laboratuvarında Atterberg limitleri, standart kompaksiyon ve serbest basınç dayanımı deneyleri yapılmıştır. Kil zemine ait bazı indeks ve mukavemet özellikleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Kil zeminin bazı indeks ve mukavemet özellikleri

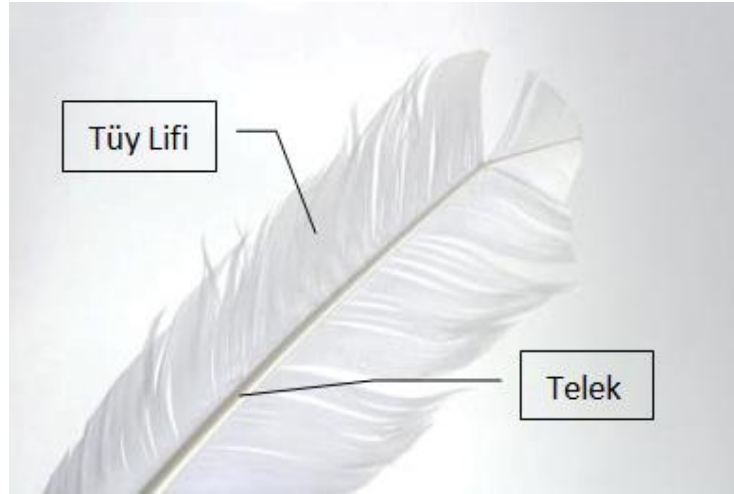
Özellik	Değeri
Likit limit ¹ , w_L (%)	65.0
Plastik limit ² , w_P (%)	30.0
Optimum su içeriği ³ , w_{opt} (%)	26.0
Maksimum kuru birim hacim ağırlık ³ , γ_{dmax} (kN/m ³)	13.0
Serbest basınç mukavemeti, (kPa)	198.88
Zemin sınıfı (USCS)	CH

¹ w_L ; BS 1377 (Part 2-1990) dikkate alınarak belirlenmiştir.

² w_P ; ASTM D 4318-00 (2000) dikkate alınarak belirlenmiştir.

³ Standart Proctor deneyi (ASTM D 698-78) yapılarak belirlenmiştir.

Atık tavuk tüyleri Türkiye'de tavuk eti üretimi yapan üretici firmadan alınmıştır. Atık tavuk tüylerinden kirlerin uzaklaştırılması amacıyla tüyler yıkanmış ve daha sonra açık havada kurutulmuştur. Kurutulan tavuk tüyleri el marifetiyle iki farklı kısma ayrılmıştır: (i) içi boş olan tüy sapı (telek) ve (ii) tüy lifi. Atık tavuk tüyünden elde edilen telek ve tüy lifi Şekil 1'de gösterilmiştir. Telekler 4 mm ve 8 mm olmak üzere iki farklı boyda kesilerek, tüy lifleri ise gelişi güzel kesilerek hazırlanmıştır.



Şekil 1. Atık Tavuk Tüyü (telek, tüy lifi)

Telek (4mm ve 8mm) ve tüy lifi ince daneli zemin içerisine kuru ağırlığın farklı yüzdelerinde ilave edilerek rastgele donatılan zemin numuneleri hazırlanmıştır. Ayrıca, telek ve tüyün iyileştirme üzerine etkisini inceleyebilmek amacıyla donatısız zemin numuneleri üretilmiştir. Hazırlanan numunelerde kullanılan telek (4mm ve 8mm) ve tüy lifi yüzdeleri Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Telek ve tüy lifi yüzdeleri

Numune	Doğal Lif Tipi	%
1	Donatısız	-
2	4 mm Telek	1.0 ve 2.0
3	8 mm Telek	1.0 ve 2.0
4	Tüy Lifi	1.0 ve 2.0

Telek ve tüy liflerin topaklaşmasını önlemek ve homojen dağılımını sağlamak amacıyla doğal lif ve kil zemin kuru halde yeterince karıştırılmıştır. Bu karışımlara optimum su içeriğine gelecek şekilde su ilave edilmiştir (Şekil 2). Hazırlanan karışımlar 38 mm çaplı ve 76 mm yüksekliğinde silindirik kalıp içerisinde üç tabaka halinde standart Proctor enerjisinde sıkıştırılarak numuneler elde edilmiştir. Elde edilen numuneler ile serbest basınç dayanımı ve donma-çözülme deneyleri yapılmıştır. Serbest basınç deneyleri ASTM D 2166'ya [28] uygun olarak yürütülmüştür. Serbest basınç deneyinde yükleme hızı 0.8 mm/dakika seçilmiştir.



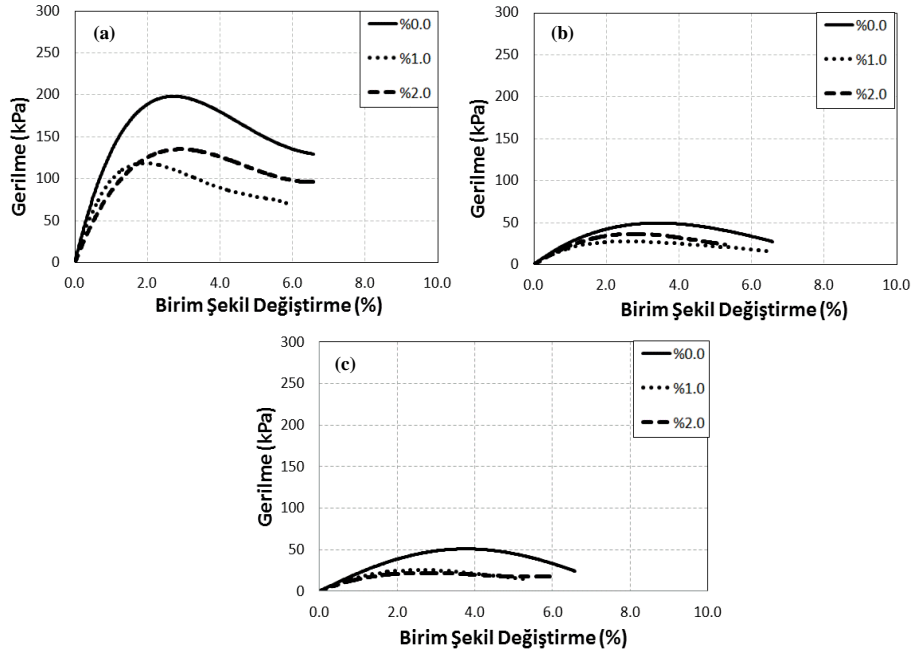
Şekil 2. Donatılı Numune Hazırlanışı Kuru Durumda a) 4 mm telek ve b) Tüy Lifi;
Optimum Su İçeriğinde c) 4 mm telek ve d) tüy lifi

Donma-çözülme deneyleri -25°C ile +60°C sıcaklıkları arasında çalışabilen kapalı sistem tam otomatik donma-çözülme deney aletinde yapılmıştır. Deney numuneleri su içeriklerini kaybetmemesi amacıyla alüminyum folyo ile sarılmıştır [29]. Folyonun numuneye yapışmasını önlemek için vaseline ince bir film tabakası halinde folyoya sürülmüştür [30,31]. Hazırlanan numuneler donma-çözülme deney aletine yerleştirilerek, 6 saat süreyle

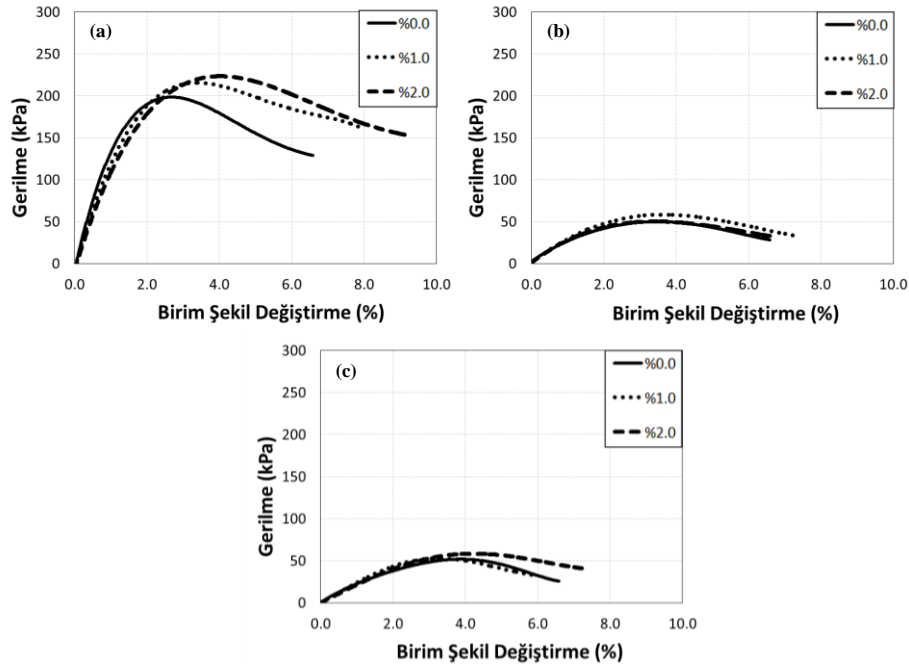
-20°C sıcaklığa ve takiben 6 saat süreyle +25°C sıcaklığa maruz bırakılmıştır. Bu işleme “1 çevrim” denilmektedir. Bu çalışmada her bir numune 5 ve 10 donma-çözülme çevrimine maruz bırakılmıştır.

3. DENEY BULGULARI VE TARTIŞMA

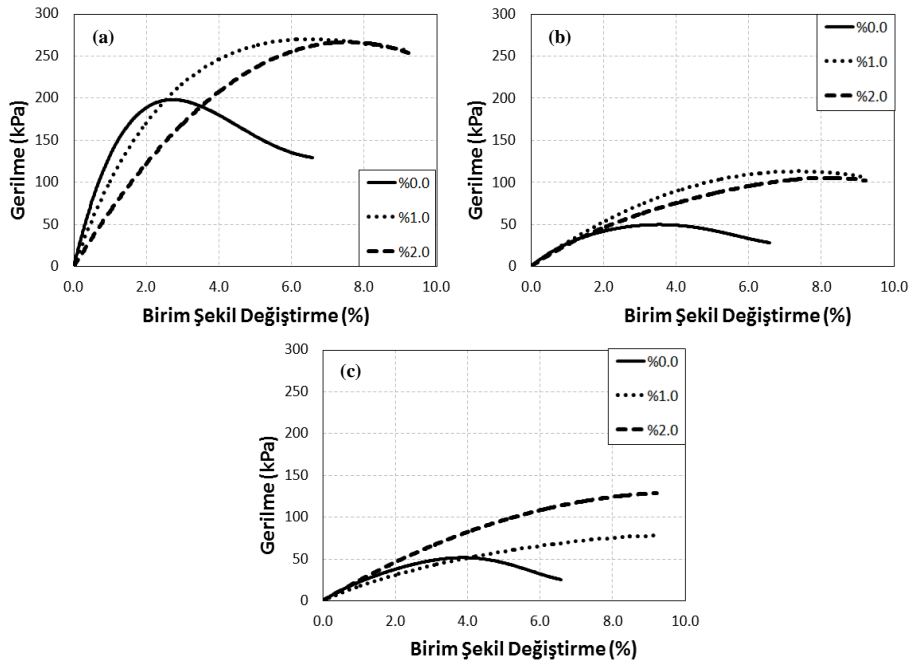
Telek (4mm-8mm) ve tüy lifi ile donatılmış ve donatısız numunelerin gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri 2 farklı donma-çözülme çevrim sayısına bağlı olarak sırasıyla Şekil 3, Şekil 4 ve Şekil 5’te gösterilmiştir.



Şekil 3. Gerilme-Birim Şekil Değişirme Eğrileri
[Telek (4 mm), a- 0 çevrim, b- 5 çevrim c- 10 çevrim]



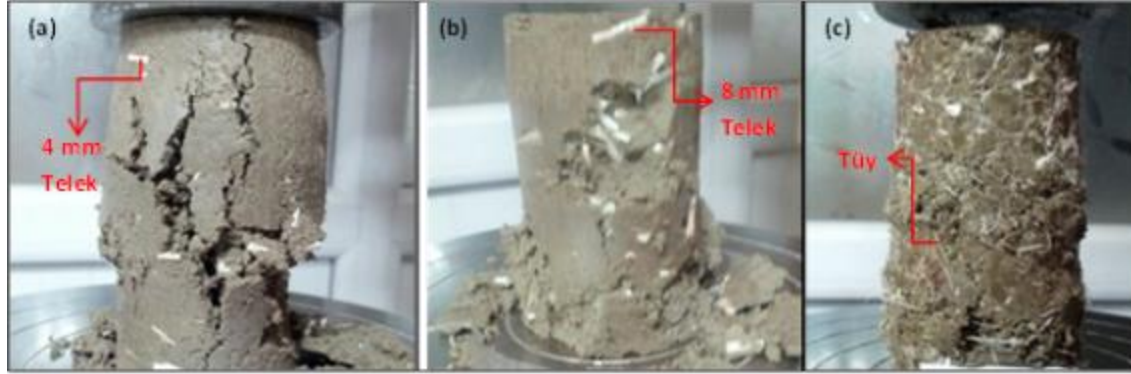
Şekil 4. Gerilme-Birim Şekil Değişirme Eğrileri
[Telek (8 mm), a- 0 çevrim, b- 5 çevrim, c- 10 çevrim]



Şekil 5. Gerilme-Birim Şekil Değişirme Eğrileri
[Tüy lifi, a- 0 çevrim, b- 5 çevrim c- 10 çevrim]

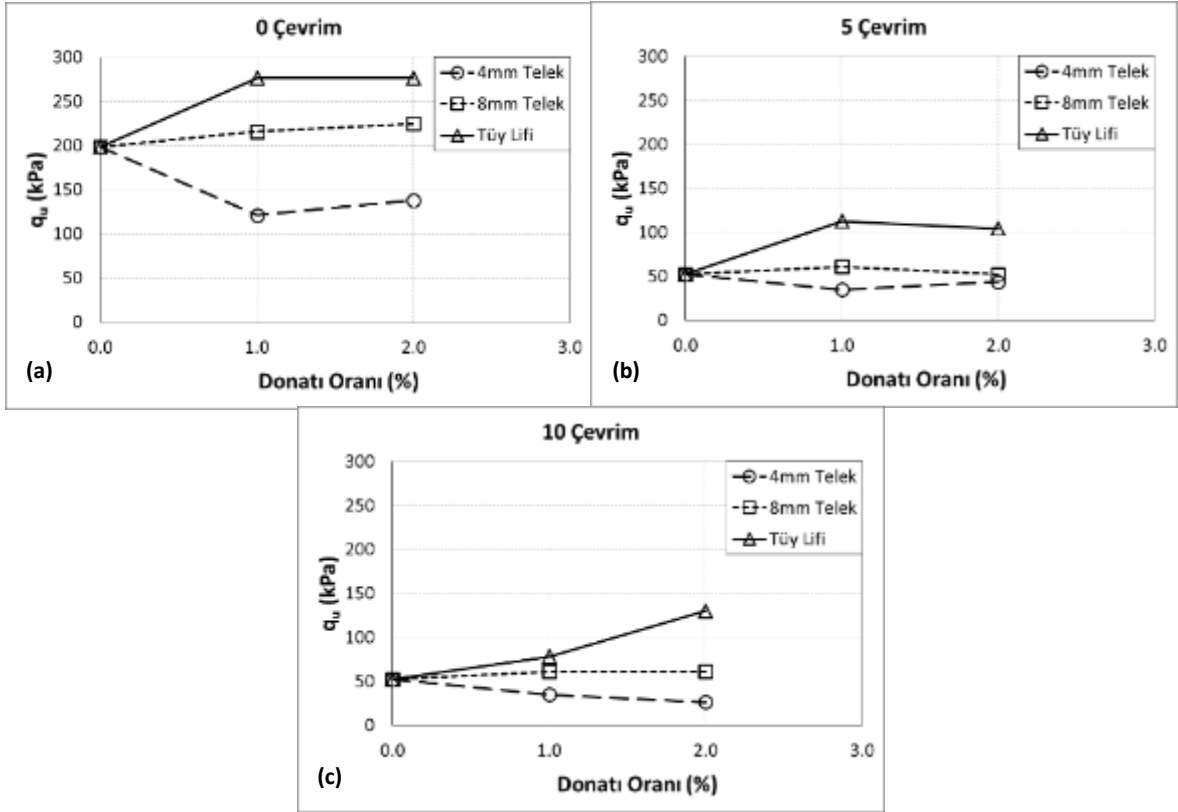
Şekil 3’de görüldüğü gibi telek (4mm) oranı arttıkça pik gerilme değerlerinde azalma meydana gelmektedir. Şekil 4 ve Şekil 5 incelendiğinde ise telek (8mm) ve tüy lifi oranları arttıkça genel olarak pik gerilme değeri artmaktadır. Diğer taraftan donma-çözülme çevrim sayısı arttıkça telek (4mm-8mm) ve tüy lifi ile donatılmış ve donatısız numunelerin

pik gerilme değerlerinde azalma meydana gelmiştir. Ayrıca genel olarak doğal lif olarak kullanılan telek (4mm-8mm) ve tüy lifi ile donatılmış numuneler donatısız numuneye göre daha duktıl davranış sergilemiştir. Bu durum görsel olarak Şekil 6 da verilen telek (4mm-8mm) ve tüy lifi ile donatılmış numunelerin serbest basınç dayanım deneyi sonrası fotoğraflarında görülmektedir.



Şekil 6. Serbest Basınç Dayanım Deneyi Sonrası Görseller
[a- 4 mm telek, b- 8 mm telek c- Tüy Lifi İle Donatılmış Numuneler]

Donatılmış ve donatısız numunelerin serbest basınç mukavemeti (q_u) ile donatı oranı arasındaki ilişki Şekil 7’de gösterilmiştir. Donma-çözümeye maruz bırakılmamış (0 çevrim) tüy lifi ve telek (8 mm) ile donatılmış numunelerde donatı oranı arttıkça q_u değeri donatısız numuneye göre artış göstermiştir. Ancak, telek (4 mm) donatılı numunelerde ise donatı oranının artışı q_u değerinde azalmaya neden olmuştur. Diğer taraftan 5 donma-çözümeye maruz bırakılan numunelerde donatı oranının artması ile q_u değerleri tüy lifi donatılı numunelerde artmış, telek (8 mm) donatılı numunelerde artış ihmal edilecek kadar az ve telek (4 mm) ile donatılmış numunelerde ise azalmıştır (Şekil 7.b). Şekil 7.c incelendiğinde ise donatı oranının artışı tüy lifi ve telek (8 mm) donatılı numunelerde q_u değerinin artmasına, aksine telek (4 mm) ile donatılı numunelerde ise q_u değerinin azalmasına neden olmuştur. Beklenildiği gibi donma-çözümeye maruz kalan donatılı ve donatısız numunelerin serbest basınç mukavemetlerinde azalma görülmüştür.



Şekil 7. Donatı Oranının Serbest Basınç Mukavemeti İle İlişkisi
[a- 0 çevrim, b- 5 çevrim, c- 10 çevrim]

Genel olarak, tüy lifi donatılı numunelerde tüm donma-çözülme çevrimlerinde donatı oranı arttıkça serbest basınç mukavemetinin arttığı belirlenmiştir. Bu artışa tüy lifinin doğal yapısal özelliğinden dolayı kil zemin ile arasındaki köprülenmenin gerçekleşmesi ve diğer donatı tiplerine (4 mm ve 8 mm telek) göre kil zemin ile aderansı arttıran yüzey alanının fazla olmasının sebep olduğu düşünülmektedir.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, farklı oranlarda doğal lifler ile donatılan ince-daneli zeminlerin donma-çözülme davranışını belirleyebilmek için laboratuvarında bir seri deney yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir:

- Genel olarak beklenildiği gibi donma-çözülme çevrim sayısı arttıkça pik gerilmede azalma meydana gelmiştir.
- Telek (4 mm) ile donatılan numunelerde donatı oranının artması pik gerilmenin düşmesine neden olmuştur.
- Donatılan zemin örnekleri donatısız zemin örneklerine göre genelde düktil davranış göstermektedir.
 - Beklenildiği gibi donma-çözülme çevrimlerine maruz kalan donatılı ve donatısız numunelerin serbest basınç mukavemetlerinde azalmalar görülmüştür.
- Tüy lifi donatılı numunelerde tüm donma-çözülme çevrimlerinde donatı oranı arttıkça serbest basınç mukavemetinin arttığı belirlenmiştir.

Konuyla ilgili daha gerçekçi yargılara ulaşabilmek için, farklı telek uzunlukları, zemin cinsi, donma-çözülme çevrim sayısı ve telek ve tüy oranlarında deneylerin devam ettirilmesi ileriki çalışmalar için önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Okumuş, Y. (2014). “Karbonize Edilmiş Tavuk Tüyü Lifi/Epoksi Kompozitlerin Geliştirilmesi ve Karakterizasyonu”, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Anadolu Üniversitesi.
- [2] Kock, J.W. (2006), “Physical and Mechanical Properties of Chicken Feather Materials”, A Thesis- Degree Master of Science, Georgia Institute of Technology.
- [3] Dweib, M.A., Bullions, T.A., Loss, A.C. ve Wool, R.P. (2004), “Recycled Newspaper And Chicken Feathers As Reinforcement Fiber In Bio-Composite Materials”, Annual Technical Conference - ANTEC, Conference Proceedings, 2, 1478-1482.
- [4] Barone, J. R., Schmidt, W. F. ve Liebner, C. F. (2005), “Compounding and Molding of Polyethylene Composites Reinforced with Keratin Feather Fiber”, Composites Science and Technology, Vol 65 (3), 683-692.
- [5] Bullions, T. A., Hoffman, D., Gillespie, R. A., Price-O’Brien, J. ve Loos, A. C. (2006), “Contributions of Feather Fibers and Various Cellulose Fibers to the Mechanical Properties of Polypropylene Matrix Composites”, Composites Science and Technology, Vol 66 (1), 102-114.
- [6] Anada Rao, V., Satapathy, A. ve Mishra S.C., “Polymer Composites Reinforced with Short Fibers Obtained from Poultry Feathers”, Proceedings of International and INCCOM-6 Conference Future Trends in Composite Materials and Processing, 12-14 December 2007, Indian Institute of Technology Kanpur.
- [7] Huda, S. ve Yang, Y. (2008), “Composites from Ground Chicken Quill and Polypropylene”, Composites Science and Technology, Vol 68 (3), 790-798.
- [8] Reddy, N. ve Yang, Y. (2007), “Structure and Properties of Chicken Feather Barbs as Natural Protein Fibers”, Journal of Polymers and the Environment, Vol 15 (2), 81-87.
- [9] Martínez-Hernández, A. L., Velasco-Santos, C., De-Icaza, M. ve Castano, V. M. (2007), “Dynamical–Mechanical and Thermal Analysis of Polymeric Composites Reinforced with Keratin Biofibers from Chicken Feathers”, Composites Part B: Engineering, Vol 38 (3), 405-410.
- [10] Acda, M.N. (2010), “Waste Chicken Feather as Reinforcement in Cement-Bonded Composites”, Philippine Journal of Science, Vol 139 (2), 161-166.
- [11] Uzun, M., Sancak, E., Patel, I., Usta, I., Akalın, M. ve Yuksek, M. (2011), “Mechanical Behaviour of Chicken Quills and Chicken Feather Fibres Reinforced Polymeric Composites”, Archives of Materials Science and Engineering, Vol 52 (2), 82-86.
- [12] Hamoush, S.A. ve El-Hawary, M.M. (1994), “Feather Fiber Reinforced Concrete”, Concrete International, Vol 16 (6), 33-35.
- [13] George, B.R., Bockarie, A., McBride, H., Hoppy, D. ve Scutti, A. (2003), “Utilization of Turkey Feather Fibers in Non-woven Erosion Control Fabrics”, International Non-wovens Journal, Summer 2003, 45-52.
- [14] Santoni, R. L., Tingle, J. S. ve Webster, S. L. (2001), “Engineering Properties of Sand-Fiber Mixtures for Road Construction”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 127 (3), 258-268.

- [15] Kaniraj, S. R. ve Havanagi, V. G. (2001), "Behavior of Cement-Stabilized Fiber-Reinforced Fly Ash-Soil Mixtures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 127 (7), 574-584.
- [16] Consoli, N. C., Casagrande, M. D., Prietto, P. D. ve Thomé, A. (2003), "Plate Load Test on Fiber-Reinforced Soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 129 (10), 951-955.
- [17] Yetimoglu, T. ve Salbas, O. (2003), "A Study on Shear Strength of Sands Reinforced With Randomly Distributed Discrete Fibers", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 21 (2), 103-110.
- [18] Consoli, N. C., Casagrande, M. D. ve Coop, M. R. (2005), "Effect of Fiber Reinforcement on the Isotropic Compression Behavior of a Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 131 (11), 1434-1436.
- [19] Yetimoglu, T., Inanir, M. ve Inanir, O. E. (2005), "A Study on Bearing Capacity of Randomly Distributed Fiber-Reinforced Sand Fills Overlying Soft Clay", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 23 (2), 174-183.
- [20] Trindade, T. P. da, Iasbik, I., Lima, D. C. de, Minette, E., Silva, C. H. de C., Carvalho, C.A. B. de, Bueno, B. de S. ve Machado, C. C. (2006), "Laboratory Testing of a Polypropylene Fiber Reinforced Residual Sandy Soil For Forest Road Application", *Revista Arvore*, Vol 30 (2), 215-222.
- [21] Babu, G. S., Vasudevan, A. K., ve Haldar, S. (2008), "Numerical Simulation of Fiber-Reinforced Sand Behavior", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 26 (2), 181-188.
- [22] Latha, G. M. ve Murthy, V. S. (2007), "Effects of Reinforcement Form on the Behavior of Geosynthetic Reinforced Sand", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 25 (1), 23-32.
- [23] Chauhan, M.S., Mittal, S. ve Mohanty, B. (2008), "Performance Evaluation of Silty Sand Sub-grade Reinforced with Fly Ash and Fiber", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 26 (5), 429-435.
- [24] Ghazavi, M., ve Lavasan, A. A. (2008), "Interference Effect of Shallow Foundations Constructed on Sand Reinforced With Geosynthetics", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 26 (5), 404-415.
- [25] Park, S. S. (2009), "Effect of Fiber Reinforcement and Distribution on Unconfined Compressive Strength of Fiber-Reinforced Cemented Sand", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 27 (2), 162-166.
- [26] Galán-Marín, C., Rivera-Gómez, C. ve Petric, J. (2010), "Clay-based Composite Stabilized with Natural Polymer and Fibre", *Construction and Building Materials*, Vol 24 (8), 1462-1468.
- [27] Zaimoğlu, A.S., Akbulut, R.K. ve Arasan, (2015), "Effect of Freeze-Thaw Cycles on Strength Behavior of Compacted Chicken Quill-Clay Composite in Undrained Loading", *Journal of Natural Fibers*, (Accepted-DOI:10.1080/15440478.2015.1029188).
- [28] ASTM D 2166. Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- [29] Kværnø, S. H. ve Øygarden, L. (2006), "The Influence of Freeze-Thaw Cycles and Soil Moisture on Aggregate Stability of Three Soils in Norway", *Catena*, Vol 67 (3), 175-182.
- [30] Qi, J.L., Ma, W. ve Song, C.X. (2008), "Influence of Freeze-Thaw on Engineering Properties of Silty Soil", *Cold Regions Science and Technology*, Vol 53 (3), 397-404.

- [31] Gullu, H. ve Hazirbaba, K., (2010), “Unconfined Compressive Strength and Post-Freeze-Thaw Behavior of Fine-Grained Soils Treated with Geofiber and Synthetic Fluid. Cold Regions Science and Technology, Vol 62, 142-150.

FARKLI POLİMERLERLE MODİFİYE EDİLMİŞ BİR HİDROFOB KİLİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN DENEYSEL OLARAK ARAŞTIRILMASI

THE INVESTIGATION OF GEOTECHNICAL PROPERTIES OF A HYDROPHOBIC CLAY MODIFIED WITH POLYMERS

Zeynep Neşe KURT ALBAYRAK¹

Suat AKBULUT²

ABSTRACT

Natural clays are commonly used in geotechnical engineering area. With the developments in nanotechnology, clay minerals are commonly being used in nanotechnical applications. Nanocomposites are materials that obtained by interaction of clays and surface chemicals and/or polymers. With using nanocomposites, some negative properties (swelling, settlement, expansion, etc) of clays have been eliminated. In this study, a hydrophobic clay has been interacted with some different polymers and nanoclay-composites have been improved. And some geotechnical properties (specific gravity, unconfined compressive strength, swelling pressure) and damping ratio values of the obtained nanoclay-composites have been investigated. Damping ratios were determined with a computer base and multi-channel analyses system, pulse vibration measurement system. The test results showed that, the specific gravity, unconfined compressive strength and swelling pressure values of nanoclay-composites were decreased and damping ratio values were increased when compared with hydrophobic clays.

Keywords: Nanoclay-composites, unconfined compressive strength, damping ratio.

ÖZET

Geoteknik mühendisliğinde pek çok yerde kullanılan kil zeminler, nanoteknoloji alanında meydana gelen ilerlemelerle birlikte bu alanda da kullanım yeri bulmuştur. Killerin yüzey kimyasalları ve/veya polimerlerle etkileştirilmesiyle elde edilen nano-kompozitler ile killerin, kullanım amacına göre olumsuz olarak nitelendirilebilecek bazı özellikleri (şişme, oturma, kabarma, vb.) iyileştirilebilmektedir. Bu çalışma kapsamında, su sevmez davranış sergileyen (hidrofob) bir kil çeşitli polimerlerle etkileştirilmiş ve nanokil-kompozitler geliştirilmiştir. Elde edilen nanokil-kompozitlerin bazı geoteknik özellikleri (özgül ağırlık, serbest basınç mukavemeti ve şişme basınçları) ile sönüm oranları araştırılmıştır. Sönüm oranları, bilgisayar tabanlı çok kanallı bir analiz sistemi olan pulse titreşim ölçüm sistemi ile belirlenmiştir. Deney sonuçları, nanokil-kompozit numunelerin özgül ağırlık, serbest basınç

*¹ Yrd.Doç.Dr., Atatürk Üniversitesi, znkurt@atauni.edu.tr

² Prof.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, sakbulut@yildiz.edu.tr

mukavemeti ve şişme basınçlarının hidrofob kile kıyasla azaldığını, sönüm oranlarının ise arttığını göstermiştir.

Anahtar kelimeler: Nanokil-kompozit, serbest basınç mukavemeti, sönüm oranı.

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinde pek çok yerde kullanılan kil zeminlerin sönüm oranları deprem, makine titreşimleri ve dalgalar gibi dinamik yüklere maruz kalabilecek mühendislik yapıları için oldukça önemlidir. Zeminin dinamik özelliklerinden biri olan sönüm oranı, zemin tarafından sönümlenen enerji olarak tanımlanmaktadır [1,2]. Darbe sönümleyici malzemeler, fazla enerjinin kontrolü istendiği durumlarda, etraftaki nesnelere zarar gelmemesi için kullanılır [3]. Darbe sönümleyici malzemeler, günümüzde genel itibarı ile kauçuk esaslı elastomer malzemelerden üretilmektedir [4,5]. Son yıllarda, polimer-kil nanokompozitler birçok özelliklerinin kil ve polimerden üstün olması nedeniyle yaygın bir şekilde araştırılmaktadır. Polimer-tabakalı silikat nanokompozitler, killerin polimerler ile muamele edilmesiyle oluşturulmuş kompozit malzemelerdir [6,7,8,9].

Bu çalışma kapsamında, sönüm oranı yüksek şilteler geliştirmek için Erzurum Oltu yöresine ait bir doğal kil katyonik bir yüzey aktif madde ile muamele edilerek su sevmez (hidrofob) bir kil elde edilmiştir. Bu hidrofob kil farklı özellikte polimerler ile (keçiboynuzu gam, lateks, gliserin ve vinil akrilik kopolimer) değişik yüzdelerde bir nanokompozit üretim yöntemi olan sol-jel yöntemi ile etkileştirilerek nanokil-kompozit numuneler geliştirilmiştir [10,11,12]. Elde edilen nanokil-kompozit numunelerin özgül ağırlık, serbest basınç mukavemeti ve şişme basınçları deneysel olarak araştırılmıştır. İlavenen nanokil-kompozitlerin sönüm oranları, bilgisayar tabanlı çok kanallı bir analiz sistemi olan pulse titreşim ölçüm sistemi ile belirlenmiştir. Elde edilen nanokil-kompozitlere ait deneysel sonuçlar, hidrofob kil ve doğal kil numune sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Deneyler, optimum su muhtevasında, modifiye proktor enerjisinde sıkıştırılmış numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçları, nanokil-kompozit numunelerin özgül ağırlık, serbest basınç mukavemeti ve şişme basınçlarının hidrofob kile kıyasla azaldığını, sönüm oranlarının ise arttığını göstermiştir.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

2.1. Kullanılan Malzemeler

Bu çalışmada, Erzurum (Oltu-Narman Havzası) çevresinden alınan doğal kil (C) numune [13,14,15] ve daha önceki araştırmalar kapsamında elde edilmiş olan hidrofob kil (HO) numune kullanılmıştır [13,16]. Doğal kile ve hidrofob kile ait bazı geoteknik özellikler Tablo 1’de gösterilmektedir.

Tablo 1. Doğal ve Hidrofob Kilin Özellikleri [13,16,17]

Özellikler		Kil	Hidrofob kil
Kil içeriği	< 0,002 mm (%)	56	-
Özgül ağırlık	G _s	2.62	2.52
Likit limit	w _L (%)	72	-
Plastisite indisi	I _p (%)	39	-

Temas açısı		°	37	88
Optimum su muhtevası*	W_{opt}	(%)	16.5	14
Maksimum kuru b.h.a.*	γ_{dmax}	(kN/m ³)	17.55	16.67
Zemin Sınıfı,	(USCS)		CH	-

2.2. Nanokil-Kompozit Numunelerin Elde Edilmesi

Nanokil-kompozitler, hidrofob kilin, keçi boynuzu gam (LBG), lateks (LTX), gliserin (GLS) ve vinil akrilik kopolimer (VA) ile etkileştirilmesiyle elde edilmiştir. Bir biyopolimer olan keçi boynuzu gamın kıvam artırıcı, jelleştirici ve dengeleyici özellikleri vardır [18]. Keçi boynuzu gam, diğer gamlarla beraber kullanıldığında jellerin, jel dayanımını ve elastikiyetini artırır [19]. Deneylerde kullanılan lateks elastomer polimerlerden olup, su geçirimsizlik ve yapışma sağlayan latekstir. Beyaz renkli ve akışkan bir malzemedir. Gliserin, yapısında üç adet hidroksil grubu bulunduran, suda tamamen çözünen, oldukça kıvamlı, nem tutucu (higroskopik) bir maddedir. Bazı çalışmalarda, nanokompozit hazırlarken akışkanlaşmayı sağlayıcı madde olarak gliserin kullanılmıştır [20,21,22]. Ticari bir polimer olan vinil akrilik kopolimer, su bazlı bir reçinedir [23]. Vinil akrilik kopolimer gibi akrilik reçineler, kompozitlerin yapıştırıcı bileşenidir [24]. Nanokil-kompozit numunelerin geliştirilmesinde kullanılan polimer ve katkı yüzdeleri Tablo 2’de görülmektedir [10,11,12].

Tablo 2. Nanokil-Kompozit İçerikleri

Numune	Keçi boynuzu gam, Ağırlıkça %	Lateks, Ağırlıkça %	Gliserin, Ağırlıkça %	Vinil akrilik, Ağırlıkça %	Hidrofob kil, Ağırlıkça %
C	0	0	0	0	0
HO	0	0	0	0	100
V0	0.5	10	10	0	79.5
V1	0.5	10	10	5	74.5
V2	0.5	10	10	10	69.5

Nanokil-kompozit numuneler Tablo 2’de gösterilen yüzdelerde polimerler ile hidrofob kilin nanomalzeme üretim yöntemlerinden olan sol-jel metoduyla etkileştirilmesi ile geliştirilmiştir. Mekanik karıştırıcının karıştırma hızı 4000 dev/dakikadır. Öncelikle keçi boynuzu gam yeterli miktarda suya eklenerek mekanik karıştırıcıda çözünen kadar karıştırılmıştır. Biyopolimerli su içerisine Lateks ilave edilmiş ve 20 dakika karıştırılmıştır. Daha sonra Gliserin eklenerek 10 dakika daha karıştırılmıştır. Hidrofob kil karışıma yavaşça ilave edilirken 1 lt daha su eklenmiştir. Bu şekilde elde edilen süspansiyon 1 saat karıştırıldıktan sonra vinil akrilik kopolimer, HO eklenmiş karışıma ilave edilerek karıştırılmaya devam edilmiştir (20 dakika). Karışım tepsiye alınarak öncelikle 80°C etüvde ardından laboratuvar şartlarında kurumaya bırakılmıştır [10,11,12].

2.3. Geoteknik Deneyler

Hazırlanmış numunelerin özgül ağırlıkları ASTM D 4892 esas alınarak ODTÜ Merkez Laboratuvarı AR-GE Eğitim ve Ölçme Merkezi’nde helyum piknometresi deney yöntemi ile

yaptırılmıştır. Serbest basınç deneyleri ASTM D 2166 esas alınarak gerçekleştirilmiştir. Şişme basıncı deneyleri ise, ASTM D 4546'nın C metoduna göre yapılmıştır.

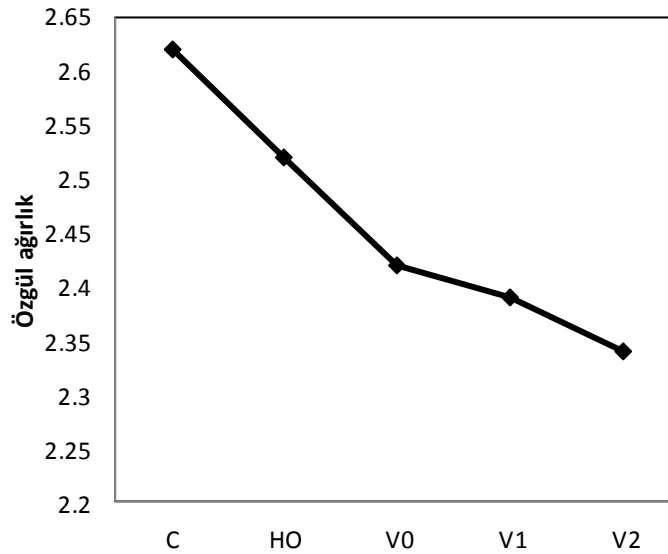
2.4. Pulse Titreşim Ölçüm Sistemi İle Sönüm Oranlarının Belirlenmesi

Deney numunelerinin sönüm oranları, Atatürk Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Makine Mühendisliği Bölümü Makine Teorisi ve Dinamiği Laboratuvarı'nda bulunan bilgisayar tabanlı çok kanallı bir analiz sistemi olan pulse titreşim ölçüm sistemi ile belirlenmiştir. Bu sistem çeşitli veri toplama üniteleri ve yazılım opsiyonlarından oluşan modüler bir yapıya sahiptir [25]. Bu deneylerde, hazırlanmış numuneler üzerinde belirli noktalardan darbe çekici ile hasarsız titreşimler uygulanmış ve malzemenin titreşim cevabı ölçülerek aradaki transfer fonksiyonu pulse analiz yardımıyla elde edilmiştir.

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

3.1. Geoteknik Deney Sonuçları

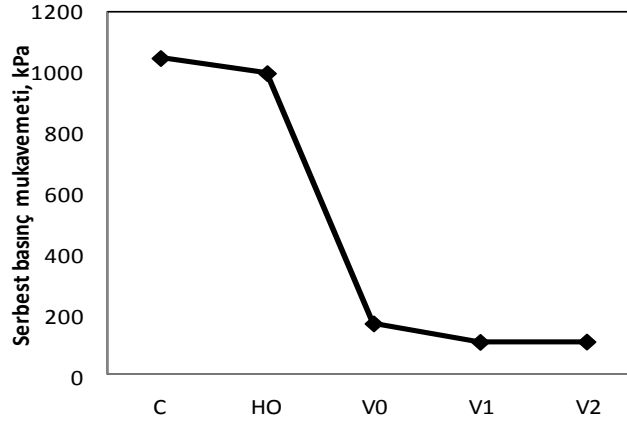
Doğal kil, hidrofor kil ve nanokil-kompozit numuneler üzerinde helyum piknometresi ile belirlenmiş olan özgül ağırlık değerlerinin değişimi Şekil 1'de sunulmuştur. Doğal kilde 2,62, hidrofor kilde 2,52 olan özgül ağırlık değeri nanokil kompozit numunelerde vinil akrilik yüzdesindeki artışla birlikte azalmıştır [12].



Şekil 1. Nanokil-Kompozit Numunelerinin Özgül Ağırlıklarının Değişimi

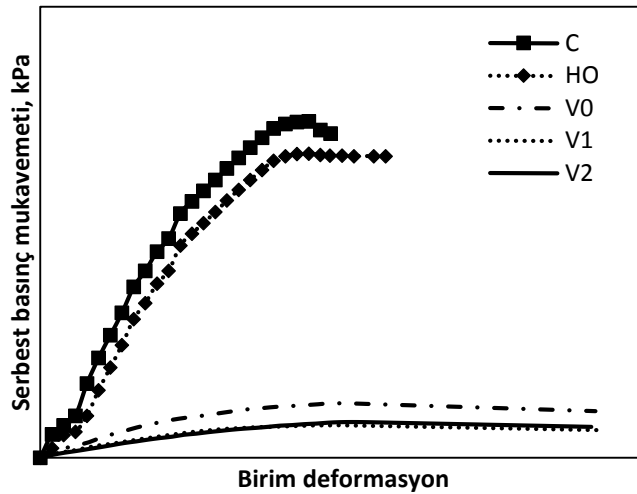
Serbest basınç deneyleri, daha önceki çalışmalarda gerçekleştirilmiş kompaksiyon deneyi ile belirlenmiş olan optimum su muhtevasında sıkıştırılan numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir [10]. Kompaksiyon deneyine göre optimum su muhtevalarında sıkıştırılan numunelerin serbest basınç deneyi sonucu doğal kilin serbest basınç mukavemeti daha önceki çalışmalarda 1048 kPa, hidrofor kilin serbest basınç mukavemeti 998 kPa olarak belirlenmiştir [13]. Nanokil kompozit numunelerin serbest basınç mukavemetleri vinil akrilik yüzdesindeki artışla birlikte azalmıştır. Kurt and Akbulut (2014) ve Kurt ve

Akbulut (2014) nanokil-kompozitler üzerinde gerçekleştirdikleri dinamik basit kesme deneyleri ile nanokil-kompozitlerin sönüm oranlarının arttığını, dinamik kayma modüllerinin ise azaldığını bulmuşlardır [10,11]. Serbest basınç mukavemeti, zeminin içeriği, kompakte edilmiş zeminin su muhtevası, kompaksiyon enerjisi, zemin partiküllerinin boyutu ve şekli gibi pek çok parametreye bağlıdır [26]. Numunelerin serbest basınç mukavemetlerinde meydana gelen azalmanın nanokil-kompozit numunelerin içeriğinde yer alan vinil akrilik yüzdesindeki artışla sönüm oranında meydana gelen artışın [27] ve özgül ağırlıklarında meydana gelen azalmanın bir sonucu olduğu düşünülmektedir. Nanokil kompozitlerin serbest basınç mukavemetlerinin değişimi Şekil 2’de sunulmuştur [12].



Şekil 2. Nanokil-Kompozitlerin Serbest Basınç Mukavemetlerinin Değişimi

Nanokil-kompozit numunelerin serbest basınç deneyi sonucu elde edilmiş birim deformasyon-serbest basınç mukavemeti eğrileri Şekil 3’te gösterilmektedir. Şekil 3 incelendiğinde, vinil akrilik yüzdesi arttıkça numunelerdeki kırılma türünün sünek davranış gösterdiği görülmektedir [12].



Şekil 3. Nanokil-Kompozitlerin Birim Deformasyon Serbest Basınç Mukavemeti Eğrileri Kompaksiyon ile sıkıştırılan optimum su muhtevasına sahip nanokil-kompozit numunelerden alınan örnekler üzerinde şişme basıncı deneyleri yapılmıştır. Şişme basıncı

için iki farklı numune kullanılmıştır. Bunlardan bir tanesi kompaksiyon sonucunda yaş halde alınan numune, diğeri ise kompaksiyon sonucunda alınan numunenin etüvde kurutulmasıyla elde edilmiş olan kuru numunedir [11]. Deney sonuçlarından yaş numunelerin bir miktar şiştiği gözlenmiştir. Kuru numunelerde ise herhangi bir şişme basıncı gözlenmemiştir (Tablo 3).

Tablo 3. Nanokil-Kompozit Numunelerin Şişme Basıncı Deneyi Sonuçları [11,12]

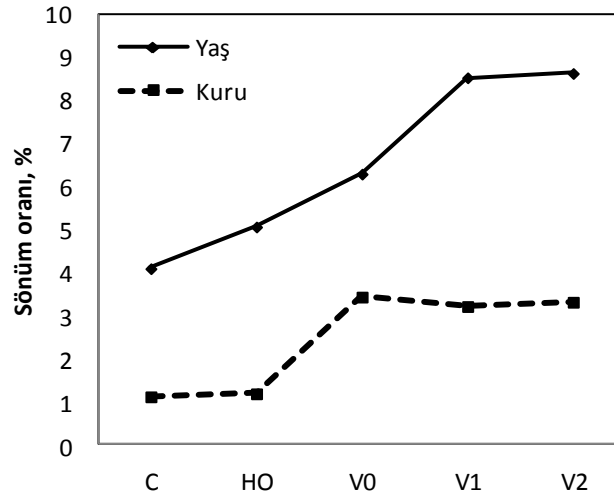
Numune	Yaş numune	Kuru numune
	Şişme basıncı kN/m ²	Şişme basıncı kN/m ²
HO	65,8	0
V0	21,6	0
V1	14,2	0
V2	9,4	0

3.2. Pulse Titreşim Ölçüm Sistemi İle Sönüm Oranlarının Belirlenmesi

Kompaksiyon ile sıkıştırılan nanokil-kompozit numunelerden alınan örnekler üzerinde pulse titreşim ölçüm sistemi ile sönüm oranı tayini deneyleri yapılmıştır. Deneyler, bir tanesi kompaksiyon sonucunda yaş halde alınan numune, diğeri ise kompaksiyon sonucunda alınan numunenin etüvde kurutulmasıyla elde edilmiş olan kuru numune üzerinde olmak üzere iki farklı numune üzerinde gerçekleştirilmiştir. Deneyi yapmak için numuneler dikdörtgen şeklinde ve 7,5x21 cm boyutlarında hazırlanmıştır (Şekil 4). Şekil 5 incelendiğinde numunelerin sönüm oranlarının hem yaş hem de kuru numuneler için doğal kile ve hidrofob kile göre arttığı görülmektedir. Vinil akrilik ilavesi ile yaş haldeki nanokil-kompozitlerin sönüm oranlarının hidrofob kile göre %70 oranında, doğal kile göre %111 oranında arttığı görülmüştür. Kuru numunelerde ise nanokil-kompozit numunelerin sönüm oranı değerlerinin hidrofob kile göre %180 oranında, doğal kile göre %198 oranında arttığı görülmektedir. Benzer şekilde Majedi vd. (2013) yaptıkları çalışmada, hidrofob kil ile lateks ve gliserini etkileştirerek elde edilen nanokil-kompozitlerin pulse titreşim ölçüm sistemi ile sönüm oranlarını belirlemiş ve numunelerin sönüm oranlarının lateks yüzdesi ile arttığını bulmuştur [28]. İlaveten, Kurt and Akbulut (2014) ve Kurt ve Akbulut (2014) nanokil-kompozitler üzerinde gerçekleştirdikleri dinamik basit kesme deneyleri ile nanokil-kompozitlerin sönüm oranlarının arttığını bulmuşlardır [10,11]. Şekil 3'teki birim deformasyon davranışından da vinil akrilik yüzdesindeki artışla nanokil-kompozit numunelerin daha sünek kırılma gösterdiği izlenmektedir. Diğer yandan, yaş numunelerin sönüm oranlarının kuru numunelere göre daha yüksek olduğu görülmüştür. Yaş numunelerde sönüm oranlarının daha yüksek olmasının, boşluk suyu etkisi ile yaş numunelerdeki efektif gerilmelerin kuru numunelere göre daha düşük olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir [29].



Şekil 4. Pulse Titreşim Ölçüm Sistemi ile Sönüm Oranı Belirlenmesi



Şekil 5. Yaş ve Kuru Haldeki Nanokil-Kompozit Numunelerin Sönüm Oranlarının Değişimi

4.SONUÇLAR

Çalışma kapsamında, doğal bir kil numunesinin katyonik bir yüzey aktif madde ile modifiye edilmesi sonucu elde edilen hidrofob kile bir nanokil-kompozit üretim yöntemi olan sol-jel yöntemiyle polimerler etkittirilerek nanokil-kompozit numuneler geliştirilmiştir. Geliştirilmiş olan nanokil-kompozit numuneler üzerinde bazı geoteknik deneyler ve pulse titreşim ölçüm sistemi ile sönüm oranı tayini deneyleri yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

– Nanokil-kompozit numunelerin özgül ağırlıkları vinil akrilik yüzdesinin artışı ile azalmıştır.

Vinil akrilik katkı yüzdesinin artmasıyla nanokil-kompozit numunelerin serbest basınç mukavemetlerinin azaldığı görülmüştür.

– Yapılmış olan şişme basıncı deney sonuçları vinil akrilik katkı yüzdesinin artmasıyla yaş numunelerin şişme basınçlarının azaldığını gösterirken etüvde kurutulmuş numuneler üzerinde gerçekleştirilen şişme basıncı deneyleri ise numunelerin hiç şişmediğini göstermiştir. Bunun, kuru numunelerin suyla etkileşmemesinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

– Nanokil-kompozit numuneler üzerinde yapılan dinamik bir deney olan pulse titreşim ölçüm sistemi ile sönüm oranı tayini yaş numuneler üzerinde ve kuru numuneler üzerinde olmak üzere iki şekilde gerçekleştirilmiştir. Yaş numunelerde sönüm oranı, vinil akrilik yüzdesi %0, %5 ve %10 iken hidrofob kile göre sırasıyla %24, %69 ve %71 oranında artmıştır. Kuru numunelerde ise sönüm oranlarında, vinil akrilik yüzdesindeki artışla %191'e varan oranlarda artış meydana geldiği görülmüştür.

Çalışmanın sonucunda elde edilen nanokil-kompozit numunelerin su sevmez yapıda oldukları, aynı zamanda sönüm özelliklerinin arttığı görülmüştür. Bu sonuçlara dayanarak, elde olunan nanokil-kompozit numunelerin kil zeminlerin dinamik problemlerini çözümünde ümit vadettiği söylenebilir.

KAYNAKLAR

- [1] Zhang, J., Andrus, R.D., Juang, C.H. (2005), "Normalized Shear Modulus And Material Damping Ratio Relationships", Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, Vol 131 (4), 453-464.
- [2] Aghaei Araei, A., Razeghi, H.R., Hashemi Tabatabaei, S., Ghalandarzadeh, A. (2010), "Dynamic Properties of Gravelly Materials", Transaction A: Civil Engineering, Vol 17 (4), 245-261.
- [3] Chaudhari, T.D., Thiagarajan, C., Theethira, P.K., Shuler, S., Jaarda, E.J. (2005), "Energy Absorbing Articles", United States Patent Application Publication, US 2005/0287371 A1.
- [4] Moon, B.Y., Kang, G.J., Kang, B.S. ve Kelly, J.M. (2002), "Design And Manufacturing of Fiber Reinforced Elastomeric Isolator for Seismic Isolation", Journal of Materials Processing Technology, Vol 130-131, 145-150.
- [5] Kilar, V., Koren, D. (2009), "Seismic Behaviour of Asymmetric Base Isolated Structures With Various Distributions of Isolators", Engineering Structures, Vol 31, 910-921.
- [6] Alexandre, M., Dubois, P. (2000), "Polymer-layered Silicate Nanocomposites: Preparation, Properties And Uses of A New Class of Materials", Materials Science and Engineering, Vol 28, 1-63.
- [7] Ray, S.S., Okamoto, M. (2003), "Polymer/layered Silicate Nanocomposites: A Review From Preparation to Processing", Prog. Polym. Sci., Vol 28, 1539-1641.
- [8] Tjong, S.C. (2006), "Structural And Mechanical Properties of Polymer Nanocomposites", Materials Science and Engineering, Vol 53, 73-197.
- [9] Pavlidou, S., Papaspyrides, C.D. (2008), "A Review on Polymer-layered Silicate Nanocomposites", Progress in Polymer Science, Vol 33, 1119-1198.
- [10] Kurt, Z.N., Akbulut, S. (2014), "The Dynamic Shear Modulus And Damping Ratio of Clay Nanocomposites", Clays and Clay Minerals, Vol 62 (4), 313-323.
- [11] Kurt, Z.N., Akbulut, S., "Polimerlerle Modifiye Edilmiş Hidrofob Kilin Sekant Kayma Modülü ve Sönüm Oranlarının Araştırılması", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 15. Ulusal Kongresi, 16-17 Ekim 2014, ODTÜ, Ankara.
- [12] Kurt Albayrak, Z.N., (2014), "Laboratuvarda Geliştirilen Nanokil-Kompozitlerin Bazı Geoteknik Özelliklerinin Deneysel Olarak Araştırılması", Doktora Tezi, Atatürk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Erzurum.
- [13] Kurt, Z.N. (2009), "Yüzey Aktif Madde İle Muamele Edilmiş Kilin Mukavemet Özelliklerinin Araştırılması", Y.lisans tezi, Atatürk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Erzurum.

- [14] Hamutçu U. (2010), “Laboratuarda Geliştirilen Bir Organokilin Mukavemet Özelliklerinin Araştırılması”, Y. Lisans Tezi, Atatürk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Erzurum.
- [15] Akbulut, S., Kurt Z.N. ve Arasan S. (2010), “Electrokinetic Properties of Surfactant Modified Clays”, International Journal of Civil and Structural Engineering, Vol 1 (3), 354- 361.
- [16] Akbulut, S., Gürses, A., Arasan, S., Korucu, M. ve Kurt, Z.N. (2011), “Kil Tanelerin (Nanokil) Kristal Yapılarının Poliorganiklerle Desteklenerek Killerin Hidrolik İletkenlik Ve Mukavemet Özelliklerinin İyileştirilmesi”, Tübitak, Proje No: 107Y295.
- [17] Akbulut, S. ve Kurt, Z.N., “Modifiye Bir Kilin “Organokil” Kompaksiyon ve Mukavemet Özellikleri”, 2.Ulusal Nanoteknoloji Kongresi, 27-28 Eylül 2012, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [18] Dey, P., Maiti, S. ve Sa, B. (2012), “Locust Bean Gum and Its Application in Pharmacy and Biotechnology: an Overview”, International Journal of Current Pharmaceutical Research, Vol 4 (1), 7-11.
- [19] Maier, M., Anderson, M., Karl, C. ve Magnuson, K. (1993), “Guar, Locust Bean, Tara, and Fenugreek Gums”. In R. L. Whistley & J. N. BeMiller (Eds.), “Industrial gums: Polysaccharides And Their Derivatives”, 205–213, New York: Academic Press.
- [20] de Carvalho, A.J.F., Curvelo, A.A.S. ve Agnelli, J.A.M. (2001), “A First Insight On Composites of Thermoplastic Starch and Kaolin”, Carbohydrate Polymers, Vol 45, 189-194.
- [21] Tang, X., Alavi, S. ve Herald, T.J. (2008), “Effects of Plasticizers on The Structure and Properties of Starch–Clay Nanocomposite Films”, Carbohydrate Polymers, Vol 74, 552-558.
- [22] Rhim, J.W. (2011), “Effect of Clay Contents On Mechanical and Water Vapor Barrier Properties of Agar-based Nanocomposite Films”, Carbohydrate Polymers, Vol 86, 691-699.
- [23] Barmar, M., Kaffashi, B. ve Barikani, M. (2010), “Investigating The Uni-HEUR Thickener Performance Considering Hydrophilic Segment Length”, Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects, Vol 364, 105-108.
- [24] Murphy, R.E.J., Haemer, L.F. ve Scholl, E.C. (1977), “Method For Installing Surface Covering or The Like”, United States Patent Documents, No: 4.036.673.
- [25] Şakar, G., Yaman, M., Bolat, F.Ç., “Bal Petegi Sandviç Kompozit Yapıların Dinamik Analizi”, 2. Ulusal Tasarım İmalat ve Analiz Kongresi, 11-12 Kasım 2010, Balıkesir.
- [26] Kalkan, E., Akbulut, S., Tortum, A., Çelik, S. (2009), “Prediction of The Unconfined Compressive Strength Of Compacted Granular Soils By Using Inference Systems”, Environmental Geology, 58 (7), 1429-1440.
- [27] Finegan, I.C., Gibson R.F. (1999), “Recent Research On Enhancement of Damping In Polymer Composites”, Composite Structures, Vol 44, 89-98.
- [28] Majedi, P., Kurt, Z.N., Akbulut, S., “Lateks katkılı su sevmez (hidrofob) kilin bazı geoteknik özelliklerinin ve sönüm oranlarının incelenmesi”, 5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- [29] D’Onofrio, A., Penna, A. (2003), “Small Strain Behaviour of Lime-Treated Silty Sand”, Deformation Characteristics of Geomaterials, Ed: H. Di Benedetto, T. Doanh, H. Geoffroy, C. Sauzeat. Swets&Zeitlinger, Lisse, The Netherlands, 329-336.

HALIÇ TARAMA ÇAMURUNUN GEOTEKSTİL TÜPLER VE POLİMER KATKILAR YARDIMIYLA SUSUZLAŞTIRILMASI-GDT DENEYLERİ

DEWATERING OF GOLDEN HORN DREDGED SLUDGE WITH GEOTEXTILE TUBES AND POLYMERS-GDT TESTS

Saadet Arzu BERİLGİN¹

Begüm TURAN²

ABSTRACT

In this study, an effective means of dewatering the dredged material obtained from the sea bottom in Istanbul is investigated through the use of additives and geotextile tubes (also known as geotubes). Many laboratory and in-situ testing devices have been proposed in the literature to determine the outcomes of dewatering such high-water content soils excavated from sea and river floors by filtering them through tubes made from geotextiles. Geotube Dewatering Test (GDT) is the most effective laboratory approach, where the types and amounts of anionic and cationic additives for dewatering efficiency of dredged sludge can quickly and economically be examined. For this research, six homogeneous sludge-polymer admixtures are obtained by adding 0.1%, 0.5% and 1% polymers (anionic and cationic) by weight of the dredged material. In this study, best dosage amounts as 1,5 kg/tonne which was determined previously in studies performed was used. This dosage amounts of 0,1%, 0,25%, 0,5% each with anionic and cationic polymers powder additives (Praestol 822 (cationic), Praestol 2530 (anionic) were prepared, mixed homogeneously with sludge and GDT is used for twelve sludge samples. The experiments were repeated on sample which is without additives so that the effect on dewatering of additives is determined.

Keywords: Geotextile tubes, dewatering, stabilisation.

ÖZET

Bu çalışmada İstanbul ve çevresinde yapılan deniz tabanı tarama çalışmalarında elde edilen tarama çamurlarının geotekstil tüpler (geotüp olarak bilinen) ve polimer katkı maddeleri yardımıyla en etkin şekilde nasıl susuzlaştırılabileceğinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Literatürde deniz ve dere tabanlarından elde edilen yüksek su muhtevası, düşük katı madde miktarına sahip bu tip zeminlerin, geotekstil malzemedan hazırlanmış tüpler içinde susuzlaştırılmasına dair davranışını laboratuvar ve arazide araştırmaya yönelik birçok farklı deney düzeneği bulunmaktadır. Saha uygulamalarına daha yakın deney sistemi olan Geotüp

*¹ Yrd. Doç. Dr., YTÜ, koc@yildiz.edu.tr

² İnş. Müh., Arı Mühendislik, be_gumturan@hotmail.com

ile Susuzlaştırma Deneyi (GDT) susuzlaştırma işleminde kullanılacak olan anyonik ve katyonik kimyasal katkı çeşidi ve miktarının belirlenmesinde, saha uygulamasında elde edilecek sonucun bulunmasında hızlı ve ekonomik bir deney yöntemidir. Bu çalışma kapsamında, daha önceden yapılan çalışmalarda kuru çamur ağırlığına göre belirlenmiş olan dozaj miktarı olan 1,5 kg/ton kullanılmıştır (Turan vd.,2014). Bu dozaj miktarının % 0,1, % 0,25 ve % 0,5'lik birer adet anyonik ve katyonik polimer toz katkılarla hazırlanan sulu çözeltileri, homojen şekilde çamura karıştırılarak, altı adet katkılı çamur numunesi üzerinde GDT deneyi yapılmıştır. Deneyler katkısız çamur numunesi üzerinde de tekrarlanarak katkı maddesinin susuzlaştırma üzerindeki etkisi belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Geotekstil tüpler, susuzlaştırma, iyileştirme.

1. GİRİŞ

Ülkemizde son yıllarda deniz ve derelerin kirlenmesine çözüm getirilmesi bakımından dipsel çamurlar taranmakta, elde edilen yüksek su muhtevasına sahip bu zeminler önceden belirlenmiş alanlara depolanmakta veya tekrar denize bırakılmaktadır. Rezervuarlara pompalanan çamurların kısa süre içerisinde etkin olarak ve içeriğindeki çevreye zararlı kimyasal maddeler en aza indirgenerek susuzlaştırılabilmesi ülke ekonomisine ve çevre sağlığına büyük katkı sağlayacaktır. Literatürde dipsel tarama çamurlarının bu yöntemle susuzlaştırılması sonrasında deşarj edilen suyun genellikle tekrar kullanılacak veya ilave iyileştirme yapılmadan doğal ortama bırakılabilecek kalitede olduğunu görülmektedir. Tüp içerisine doldurulan malzemede %65'e varan hacim küçülmeleri, kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılması durumuyla karşılaştırıldığında çok kısa süreler içinde oluşabilmektedir. Ancak ülkemizde geotekstillerin bu amaçla kullanımı yok denecek kadar azdır.

Susuzlaştırma deneylerinin bir diğer önemli bileşeni de kullanılan kimyasal katkılardır. Suda çözünen polimerler, sanayide ve teknolojiye yaygın bir kullanım alanına sahiptir. Susuzlaştırmada kullanılmasının yanı sıra su da çözünen polimerler; film, kaplama, tutkal, boya, arıtma gibi endüstriyel açıdan önemli alanlarda da kullanılmaktadır. Suda çözünen polimerler iki ana sınıfa ayrılırlar. Bunlar; iyonik olmayan (noniyonik) polimerler ve iyonik polimerlerdir. Bu çalışmada iyonik polimerler olan anyonik ve katyonik polimerler kullanılmıştır.

2. HALIÇ TARAMA ÇAMURUNDA İYİLEŞTİRME ÇALIŞMALARI

Boğaz ve Haliç'in oluşumunun 8000 yıl öncesine nehir sularının seller ve gel git olaylarıyla materyal taşınmasıyla meydana geldiği kabul edilmektedir. Arkeolojik bulgular bu bölgedeki çevresel değişikliklerin insanların bu bölgelere yerleşmesiyle değişiklik olduğunu göstermektedir. Haliç'te yatak kalınlıklarının yeni volkanik hareketlerin neden olduğu yükseklik sebebiyle olduğuna inanılmaktadır (yaklaşık 7m/1000yıl) (Özaydın ve diğ.,). Haliç'in dip yükselmeleri Boğazdan daha yüksektir. Bu nedenle Haliç asma vadi olarak kabul edilmektedir. Tektonik hareketlere bağlı olarak deniz tabanında üç sırtlar oluşmaktadır. Üçüncü sırtlar hızlı çökelmeler ve doldurmalar için sınır kabul edilmektedir. Bu noktadan sonra Haliç'in bu noktaları aktif deniz ortamlarının etkisi altındadır (Berilgen ve diğ.,2006).

Haliç için iyileştirme çalışmaları 1997 yılının başlarında Türk-Amerikan ortak girişimi ile başlatıldı. Taş ocağının depolama için gerekli çalışmalar yapıldıktan sonra tarama işlerine

1997 yılını Nisan ayında başlanmış olup 12 ay boyunca devam etmiştir. Sözleşmede ön görülen süre boyunca taranması tahmin edilen malzeme miktarı 5.000.000 m³ taranarak dip tarama tamamlanmıştır (Berilgen ve diğ., 2005). Yüksek organik madde içeriği düşük katı madde miktarına sahip Haliç dip tarama çalışmaları halen devam etmekte, çıkan malzeme depolama alanlarına kamyonlar ile taşınmaktadır (Şekil 1).

Bu çalışmada Haliç dipsel tarama çamurlarının taşınması ve depolanmasında geotekstil tüp kullanımının ne derece etkin bir çözüm olduğunun belirlenmesi amaçlanmıştır.



Şekil 1. Haliç Tarama Çamuru

3. LİTERATÜR ÖZETİ

Ekonomik ve çevresel güvenlik açısından yüksek sıkışabilirliğe sahip dipsel çamur, maden çamurları, kanalizasyon çamurları gibi atık maddelerin uygun bir yerde depolanması ve bu depolama sahalarının kullanıma kazandırılması son yıllarda geoteknik mühendisliğinde çözüm aranan önemli sorunlardan biri haline gelmiştir. Son yıllarda geotekstil tüpler ile yüksek su içeriğine sahip tarama çamurlarının susuzlaştırılması oldukça etkili bir yöntem olarak ortaya çıkmıştır (Moo-Young vd. 2002, Lawson, 2008). Bu tip çamurların susuzlaştırılması işlemine dair yapılan çalışmalar ile esnek, yüksek mukavemetli dikişlerden meydana gelen yüksek geçirgenliğe sahip örgülü geotekstillerin (geotekstil tüplerin) bu amaçla kullanılabilecekleri belirlenmiştir. Bu geotekstillerin kullanımları ile susuzlaştırma işlemlerinin daha uygun maliyetli olarak gerçekleştirilebileceği ve bunların çevre dostu uygulamalar oldukları belirlenmiştir. Ayrıca geotekstil tüpler farklı projelere göre farklı şekilde boyutlandırılabilir ve yer sıkıntısı olan projelerde kolaylıkla istiflenebilmektedirler (Fowler vd, 1995). Pratik uygulamalarda, geotekstil tüp sıvı çamur ile basınç altında, tüp maksimum doluluğa ulaşana kadar doldurulmakta, suyun drene olmasına izin verilmektedir. Tüpten çıkan su ile çamur hacmi azalmakta, azalmadan sonra tekrar çamur doldurma işlemi yapılabilmektedir. Bu işlem iki ile altı defa arasında tekrarlanabilmektedir (Lawson, 2006). Sentetik katyonik ya da anyonik akrimalit türevi polimer katkıları geotekstil tüp ile susuzlaştırma uygulamalarında sıvı düzenleyici olarak kullanılmaktadır. Bu düzenleyiciler yük nötralizasyonu ve parçacık köprüleme sayesinde ince sedimentleri birbirine bağlayarak topaklar haline getirirler. Worley vd.(2008) tarafından yapılan çalışmalarda mandıra lagünlerinin polimerli ve polimersiz susuzlaştırılması çalışmalarda bu yöntemle çamurun fosfordan %79 ila % 99 arasında arındırılabilirdiği görülmüştür. Satyamurth vd. (2011) çalışmalarında yaptıkları basit ölçekli deneylerde poliakrilamid düzenleyicilerin susuzlaştırma üzerindeki karakteristik etkilerini incelemişlerdir. Kimyasal düzenleyicilerin (katkıların) kullanımı ile susuzlaştırma süresinde % 85'e varan azalmalar görülmüştür. Koerner tarafından (2003) gerçekleştirilen orta ölçekli torba deneylerinde katyonik

polimerler kullanarak siltli kil bir malzeme susuzlaştırılarak, optimum dozajda susuzlaştırma süresinin 120 dakikadan 40 dakikaya gerilediği belirlenmiştir.

Herhangi bir geotekstil tüp ile susuzlaştırma işleminin başarısı, sürekli akış altında geotekstil tüpün gözeneklerinden daha büyük olan zemin danelerinin sıvı kısımdan ayrılmasıyla açıklanabilmektedir. Huang ve Lou (2007) yaptıkları bir çalışmada; geleneksel zemin-geotekstil tutulma kriterinde, susuzlaştırma işleminin önemli kriteri olan filtrasyon kriterinin (filtrasyon etkinliği) göz ardı edildiğine dikkat çekmişlerdir. Koerner ve Koerner (2006) ideal geotekstil saha performansı için (mühendisler tarafından seçilmiş ya da onaylanmış kumaşın kullanıldığı) standart bir test metodunun geliştirilmesinin gerektiğine dikkat çekmişlerdir. Geotekstil-çamur sistemlerinin performans değerlendirilmesi için yaygın olarak kullanılan yöntemler; küçük ölçekli laboratuvar deneyleri, pilot ölçekli testler ve tam ölçekli testlerdir. Laboratuvar testleri olan düşen seviyeli test ve basınç filtrasyon testi hızlı ve ekonomik olmasına rağmen pilot sistem kurulması zaman alıcı ve pahalıdır. Ayrıca sistem saha koşullarını daha az temsil etmektedir. Bu deneyler arasında “Asılı Torba Deneyi” (Hanging Bag Test) ve “Geotüp Susuzlaştırma Deneyi” (Geotube Dewatering Test) ile sahada ya da laboratuvar ortamında orta ölçekli bir deney gerçekleştirilebilmektedir.

Sentetik polimerlerin güvenliği ile ilgili endişelerden dolayı doğal ve çevre dostu katkıların elde edilmesi üzerine bazı çalışmalar yapılmıştır (Letterman ve Pero, 1990). Ayrıca petrol kaynaklarının kıtlığı sebebiyle sentetik polimerlere yeni alternatifler getirilmiştir (Wei vd, 2008). Zemin-katkı etkileşimleri ve doğal katkılar ile ilgili mineral ve üretim mühendisleri çalışmalar yapmış olsa da geotekstil tüplerde kullanılan katkılar ile ilgili çalışmalar sınırlıdır. Ülkemizde de Haliç, İzmir Körfezi, İzmit Körfezi gibi çevre kirliliği olan bölgelerde dipsel çamurların taranarak depolanması veya çeşitli endüstriyel ve kentsel atık çamurlarının depolanması güncel mühendislik problemlerindedir. Bu çamurların depolanarak yeni araziler elde edilmesi hem güvenlik hem de ülke ekonomisi açısından yararlı olmaktadır. Bu tip zeminlerin geoteknik özelliklerinin belirlenmesi ve farklı amaçlarla kullanımlarının değerlendirilmesini amaçlayan çalışmalar gerçekleştirilmektedir (Kalıpçılar vd. (2015), Turan vd., (2014). Türkiye’de yapılan tip taramaları ile elde edilen çamurların polimer ve diğer katkılar yardımıyla susuzlaştırılma davranışının incelenmesi ise sınırlı sayıda çalışmanın var olduğu yeni bir araştırma konusudur. Bu çalışmada tarama çamurlarının anyonik ve katyonik polimer kullanılarak susuzlaştırılması konusu incelenmiştir.

4. MATERYAL VE METOT

Çalışmada tarama çamuru olarak adlandırılan İstanbul ve çevresinde deniz ve dere tabanından elde edilecek yüksek su muhtevasına sahip tarama malzemesi kullanılmıştır. Susuzlaştırma deneylerinde kullanılan geotekstil malzemesi saha ortamında kullanılan malzemenin aynısı olup laboratuvar ortamı için özel boyutlarda imal edilip dikilmiştir. Torbaların dolum, işlemi iki gün süreyle devam etmiştir. Bütün susuzlaştırma deneylerinde çıkan suyun kalitesi ve miktarının ölçülebilmesi için geotekstil torba basit PVC stant üzerine yerleştirilmiş, torbadan drene olan su, toplama havuzunda birinci gün dolumunda anlık, on beş dakika, otuz dakika, ve altmış dakika olarak okunmuş, ikinci gün dolumu öncesi yirmi dört saatlik okuma, dolum sonrasında ise on beş dakika, otuz dakika okumaları alınmıştır. Dolumun ilk gününü takiben üçüncü gün ve yedinci gün drene olan su okumaları da alınmıştır. Deneylerde bir adet katyonik (Proestol 822) bir adet anyonik (Proestol 2530) olmak üzere iki adet katkı kullanılmıştır.

Çalışmada tarama çamuru, geotekstil ve katkılar kullanılmıştır. Tarama çamuru İstanbul ve çevresinde deniz ve dere tabanından elde edilen yüksek su muhtevası, düşük katı madde miktarına sahip tarama malzemesidir. Laboratuvar ortamında tarama çamuru üzerinde

yapılan zemin indeks deneyleri (su muhtevası, likit limit (w_L), plastik limit (w_P), plastisite indisi (I_P), organik madde içeriği, özgül yoğunluk, dane dağılımının belirlenmesi vb.) sonrasında elde edilen deney sonuçları Tablo 1’de verilmiştir.

Haliç tarama çamuruna ait organik madde içeriği yapılan laboratuvar deneyinde organik madde miktarı %4 olarak belirlenmiştir. Proje kapsamında kullanılan geotekstilin özellikleri ise Tablo 2’de verilmiştir. Ayrıca Haliç tarama çamurunun ve %0.1 katyonik (Praestol 822) katkı ile gerçekleştirilen susuzlaştırma işlemi sonucunda elde edilen sızıntı suyuna ait kimyasal analiz sonuçları ise Tablo 3’de verilmiştir.

Tablo 1. Zemin İndeks Deney Sonuçları

Katı Madde Miktarı	% 10
Likit Limit	%45
Plastik Limit	%42
Plastisite İndeksi	% 3
Özgül Yoğunluk	2.52

Tablo 2. Geotekstil Tüp Malzemenin Özellikleri

<u>Mekanik Özellikler</u>	<u>Birim</u>	
Minimum Çekme dayanımı	kN/m	70
Minimum Bağlantı (Dikiş) Dayanımı	kN/m	65
<u>Hidrolik Özellikler</u>	<u>Birim</u>	
Permeabilite	l/m ² dk	1800
O90	Mm	250

Tablo 3. Sızıntı Suyu Analiz Raporu

Elements	Birim	Haliç tarama çamuru kimyasal analiz sonuçları	Geotekstil tüp deneyleri sonucu elde edilen sızıntı suyu analiz sonuçları (0.1% - Parestol 822)	Türkiye için deniz suyu kalite sınır verileri
Kadmiyum, Total (as Cd)	mg/L	1-30	0.001	0.01
Krom, Total (as Cr)	mg/L	30-240	0.002	0.1
Bakır, Total (as Cu)	mg/L	50-1660	0.006	0.01
Kurşun, Total (as Pb)	mg/L	20-270	< 0.002	0.1
Nikel, Total (as Ni)	mg/L	40-800	0.015	0.1
Çinko, Total (as Zn)	mg/L	80-1500	0.009	0.1

4. DENEYSEL ÇALIŞMA

Haliç dip tarama çamurunun geotekstiller ile susuzlaştırılması sırasındaki davranışını araştırmak amacıyla yürütülen bir proje kapsamında yapılan çalışmada (Turan vd., 2014), katkı etkisinin ve miktarının belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilen Ani Susuzlaştırma Deney'leri göre katkı miktarı %0,1 dozaj ile 1,5 kg/ton olarak belirlenmiştir. Bir adet katyonik (Proestol 822), bir adet anyonik katkı (Proestol 2530) ile düzenlenen GDT deneyleri de bu dozaj miktarına uygun olarak % 0,1, % 0,25 ve % 0,5'lik çözeltiler kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bir adet de katkısız GDT deneyi yapılmıştır. Drene olan su miktarı yedi deney düzeneğinde de anlık (bir dakika), on beş dakika, otuz dakika, bir saat, yirmi dört saatlik, üç gün ve yedi gün süreyle kaydedilmiştir. Deneyler sonucunda susuzlaştırılan çamur numunelerinin (filtre keki) değişen mukavemet değerlerindeki değişimi belirlemek amacıyla mukavemet deneyleri (el veyni) yapılmıştır. Bu bildiriye geotüpler ile susuzlaştırma deneylerinde elde edilen sonuçlar paylaşılacaktır.

Geotekstiltüpler ile Susuzlaştırma Deneyi (GDT) olarak adlandırılan bu deney, saha uygulamalarında kullanılan sistemin tam olarak minyatür şeklidir. Bu deney kapsamında sahada kullanılan geotekstil tüplerin yapımında kullanılan GT500 adlı geotekstil malzeme kullanılmıştır.

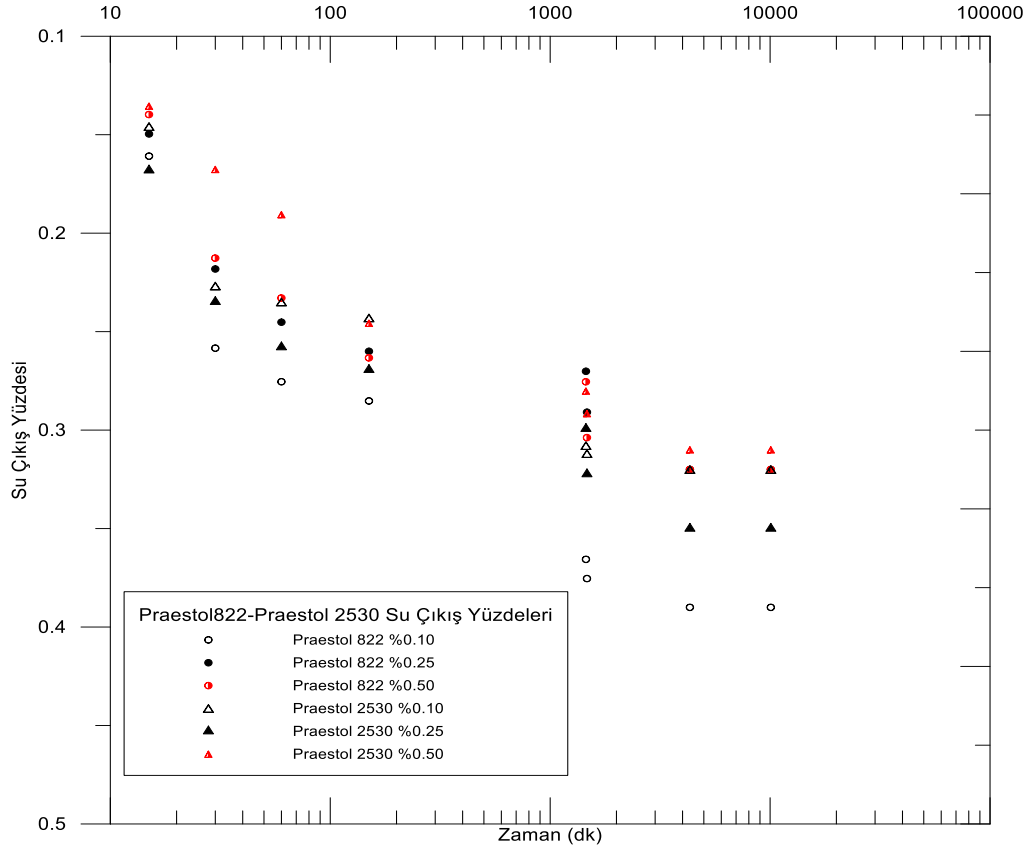
Geotekstil malzeme içerisine doldurulacak çamur malzemesinin yarattığı basınca dayanabilecek şekilde dört köşesinden dikilerek kapalı hale getirilmiştir. GDT deneylerinde kullanılmak üzere hazırlanmış düzenek, dört tarafı dikilmiş kapalı torba halindedir. Bu geotekstil torbanın üzerinde çamur dolumunu sağlamak amacıyla bir giriş ve bu girişe adapte edilmiş bir boru bulunmaktadır. Bu deney düzeneği firmadan hazır halde temin edilmiştir.

Bu çalışma kapsamında kullanılan tarama çamuruna, daha önce gerçekleştirilen RDT (Hızlı Susuzlaştırma Deneyi)'nde belirlenen dozaj miktarı olan 1.5 kg/ton'a göre % 0.1, % 0.25 ve % 0.5'lik çözeltiler oluşturacak şekilde iki ayrı polimer katkı (ProEstol 822, ProEstol 2530) eklenmiştir. Bir adet katkısız, altı tane katkılı olmak üzere toplamda yedi farklı çamur numunesi elde edilmiştir. Bütün susuzlaştırma deneylerinde geotekstil torba basit PVC stant üzerine yerleştirmiş, torbadan drene olan suyun toplanabilmesi için torba altına yeterli büyüklükte bir kap kullanılmıştır. Drene olan su miktarı yedi deney düzeneğinde de anlık (bir dakika), on beş dakika, otuz dakika, bir saat, yirmi dört saatlik, üç gün ve 7 gün süreyle kaydedilmiştir. Deneyler sonucunda torbalar kesilerek mukavemet parametrelerindeki değişimi belirlemek amacıyla mukavemet deneyleri (veyn) yapılmıştır.

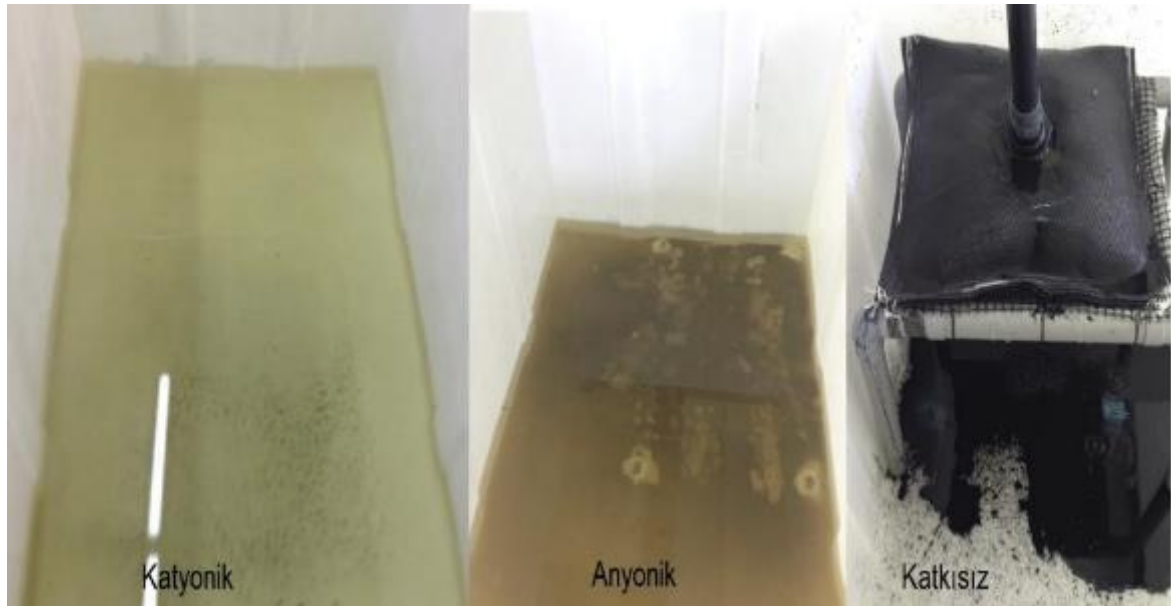
Proestol 822 katyonik ve Proestol 2530 katkılarının değişen oranlarına ve zamana bağlı olarak su çıkış yüzdeleri Şekil 1'de verilmiştir. Katkı etkisinin daha iyi anlaşılabilmesi için de bir adet katkısız çamur numunesi hazırlanmıştır. Bununla birlikte katkısız olarak gerçekleştirilen GDT deneyinde torba içerisine doldurulan malzemenin torbadan çıktığı görülmüş ve deneye devam edilememiştir. Şekil 1'de verilen grafikte görülebileceği gibi düzenlenen bu altı farklı deney içerisinde en iyi sonuç % 0.1'lik katkı miktarı ile hazırlanan katyonik katkı (Proestol 822) ile elde edilmiştir.

Katyonik Proestol 822 katkısı için %0.1 katkı çözeltili deneyde bünyesindeki suyun, yedinci gün sonunda %39'unun; % 0.25 katkı çözeltili deneyde bünyesindeki suyun, yedinci gün sonunda %32'sinin; % 0.5 katkı çözeltili deneyde ise numune bünyesindeki suyun, yedinci gün sonunda %32'sinin çıktığı belirlenmiştir. Deney sonrasında elde edilen suyun içinde zemin tanelerinin bulunmadı ve duru halde olduğu gözlenmiştir (Şekil 2). Geotekstiltüpler

ile Susuzlaştırma Deneyi (GDT) ile susuzlaştırılan ve katı madde yüzdesinde artış meydana gelmiş torba içindeki zemine ait bir görüntü ise Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 1. Praestol 822 ve Praestol 2530 katkıların değişen oranlarına ve zamana bağlı su çıkışı yüzdeleri



Şekil 2. GDT Deneyleri Sırasında Torba Dışına Çıkan Su Görünümü



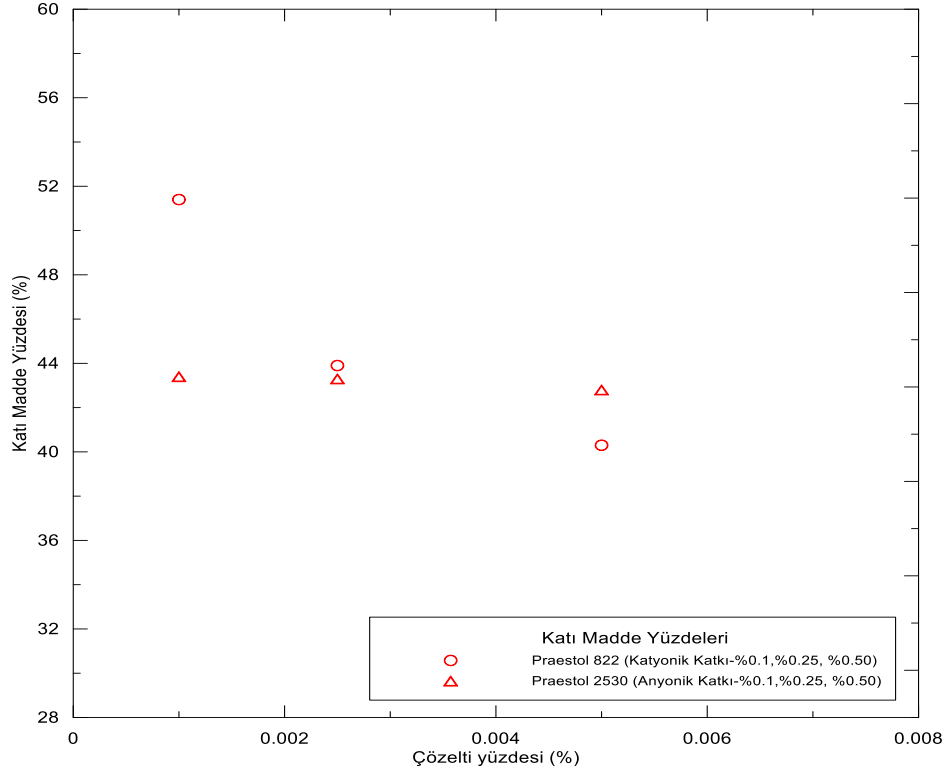
Şekil 3. GDT Deneyleri Sonrasında Torba İçindeki Zemin Görünümü

Anyonik Proestol 2530 anyonik katkısının değişen oranlarına ve zamana bağlı olarak yüzde su çıkış miktarları da Şekil 1’de verilmiştir. Grafikte görülebileceği gibi katyonik katkımaddesi için elde edilen en iyi sonucu bu üç deney içinde % 0.25’lik katkı miktarında düzenlenmiş deneyler vermektedir.

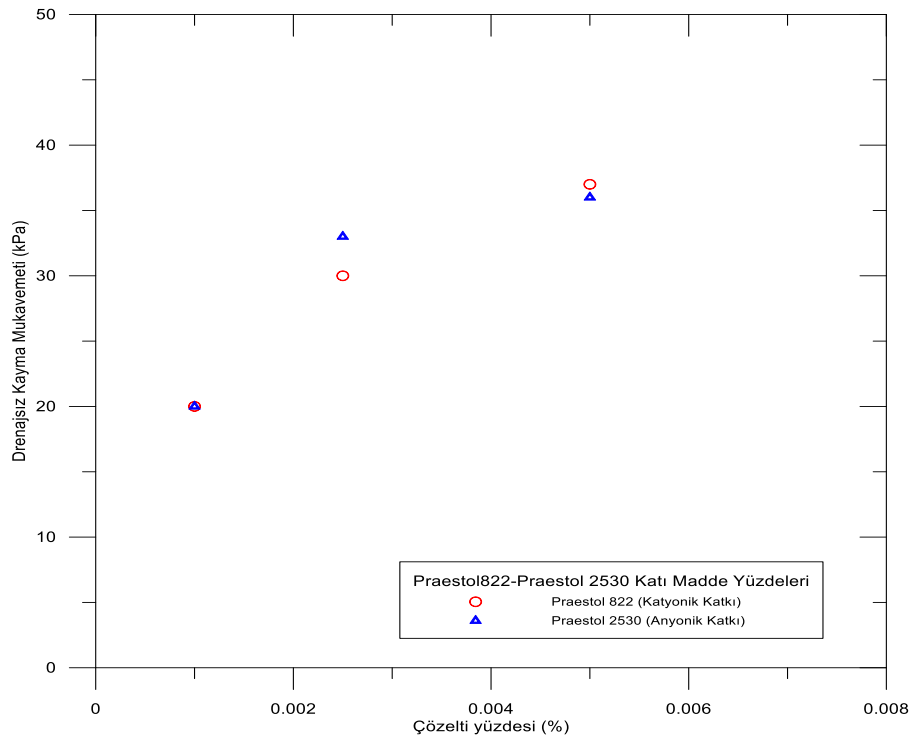
Anyonik Proestol 2530 katkısı için %0.1 katkı çözümlü deneyde bünyesindeki suyun, 15. dakikalık okumada %15’inin, 30 dakikada % 23’ünün, 60 dakikada % 23’ünün, 24 saatte % 24’ünün, ertesi gün yapılan dolun sonrası 15. dakikalık okumada %31’inin, 30 dakikada % 31’inin, 3. Üçüncü günde %32’sinin ve yedinci günde ise %32’sinin; % 0.25 katkı çözümlü deneyde bünyesindeki suyun, 15. dakikalık okumada %17’sinin, 30 dakikada % 23’ünün, 60 dakikada % 26’sinin, 24 saatte % 27’sinin, ertesi gün yapılan dolun sonrası 15. dakikalık okumada %20’unun, 30 dakikada % 32’sinin, 3. üçüncü günde %35’inin ve yedinci günde ise %35’inin; % 0.5 katkı çözümlü deneyde bünyesindeki suyun, 15. dakikalık okumada %14’ünün, 30 dakikada % 17’sinin, 60 dakikada % 19’unun, 24 saatte % 25’inin, ertesi gün yapılan dolun sonrası 15. dakikalık okumada %28’sinin, 30 dakikada % 29’unun, 3. Üçüncü günde %31’inin ve yedinci günde ise %31’inin çıktığı belirlenmiştir. Deney sonrasında elde edilen suyun içinde zemin taneleri bulunmakla birlikte birlikte suyun bulanık ve koyu renkli olduğu gözlenmiştir (Şekil 2).

Katyonik Proestol 822 katyonik ve anyonik Proestol 2530 katkılarının değişen oranları için yapılan GDT deneyleri sonrasında torba içerisinde kalan malzemenin katı madde miktarlarının değerleri Şekil 4’de verilmiştir. Buna göre deney sonunda torba içerisinden alınan örneklerden katyonik katkının artan yüzdeleri için katı madde yüzdesinde azalış olduğu belirlenmiştir. Anyonik katkının farklı yüzdeleri için doğrusal bir değişim saptanamamıştır. Bununla birlikte Proestol 822 katyonik katkısı için (% 0.1’lik çözelti) elde edilen maksimum katı madde yüzdesi yaklaşık olarak % 52, Praestol 2530 katyonik katkısı için (% 0.25’lik çözelti) elde edilen maksimum katı madde yüzdesi % 45 olarak elde

edilmiştir. Torba içerisinde bulunan kuru kek üzerinde yapılan el veyn deneyleri sonrasında numunelerdeki drenajsız kayma mukavemeti değerleri Şekil 5’de görüldüğü gibi (%0.1 katkı çözeltili deneyde 20 kPa, %0.25’lik katkı çözeltili deneyde 33 kPa, %0.50’lik çözeltili deneyde ise 36 kPa) elde edilmiştir. Deney sonuçlarına göre artan katkı yüzdesiyle birlikte drenajsız kayma mukavemeti değerlerinde bir düşüş olduğu belirlenmiş olup en yüksek drenajsız kayma mukavemeti değerleri %0.1’lik katkı yüzdesinde elde edilmiştir.



Şekil 4. GDT deneyleri sonrası katı madde yüzdeleri



Şekil 5. GDT deneyleri sonrası drenajsız kayma mukavemeti değerleri

5.SONUÇLAR

Yapılan çalışmalar sonucunda tarama çamurunun susuzlaştırılmasında geotekstillerin filtrasyon ve depolamada büyük fayda sağladığı, anyonik ve katyonik polimer katkıların çökeltme etkinliği gösterdiği görülmüştür. Ancak süzülen su duruluk kalitesi, torba içinde kalan kuru kekin katı madde miktarı ve kullanılan katkı maddesinin miktarı göz önünde tutulduğunda en iyi performansı katyonik katkıların verdiği gözlenmiştir. Diğer anyonik katkılar ile yapılan deneylerde de çökeltme reaksiyonlarının olduğu ancak çıkan su kalitesi göz önünde bulundurulduğunda sonucun iyi olmadığı katyonik katkılara göre süzüntü suyunun bulanık olduğu gözlenmiştir.

Yapılan çalışma sonucunda susuzlaştırma deneylerinde kullanılan katkı miktarı, süzüntü suyunun kalitesi, dolum zamanı ve kolaylığı gibi parametrelerin hepsinin bir arada düşünülerek projelendirilmelerin yapılması gerektiği ortaya konmuştur.

Haliç dip tarama çamurundan alınan numuneler üzerinde yapılan deneylerde başlangıç katı madde miktarı %10 olan çamura 1.5 kg/ton dozajında %0.1'lik katyonik Proestol 822 katkısı ile yedi gün sonunda kuru kekin katı madde miktarının yaklaşık olarak % 52 değerine kadar yükseldiği gözlenmiştir.

Tarama çamurlarının kamyonlarla taşındığı düşünüldüğünde susuzlaştırma sonrasında elde edilen su muhtevası çok düşük daha yoğun bir malzemenin taşınmasının ekonomik olarak ülke bütçesine büyük avantajlar sağlayacağı açıktır. Ayrıca çamur özelliklerine bağlı olarak uygun katkıların kullanımı sayesinde çamurdan elde edilen süzüntü suyunun çok daha temiz ve kontrollü bir şekilde toplanıp tekrar doğaya verilmesi mümkün olabilecektir.

KAYNAKLAR

- [1] Berilgen, S.A., Berilgen, M.M. and Özeydin, K., (2005) "Determination of Consolidation Behavior of Haliç Dredged Material Using a Seepage Induced Consolidation Test" Management of Environmental Quality: ,Vol.16, No:6, page 681-690.
- [2] Berilgen, S. A., P. Ipekoglu, M. Berilgen, and K. Özeydin. 2006, "Assessment Of Consolidation Behavior of Golden Horn Marine Dredged Material". Marine Georesources and Geotechnology ,24: 1–16.
- [3] Huang, C.-C., Luo, S., Y., (2007), "Dewatering of Reservoir Sediment Slurry Using Woven Geotextiles. Part I: Experimental Results.", Geosynthetics International., 14 (5): 253-263.
- [4] Kalıpcılar, İ., Eskişar, T., Göktepe, A.B., Altun, S., İzmir Körfezi Tarama Malzemesinin Geoteknik Özellikleri ile Solidifikasyona Uygunluğunun İncelenmesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 15. Ulusal Kongresi, ODTÜ Kültür ve Kongre Merkezi, Ankara, 16-17 Ekim 2014.
- [5] Koerner, G.R., and Koerner, R.M. (2003). "Geotextile Tube Assessment Using a Hanging Bag Test", Proceedings of the GRI-17 Conference., GII Publications, Folsom, PA: 220-235.
- [6] Koerner, G.R. & Koerner, R.M. (2006). "Geotextile tube assessment using a hanging bag test" *Geotextiles and Geomembranes*, 24, 129-137.
- [7] Lawson, C. R. (2008). "Geotextile containment for hydraulic and environmental engineering". *Geosynthetics International*. 15(6): 384–427.

- [8] Letterman, R., D., Pero, R., W., (1990), "Contaminants in Polyelectrolytes Used in Water Treatment.", Journal AWWA, Vol. 82, Iss., 87-97.
- [9] Moo-Young, H.K., Douglas, A.G., & Xinghua, Mo. (2002). "Testing Procedures to Assess the Viability of Dewatering with Geotextile Tubes". *Geotextiles and Geomembranes* 20 (5):289-303.
- [10] Özeydin, I. K. and Yildirim, M., 1997, " The Golden Horn: Its Formation, Deterioration and Hopes for Rehabilitation" Special Volume Honoring Prof. Vedat Yerlici, Bogazici University, Istanbul, pp. 195-210.
- [11] R. Satyamurthy, K. Liao, and S.K. Bhatia, A.M ASCE, Ph.D., (2011), Investigations of Geotextile Tube Dewatering.
- [12] TenCate (2007). "TenCate Geotube® GDT Test: A demonstration of Geotube® Dewatering Technology." *TenCate Geosynthetics North America*, Commerce, GA.
- [13] TenCate (2015). "TenCate RDT Test," TENCATE Corporation, accessed April 13, 2015, http://www.tencate.com/amer/Images/bro_rdt_tcm29-12759.pdf.
- [14] Turan, B., Berilgen S., A., Akgüner, C., 2014, Taranmış Çamurların Geotekstil Tüpler Yardımıyla Susuzlaştırılması – Hızlı Susuzlaştırma (RDT) Deneyleri, Atıncı Ulusal Geosentetikler Konferansı, S. 49-59.
- [15] Wei, Y., Cheng, F., Zheng, H., (2008), "Synthesis and Flocculating Properties of Cationic Starch Derivatives.", *Carbohydrate Polymers* 74, 673-679.
- [16] Worley, J., W., Bass, T., M., Vendrell, P., F., (2008), "Use of Geotextile Tubes with Chemical Amendments to Dewater Dairy Lagoon Solids.", *Bioresour., Technol.*, 91, Pp., 4451-4459.

AŞIRI YÜKLEMELER ALTINDA TOPRAKARME İSTİNAT YAPILARININ TASARIMI

DESIGN OF MECHANICALLY STABILIZED EARTH (MSE) WALLS UNDER EXCESSIVE LOADINGS

Tahir YILDIZ¹

Hüseyin YILDIRIM²

H. Turan DURGUNOĞLU³

ABSTRACT

Mechanically stabilized earth (MSE) walls have been commonly used in construction applications since 1960's all around the world, since 1980's in Turkey. Economic feasibility, high performance against differential settlements by its flexibility, good performance under high loadings caused by earthquakes are the main reason for the appearance of this technology in engineering applications. In this article, the main principles of reinforced earth walls with complex geometries and design assumptions are explained. After that, the stability analysis and design considerations of a tiered MSE wall under excessive surcharge loadings are examined in the content of "Construction of Rozak Machine Dilovası Factory" case study. Internal and external stability calculations according to limit state method, general stability and settlement analysis results are presented by using the numerical analysis programs called SLIDE and GEO5 SETTLEMENT.

Keywords: MSE walls, analysis, foundation engineering, soil improvement, deep excavations.

ÖZET

Donatılı Zemin İstinat Duvarları-toprakarme-, 1960'lı yılların sonlarından bu yana geleneksel istinat yapılarına alternatif olarak tüm dünyada, 1980'li yıllardan itibaren ülkemizde pek çok projede başarı ile uygulanmaktadır. Sistemin ekonomik oluşu, esnek yapısı sayesinde farklı deformasyonlara karşı iyi performans göstermesi, deprem etkileri altında oluşabilecek büyük yüklere karşı toleranslı oluşu, donatılı zeminlerin mühendislik projelerindeki rolünü arttırmıştır. Bu bildiride, kompleks geometriye sahip toprakarme yapılarının genel tasarımından, analiz kriterlerinden ve bir vaka analizi olarak "Rozak Makine Dilovası Fabrikası İnşaatı" kapsamında yapılan aşırı sürşarj yüklemelerine maruz kalacak palyeli bir toprakarme duvara ait analizlerden ve projelendirme kriterlerinden bahsedilecektir. Çalışma kapsamında limit durum yöntemini esas alan nümerik analiz programlarıyla iç ve dış stabilite analizleri yapılmış, genel stabilite ve oturma analizleri -SLIDE- ve -GEO5 SETTLEMENT- programları kullanılarak ortaya konmuştur.

¹ İnşaat Y. Müh., Reinforced Earth İnşaat Proje ve Tic. A.Ş., tahir.yildiz@reinforcedearth.com.tr

² Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği, yildirimh@itu.edu.tr

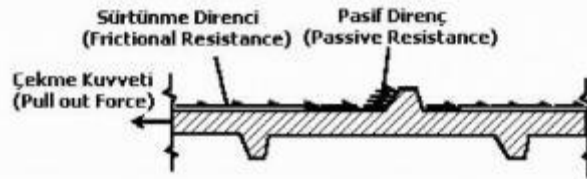
³ Prof. Dr., Emeritus, Boğaziçi University, Chairman, ZETAŞ Zemin Teknolojisi A.Ş., durgunoglut@zetas.com.tr

Anahtar Kelimeler: Donatılı zemin, temel mühendisliği, zemin iyileştirmesi, derin kazılar.
1. GİRİŞ

Donatılı zemin -toprakarme- duvarlarının çalışma prensibi, seçilmiş dolgu malzemesi arasına tasarıma uygun nitelikte seçilen donatı elemanlarının belirli sıklık ve uzunlukta yerleştirilerek, dolgu malzemesi ile donatı arasında meydana gelecek sürtünme kuvvetine dayanır. Bu sürtünme kuvveti yardımıyla, donatılarla destekli kompozit ve yüksek mukavemetli bir yapı elde edilir. Zemine değişik donatı elemanları ilave ederek yüksek dayanımlı bir yapı oluşturma fikri tarih boyunca dünyanın değişik yerlerinde uygulama alanı bulmuştur. Zemin içinde ahşap, saman, ağaç dalları gibi malzemeler kullanılarak donatılı zemin uygulamalarının ilk örnekleri yapılmıştır. Donatılı zemin fikrinin rasyonel yaklaşımlarla inşaat mühendisliği normlarına uygun bir şekilde ortaya konması, 1960'lı yıllarının sonlarında gerçekleşmiştir. Fransız mimar mühendis Henry Vidal, zemin içerisine yerleştirilen donatılar vasıtasıyla elde edilen kompozit yapıyı, mühendislik yaklaşımlarıyla açıklamıştır. Bu tarihten itibaren donatılı zeminlerin inşaat mühendisliğinde kullanımı hızla yaygınlaşmıştır. Karayolu, demiryolu, hidrolik yapılar, fabrikalar, donatılı zemin sisteminin en fazla uygulandığı inşaatlar haline gelmiştir.

1.1. Genel Prensipler

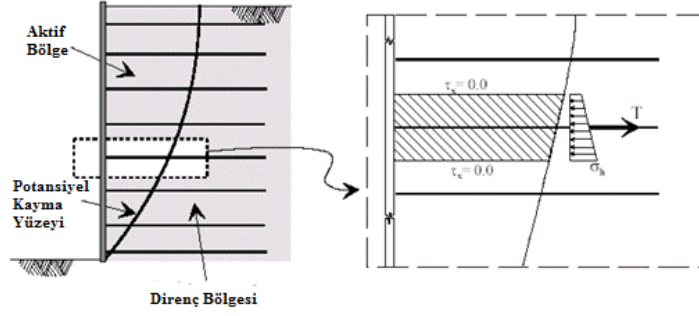
Toprakarme istinat yapılarının genel prensibi, toprak dolgu içerisinde donatı kullanımına dayanır. Yeterli sıklık ve uzunlukta kullanılacak yüksek aderanslı galvanizli çelik şeritlerin, şartnameler ile özellikleri belirlenmiş, dolgu malzemeleri ile kullanılması vasıtasıyla, esnek ve güçlü bir kompozit yapı elde edilir. Dayanımın temel sebebi, dolgu malzemesi ile şeritler üzerinde meydana gelen sürtünme kuvvetidir. Bu sürtünme kuvveti, donatı üzerindeki dolgunun efektif düşey yükü nedeniyle meydana gelen dirençten kaynaklanabileceği gibi, donatı geometrisine bağlı olarak çelik donatıların tırnakları (ribs) üzerinde meydana gelecek pasif dirençten de kaynaklanabilir. (Şekil 1) Sürtünme kuvveti, dolgu yükü etkisindeki donatıların maruz kalacağı çekme kuvvetine zıt yönde meydana gelir. Bu mekanizma, sistemin taşıyıcılık özelliği kazanmasında rol oynar.



Şekil 1. Donatı Üzerinde Sürtünme Direnci Ve Pasif Direnç [1]

Toprakarme sistemlerinde donatı tipi olarak uzayabilen (extensible) veya uzayamayan (inextensible) donatılar kullanılabilir. Uzayabilen donatılara geosentetik donatılar, uzayamayan donatılara çelik şerit tipi donatılar örnek olarak gösterilebilir. Donatıların çalışma prensibi şekil 2'de gösterilmektedir.

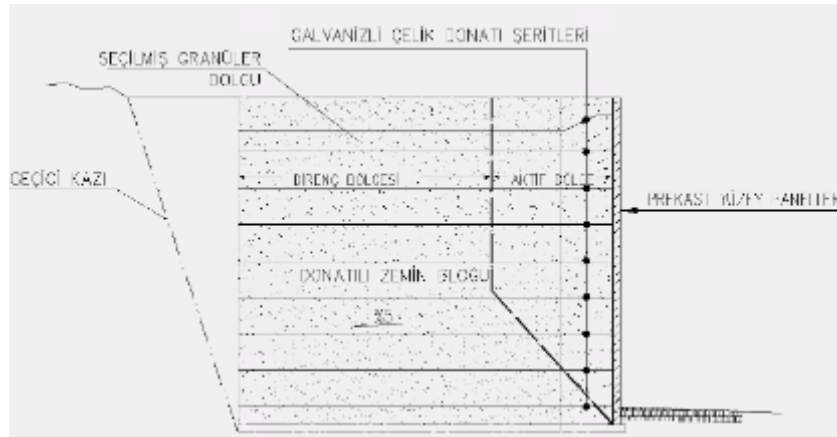
Şeritlerin genel çalışma prensibine göre şeritler üzerinde meydana gelen maksimum gerilme hattının duvar yüzeyi tarafında kalan dilim aktif bölge olarak tanımlanmıştır. Bu bölge panel yüzeyinde bir yanıl itki meydana getirirken, gerilme çizgisinin arkasında kalan pasif bölgede donatılar sürtünmeyle çalışarak tutucu bir kuvvet meydana getirmektedir. Duvar yüksekliklerinin fazla olduğu projelerde uzun şerit kullanımı maliyetleri ciddi anlamda etkilemektedir. [2]



Şekil 2. Donatıların Çalışma Prensibi [1]

1.2. Yapısal Elemanlar

Toprakarme sisteminin temel bileşenleri, seçilmiş geri dolgu, donatı ve yüzey panelleridir. Donatı bağlantı elemanları bir diğer bileşendir (Şekil 3). Yüzey panelleri prekast olarak genellikle betondan imal edilir. Donatılar uzayabilen veya uzayamayan nitelikte olabilir. Dolgu malzemesi granüler nitelikte, 200 nolu elekten geçen ince malzeme yüzdesi sınırlandırılmış olmalıdır.



Şekil 3. Tipik Bir Toprakarme Duvarın Enkesiti [3]

Dolgu malzemesinin 200 nolu elekten geçen malzeme yüzdesi maksimum %15 olarak verilmiştir. Malzemenin uniformluk katsayısı (C_u) minimum 4, plastisite indisi maksimum 6% olarak belirlenmiştir. [4]

2. KOMPLEKS GEOMETRİLER

Donatılı zemin uygulamalarının artmasıyla, tipik kesitlerin yanında özel geometrilerin çözümlenmesi ihtiyacı ortaya çıkmıştır. Arazi koşulları ve kullanım amacına göre toprakarme sistemleri köprü kenar ayakları olarak, palyeli (tiered) olarak, trapez kesitli olarak, karşılıklı (back-to-back) olarak ve destekli olarak uygulanabilmektedir. Kompleks geometriler için, hesap yaklaşımlarının geliştirilmesi bir zorunluluk haline gelmiştir.

2.1. Palyeli Toprakarme Duvarlar

Kompleks toprakarme sistemlerinin içinde palyeli duvarların önemli bir yeri vardır. Yüksek kesitlerde tek palyeli çözümlerde şerit boyları uzun çıkmaktadır. Yüksek dolgulardan kaynaklı, sistemde taşıma gücü ve oturma problemleri görülebilmektedir. Bu problemlere çözüm olarak palyeli sistemler ortaya çıkmıştır. [5]

Palyeli toprakarme duvarlarda imalat öncesi saha araştırmaları, taşıma gücü kontrolü, deformasyon durumu, dolgu malzemesi kontrolü, drenaj durumu, yükleme durumları ve geometrik koşullar göz önünde bulundurulmalıdır [6]

2.2. Palyeli Toprakarme Duvarlarda Tasarım Kriterleri

Palyeli sistemlerin hesabında dikkate alınması gereken bazı özel durumlar vardır. Sistemin anlaşılabilmesi için genel stabilite analizlerinin yapılması, iç ve dış stabilitenin bu sonuçlara göre değerlendirilmesi gerekir. Palyeli sistemlerde maksimum gerilme çizgisinin konumu, sürşarj yükleri etkisi göz önünde bulundurulmalıdır. Ön tasarımda alt ve üst palyeler için duvar yükseklikleri belirlenir. Bundan sonra duvarların birbirine etkisinin anlaşılması için duvarlar arası yatay mesafe (set back) tespit edilir. Bu mesafe palye yüksekliklerinin bir fonksiyonudur. Bu değerın sınır koşullarına göre maksimum gerilme hattı belirlenir (Şekil 4)

Ön tasarımda alt ve üst duvarlar için şerit boyları belirlenmelidir. Bu şerit boylarının belirlenmesinde sınır koşullar aşağıda verilmiştir:

Üst duvar için;

$$L_1' \geq 0.7H_1 \quad (1)$$

Alt duvar için;

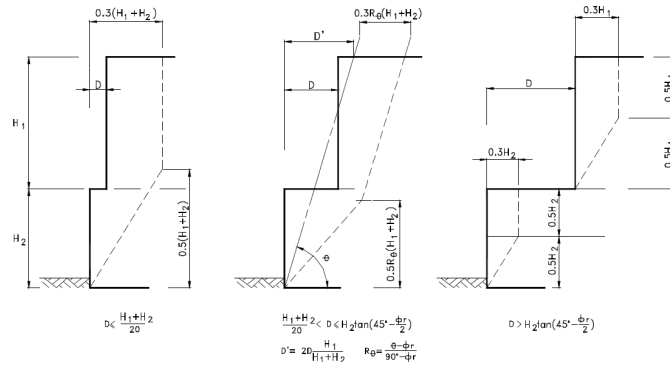
$$L_2' \geq 0.6H \quad (2)$$

Burada H_1 üst duvar yüksekliğini, L_1 üst duvar şerit boyunu, H_2 alt duvar yüksekliğini, L_2 alt duvar şerit boyunu temsil eder. Sistemin toplam duvar yüksekliği H olmak üzere bu değer;

$$H = H_1 + H_2 \quad (3)$$

şeklinde ifade edilir.

Buna göre sırasıyla; üst duvarın klasik hesap yöntemleriyle analizi, üst duvar geometrisinin alt duvara sürşarj olarak tanımlanması, tasarım şerit boylarının genel stabilite analizleriyle doğrulanması işlemi yapılır. Şerit boylarının yeterli gelmemesi durumunda uzunluklar arttırılabilir ya da zemin iyileştirme seçeneği değerlendirilir. Analizlerde sistemin bütününe etkileyen sürşarj yükleri ve depremsel etkiler dikkate alınmalıdır.



Şekil 4. Palyeli Toprakarme Duvarlarda Maksimum Gerilme Hattı [4]

3. VAKA ANALİZİ

"Rozak Makine Dilovası Fabrikası İnşaatı" kapsamında yapılacak palyeli toprakarme istinat yapısının aşırı sürşarj yüklemelere maruz kalacak kesimden seçilen kesit üzerinde stabilite analizleri yapılmıştır. Ayrıca imalat için seçilen dolgu malzemesinin deneyleri yapılarak kullanılabilirliği araştırılmıştır. Yürütülen geoteknik araştırmalar ışığında, tasarım güvenliğinin sağlanması amacıyla yapılan zemin iyileştirmesinin analiz sonuçlarına etkisi ortaya konmuştur. İç ve dış stabilite analizlerinde "Limit Durum Yöntemi"ne göre tasarım yapan VALDEZ programı kullanılmıştır. Elde edilen tasarım şerit boylarına göre, şev stabilitesi programı SLIDE yazılımında toptan göçme analizleri yapılmıştır. Mevcut yükleme koşulları için oturma analizleri "Janbu Tanjant Modülü" yaklaşımını kullanan GEO5 SETTLEMENT yazılımı ile yapılmıştır. Zemin ıslahı sonrasında analizler tekrarlanmıştır.

3.1. Proje Bilgileri

Proje Kocaeli ili Dilovası ilçesi sınırlarında kalan sanayi bölgesinde yapılmıştır. Bölge 1. derece deprem bölgesindedir. Analizlerde deprem ivmesi $a_0/g=0.4$ olarak alınmıştır. Geoteknik araştırma kapsamında yapılan sondajlardan faydalanılarak idealize zemin profili oluşturulmuştur. Sondajlarda karşılaşılan zemin tabakaları için ölçülen SPT değerlerinden yola çıkılarak literatürdeki bağıntılar kullanılmış ve geoteknik parametreler belirlenmiştir. Analizlerde kullanılmak üzere belirlenen geoteknik parametreler Tablo 1'de, idealize zemin profili Şekil 5' de verilmiştir.

Tablo 1. Zemin Parametreleri

Zemin	Birim Hacim Ağırlık (kN/m^3)	\emptyset	c (kPa)	Elastisite Modülü (MPa)	Poisson Oranı	Janbu Modülü
Kontrolsüz Dolgu	18	30	0	40	0.30	100
Toprakarme Dolgusu	19	34	0	60	0.35	400
Kireçtaşı	25	35	10	40000	0.35	900

Projede, toprakarme sisteminin kontrolsüz dolguya oturduğu kesimde, duvar hattı gerisinde çelik profil stok sahasının yer alması planlanmaktadır. Stok sahası için verilen sürşarj yükü $125 kN/m^2$ ' dir. Bu sahanın yanında yer alacak krenden sisteme çizgisel bir yük gelecektir. Bu yük değeri $300 kN/m$ olarak verilmiştir. Duvar üstünde işleyecek yoldan sisteme $25 kN/m^2$ değerinde sürşarj eklenecektir. Tasarımda bu yükleme durumları dikkate alınmıştır.



Şekil 5. İdealize zemin profili

3.2 Analizler

3.2.1. Dolgu Malzemesi Analizleri

Analizler kapsamında ilk olarak toprakarme geri dolgusu olarak kullanılması düşünülen malzemeden alınan numuneler üzerinde elek analizi ve kıvam limitleri testleri yapılmıştır. Test sonuçlarına göre elde edilen değerler FHWA tarafından önerilen sınır koşulları ile uyumludur. Buna göre imalatta bu malzeme kullanılabilir. Alınan numunelerde ortalama olarak 200 nolu elekten geçen ince malzeme miktarı %9.5 civarındadır. Buna bağlı olarak dolgu malzemesinin üniformluk katsayısı (C_u) değeri 180 civarındadır. Bu değer 4'ten büyük olması gerekmektedir. Atterberg limitleri göz önüne alındığında malzemenin plastisite indisi 4% olarak ölçülmüştür. Bu değer şartnamelerde belirlenen maksimum değeri %6 olarak verilmiştir. Malzeme bu kriteri de sağlamaktadır.

3.2.2. Tasarım Şerit Boyları

Seçilen analiz kesiti palyeli duvar kesitidir. Bu kesitte üst duvar yüksekliği (H_1) 9.73 metre, alt duvar yüksekliği (H_2) 4.48 metredir. Analizlerde tanımlanan toplam duvar yüksekliği 14.21 metredir. Bölüm 2.2'de açıklanan geometrik koşullara göre tasarım şerit boyu belirlenmiştir. Bölgenin depremselliği ve üstyapı yükleri de dikkate alındığında, üst duvar için önerilen $L=0.7 H_1$ şartının yeterli şerit boyunu sağlamadığı anlaşılmıştır. Sürşarj yüklemelerinin etkisi düşünüldüğünde üst duvar için en üst 3 tabakada şerit boyu 1 metre arttırılmıştır.

Sonuç olarak üst duvar için belirlenen tasarım şerit boyları üst tabakalar için 11 alt tabakalar için 10 metredir. Alt duvar tasarım şerit boyunun belirlenmesi için, üst duvar yükü sisteme tanımlanmış, ayrıca tanımlanan sürşarj yükleri dikkate alınmıştır. $L=0.6 H$ şartına göre alt duvar tasarım şerit boyu 9 metre olarak alınmıştır. Şerit boylarının uygunluğunun kontrolü, genel stabilite analizleriyle yapılacaktır.

3.2.3. Genel Stabilite Analizleri

Genel stabilite analizleri kapsamında VALDEZ yazılımı ile belirlenen tasarım şerit boylarına uygun olarak sistem geometrisi oluşturulmuş, zemin parametreleri tanımlanarak sürşarj yükleri hesaba katılmıştır. Analizler SLIDE programı ile sismik ve statik koşullar için yapılmıştır. Analiz sonuçlarına göre statik durumda en kritik kayma dairesine ait güvenlik katsayısı 1.45, sismik durumda 1.09 olarak ölçülmüştür. Sistemin güvenli tasarımı için statik durumda 1.50, sismik durumda 1.00 güvenlik katsayılarının sağlanması beklenmektedir. Bu sonuçlara göre sistem statik açıdan genel stabilite problemine karşı

güvenli değildir. Bu nedenle, tasarımın güvenli yapılabilmesi amacıyla, temel zemininin ıslah edilmesi gerekmektedir.

3.2.4. Oturma Analizleri

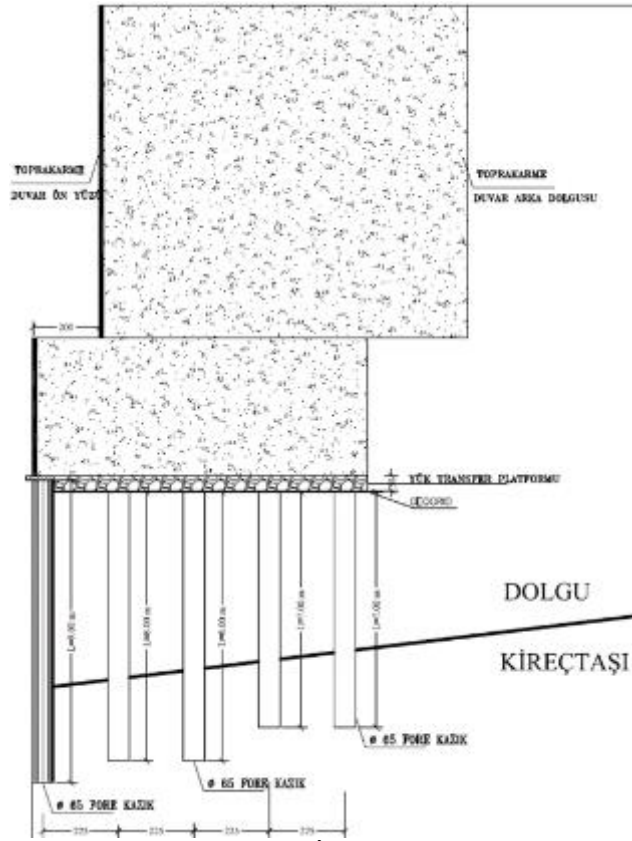
Mevcut zemin koşullarında belirtilen yüklemelere göre seçilen kesit üzerinde GEO5 SETTLEMENT programında oturma analizi yapılmıştır. Analiz sonuçlarına göre toprakarme duvar altındaki bölgede 14 cm oturma beklenmektedir. Bu değer kabul edilebilir sınırların üstünde kalmaktadır. Zemin ıslahının, oturmaları da sınırlandıracak bir performansta olması beklenmektedir.

3.3. Zemin İyileştirme Projesi

Yapılan analizler sonucunda, sistemin genel stabilite ve oturma açısından istenen güvenlik koşullarını sağlamadığı görülmüştür. Bu nedenle sistemde bir zemin iyileştirme ihtiyacı ortaya çıkmıştır. Buna göre, toprakarme duvar ve üstyapı yüklerinin kazıklı bir sistem ile kireçtaşına aktarılması düşünülmüştür.

Projeye göre duvar ön yüzü altında Ø65 donatılı forekazık, toprakarme dolgusunun oturacağı bölgede, donatısız forekazık uygulaması yapılmıştır. Karelaç 2.25 metredir. Donatılı kazıkların genel stabilite açısından sistemi güvenli hale getirmesi beklenmektedir. Dolgu altında yer alacak donatısız kazıklar oturmaları sınırlandırmak amacıyla yapılmıştır. Kazıkların kireçtaşı tabakasına 2 metre soketlenmesi önerilmektedir.

Toprakarme sisteminin esnek yapısının korunması, üstyapı yüklerini ve kendi ağırlığından kaynaklanacak düşey gerilmeleri kazıklı sisteme uniform olarak aktarabilmesi için, kazıklı sistem ile toprakarme sisteminin arasına geogrid ile desteklenmiş platform (Load Transfer Platform-LTP) teşkil edilmesi düşünülmüştür. Bu tabaka, üstyapı yüklerini temele aktaran bir kiriş görevi görecektir.[7]

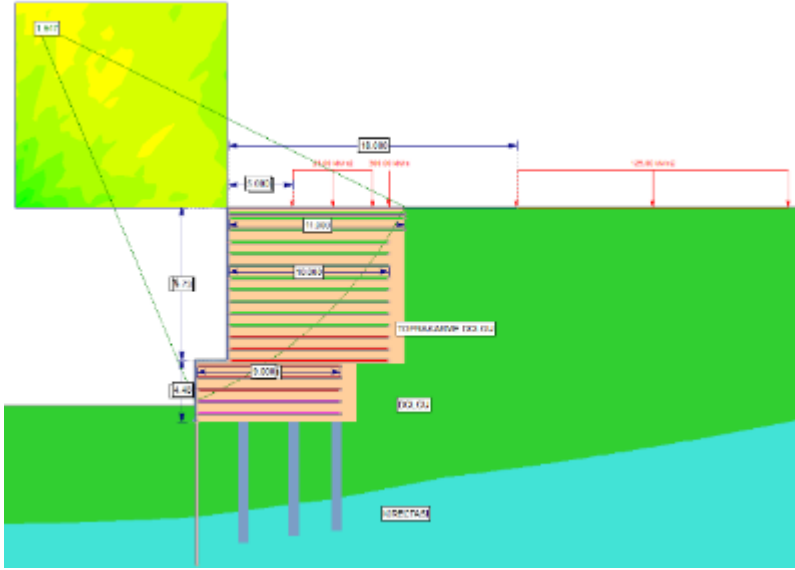


Şekil 6. Kazıklı İyileştirme Sistemi

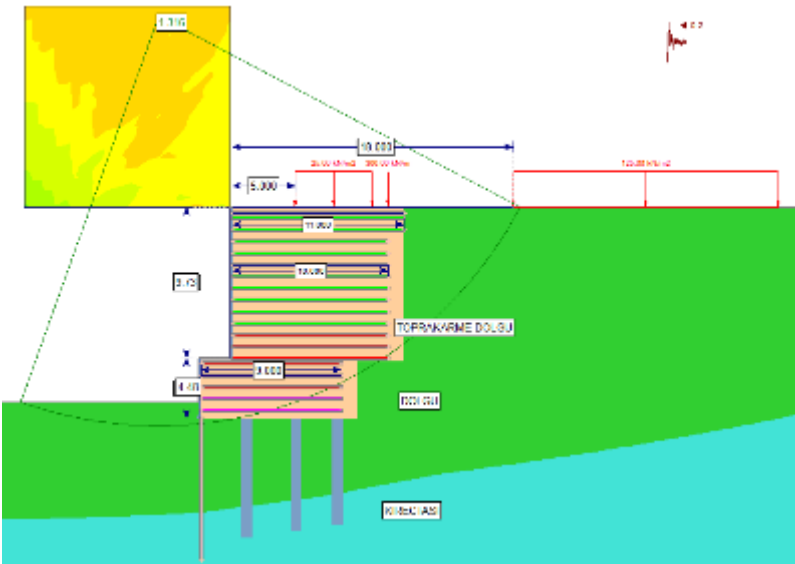
3.4. İyileştirme Sonrası Analizler

İyileştirme projesinin tasarıma etkisinin görülebilmesi için, iyileştirme öncesinde yapılan genel stabilite ve oturma analizleri, iyileştirme sonrasında yeni koşullar için tekrarlanmıştır. Genel stabilite analizleri kapsamında, duvar altında teşkil edilen donatılı ve donatısız kazıklar SLIDE programında tanımlanarak, aynı yükleme koşullarında sistemin statik ve sismik çözümleri tekrarlanmıştır. Buna göre iyileştirme öncesinde statik durumda 1.45 olarak hesaplanan güvenlik katsayısı iyileştirme sonrasında 1.65 değerine, sismik durumda 1.09 olarak hesaplanan güvenlik katsayısı ise 1.32 değerine yükselmiştir. (Şekil 7-8). Bu sonuçlara göre sistem statik ve sismik koşullar altında genel stabilite için öngörülen güvenlik kriterlerini sağlar hale gelmiştir.

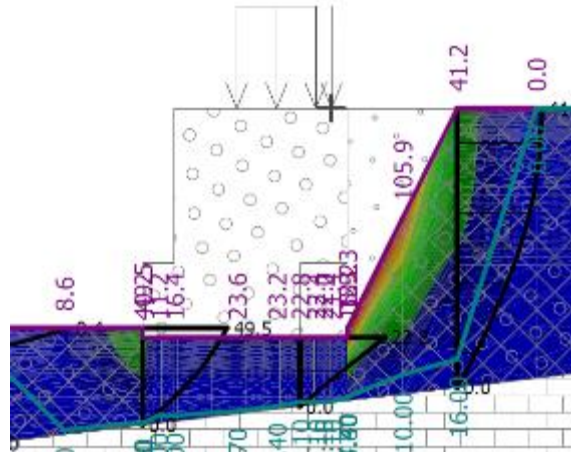
Oturma analizleri kapsamında toprakarme duvar altına bir iyileştirme zonu tanımlanmıştır. Donatısız forekazıkların alansal yüzdesi hesaplanarak, mevcut dolgu ile oluşan kompozit yapıya ait Janbu tanjant modülü tanımlanmıştır. İyileştirme zonu için janbu tanjant modülü 600 olarak GEO5 SETTLEMENT programına girilmiştir. Analiz sonuçlarına göre, toprakarme dolgusu altında iyileştirme sonrası beklenen oturma değeri 2.3 cm olarak belirlenmiştir (Şekil 9). Bu oturma miktarı, toprakarme sistemi için kabul edilebilir sınırlar içerisinde.



Şekil 7. İyileştirme Sonrası Statik Durumda Genel Stabilité Analizi



Şekil 8. İyileştirme Sonrası Sismik Durumda Genel Stabilité Analizi



Şekil 9. İyileştirme Sonrası Oturma Analizi



Şekil 10. Rozak Makina Dilovası Fabrikası Toprakarme Duvarı [8]

4. SONUÇLAR

Bu bildiri, donatılı zemin -toprakarme- yapılarına ait literatürde yer alan genel bilgilerin açıklanması, kompleks geometriye sahip donatılı zemin tipleri ve hesap yöntemlerine odaklanmıştır. Buna göre, aşırı yüklemelere maruz kalacak palyeli bir donatılı zemin yapısının analizleri yapılmıştır. Zemin koşulları göz önüne alınarak, söz konusu geoteknik problem için çözüm yöntemleri sunulmuştur.

Çalışma kapsamında, ilk aşamada geri dolgu olarak kullanılması düşünülen malzeme üzerinde yapılan elek analizi ve kıvam limitleri test sonuçları değerlendirilmiş, verilerin şartnamede belirlenen sınır değerler ile uygunluğu kontrol edilmiştir. Oluşturulan zemin modeline göre, analiz için iki palyeli, toplam yüksekliği 14.21 metre olan hesap kesiti seçilmiştir. Bu kesit için limit durum yöntemine göre çalışan VALDEZ programı ile ön tasarım şerit boyları ve yoğunlukları belirlenmiştir. Buna göre genel stabilite ve oturma analizleri yürütülmüştür. Analiz sonuçları, tasarımın mevcut koşullar altında güvenli olmadığını göstermiştir. Güvenli tasarım için, zemin koşullarının iyileştirilmesine yönelik bir ıslah projesi hazırlanmış, iyileştirilmiş zemin koşulları için analizler tekrarlanmıştır. Yapılan ıslah sonucunda, tasarımın istenen güvenlik kriterlerini sağladığı gösterilmiştir.

Çalışmanın sonucunda, donatılı zemin duvar tasarımında kompleks geometrilerin ortaya çıktığı durumlar için, geleneksel yaklaşımların yeniden ele alınmasının gerekliliği sorgulanmıştır. Aşırı yüklemeler etkisinde kalacak toprakarme yapılarının tasarımı, mevcut zemin koşulları ile birlikte değerlendirilmesi gereken bir husustur. Bu açıdan, sistemin çözümü bir geoteknik problemi olarak ele alınmıştır.

Zayıf zeminler üzerinde inşa edilen yüksek sürşarj yükleri etkisindeki toprakarme yapılarının doğru tasarımı, zemin iyileştirme seçeneği ile birlikte değerlendirilmesi gereken bir durumdur. Zemin ıslahının, toprakarme sisteminin esnek yapısına zarar vermeyecek çözümlerle uygulanması önemli bir husustur.

Toprakarme sistemlerinin gerçeğe uygun tasarımı, yapısal elemanların teknik kontrolü ile mümkündür. Bu nedenle sistemin temel bileşenlerinden olan geri dolgu malzemesinin, şartnamelerde belirlenen mühendislik özellikleri imalat öncesinde kontrol edilmelidir.

Şartnamelere uygun olmayan dolgu malzemesinin kullanımı, servis ömrü boyunca sistemde stabilite sorunları yaratabilecektir.

KAYNAKLAR

- [1] Liang R.Y. (2004),"MSE Wall and Reinforcement Testing At Mus-16 Bridge Site",September
- [2] Durgunoğlu H. T., Kaya T., Özbatır M. (2007)," Donatılı Zemin Duvar Yapılarının Depremde Davranışı" TMMOB Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 1. Özel Konulu Sempozyum, İstanbul
- [3] Reinforced Earth Company, 2006. "Reinforced Earth Retaining Walls", TAI Group
- [4] Elias,V., Christopher,B.R., Berg, R.R. (2001), "FHWA-NHI-00-043: Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines" Woodbury, USA
- [5] Berg, R.R., Christopher, B.R., Samtani, N.C. (2010), "FHWA-NHI-10-024: Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes-Volume:I" Technical Manual , Woodbury USA
- [6] Sankey, J., Soliman, A. (2004), "Tall Wall Mechanically Stabilized Earth Applications" Geo-Trans 2004:Geotechnical Engineering for Transportation Projects Los Angeles-California, USA
- [7] Collin, J.G., Han, J., Huang, J. (2005), "Geosynthetic-Reinforced Column-Support Embankment Design Guidelines" North American Geosynthetics Society/Geosynthetics Institute Conference, Las Vegas, USA
- [8] Reinforced Earth Company (2013), Commercial Document

ÇİMENTO KATKILI GROUT'UN REOLOJİK VE AKIŞKANLIK ÖZELLİKLERİNE PİRİNÇ KABUĞU KÜLÜNÜN ETKİSİ

EFFECT OF RICE HUSK ASH (RHA) ON THE RHEOLOGICAL AND FLUIDITY PROPERTIES OF CEMENT BASED GROUT

Fatih ÇELİK¹

Hanifi ÇANAKCI²

Muhammet ÇINAR³

ABSTRACT

This paper investigates the fluidity and rheological properties of the cement based grout mixed with rice husk ash (RHA). The experimental program consisted of fifteen different mixture having 5%, 10%, 20%, and 30% RHA content and three different water to binder ratios ($w/b = 0.75\%$, 1.00% , and 1.25%). Workability properties (marsh cone flow time, plate cohesion, and mini slump diameter), plastic viscosity, apparent viscosity, and the yield stress of the mixtures were determined. Test results showed that increasing replacement level for the RHA amount increases marsh cone flow time, plate cohesion, plastic and apparent viscosity, and the yield stress, but also decreases mini slump diameter. Shear thickening and pseudo-plastic behavior was observed for high RHA content for w/b ratios greater than 1.00.

Keywords: Grout, rheology, rice husk ash (RHA), organic waste.

ÖZET

Bu çalışmada pirinç kabuğu külü katkılı çimento bazlı grout karışımların reolojik ve akışkanlık özellikleri incelenmiştir. Yapılan bu deneysel çalışmada; %5, %10, %20 ve %30 pirinç kabuğu külü katkı ve üç farklı su/bağlayıcı (0.75, 1.00 ve 1.25) oranlarında onbeş farklı karışım hazırlanmıştır. Karışımların akışkanlık özellikleri (marsh hunisi akma süresi, plaka kohezyon deneyi ve mini slump çapı deneyi), plastik viskozitesi, görünür viskozitesi ve akma gerilmesi değerleri hesaplanmıştır. Deney sonuçları göstermiştir ki; karışımlardaki pirinç kabuğu külü miktarındaki artış, marsh hunisi akma süresini, plaka kohezyon değerini, plastik ve görünür viskozite değerlerini ve akma gerilmesi değerini artırmış, fakat mini slump çapını azaltmıştır. Su/bağlayıcı oranı 1.00'dan büyük olan karışımlarda, artan kesme dayanımı (Shear thickening) ve plastiğe yakın davranış (pseudo-plastic) gözlemlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Grout, reoloji, pirinç kabuğu külü (RHA), organik atık.

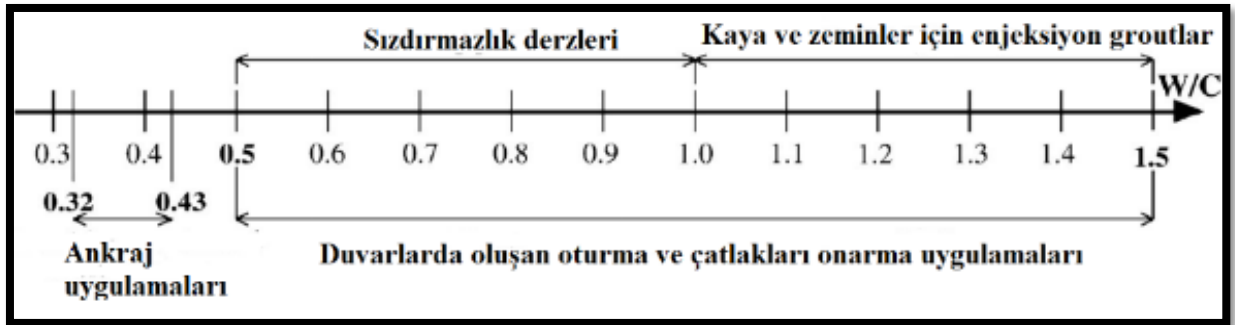
¹ Arş.Gör., Gaziantep Üniversitesi, fcelik@gantep.edu.tr

² Doç.Dr., Gaziantep Üniversitesi, canakci@gantep.edu.tr

³ Arş.Gör., Hasan Kalyoncu Üniversitesi, muhammet.cinar@hku.edu.tr

1. GİRİŞ

Çimento bazlı groutlar bir çok geoteknik uygulamada yaygın olarak kullanılmaktadır [1]. Bu uygulamalara örnek olarak, jet-grouting, sızma grout, sıkıştırma grout, tünel uygulamaları ve ankraj uygulamaları verilebilir [2-4]. Groutlar'ın reolojik özellikleri, pompalanabilme ve akışkanlık özellikleriyle doğrudan ilişkilidir. Çimento bazlı groutlar su, çimento ve bazen kimyasal katkı malzemelerden oluşur. Çimento katkılı groutlarda ki en önemli parametrelerden birisi su/bağlayıcı oranıdır. Farklı su/bağlayıcı oranlarına bağlı olarak çimento bazlı groutlar'ın kullanım alanları şekil 1 de görülmektedir.



Şekil 1. Çimento Bazlı Groutlar'ın Kullanım Alanlarına Göre W/C Oranları [5]

Çimento bazlı groutlar'ın reolojik, durabilite ve fresh özellikleri genellikle bazı kimyasal ve mineral katkı malzemeleriyle iyileştirilir. Farklı karışım oranlarında grout karışımlara katılan mineral katkı malzemeleri bu karışımların reolojik ve dayanım özelliklerini önemli ölçüde etkiler. Farklı grout uygulamaları için çeşitli katkı malzemeleri (Uçucu kül, bentonit, silis dumanı, çimento fırın tozu ve metakaolin gibi) günümüze kadar yaygın olarak kullanılmıştır [6-10]. Daha önceki çalışmalardan da bilindiği üzere, uçucu kül gibi bazı mineral katkı malzemeleri grout karışımların sadece durabilite özelliklerini değil aynı zamanda işlenebilirliği, akışkanlığı ve uzun dönem performansını da iyileştirmektedir [11]. Buradan da anlaşılacağı üzere grout uygulamalarında mineral katkı malzemesi kullanımı, işin maliyetini düşürürken akışkanlığı ve uzun dönem performansı artırmaktadır.

Dünyanın bir çok ülkesinde kontrollü ve kontrolsüz yakılarak büyük miktarlarda pirinç kabuğu külü üretilmektedir. Pirinç kabuğu külü içeriğinde bulundurduğu yüksek orandaki SiO₂ miktarından dolayı puzolonik bir malzemedir. Bir katkı malzemesi olan pirinç kabuğu külü, öğütülmüş pirinç kabuğunun yakılması sonucu elde edilir. Yaygın olarak pirinç yetiştirilen ülkelerde yıllık atık olarak 120 milyon ton pirinç kabuğu külü üretilmektedir [12]. Büyük miktarlarda pirinç üretimi yapılan ülkelere örnek olarak Çin, Hindistan, Endonezya ve Bangladeş verilebilir. Bu tarımsal organik atık yakıldığında, yakım aşamasına ve sıcaklığına bağlı olarak kristalrik yada amorf yapıya sahip pirinç kabuğu külü üretilir. Pirinç kabuğunu yakma sıcaklığı 800 °C'den fazla olduğunda kristalrik yapıya sahip pirinç kabuğu külü üretilir. Üretilen kristalrik pirinç kabuğu külü genellikle zayıf puzolonik özellik gösterir [13]. Bir diğer taraftan kontrollü yakım sıcaklığı 500-800 °C aralığında olursa, amorf yapıya sahip pirinç kabuğu külü elde edilir. Bu yüzden amorf yapıya sahip silika içeriği genellikle kristalrik olmayan pirinç kabuğu külünde gözlemlenir [13-14]. Bu durum sonucunda, yüksek oranda SiO₂ içeriğinden dolayı amorf pirinç kabuğu külü genellikle yüksek puzolonik reaksiyon gösterir. Bundan dolayı, yüksek performanslı ve uygun

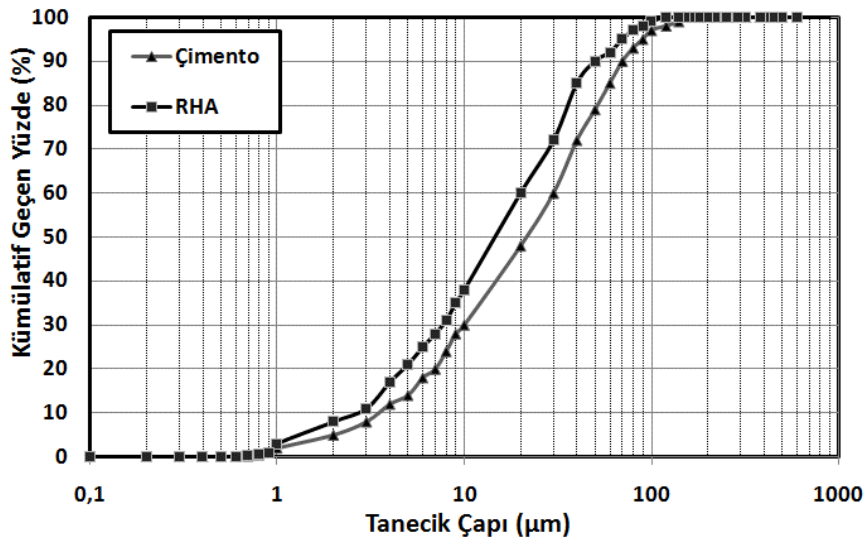
akışkanlığa sahip beton üretimi için kontrollü yakılmış amorf pirinç kabuğu külü yaygın olarak katkı malzemesi olarak kullanılmıştır [15,16].

Pirinç kabuğu külü katkı malzemesi olarak beton teknolojisinde yaygın olarak kullanılmaktadır [17,18,20]. Daha önce yapılmış çalışmalar göstermiştir ki, beton karışımlarına %20 oranına kadar katılan pirinç kabuğu külü, betonun dayanım, durabilite ve işlenebilirlik özelliklerini pozitif yönde katkı sağlamıştır [19]. Ayrıca, çimento harçlarının akışkanlığı üzerine yapılmış bazı çalışmalarda bu katkı malzemesinin pozitif yönde ki etkileri incelenmiş ve tartışılmıştır [21-24]. Bu sebepten geoteknik uygulamalarda yaygın olarak kullanılan groutlarda pirinç kabuğu külünün katkı malzemesi olarak kullanılması, jet-grout uygulamalarında reolojik, akışkanlık ve dayanım özellikleri açısından faydalı olabilecektir. Bu çalışmada, farklı yüksek su/bağlayıcı oranlarında hazırlanmış çimento bazlı grout karışımlarına değişik oranlarda (%5, %10, %20 ve %30) pirinç kabuğu külü katılmış ve üretilen katkılı groutlar'ın reolojik ve akışkanlık özellikleri incelenmiştir.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1. Kullanılan Malzemeler

Bu çalışmada CEM-42.5 R Tip-1 portland çimento (ASTM C150) kullanılmıştır. Mineral katkı malzemesi olarak pirinç kabuğu külü kullanılmıştır. Kullanılan pirinç kabuğu külü Edirne de bulunan bir pirinç işleme fabrikasından sağlanmıştır. Bu malzeme bahsedilen fabrikada atık bir malzeme olarak üretilmekte ve paketlenerek satılmaktadır. Pirinç kabuğu külleri, pirinç kabuklarının 500-600 °C sıcaklıklarında yakılmasıyla elde edilmiştir. Kullanılan pirinç kabuğu külü laboratuvara geldikten sonra 150 µm gözenek çapındaki elekten elenmiştir. 75 µm'dan daha küçük tanecik çapına sahip pirinç kabuğu külü yüksek dayanımlı beton üretiminde daha yüksek puzolonik reaksiyon vermesine rağmen, karışımların akışkanlığını düşürmektedir [25-27]. Bu sebepten, bu çalışma için 150 µm elek çapı daha uygun görülmüştür. Tablo 1 de çalışmada kullanılan çimento ve pirinç kabuğu külünün kimyasal ve bazı fiziksel özellikleri verilmiştir. Ayrıca pirinç kabuğu külü ve çimentonun taramalı lazer tekniğiyle elde edilmiş gradasyon eğrileri şekil 2 de görülmektedir.



Şekil 2. Çimento ve Pirinç Kabuğu Külünün Parçacık Dane Dağılımı

Tablo 1. Çimento ve Pirinç Kabuğu Külünün Kimyasal ve Fiziksel Özellikleri

Kimyasal İçerikler (%)	Portland çimento (PÇ)	Pirinç Külü (RHA)
CaO	61.94	1.38
SiO ₂	18.08	91.60
Al ₂ O ₃	5.58	0.09
Fe ₂ O ₃	2.43	0.64
MgO	2.43	-
SO ₃	2.93	0.21
K ₂ O	0.99	5.14
Na ₂ O	0.18	-
Kül kaybı	4.40	5.43
<i>Fiziksel özellikler</i>		
Özgül yoğunluk	3.17	1.97
İncelik (Blaine)(cm ² /g)	3750	10857

2.2. Karışımların Hazırlanması ve Deney Yöntemleri

Grout karışımların fresh ve dayanım özellikleri üzerinde dikkate değer bir etkiye sahip olan en önemli özelliklerden birisi su/bağlayıcı oranıdır. Bundan dolayı, bu çalışmada grout karışımları üzerinde pirinç kabuğu külünün etkisini incelemek için farklı su/ bağlayıcı (0.75, 1.00 ve 1.25) oranları kullanılmıştır. Çeşitli su/bağlayıcı ve pirinç kabuğu külü oranlarında 15 adet grout karışım numuneleri hazırlanmıştır (Tablo 2). Hem pirinç kabuğu külü miktarı hemde su/bağlayıcı oranları iki önemli değişken olarak belirlenmiştir. Hacimce %5, %10, %20 ve %30 oranlarında pirinç kabuğu külü çimentoyla yer değiştirilmiştir. Kontrol amacıyla her su/bağlayıcı oranı için pirinç kabuğu külü katkısız kontrol numuneleri hazırlanmıştır. Numunelerin hazırlanmasında kullanılan tüm katkı ve su/bağlayıcı oranları ve karışım parametreleri tablo 2 de sunulmuştur.

Tablo 2. Karışım Oranları ve Karışım Parametreleri

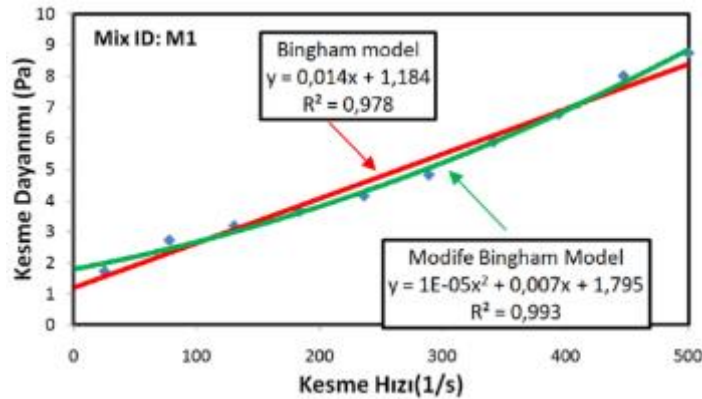
Mix ID	w/b	RHA (%)	PÇ (ml)	RHA (ml)	Su (ml)	Yoğunluk (g/cm ³)	D _{flow} * (mm)	T _{flow} ** (s)	t _{cohesion} *** (mm)
M1	0.75	0	932	0	695	1.627	175	34	3,27
M2	0.75	5	879	46	690	1.615	170	35	3,56
M3	0.75	10	827	91	685	1.603	156	36	4,86
M4	0.75	20	723	181	674	1.578	152	40	4,74
M5	0.75	30	624	267	665	1.556	130	53	5,74
M6	1.00	0	752	0	752	1.504	200	27	2,71
M7	1.00	5	710	37	747	1.494	200	28	2,87
M8	1.00	10	668	74	742	1.484	210	28	3,16
M9	1.00	20	587	147	734	1.468	190	29	3,55
M10	1.00	30	508	217	725	1.450	178	31	3,72
M11	1.25	0	632	0	790	1.422	230	26	2,46
M12	1.25	5	597	32	786	1.415	225	26	2,75
M13	1.25	10	563	63	782	1.408	215	27	1,99

M14	1.25	20	496	124	774	1.394	210	27	3,58
M15	1.25	30	429	184	766	1.379	205	28	3,78

*Mini-slump akma çapı.
**Marsh-hunisi akma süresi.
***Plaka kohezyon kalınlığı

Bütün grout karışımlar için aynı karıştırma metodu uygulanmıştır. Grout karışımların elde edilmesi için 5 litre hacme sahip standart tip mikser kullanılmıştır. Karışımlar için uygulanan standart karıştırma prosedürü şu şekilde yapılmıştır; öncelikle çimento ve pirinç kabuğu külü içeren bağlayıcı karışımı su ile 1 dakika mikserle karıştırılmıştır. Daha sonra, el ile 1 dakika daha karıştırılmıştır. Devamında karıştırma süreci 240 rpm hızında 3 dakika daha mikserle yapılmıştır. Böylece karışım süreci tamamlanmıştır. Karışımların hazırlanması ve tüm deneylerin yapımı esnasında laboratuardaki sıcaklık ve nem miktarı sırasıyla %55-%65 ve 23 ± 3 °C olarak ölçülmüştür. Numunelerin karışım işlemi biter bitmez plaka kohezyon, marsh hunisi akma süresi ve mini slump çapı bütün karışımlar için hesaplanmıştır. Grout karışımların reolojik özelliklerinin belirlenmesinde koaksiyel dönen silindir reometre (proRheo R180 Instrument, Germany) cihazı kullanılmıştır. Deney sonuçlarını kontrol etmek için, bütün deneyler iki kez tekrarlanmıştır ve sonuçların birbiriyle uyumlu olduğu gözlemlenmiştir. Deney sonuçları olarak tekrarlanan sonuçlar verilmemiştir.

Grout karışımların akışkanlık ve işlenebilirlik özelliklerini belirlemek için mini slump çapı, plaka kohezyon ve marsh hunisi akma süresi deneyleri yapılmıştır. Bütün deneyler su çimentoyla etkileşime geçtikten hemen sonra 8-12 dakika süreleri içerisinde tamamlanmıştır. Deneyde kullanılan mini slump hunisinin boyutları ASTM C-143 de belirtildiği gibi seçilmiştir (38-19-57 mm). Marsh hunisi akma süresi belirlenmesinde kullanılan huninin boyutları; uç iç çapı 5 mm ve 1500 ml hacim kapasitesine sahip bir huni olarak belirlenmiştir. Bu deney esnasında alt ucu kapalıyken 1250 ml grout karışımla doldurulmuş ve alt uç deliği açıldıktan sonraki 1000 ml grout'un akma süresi belirlenmiştir. Geçen süre marsh hunisi akma süresi olarak tanımlanmıştır. Kontrol ve karşılaştırma amacıyla bu deney su ile yapılmış ve suyun akma süresi 24 saniye olarak belirlenmiştir. Malzemenin kohezyonu Lombardi tarafından geliştirilen plaka kohezyon metre yardımıyla hesaplanmıştır. Bu deneyin şu an için herhangi bir standardı yoktur fakat yapılmış birçok çalışmayla plaka kohezyon metre aletinin boyutları belirlenmiştir [28]. Kullanılan plaka kohezyon metrenin boyutları 100x100x3 mm olarak belirlenmiştir. Plakanın yüzeyi sürtünmesiz bir yüzey olarak hazırlanmıştır. Plaka hazırlanmış grout karışımlarının içerisine daldırılmış ve plakaya yapışan grout miktarı belirlenerek yapışan malzemenin kalınlığı hesaplanmıştır. Sonuçlar kontrol numuneleriyle karşılaştırılmıştır.



Şekil 3. Tipik Bingham ve Modife Bingham Modelden Elde Edilmiş Grout Reolojisi

Grout karışımlarının reolojik özellikleri (plastik viskozite ve akma dayanımı gibi) koaksiyel dönen silindir reometre cihazı kullanımıyla belirlenmiştir. Bu deneyler kapsamında kesme hızı 25, 78, 130, 183, 236, 288, 341, 394, 447 ve 500 s⁻¹ olarak belirlenmiştir. Kesme dayanımı-kesme hızı grafiğinde artan ve azalan yönde ölçümlerin her ikisi de değerlendirilmiştir (Şekil 3). Bu çalışmada artan değerler değerlendirilmiştir. Plastik viskozite hesaplarında Modife Bingham Model yöntemi kullanılmıştır.

3.DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

Tüm grout karışımların, Lombardi plaka kohezyon, mini slump akma çapı ve marsh hunisi akma zamanı deney sonuçları tablo 2 de verilmiştir. Dahası, karışımların reolojik özellikleri tablo 3 de görülmektedir. Ayrıca reoloji deneylerinden elde edilen eğrilerin korelasyon değerleri (R²) de tablo 3 de görülmektedir.

Tablo 3. Grout Karışımların Reolojik Özellikleri

Mix ID	τ_0 (Pa)*	μ_p (Pa.s)**	Grout sıcaklığı (°C)	R ²
M1	1,795	0.0070	20.0	0.994
M2	2,028	0.0070	21.5	0.995
M3	1,881	0.0090	22.2	0.991
M4	2,723	0.0090	22.5	0.991
M5	3,789	0.0240	22.2	0.994
M6	0,415	0.0030	24.1	0.995
M7	0,068	0.0050	23.3	0.999
M8	0,254	0.0040	23.2	0.996
M9	0,415	0.0030	22.5	0.996
M10	0,312	0.0050	22.6	0.996
M11	0,163	0.0020	23.7	0.992
M12	0,068	0.0020	23.2	0.997
M13	0,154	0.0020	22.7	0.996
M14	0,239	0.0020	22.7	0.993
M15	0,333	0.0030	22.2	0.998

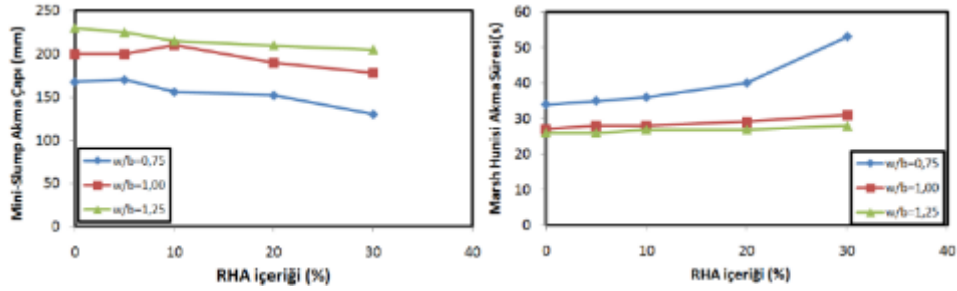
*akma gerilmesi.
**plastik viskozite.

3.1. Grout Karışımların Akışkanlık (İşlenebilirlik) Özellikleri

Grout karışımların akışkanlık özellikleri şekil 4 de verilmiştir. Şekil 4a da görüldüğü üzere karışımlarda ki pirinç kabuğu külü miktarındaki artışla mini slump akma çapı azalmıştır. Diğer taraftan, sabit oranda ki pirinç kabuğu külü katkısında, su/bağlayıcı oranında ki artışla mini slump akma çapında artış gözlemlenmiştir. Şekil 4b de görüldüğü üzere, 0.75 su/bağlayıcı oranında ki karışımlarda pirinç kabuğu miktarındaki artışın marsh hunisi akma süresini artırdığı gözlemlenmiştir. Fakat, diğer karışımlarda etkinin fazla olmadığı gözlemlenmiştir. Devamında pirinç kabuğu külü miktarı aynı olan karışımlarda, su/bağlayıcı oranının artmasıyla marsh hunisi akma süresinin azaldığı görülmektedir. Buradan, grout karışımlarında ki pirinç kabuğu külü miktarındaki artış, su/bağlayıcı oranı düşük olan karışımlarda akışkanlığı azaltmakta, yüksek olan değerlerde ise fazla etkilememektedir. Fakat, su/bağlayıcı oranındaki artışlar beklenildiği üzere akışkanlığı artırmıştır.

(a)

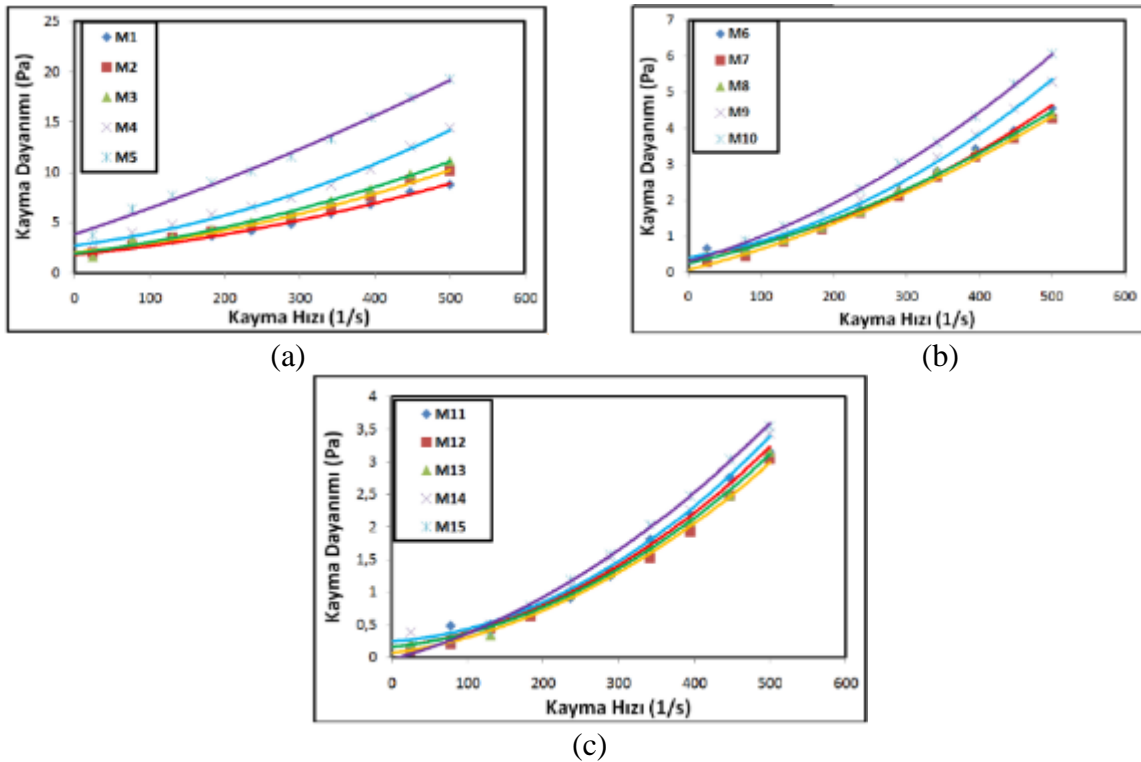
(b)



Şekil 4. Pirinç Kabuğu Külünün Etkisi (a) Mini Slump (b) Marsh Hunisi

3.2. Reolojik Özellikler

Grout karışımların akma eğrileri şekil 5 de görülmektedir. Tüm grout karışımları için kesme dayanımı-kesme hızı grafikleri modife bingham model kullanılarak çizilmiş ve analiz edilmiştir. Şekil 5 den görüldüğü üzere, tüm karışımlar için çizilmiş akma eğrilerinden artan kesme dayanımı (shear thickening) davranışı net bir şekilde gözlemlenmektedir [29]. Bu davranış Hoffman tarafından geliştirilmiş düzenli-düzensiz geçiş teorisi yardımıyla açıklanmaktadır [30].

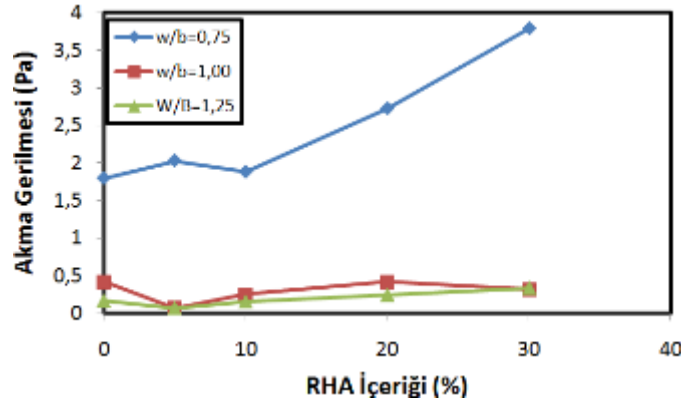


Şekil 5. Tüm Karışımların Akma Eğrileri (a) w/b=0.75, (b) w/b=1.00 ve (c) w/b=1.25

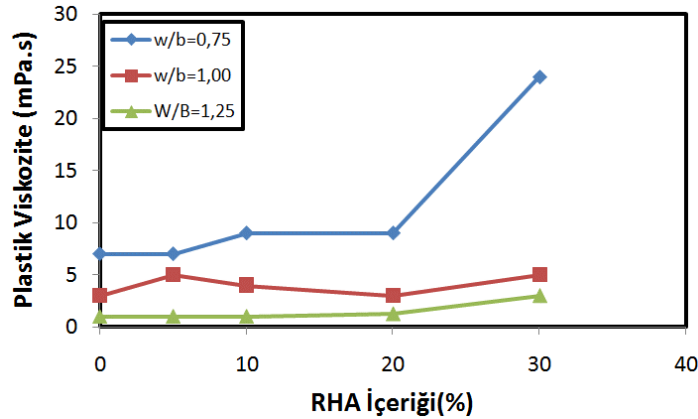
Akma gerilmesi, akmanın başlaması için aşılması gereken sınır direnci ifade etmektedir. Akma gerilmesinin düşük olması demek, aşılması gereken sınır direncin düşük olacağı anlamına gelir. Akma gerilmesi, grout'un slump özelliğiyle doğrudan ilişkilidir [31]. Şekil 6 da pirinç kabuğu külü katkılı groutların akma gerilmesi sonuçları görülmektedir. Su/bağlayıcı oranı 0.75 olan karışımlarda pirinç kabuğu külü miktarında ki artış, akma

gerilmesini artırmıştır. Fakat su/bağlayıcı oranının 0.75'den büyük olduğu değerlerde pirinç kabuğu külü artışı akma gerilmesini fazla etkilememiştir. Ayrıca, su/bağlayıcı oranındaki artış tüm karışımlarda akma gerilmesini düşürmüştür.

Akma gerilmesi aşıldıktan sonra, fresh karışımların akışkanlığı plastik viskoziteyle tanımlanır. Şekil 7 de grout karışımların plastik viskozite değerlerinin pirinç kabuğu külü katkısıyla nasıl değiştiği görülmektedir. Şekil 7'den de açıkça görüldüğü üzere, grout karışımlarda ki pirinç kabuğu külü miktarında ki artışla, tüm su/bağlayıcı oranları için plastik viskozite değerleri artış göstermiştir. Buna ek olarak, aynı miktarda pirinç kabuğu külü katkılı groutlarda su/bağlayıcı oranındaki artış, karışımların plastik viskozite değerlerini düşürmüştür. Buradan, eğer yüksek oranlarda pirinç kabuğu külü katkı malzemesi olarak kullanılacaksa, su/bağlayıcı oranının yüksek tutulması gerektiği çıkarılabilmektedir



Şekil 6. Pirinç Kabuğu Külünün Akma Gerilmesine Etkisi



Şekil 7. Pirinç Kabuğu Külünün Plastik Viskoziteye Etkisi

4.SONUÇLAR

Çalışma sonucunda elde edilen önemli noktalar aşağıda vurgulanmıştır:

- Çimento bazlı grout karışımlara farklı su/bağlayıcı oranlarında pirinç kabuğu külü katkısının, groutlar'ın reolojik ve akışkanlık özelliklerini önemli derecede iyileştirdiği gözlemlenmiştir. Tüm grout karışımları için reolojik davranış artan kayma dayanımı olarak gözlemlenmiştir.

- Tüm su/bağlayıcı oranları için grout karışımlarında pirinç kabuğu külü miktarındaki artış plastik viskozite değerini artırmıştır. Diğer taraftan su/bağlayıcı oranındaki artış plastik viskoziteyi azaltmıştır.
- Pirinç kabuğu külü miktarında ki artış mini slump akma çapını düşürmüştür. Bunun yanı sıra, su/bağlayıcı oranındaki artışla mini slump akma çapı artmıştır. Devamında, herhangi bir pirinç kabuğu külü katkı miktarında su/bağlayıcı oranındaki artış marsh hunisi akma süresini düşürmüştür. Buradan anlaşılacağı üzere, pirinç kabuğu külü katkılı grout karışımlarında su/bağlayıcı oranındaki artış grout karışımlarının akışkanlığını ve işlenebilirliğini önemli oranlarda etkilemiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Nonveiller E. Grouting, theory and practice. Amsterdam: Elsevier; 1989.
- [2] Stille B, Gustafson G. A review of the Namntall tunnel project with regard to grouting performance. *Tunn Undergr Sp Tech* 2010;25(4):346–56.
- [3] Yeon KS, Han MY. Fundamental properties of polymer–cement mortars for concrete repair. In: *Proceedings of the 7th International Conference on Structural Faults and Repair*, vol. 2. Edinburgh; 1997. p. 469–76.
- [4] Baltazar LG, Henriques FMA, Jorne F. Optimisation of flow behaviour and stability of superplasticized fresh hydraulic lime grouts through design of experiments. *Constr Build Mater* 2012;35:838–45.
- [5] Rosquoe F, Alexis A, Khelidj A, Phelipot A. Experimental study of cement grout: rheological behavior and sedimentation. *Cem Concr Res* 2003;33:713–22.
- [6] Aitcin PC, Ballivy G, Parizeau R. The use of condensed silica fume in grouts: innovative cement grouting, SP-83. American Concrete Institute; 1984. p. 1– 18.
- [7] Bustamante M, Gouvenot D. Grouting: a method improving the bearing capacity of deep foundation. *Eight International Conference on Soil Mechanics and Foundations*, Helsinki, Finland; 1983. p. 264–278.
- [8] Deere DU. Cement-bentonite grouting for dams. *Proceedings of ASCE Specialty Conference on Grouting in Geotechnical Engineering*, New Orleans, U.S.A.; 1982. p. 279–300.
- [9] Ruggiero JG. Low slump compactive tail shield grouting in soft ground shield driven tunnels; *Innovative Cement Grouting*, SP-83. American Concrete Institute; 1984. p. 103–114.
- [10] Weaver KD, Evans JC, Pancoski SE. Grout testing for a hazardous waste application. *Concr Int* 1990;12(7):45–7.
- [11] Sonebi M. Experimental design to optimize high-volume of fly ash grout in the presence of Welan Gum and super plasticizer. *Mater Struct* 2002;35(250):373–80.
- [12] Safiuddin MD. Development of self-consolidating high performance concrete incorporating rice husk ash [Ph.D. thesis], Department of Civil and Environmental Engineering, University of Waterloo; 2008.
- [13] Nagataki S. Mineral admixtures in concrete: state of the art and trends. In: Mehta PK, editor. *Proceedings of the V. Mohan Malhotra symposium on concrete technology: past, present, and future*. USA: University of California, Berkeley; 1993. p. 447–82.
- [14] Mehta PK, Monteiro PJM. *Concrete: microstructure, properties, and materials*. 3rd ed. New York, USA: McGraw-Hill Companies Inc.; 2005.
- [15] Mahmud HB, Majuar E, Zain MFM, Hamid NBAA. Mechanical properties and

- durability of high strength concrete containing rice husk ash. In: Malhotra VM, editor. Proceedings of the eighth CANMET/ACI international conference on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete. Las Vegas, Nevada, USA; 2004; p. 751–65.
- [16] Zhang MH, Malhotra VM. High-performance concrete incorporating rice husk ash as a supplementary cementing material. *ACI Mater J* 1996;93(6): 629–36.
- [17] Nehdi M, Duquette J, Damatty AE. Performance of rice husk ash produced using a new technology as a mineral admixture in concrete. *Cem Concr Res* 2003;33:1203–10.
- [18] Zain MFM, Islam MN, Mahmud F, Jamil M. Production of rice husk ash for use in concrete as a supplementary cementitious material. *Constr Build Mater* 2011;25:798–805.
- [19] Chao-Lung H, Anh-Tuan BL, Chun-Tsun C. Effect of rice husk ash on the strength and durability characteristics of concrete. *Constr Build Mater* 2011;25:3768–72.
- [20] Zerbino R, Giaccio G, Isaia GC. Concrete incorporating rice-husk ash without processing. *Constr Build Mater* 2011;25:371–8.
- [21] Domone P. Mortar tests for self-consolidating concrete. *Concr Int* 2006;28(4):39–45.
- [22] Gettu R, Gomes PCC, Agullo L, Josa A. High-strength self-compacting concrete with fly ash: development and utilization. In: Malhotra VM, editor. Proceedings of fifth CANMET/ACI international conference on recent advances in concrete technology. Singapore; 2001. p. 507–22.
- [23] Kim H, Park YD, Noh J, Song Y, Han C, Kang S. Rheological properties of self compacting high-performance concrete. In: Malhotra VM, editor. Proceedings of the third CANMET/ACI international conference. Kuala Lumpur, Malaysia; 1997. p. 653–68.
- [24] Okamura H, Ozawa K. Mix design for self-compacting concrete. *Concr Libr JSCE* 1995;25:107–20.
- [25] Erdoğan TY. Beton. 2. Baskı, Ankara: Metu Press; 2007.
- [26] Saraswathy V, Song HW. Corrosion performance of rice husk ash blended concrete. *Constr Build Mater* 2007;21(8):1779–84.
- [27] Habeeb GA, Fayyadh MM. Rice husk ash concrete: the effect of RHA average particle size on mechanical properties and drying shrinkage. *Aust J Basic Appl Sci* 2009;3(3):1616–22.
- [28] Weaver K. Dam foundation grouting. American Society of Civil Engineers, ASCE; 1991.
- [29] Cyr M, Legrand C, Mouret M. Study of the shear thickening effect of superplasticizers on the rheological behaviour of cement pastes containing or not mineral additives. *Cem Concr Res* 2000;30(9):1477–83.
- [30] Hoffman RL. Explanations for the cause of shear thickening in concentrated colloidal suspensions. *J Rheol* 1998;42(1):111–23.
- [31] Ferraris CF, de Larrard F. Testing and Modeling of Fresh Concrete Rheology. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Internal Report 6094; 1998

JET GROUT YÖNTEMİ İLE ZEMİN İYİLEŞTİRİLMESİNE AİT BİR VAKA ANALİZİ

JET GROUT METHOD OF GROUND IMPROVEMENT THE A CASE ANALYSIS

Hatice ÇINAR ŞENLİK¹

Hacı Bekir KARA²

ABSTRACT

Building loads and / or the foundation, depending on the ground conditions, the inability to transport power, values and liquefaction problems may occur due to high living. Solution to the problem with the site in ground improvement methods have such problems can be produced. Carrying capacity in recent years, living and active in solving the problem from liquefaction is the most common used method of jet grouting method. Specifically in terms of carrying capacity and settlement, which was built on the peat bogs and swamps floors problematic province of Kayseri, in Anbar Alibeyoğlu Tools Inc. Building was chosen as a method of improving the ground Jet Grouting. The main objective of the study of the improvements provided by the jet grout columns from column center to determine the area to be effective. Working from the center column "D and 1,5D" in effect made by drilling geophysical studies including from the SPT has been determined. Jet experimental studies in the region have been compared in studies performed with untreated areas. According to the results of the work area for improved working conditions were determined to be a floor made about 2D domain.

Keywords: Soil improvement, jet grouting, jet grouting domain.

ÖZET

Yapı yükleri ve/veya zemin koşullarına bağlı olarak temel zemininde, taşıma gücünde yetersizlikler, yüksek oturma değerleri ve sıvılaşma problemleri yaşanabilmektedir. Bu tip problemlere sahip zeminlerde iyileştirme yöntemleri ile soruna yerinde çözüm üretilebilmektedir. Son yıllarda taşıma gücü, oturma ve sıvılaşma problemlerinin çözümünde etkin olarak kullanılan yöntemlerden en yaygın olanı jet grout yöntemidir. Özel olarak taşıma gücü ve oturmalar açısından problemlili olan turbalık ve bataklık zeminler üzerinde inşa edilmiş olan Kayseri ili, Anbar bölgesindeki Alibeyoğlu Hırdavat A.Ş. Binası zeminini iyileştirme yöntemi olarak Jet Grout seçilmiştir. Çalışmanın ana hedefi jet grout kolonlarla sağlanan iyileştirmenin kolon merkezinden itibaren etkili olduğu bölgenin belirlenmesidir. Çalışmada kolon merkezinden 'D ve 1,5D' mesafede SPT deneyleri içeren sondaj çalışmaları ile jeofizik çalışmalar yapılarak etki bölgesi belirlenmeye çalışılmıştır. Jet

¹ İnşaat Yüksek Mühendisi. Ka Yapı San. ve Tic. A.Ş., h.i.cinar@hotmail.com

² Yrd. Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, hbkara@erciyes.edu.tr

uygulanmayan bölgedeki çalışmalar ile uygulanan bölgedeki deneysel çalışmalar karşılaştırılmış. Çalışmalardaki sonuca göre çalışma yapılan zemin koşulları için iyileştirilmiş alan olarak yaklaşık 2D'lik bir etki alanı olduğu belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Zemin iyileştirme, jet grout, jet grout kolonu etki alanı.

1. GİRİŞ

Günümüzün gelişen ekonomik ve sosyal koşullarında yerleşime ve sanayi tesislerinin yapımına uygun alanlar hızla azalmakta, zayıf temel zeminini özelliği gösteren alanların imara açılması gündeme gelmektedir. İyileştirme gerektiren zeminler aşağıda sıralanmıştır: [1]

- Turbalık ve bataklık zeminler
- Yumuşak killer
- Gevşek kumlar
- Yer altı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak kalın alüvyonlar

Turbalık ve bataklık zeminler içerdikleri bitkisel maddelerin çürümesi ile büyük şekil değişimi yapabilecek özelliklerdedir. Ayrıca bu tip zeminlerin taşıma güçleri de yok denecek kadar azdır. Bu özellikleriyle karşılaşılması hiç istenmeyen bir zemin grubudur. Zorunluluk halinde temel zeminini olarak kullanılacak ise mutlaka uygun bir yöntem ile iyileştirilmesi gerekmektedir.

Yumuşak killer de taşıma gücü çok düşük olan bir zemin grubudur. Küçük yükler altında bile büyük deformasyonlar yapabilecek yapıya sahiptir. Temel zeminini olarak karşımıza çıktığında iyileştirme yöntemleri ile kullanılabilir hale getirilmesi zorunludur.

Gevşek kumlar ve yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak kalın alüvyon zeminler ise orta büyüklükte yükler taşıyabilir ve bu yük altındaki deformasyon değerleri de sınırlı kalabilir. Bu tip zeminlerin tekrarlı yükler (deprem, titreşimli ağır makinelerin çalışması, trafik yükü, geçici patlamalar, dalgalar vb.) etkisi altındaki davranışı problem oluşturabilir. Tekrarlı yükler, mukavemet kaybına bağlı olarak taşıma gücünde azalma ve aşırı deformasyona yol açabilir.

Özellikle yeraltı su seviyesi altındaki gevşek kumlarda tekrarlı yükler sonucunda sıvılaşma davranışı gözlenebilir. Bu davranış biçiminde mukavemet değeri sıfıra düşebilir ve şekil değiştirmeler aşırı derecede artarak toptan göçmeler meydana gelir.

Bu tip zeminler üzerine yapılan temellerde düşük taşıma gücü ve yüksek deformasyon sorunları yaşanmaktadır. Bu problemlerin çözümlerinden biri de temel zeminini farklı yöntem ve tekniklerle iyileştirmektir. Bu gibi durumlarda aşağıdaki önlemler alınarak iyileştirme yapılması gerekebilir:[1]

- Mevcut zemine göre yapı temellerini projelendirmek,
- Zayıf zeminini kaldırarak yerine taşıma gücü yüksek olan zeminler yerleştirmek,
- Taşıma gücü zayıf olan zeminini uygun bir yöntemle geçerek temelleri sağlam tabakaya inşa etmek,
- Zemin özelliklerini arazide yapılan işlemlerle iyileştirmek.

Sürekli gelişen zemin teknolojileri kaliteli, güvenli ve ekonomik çözümleri alt yapı sektörüne sunmaktadır. Önemli olan doğru teknoloji ile güvenli ve yeterli uygulamayı sağlamaktır. Zemin iyileştirme yöntemlerinde temel amaç, mekanik araçlarla zeminin boşluk oranının azaltılması veya zemin boşluklarının çeşitli bileşimdeki karışımlarla doldurulması işlemidir.

Zemin iyileştirme yöntemleri aşağıdaki amaçlarla yapılır. [2]

- Zayıf zeminin taşıma kapasitesini artırmak,
- Toplam oturmayı azaltıp konsolidasyonu hızlandırmak,
- Dolgu ve şevlerin stabilitesini sağlamak,
- İstinat duvarlarını desteklemek
- Zeminin potansiyel sıvılaşma riskini azaltmak

Zemin iyileştirme yöntemlerini; mekanik (kompaksiyon) yöntemler, suyun ortamdan uzaklaştırılması-drenaj, zemin içinde rijit kolonlar oluşturulması, enjeksiyon teknikleri, donatılı stabilizasyon-geosentetikler, katkı maddeleri ile stabilizasyon ve ısıl işlemler ana başlıkları altında sıralayabiliriz.

Çalışmanın ana amacı; zemin içinde rijit kolonlar oluşturulması yöntemlerinden biri olan, jet grout yöntemi ile yapılan bir zemin iyileştirme uygulamasında uygulamanın zemin parametrelerine etkisinin belirlenmesidir. Proje uygulama öncesinde ve sonrasında arazi ve laboratuvar çalışmaları ile zeminin geoteknik parametreleri belirlenmiş ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. [3]

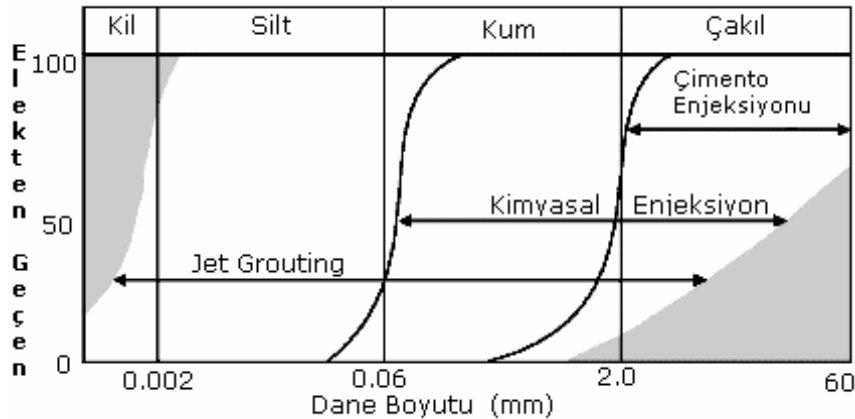
2. JET GROUT YÖNTEMİ

Günümüzde zemin içinde rijit kolonlar oluşturulması ile ilgili en yaygın kullanım alanı bulan yöntemlerden biri de jet grout yöntemidir.

Zemin içinde 90 mm çaplı bir delik açılarak istenilen derinliğe erişilir. sonra delgi borusu kendi etrafında dönerek yukarıya doğru çekilirken basınçlı çimento-su karışımı püskürtülerek zemin parçalanıp uzaklaştırılır. bu şekilde meydana gelen boşlukta çimento-su ve çok az da zemin içeren bir kolon oluşturulur [4].

Oluşturulan kolonlarla yapıdan aktarılan düşey yükler rahatlıkla taşınır ve zeminde oluşturulan sıkışma ile zemin geoteknik özellikleri de iyileştirilir. Sonuçta zayıf zeminin taşıma gücü artmış, yük altındaki oturma değerleri azalmış ve aynı zamanda sıvılaşmaya karşı hassas olan gevşek zeminler de iyileştirilmiş olur.

Jet Grout yönteminin uygulanabildiği zeminler geniş bir yelpaze oluşturmakla birlikte gevşek kaba daneli, yumuşak ince daneli, organik ve turbalık zeminlerde uygulanması durumunda çok iyi sonuçlar vermektedir. Jet grout yönteminin uygulanabildiği zemin aralığı Şekil 1'de gösterilmiştir.



Şekil 1. Jet Grout Yönteminin Uygulanabildiği Zemin Aralığı

Jet grout uygulamaları farklı mühendislik problemlerinin çözümünde farklı amaçlar için kullanılmaktadır. Bunlar; zeminlerin iyileştirilmesi, yapı yüklerinin taşınması, sıvılaşma ve geçirimsizlik sağlanması gibi su ile ilgili problemlerdir. [5]

Tablo 1. Jet Grout Yöntemi İmalat Parametreleri (Lunardi, 1977)

SİSTEM	ENJEKSİYON TİPİ	BASINÇ	NOZZLE ADEDİ ve ÇAPI	ÇEKME HIZI	DÖNME HIZI	SU / ÇİMENTO ORANI	POMPA KAPASİTESİ
		(bar)	(adet, mm)	(cm/dak)	(rpm)	-	(lt / dak)
JET 1	Çimento	400 - 550	1 - 2 x 2 - 5	15 - 100	5 - 15	1,0 - 1,5	70 - 600
JET 2	Çimento	400 - 550	1 - 2 x 2 - 5	10 - 30	4 - 8	1,0 - 1,5	70 - 600
	Hava	10 - 12	-	10 - 30	-	-	4000 - 10000
JET3	Çimento	50 - 100	1 - 2 x 4 - 5	6 - 15	4 - 8	1,2 - 1,5	80 - 200
	Hava	10 - 12	-	6 - 15	-	-	4000 - 10000
	Su	-	-	6 - 15	-	-	40 - 100

Jet kolonlarının yapısal taşıyıcı eleman olarak kullanılması durumunda rijit kolonlar sağlam zemin içerisine girerek, üst yapıdan gelen tüm yük güvenli bir şekilde sağlam tabakalara aktarılmış olur. Diğer bir yandan kolonlar sağlam olmayan bir zemin içerisinde sonlanıyorsa yani sağlam tabakaya girmiyorsa kolonlar üst yapıdan gelen yükün büyük bir kısmını taşımakla birlikte yükün bir kısmı da sağlam olmayan zemin tarafından taşınır ve bu durumda jet kolonlar zemin iyileştirme amacı ile kullanılmış olur. Oturmalar bu iki duruma göre farklılık gösterebilir. [6]

3. ÇALIŞMADA İZLENİLEN YOL

Uygulamaya yönelik proje olarak Kayseri Anbar bölgesinde bulunan Alibeyoğlu Hırdavat Anonim Şirketi'ne ait Toptan Ticaret Binası inşaat alanı seçilmiştir.(Şekil 2) İnşaat alanı ile ilgili arazi çalışmaları, laboratuvar deneyleri, projelendirme ve yapım aşamaları denetimimizde gerçekleştirilmiştir.

İnşaa edilecek yapının eni 27 metre, boyu 114 metre olup oturma alanı 3078 m² dir. İnşaat malzemesi satış ve depolama amaçlı kullanılmaktadır. Projelendirmede statik verilere göre G + Q = 5800 ton göz önüne alınmıştır. [3]



Şekil 2. Alibeyoğlu Hırdavat Anonim Şirketi'ne ait Toptan Ticaret Binası inşaat alanı

Uygulamada değerlendirilen zemin, yapılan sondaj çalışmalarında 6.00 – 7.00 metre derinliğe kadar devam eden Turba Zemin tabakasını Düşük Plastisiteli Silt (ML), Killi Kum (SC), Düşük Plastisiteli Silt (ML), Düşük Plastisiteli Kil (CL) zemin tabakalarının ardalanması izlemektedir. Yer altı su seviyesi ise 1,5 metre derinliktedir. Bu zemin üzerinde arazi ve arazide yapılan çalışmalar sırasında alınan numuneler üzerinde laboratuvar çalışmaları yapılmıştır.

İlk aşamada; uygulamaya yönelik jet grout projeleri yapımı için veri toplanarak, konu ile ilgili laboratuvar deneyleri yapılarak proje verileri saptanmıştır.

İkinci aşamada; elde edilen verilere göre jet grout uygulaması ile ilgili hesaplar yapılarak; jet grout kolonlarının çapı ϕ 80 cm, boyu $L = 15,00$ metre, taşıma yükü 60 ton, yapı yükleri ve temel planına göre kolon sayısı 149 adet ve yerleşim aralıkları 3,00 metre olarak belirlenmiştir. Ve bu değerlere göre proje araziye uygulanmıştır.[7]

Arazide; jet grout uygulama öncesi ve sonrasında; SPT içeren sondaj çalışmaları, rezistivite deneyi, sismik deney ve jet grout kolon çap kontrolü çalışmaları yapılmıştır.

Laboratuvarda ise; su muhtevası deneyi, kıvam limitleri deneyleri, piknometre deneyi, hidrometre deneyi, organik madde tayini, konsolidasyon deneyi, serbest basınç deneyi, cep penetrometre deneyi, torvane (cep veyn) deneyi, kesme kutusu, jet grout kolon karot numuneleri basınç deneyi çalışmaları yapılmıştır.

Deney sonuçlarından elde edilen zemin parametreleri üzerindeki etkinin belirlenebilmesi için sırası ile taşıma gücü, oturma değerleri, sıvılaşma ve permeabilite (k) katsayısı değerleri hesaplanarak uygulama öncesi ve sonrası değerleri kıyaslanmıştır.

Uygulama sonrasında yerinde yapılmış olan jet grout kolon başından tam karot alınarak ve laboratuvar ortamında kırımı yapılmış ve jet grout ortalama taşıma gücü 6,50 Mpa olarak bulunmuştur.

Son olarak jet grout kolon aralarının iyileştirilmeye katkısını belirlenmek için; yukarıda bahsedilen deney ve çalışmalar jet kolon merkezinden D ve 1,5D mesafede yapılarak kıyaslama yapılmıştır. Jeofizik ölçümlerle çalışmaya desteklenmiştir.[3]

4. ELDE EDİLEN VERİLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Yapılan çalışmada; ALİBEYOĞLU Hırdavat Nalburiye Makine Boya San. Tic. Ltd. Şti. Hizmet Binası ile ilgili elde edilen veriler kullanılmıştır. Çalışmada jet grout uygulamadan önceki zemin parametreleri ile uygulama sonrası parametreler karşılaştırılmıştır.[3] SPT değerlerinin çok düşük olmasından dolayı turba tabakasında belirli bir iyileşme gözlenememişken, düşük plastisiteli silt, kil ve killi kum tabakalarında SPT artışları gözlenmiştir. Sonuç olarak çok yumuşak zemin tabakalarında hissedilir bir artış gözlenmezken, kumlu tabakalarda merkezden ‘D’ uzaklıkta %50’ye varan SPT artışları gözlenmiştir.

Tablo 2. SK1 Ve SK2 Sondaj Kuyularına Ait Karşılaştırılmalı SPT N₃₀ Değerleri

SPT DENEY SONUÇLARI					
SK1			SK2		
Derinlik (m)	SPT	N ₃₀	Derinlik (m)	SPT	N ₃₀
1,50	N: 1-2-1	3	1,50	N: 1-1-1	2
3,00	N: 1-1-2	3	3,00	N: 1-1-1	2
4,50	N: 2-2-1	3	4,50	N: 1-2-2	4
6,40	N: 2-3-2	5	6,00	N: 1-1-2	3
7,50	N: 3-4-4	8	7,90	N: 3-4-4	8
9,00	N: 2-3-5	8	9,40	N: 6-6-6	12
10,50	N: 3-3-3	6	10,50	N: 4-3-3	6
12,00	N: 4-4-4	8	12,00	N: 2-5-5	10
13,50	N: 4-4-2	6	13,50	N: 4-5-4	9
15,00	N: 5-4-5	9	15,00	N: 5-4-5	9

*SK1 : iyileştirme yapılmayan alandaki sondaj değerleri

**SK2 : jet kolon merkezinden ‘D’ mesafe uzaklıktaki sondaj değerleri

Yeşil Düşük Plastisiteli Siltli Kil zemininin üzerinde jet grout öncesi ve alınan örselenmemiş zemin örnekleri üzerinde yapılan serbest basınç deney sonuçlarına göre kohezyon, serbest basınç mukavemeti ve SPT N₃₀ değerlerinde artış gözlenmiştir. Bu değer artışları jet grout kolon merkezinden ‘D’ uzaklığındaki bölgeler için geçerlidir. Kolon merkezinden uzaklaştıkça artış değerleri de azalacaktır.

Jet öncesi ve jet sonrası açılan muayene çukurlarında alınan turba zemin örnekleri üzerinde yapılan torveyn ve cep penetrometresi deney sonuçlarından elde edilen değerlere bakıldığında her iki deneyde de turbada mukavemet artışı gözlenmiştir.

Tablo 3. Turbalık Zemin Kayma Mukavemeti Özellikleri

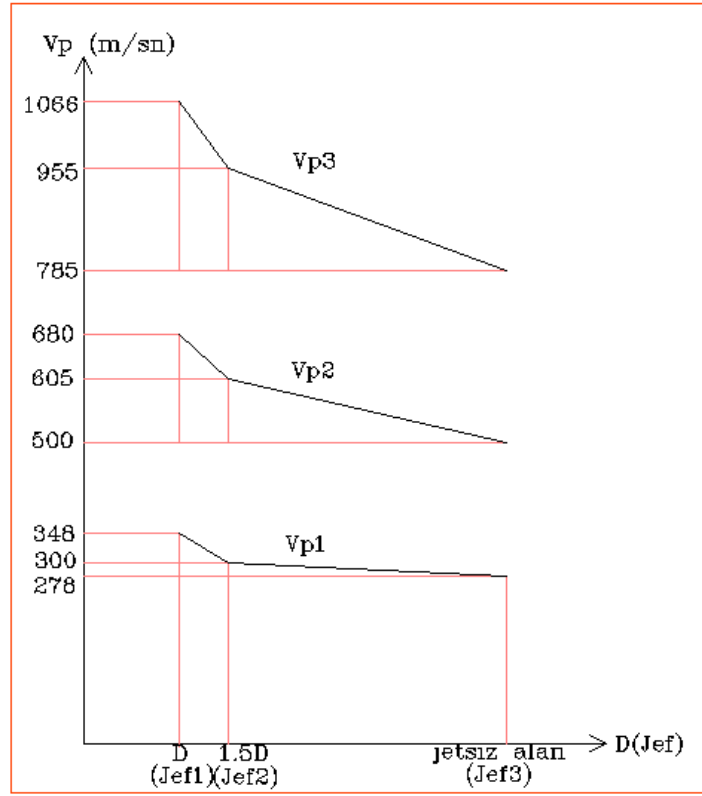
Sondaj No	Derinlik (m.)	Numune	Torveyn q_u ortalama kg/cm^2	Cep Penetrometre q_u ortalama kg/cm^2
AÇ 1	1,50	JG Öncesi Örselenmemiş	1,11	0,88
AÇ 2	1,50	JG Sonrası Örselenmemiş	1,19	0,95

Yeşil Düşük Plastisiteli Siltli Kil zemininin üzerinde jet grout öncesi ve alınan örselenmemiş zemin örnekleri üzerinde yapılan konsolidasyon deney sonuçlarına göre hacimsel sıkışma katsayısı değeri düşmekte, hesaplanan permeabilite değeri ise artmaktadır. Bu bir tipik sıkışma davranışdır.

Tablo 4. Yeşil Kil – CL Konsolidasyon Deney Sonuçları

Sondaj No. Derinlik (m)	Tabii Birim Hacim Ağırlık t/m^3	Hacimsel Sıkışma Katsayısı $m_v - cm^2/kg$	Konsolidasyon Hızı $c_v - cm^2/sn$	Permeabilite $k - cm/sn$	SPT N_{30}
SK 1 6,00	1,85	0,395	0,790	0,00031	5
SK 2 7,50	1,85	0,675	1,150	0,00078	8

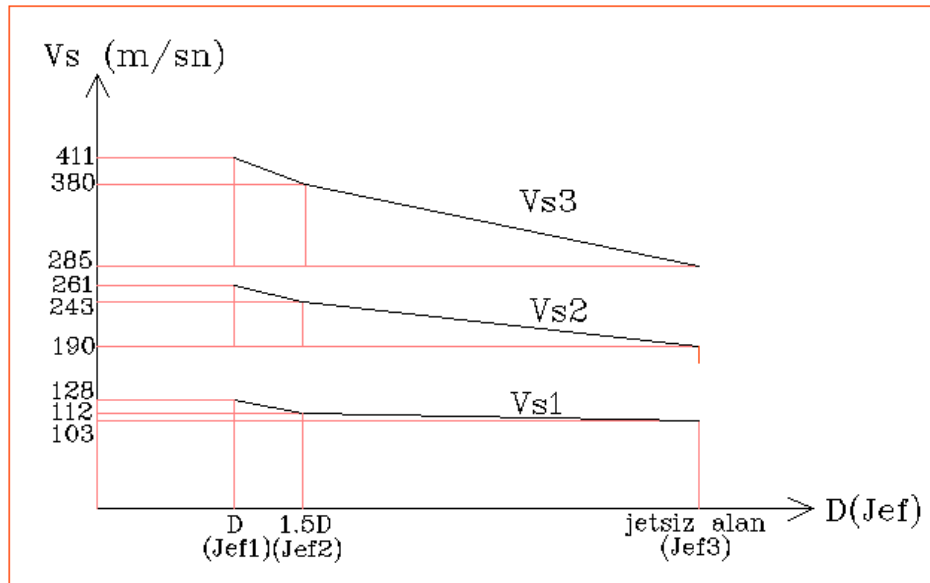
Sismik kırılma yönteminde serim açıklığı göz önüne alındığında bulunan değerler yüzeyden 12-13 metre derinliğe kadar olan genel zemin davranışını karakterize etmektedir. Ölçülen hızlardaki artışlar iyileşmenin kolon merkezinden başlayarak azaldığını açıkça göstermektedir. P ve S dalga hızlarındaki değişimine bakıldığından iyileşme gözlenmektedir.



Şekil 3. İnceleme Alanında Ölçülen P Dalgası Hız Grafiği

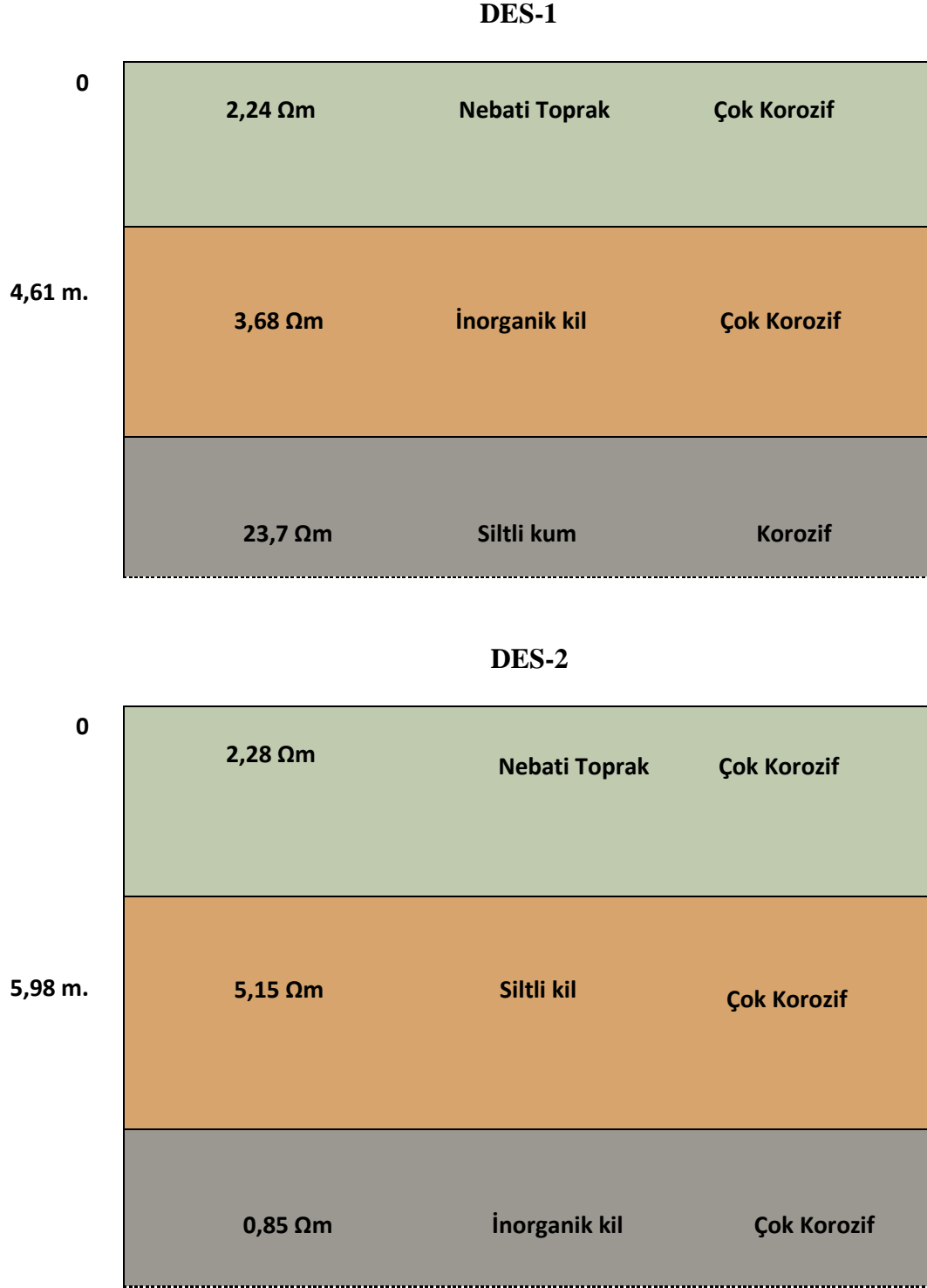
İncele alanında yapılan sismik kırılma profilleri JEF-1, JEF-2 ve JEF-3 profil hattı şeklinde alınmıştır. JEF-1 ve JEF-2 iyileştirme uygulanan alanda, JEF-3 ise iyileştirme uygulanmayan bölgede yapılmıştır. Profil hattı uygulama yerleri aşağıda verilmiştir.[8]

- JEF-1 profil hattı jet grout kolon merkezinden 'D=80 cm' uzaklıkta
- JEF-2 profil hattı jet grout kolon merkezinden '1,5*D=120 cm' uzaklıkta
- JEF-3 profil hattı iyileştirme yapılmamış alanda



Şekil 4. İnceleme Alanında Ölçülen S Dalgası Hız Grafiği

Rezistivite (Özdirenç) deney sonuçları değerlendirildiğinde temel zeminindeki tabakalı yapılanma ve tabaka sınırları deney sonuçlarındaki elektriksel dirençlere bağlı olarak belirlenmiştir. (*DES-1: iyileştirme yapılan alan, **DES-2: iyileştirme yapılmayan alan)



Şekil 5. Düşey Elektrik Sondajı Ölçümleri Sonucunda Elde Edilen Olası Yeraltı Modeli

5. SONUÇLAR

Uygulamada ALİBEYOĞLU Hırdavat Nalburiye Makine Boya San. Tic. Ltd. Şti. Hizmet Binası ile ilgili yapılan çalışmalar dikkate alınmıştır.

Çalışmalar sonucunda elde edilen sonuçların genel olarak özetlenmesi aşağıda yapılmıştır.

- Jet grout yöntemi; özellikle gevşek kumlar ve siltlerde, kohezyona bağlı olarak killerde temel zemini iyileştirme yöntemi olarak yaygın olarak ve başarı ile kullanılan bir yöntemdir.
- Temel zemini iyileştirme amaçlı kullanılıyor ise daha küçük çaplar ve daha sık kazık aralıkları olacak şekilde planlama yapılmalıdır. Kazık aralıkları açıldıkça iyileştirme yüzdesi düşmektedir.
- Turbalık ve çok yumuşak killerde zemin özellikleri üzerinde hissedilir bir iyileştirme etkisi gözlenmemektedir.
- Çok gevşek ve gevşek kumlarda sıkılaşıma ile sıvılaşmaya karşı güvenle kullanılabilir.
- Oldukça pratik, hızlı ve ekonomik bir iyileştirme yöntemidir.

Sonuç olarak; jet grout yöntemi uygun projelendirme koşullarında kaba daneli gevşek ve yumuşak ince daneli zeminlerde taşıma gücü arttırmak, düşey yükleri taşıtmak, oluşabilecek deformasyonları minimize edebilecek, sıvılaşma durumunda önlem olarak kullanılabilen bir yöntemdir.

KAYNAKLAR

- [1] Özdemir, A., Özdemir, M., 2006, Zayıf Zeminlerin İyileştirilmesi ve Son Yıllarda Yaygın Olarak Uygulanan Bazı Zemin İyileştirme Yöntemleri, Sondaj Dünyası Dergisi,3, 34-38
- [2] Sağlamer, A., 2011, Zemin İyileştirme Yöntemleri, ZM11, Trabzon, Karadeniz Teknik Üniversitesi
- [3] Çınar, H., ‘‘ Zemin İyileştirilmesinde Jet Grout Yöntemi ve Uygulamaya Yönelik Proje Çalışmaları’’, Yüksek Lisans Tezi, Kayseri, 86-89 s.,125-129 s,
- [4] Toğrol, E., ‘‘ Jet-Grout Kolonlarının Yapımında Kalite Denetimi’’, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Yedinci Ulusal Kongresi, 22-23 Ekim 1998, Yıldız Teknik Üniversitesi
- [5] Keller, The soilcrete- jet grouting process, sa.6-11, (web sayfası: www.kellerasia.com), (erişim tarihi: ocak 2014)
- [6] Çınar, M., Akaya, A. B., Jetgrouting uygulama tekniği, s.326, (web adresi: www.maden.org.tr), (erişim tarihi: aralık 2013).
- [7] Kara, H.B., Kaya, Z., Uncuoğlu, E., Çayabatmaz, Ş., 2013, Jet Grout Temel Zemini İyileştirme Raporu ve Projesi, T.C. Erciyes Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Geoteknik Anabilim Dalı, Mart 2013.
- [8] Ünal, G., Parsele Esas Jeofizik Etüt Raporu, Farkım Mimarlık Mühendislik, Temmuz 2013, 2-14 s.

MİKRONİZE KİL KATKILI ÇİMENTO ENJEKSİYONUNUN GRANÜLER ZEMİNLERİN GEÇİRİMLİLİĞİNE ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI

THE INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF MICRONIZED CLAY-
CEMENT INJECTION ON PERMEABILITY OF GRANULAR SOILS

Semet ÇELİK¹ Babak KARIMI GHALEHJOUGH² Payam MAJEDI³
Suat AKBULUT⁴

ABSTRACT

The filling of the pores with grouting to decrease soil permeability have been widely used in practice. Clay grouting applications for decreasing hydraulic conductivity in the soil are known as having significant potential. In this work, the effect of a micronized clay on hydraulic conductivity of granular soils was investigated. For this purpose, Grouts mixing in different ratios of micronized clay and cement were mixed at Soil Mechanics Laboratory and these prepared grouts were injected to granular soils under laboratory conditions. Cement grouts with micronized clay additive were injected and changes in permeability were investigated on the injected soil samples after 7 and 28 days hydration. It showed that permeability decreased significantly in the samples grouted with cement and micronized clay depending on relative density and water/solid ratio by comparing with reference samples. It is thought that showed a beneficial effect on permeability since micronized clay particles better fill the voids and absorb to water in the environment depending on the mineral structure.

Keywords: Micronized clay, cement, hydraulic conductivity, injection.

ÖZET

Granüler zeminlerin geçirimliliğini azaltmak için enjeksiyon ile zemin boşluklarının doldurulması pratikte yaygın olarak uygulanmaktadır. Zeminlerde hidrolik iletkenliğin azaltılması için kil enjeksiyon uygulamalarının önemli potansiyele sahip olduğu bilinmektedir. Bu çalışmada bir mikronize kilin granüler zeminlerin hidrolik iletkenliğine

¹ Yrd.Doç.Dr., Atatürk Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, scelik@atauni.edu.tr

² İnş.Yük.Müh., Atatürk Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, karimi.babak@gmail.com

³ İnş.Yük.Müh., Atatürk Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, pmajedi@atauni.edu.tr

⁴ Prof.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, sakbulut@yildiz.edu.tr

etkisi araştırılmıştır. Bu maksatla, Zemin Mekaniği laboratuvarında bir mikronize kil katkısı çimento ile farklı oranlarda karıştırılmış ve hazırlanan bu karışımlar laboratuvar koşullarında granüler zeminlere enjekte edilmiştir. Mikronize kil katkılı çimento groutlar enjeksiyon edilmiş ve numunelerin 7. ve 28. günde geçirimsizlikteki değişimleri araştırılmıştır. Mikronize kil katkılı çimento enjeksiyonu yapılan numunelerde rölatif sıklığa ve su/katı oranına bağlı olarak geçirimsizliğin önemli oranda (referans numunesine göre) azaldığı görülmüştür. Mikronize kil partiküllerinin zemin boşluklarını daha iyi doldurduğu ve mineral yapısına bağlı olarak ortamdaki suyu bünyesinde tuttuğu için geçirimsizlik üzerinde olumlu etki gösterdiği düşünülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Mikronize kil, çimento, hidrolik iletkenlik, enjeksiyon.

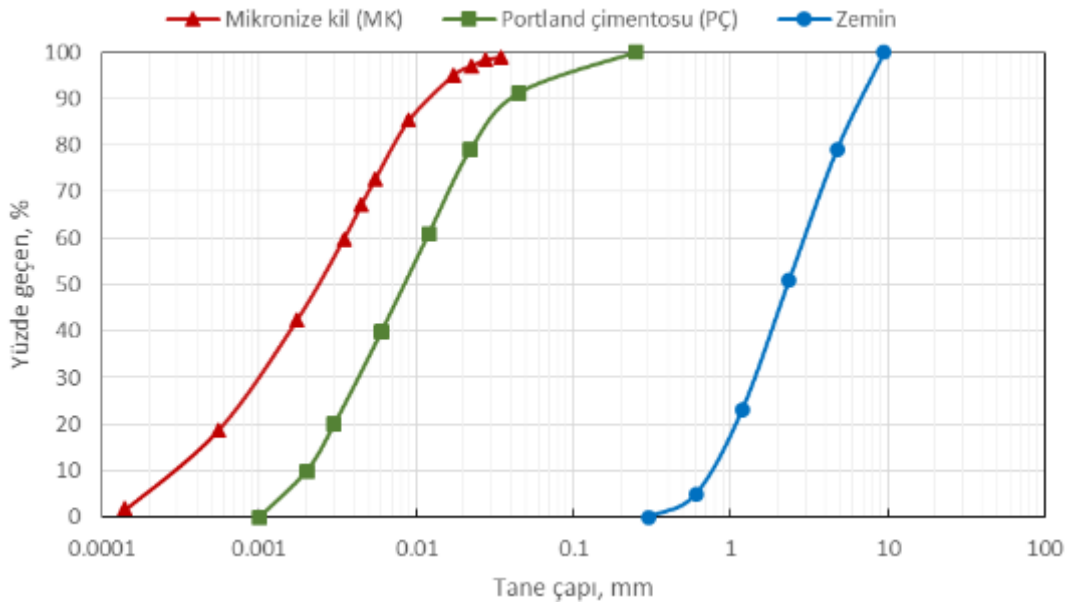
1. GİRİŞ

Enjeksiyon, zemin içerisine süspansiyon veya solüsyon halinde değişik maddelerin (groutların) belirli basınçta püskürtülmesi ile zemin özelliklerinin iyileştirilmesi yöntemidir. Enjeksiyonda amaç zeminin kayma mukavemetini artırmak, hidrolik iletkenlik ve sıkışabilirliğini azaltmaktır [1, 2, 3, 4, 5]. Başarılı bir enjeksiyon zemin boşluklarının yeterli bir şekilde doldurulmasına ve groutlar ile zemin arasındaki bağlantıya bağlıdır [4]. Portland çimentosu zemin enjeksiyonunda başarılı bir şekilde kullanılmaktadır. Hem başarılı enjeksiyon yapmak hemde enjeksiyon maliyetinin düşürmek amacıyla, silis dumani, uçucu kül gibi endüstriyel atıklar ve kil zemin enjeksiyonunda çimento ile birlikte değerlendirilmektedir [6, 7, 8, 9, 10]. Literatürde kil-çimento karışımının zemin enjeksiyonunda kullanıldığı çalışmalar mevcuttur. Ancak, mikronize kil-çimento karışımlarının enjeksiyonu ile ilgili çalışma bulunmamaktadır. Bu çalışmada, karışımlar farklı oranlarda mikronize kil (MK) ve çimento (PÇ) kullanılarak (%0 MK+%100PÇ, %5 MK+%95PÇ, %10 MK+%90PÇ, %15 MK+%85PÇ), 1/1, 1.5/1, 2/1 su/katı oranlarında, iki farklı rölatif sıklıkta (D_r =%30, D_r =%70) hazırlanmış kötü derecelenmiş çakıllı kum zemine (SP) enjeksiyon edilmiş ve 7. ve 28. günde numunelerdeki hidrolik iletkenliklerinin değişimi incelenmiştir.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

2.1. Materyal

Enjeksiyonlu zemin örneklerinin geçirimsizliğinin araştırıldığı bu çalışmada USCS sınıflandırma sistemine göre SP (kötü derecelenmiş çakıllı kum) zemin kullanılmıştır. Enjeksiyon malzemesi olarak da Portland çimentosu (PÇ) ve yüksek plastisiteli (CH) mikronize kil (MK) kullanılmıştır. Kullanılan mikronize kilin, portland çimentosunun ve kötü derecelenmiş çakıllı kum zeminin granülometri eğrisi Şekil 1'de verilmiştir.



Şekil 19. Deneilerde Kullanılan Zemin ve Karışım Malzemelerinin Granülometri Eğrisi

Enjeksiyon uygulanan SP zeminin indeks özellikleri Tablo 2’de verilmiştir.

Tablo 2. Enjeksiyon Deneilerinde Kullanılan Zeminin İndeks Özellikleri

Parametre	Birim	Değer
Özgül ağırlık, G_s	-	2.66
Maksimum boşluk oranı, e_{max}	-	0.93
Minimum boşluk oranı, e_{min}	-	0.63
Maksimum kuru birim hacim ağırlık, γ_{kmax}	kN/m^3	16.3
Minimum kuru birim hacim ağırlık, γ_{kmin}	kN/m^3	13.8
D_{10}	mm	0.87
D_{30}	mm	1.78
D_{60}	mm	4.68
Üniformluluk katsayısı, C_u		5.37
Eğrilik katsayısı, C_c		0.77
Zemin sınıfı		SP

Deneilerde kullanılan mikronize kilin likit limiti (W_L) değeri %92, plastik limit değeri (W_p) %38 olarak belirlenmiştir. Zemin sınıfı Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre yüksek plastisiteli kil (CH) olarak bulunmuştur [11].

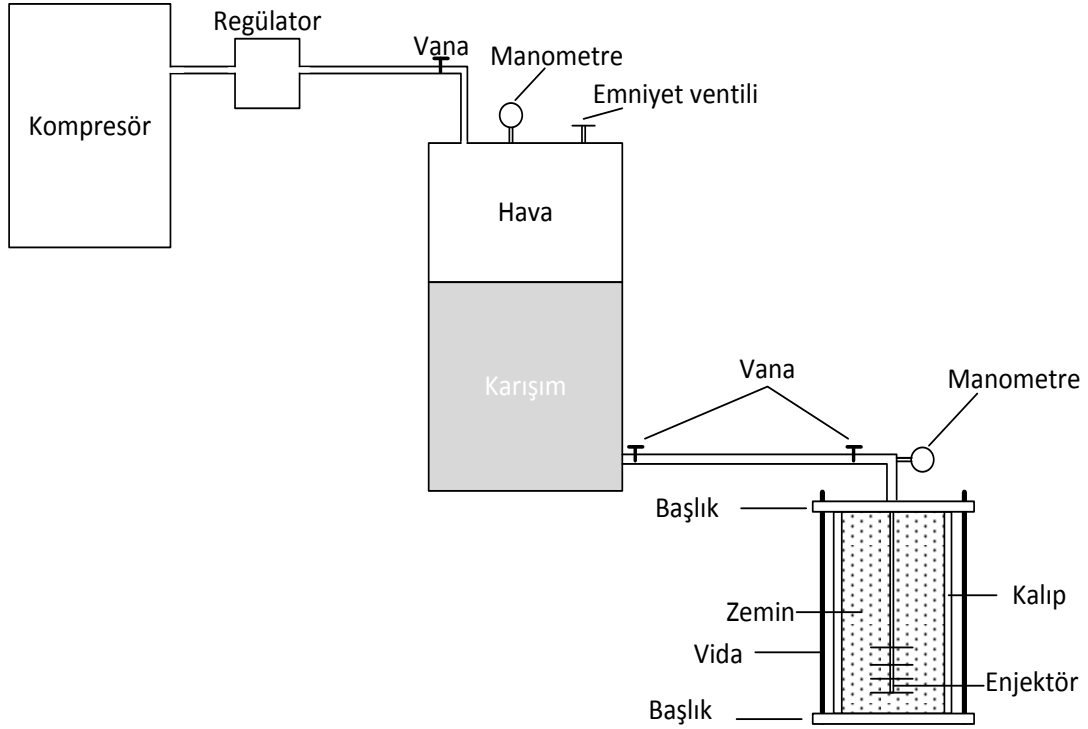
2.2. Yöntem

Kötü derecelenmiş çakıllı kum (SP) zemin, 10 cm çapında 20 cm yüksekliğinde silindirik kalıplara, $D_r=30$ ve $D_r=70$ rölatif sıklıkta yerleştirilmiştir. Bu numunelere çimento ve toplam ağırlığın %5, %10, %15 oranlarında mikronize kil katkısı içeren karışımlar 100 kPa basınç altında enjeksiyona tabi tutulmuştur. Karışımların su/katı oranları 1/1, 1.5/1 ve 2/1 olarak seçilmiştir. İki ayrı rölatif sıklıkta ($D_r=30$ ve $D_r=70$) zemin her seferinde tartılarak kalıplara yerleştirilmiş ve enjeksiyon uygulanmıştır. Zeminin kalıplara üniform yerleşmesini sağlamak için bir huni kullanılmıştır. İstenilen sıklıkta zemin hazırlandıktan sonra, kalıbın başlığı takılmış başlık vidaları sıkılarak enjeksiyona hazır hale getirilmiştir [9]. Deneylerde kullanılan zemin ve karışımlara ait bilgiler Tablo 3’de verilmiştir.

Tablo 3. Karışım ve Zemin Numunelerinin Özellikleri

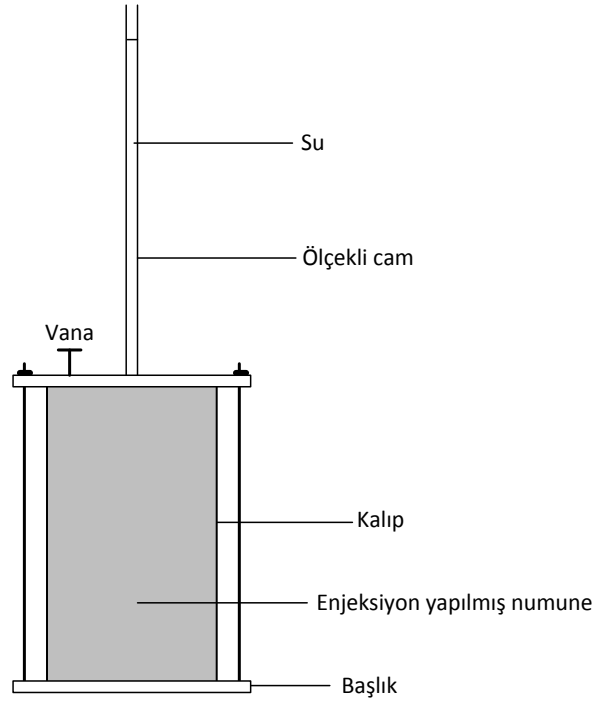
Deney No.	Rölatif sıklık (%)	Katkı/çimento Oranı (%)	Su/katı (ağırlık)	Enjeksiyon Basıncı (kPa)
MK101	30	100	1/1	100
MK102	30	100	1.5/1	100
MK103	30	100	2/1	100
MK111	30	5/95	1/1	100
MK112	30	5/95	1.5/1	100
MK113	30	5/95	2/1	100
MK121	30	10/90	1/1	100
MK122	30	10/90	1.5/1	100
MK123	30	10/90	2/1	100
MK131	30	15/85	1/1	100
MK132	30	15/85	1.5/1	100
MK133	30	15/85	2/1	100
MK201	70	100	1/1	100
MK202	70	100	1.5/1	100
MK203	70	100	2/1	100
MK211	70	5/95	1/1	100
MK212	70	5/95	1.5/1	100
MK213	70	5/95	2/1	100
MK221	70	10/90	1/1	100
MK222	70	10/90	1.5/1	100
MK223	70	10/90	2/1	100
MK231	70	15/85	1/1	100
MK232	70	15/85	1.5/1	100
MK233	70	15/85	2/1	100

Deneyleerde kullanılan mikronize kil-çimento karışımlar Tablo 2’de belirtilen oranlarda ve su/katı oranlarında 1400 dev/dak dönme hızına sahip bir mikser ile hazırlanmıştır. Her bir karışımın karıştırılma süresi ortalama 10 dakika olarak tutulmuştur. Hazırlanan karışım basınç tankına yerleştirilerek enjeksiyon işlemine tabi tutulmuştur. Enjeksiyon düzeneği Şekil 20’de verilmiştir.



Şekil 20. Enjeksiyon Deneyleerinde Kullanılan Düzenek

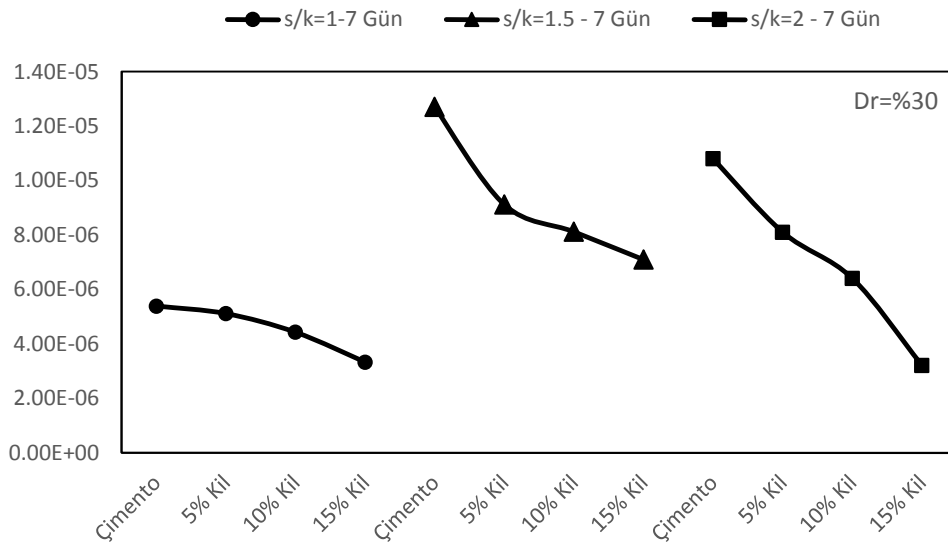
İstenilen sıklıkta hazırlanan numuneler daha sonra enjektör ile kalıp içinde alttan üste doğru enjeksiyona tabi tutulmuştur. Enjeksiyon basıncı deney sırasında sabit 100 kPa olarak tutulmuştur. Enjeksiyon uygulandıktan sonra numuneler 7. ve 28. günde ki geçirimsizlik testleri için tamamen su içinde kür edilmiştir. Numunelerin 7. ve 28. günde sudan çıkarılarak, kalıp ile beraber, permeabilite deney düzeneğine konulmuştur. Permeabilite deney düzeneği Şekil 21.’de verilmiştir. Her bir deney en az üç kez tekrar edilmiştir.



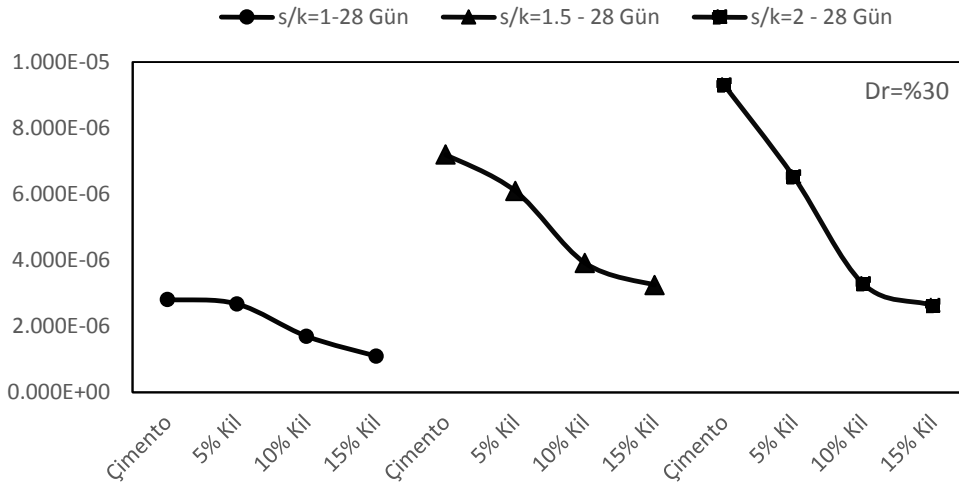
Şekil 21. Permeabilite Deney Düzenegi

3. ARAŞTIRMA BULGULARI

Enjeksiyon yapılan numunelere 7. ve 28. gün sonunda ASTM D5084-10 yöntem A' ya göre hidrolik iletkenlik deneyleri yapılmıştır. Mikronize kil yüzdesine bağlı olarak rölatif sıkılık, $D_r = \%30$ için su/katı oranına bağlı olarak 7. gündeki hidrolik geçirimsizlik katsayılarının değişimi Şekil 4'de ve 28. Gündeki hidrolik geçirimsizlik katsayılarının değişimi ise Şekil 5'de verilmiştir.



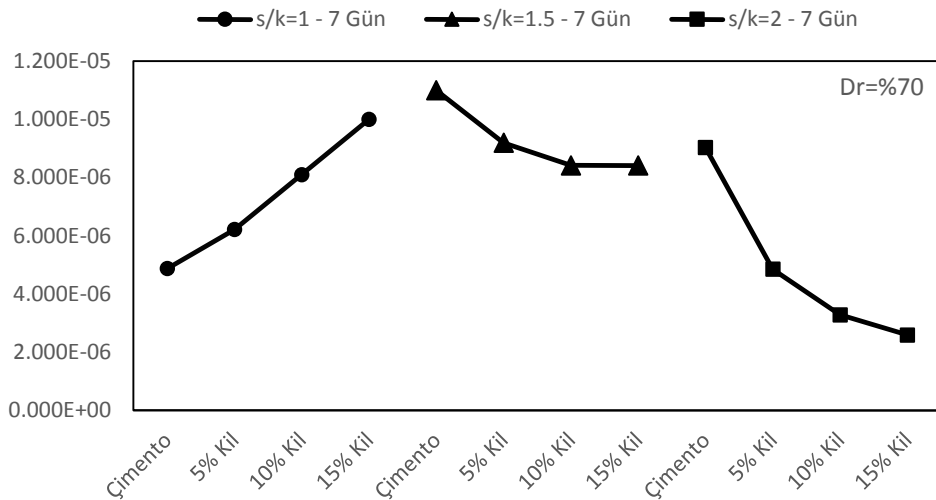
Şekil 22. $D_r = \%30$ Rölatif Sıkılıkta Enjeksiyon Uygulanmış Numunelerin 7.Günde Hidrolik Geçirimsizliklerinin Mikronize Kil Yüzdesine Bağlı Olarak Değişimi



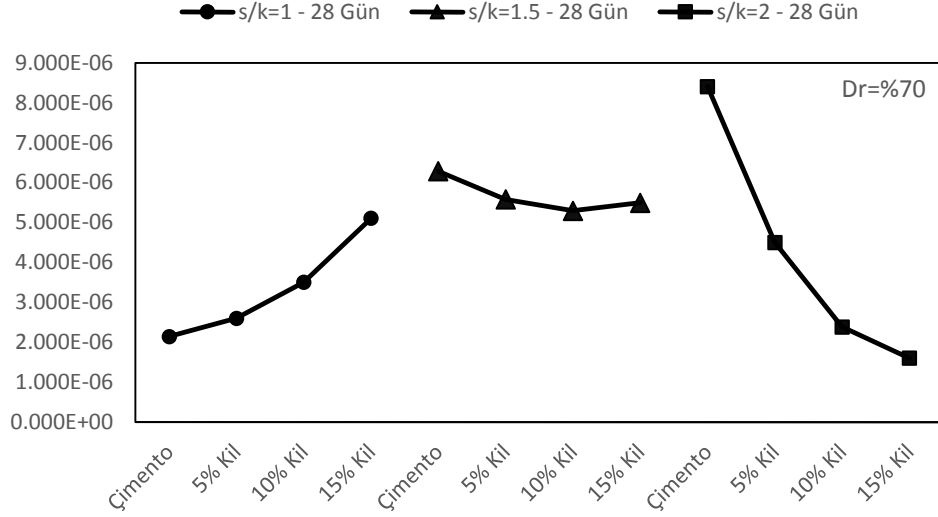
Şekil 5. Dr=%30 Rölatif Sıklıkta Enjeksiyon Uygulanmış Numunelerin 28.Günde Hidrolik Geçirimsizliklerinin Mikronize Kil Yüzdesine Bağlı Olarak Değişimi

Dr=%30 rölatif sıklıkta mikronize kil enjeksiyon numunelerinin geçirimsizliğini azaltmıştır. Dr=%30 rölatif sıklıkta ve su/katı=1 olan numunelerde %15 mikronize kil kullanılması durumunda referans numuneye (%0MK+%100PÇ) göre 28. günde geçirimsizlik 2.5 kat azalmıştır. Su/katı oranı arttıkça mikronize kil katkısının da geçirimsizlik üzerindeki etkisi artmıştır. Dr=%30 da, su/katı=2/1 için sadece çimentonun 28. günde hidrolik geçirimsizlik katsayısı $k=9.3 \times 10^{-6}$ cm/sn iken %15 mikronize kil katkılı numunelerde bu değer $k=2.63 \times 10^{-6}$ cm/sn olmuştur. Dr=%30 rölatif sıklıkta ve su/katı=2/1 oranında, %15 mikronize kil katkılı numunelerin 28. günde hidrolik geçirimsizlik katsayısı referans numuneye göre 3.5 kat azalmıştır. 28. günde hidrolik geçirimsizlik katsayısı su/katı=1.5 olan numunelerde de, %15 mikronize kil kullanılması durumunda referans numuneye göre 2.2 kat azalmıştır. Aynı şekilde mikronize kil yüzdesine bağlı olarak 7. günde hidrolik iletkenlik değerinde azalma meydana gelmiştir.

Mikronize kil yüzdesine bağlı olarak rölatif sıklık, $D_r=70$ için su/katı oranına bağlı olarak 7. gündeki hidrolik geçirimsizlik katsayılarının değişimi Şekil 6.'da ve 28. gündeki hidrolik geçirimsizlik katsayılarının değişimi ise Şekil 7.'de verilmiştir.



Şekil 6. $D_r=70\%$ Rölatif Sıklıkta Enjeksiyon Uygulanmış Numunelerin 7.Günde Hidrolik Geçirimsizliklerinin Mikronize Kil Yüzdesine Bağlı Olarak Değişimi



Şekil 7. $D_r=70\%$ Rölatif Sıklıkta Enjeksiyon Uygulanmış Numunelerin 28.Günde Hidrolik Geçirimsizliklerinin Mikronize Kil Yüzdesine Bağlı Olarak Değişimi

Şekil 6. ve Şekil 7. incelendiğinde su/katı=1/1 olan numunelerde mikronize kilin hidrolik geçirimsizliği arttırdığı görülmektedir. $D_r=70\%$ rölatif sıklıkta ve su/katı=1 olan numunelerde %15 mikronize kil kullanılması durumunda referans numuneye (%0MK+%100PÇ) göre 28. günde geçirimsizlik 2.4 kat artmıştır. Mikronize kil katkısının su/katı=1.5/1 olan numunelerde hidrolik geçirimsizliği çok fazla değiştirmediği, su/katı=2/1 olan numunelerde ise hidrolik geçirimsizliği azalttığı görülmektedir. $D_r=70\%$ rölatif sıklık ve su/katı=2/1 için, referans numunenin 28. günde hidrolik geçirimsizlik katsayısı $k=8.4 \times 10^{-6}$ cm/sn iken %15 mikronize kil katkılı numunelerde bu değer $k=1.6 \times 10^{-6}$ cm/sn olmuştur. $D_r=70\%$ rölatif sıklıkta ve su/katı=2/1 oranında, %15 mikronize kil katkılı numunelerin 28. günde hidrolik geçirimsizlik katsayısı referans numuneye göre 5.2 kat azalmıştır. Hidrolik iletkenlik katsayısındaki değişim 7. gündeki numunelerde de aynı şekilde olmuştur.

4.SONUÇLAR

Bu araştırma kapsamında 1/1, 1.5/1, 2/1 su/katı oranlarında, %5, %10, %15 oranlarında mikronize kil katkılı çimento bulamaçları/groutları iki farklı rölatif sıklıkta ($D_r=30\%$ ve $D_r=70\%$) hazırlanmış granüler zemin ortama 100 kPa enjeksiyon basıncı altında zerk edilmiştir. Enjeksiyonlu numunelerin hidrolik geçirimsizlik katsayıları 7. ve 28. gün de belirlenmiş, elde edilen sonuçlar referans numune (katkısız çimento enjeksiyonu) sonuçları ile kıyaslanmıştır.

Deneysel çalışmalardan mikronize kil katkılı çimento enjeksiyonu yapılan numunelerde geçirimsizliğin rölatif sıklığa bağlı olarak değiştiği gözlenmiştir. $D_r=30\%$ rölatif sıklıkta enjeksiyona tabi tutulmuş numunelerde, mikronize kil yüzdesine bağlı olarak tüm su/katı oranlarında 7. ve 28. günde hidrolik geçirimsizlik değerleri oldukça azalmıştır. $D_r=70\%$ rölatif sıklıkta enjeksiyona tabi tutulmuş numunelerde ise mikronize kilin hidrolik geçirimsizliğe etkisi su/katı oranına bağlı olarak değişmiştir. $D_r=70\%$ rölatif sıklıkta ve

su/katı=1 olan numunelerde mikronize kil yüzdesiyle orantılı olarak 7. ve 28. günde hidrolik geçirimsizlik katsayıları artmış, su/katı=1.5 olan numunelerde 7. ve 28. günde hidrolik geçirimsizlik katsayıları mikronize kil yüzdesinden çok fazla etkilenmemiş ve su/katı=2/1 olan numunelerde ise 7. ve 28. gündeki hidrolik geçirimsizlik katsayıları kil yüzdesine bağlı olarak azalmıştır.

Enjeksiyonun başarısı zeminin granülometrisine, su/katı oranına, enjeksiyon basıncına ve enjeksiyonda kullanılan karışıma bağlıdır. Rölatif sıklığın %70 ve su/katı=1 olan numunelerde kil yüzdesine bağlı olarak viskozite arttığı için iyi enjeksiyon yapılamadığı ve hidrolik geçirimsizliğin arttığı söylenebilir. Rölatif sıklığın % 30 olduğu numunelerde zeminin boşluk oranı daha büyük olduğu için su/katı=1 olan numuneler bile başarılı enjeksiyona tabi tutulmuş ve mikronize kilin geçirimsizlik üzerindeki olumlu katkısı gözlenmiştir. Mikronize kilin su/katı oranına bağlı olarak zemin boşluklarını daha iyi doldurduğu ve mineral yapısına bağlı olarak ortamdaki suyu bünyesinde tuttuğu için enjeksiyonlu numunelerin geçirimsizliğini azalttığı görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Borden, R., Groome, D.M., “Influence of bentonite cement on the pumpability of compaction grouts”, ACI Spec. Publ., Vol. 83, 1984.
- [2] Shroff, A. V, Shah, D.L. (1993), “Grouting technology in tunnelling and dam construction”, A. A. Balkema
- [3] Schwarz, L.G., Krizek, R.J., “Effect of preparation technique on permeability and strength of cement-grouted sand” Geotechnical Testing Journal, Vol. 17 (4), pp. 434-443, 1994.
- [4] Akbulut, S., Saglamer, A., “Estimating the groutability of granular soils: a new approach” Tunn. Undergr. Sp. Technol., Vol 17(4), pp. 371-380, 2002.
- [5] Akbulut, S., Saglamer, A., “Evaluation of fly ash and clay in soil grouting”, Grouting and Ground Treatment ASCE, 10-12 February 2003, New Orleans, USA.
- [6] Aitcin, P.-C., Ballivy, G., Parizeau, R., “The use of condensed silica fume in grouts”, ACI Spec. Publ., Vol. 83, 1984
- [7] Krizek, R.J., Michel, D.F., Helal, M., Borden, R.H., “Engineering properties of acrylate polymer grout ”, Geotech. Spec. Publ. ASCE, pp. 712–724, 1992.
- [8] Pekrioglu, A., Doven, A.G., Tumay, M.T., “Fly ash utilization in grouting applications”, Geotech. Spec. Publ. 2 ASCE, pp. 1169–1179, 2003
- [9] Akbulut, S., Saglamer, A., “Modification of hydraulic conductivity in granular soils using waste materials” Waste Managment, Vol. 24 (5) 24, pp. 491–499, 2004.
- [10] Sonebi, M., “Optimization of cement grouts containing silica fume and viscosity modifying admixture.” J. Mater. Civ. Eng., Vol 22(4), pp. 332–342, 2010.
- [11] Pekdemir Y. (2013), “Silis Dumanı, Kırmızı Çamur ve Kireç İle Muamele Edilmiş Mikronize Bir Kilin Bazı Geoteknik Özelliklerinin İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Atatürk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.

ATIKSU ÇAMURU KÜLÜ KULLANIMININ İRİ DANELİ ZEMİNİN KOMPAKSİYON PARAMETRELERİ ÜZERİNE ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI

AN INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF THE USE OF SEWAGE SLUDGE ASH ON THE COMPACTION PARAMETERS OF COARSE GRAINED SOIL

Halil İbrahim FEDAKAR¹

Hamza GÜLLÜ²

ABSTRACT

In this study, the effect of the use of sewage sludge ash at different percentages on the compaction parameters of coarse grained soil was investigated. Modified proctor tests were performed in order to determine the abovementioned parameters. The dosage rates of sewage sludge ash used in the experimental study were determined according to the total dry weight of coarse grained soil-sewage sludge ash mixture. In the experimental study, 14 different percentages of sewage sludge ash that were 0%, 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 40%, 50%, 60%, 70%, 80%, 90% and 100% were employed. The obtained experimental results demonstrated that the use of sewage sludge ash has a significantly influence on the compaction parameters that are maximum dry unit weight and optimum moisture content. An increase in the amount of sewage sludge ash enhances the optimum moisture content while decreasing the maximum dry unit weight of the mixture.

Keywords: Sewage sludge ash, coarse grained soil, compaction.

ÖZET

Bu çalışmada, farklı yüzdelerde atıksu çamuru külü kullanımının iri daneli zeminin kompaksiyon parametreleri üzerine etkisi araştırılmıştır. Kompaksiyon parametrelerini belirlemek için modifiye proktor deneyleri yapılmıştır. Deneylerde kullanılacak atıksu çamuru külü yüzdesi atıksu çamuru külü-iri daneli zemin karışımının kuru ağırlığına göre belirlenmiştir. %0, %5, %10, %15, %20, %25, %30, %40, %50, %60, %70, %80, %90 ve %100 olmak üzere 14 farklı atıksu çamuru külü oranı kullanılmıştır. Deney sonuçları atıksu çamuru külü kullanımının kompaksiyon parametreleri olan maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su içeriği üzerinde önemli etkiye sahip olduğunu göstermiştir. Atıksu çamuru külü miktarının artışı karışımın maksimum birim hacim ağırlığını azaltırken, optimum su içeriğini artırmaktadır.

Anahtar kelimeler: Atıksu çamuru külü, iri daneli zemin, kompaksiyon.

¹ Arş.Gör., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, hifedakar@gantep.edu.tr

² Doç.Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, hgullu@gantep.edu.tr

1. GİRİŞ

Günümüzde atık su arıtma tesisi sayısı hızla artmaktadır. Buna paralel olarak atıksu çamuru miktarlarında da büyük artış gözlenmektedir. Elde edilen atıksu çamurlarının çevreye zarar vermeyecek şekilde bertaraf edilmesi gerekmektedir [1]. Atıksu çamurunun bertaraf edilmesi için uygulanan yöntemler arasında en dikkat çekici olanı ise atıksu çamurlarının yakılmasıdır [2]. Atıksu çamurunun yakılmasıyla elde edilen yan ürün ise atıksu çamuru külüdür. Depolama alanlarının azalmasından dolayı atıksu çamuru külünün mühendislik uygulamalarında geleneksel katkı malzemeleri (çimento, kireç) ile beraber ya da onların yerine kullanılması daha da önem kazanmaktadır. Son zamanlarda, araştırmacılar atıksu çamuru külünün ince daneli zeminlerde kullanımı hususunda bazı çalışmalar yapmışlardır [3-6]. Bu çalışmalarda, atıksu çamuru külü kullanımının ince daneli zeminlerin mühendislik özellikleri üzerinde etkisinin olduğu sonucuna varılmıştır.

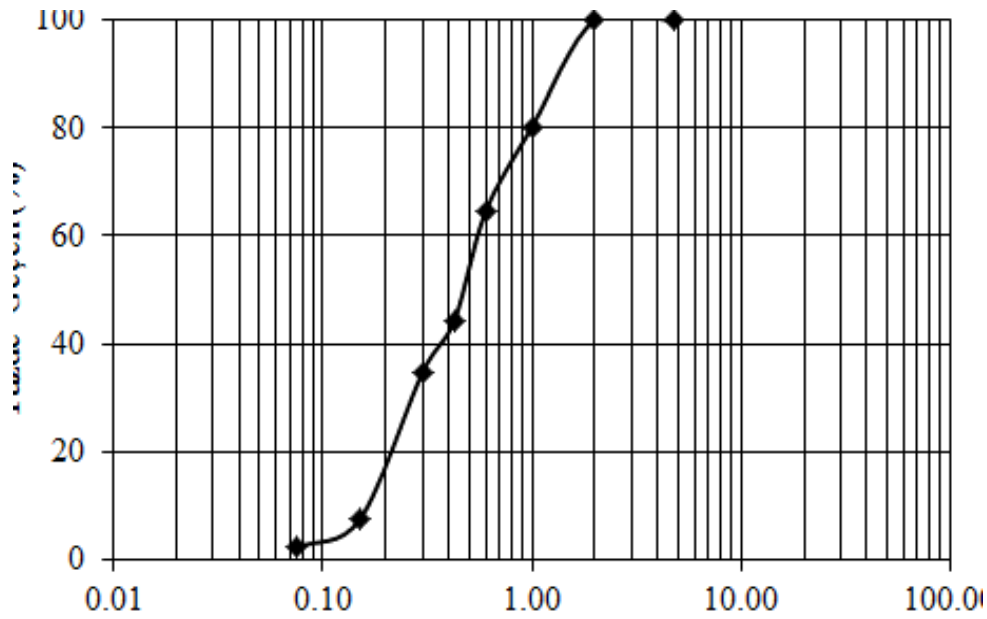
Bu çalışmada, atıksu çamuru külü kullanımının iri daneli zeminin kompaksiyon parametreleri olan maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası değerlerine etkisi araştırılmıştır. Bu kapsamda, iri daneli zemine karışımın kuru ağırlığının ağırlıkça %0 dan %100 a kadar atıksu çamuru külü katılarak modifiye proktor deneyleri yapıp kompaksiyon parametrelerinin değişimi sunulmuştur.

2. MATERYAL VE METOD

Bu çalışma kapsamında kullanılan iri daneli zemin, Kahramanmaraş ilinin Narlı bölgesinden temin edilmiştir. İri daneli zemin, deneysel çalışmada kullanılmak üzere 10 nolu (2 mm) elekten elenmiştir. Elenen iri daneli zemin numunesinde elek analizi yapılmış ve elek analizi eğrisi Şekil 1’de gösterilmiştir. Elde edilen elek analizinin sonuçlarına göre, zeminin üniformluk katsayısı (C_u) ve derecelenme katsayısı (C_c) sırasıyla 3.06 ve 0.68 olarak bulunmuştur. Ayrıca elek analizinden, 200 nolu (0.075 mm) elekten geçen malzeme miktarı %6 olarak tespit edilmiştir. Zemin numunesinin likit limit ve plastisite indeksi parametrelerini belirlemek için likit limit ve plastik limit deneyleri yapılmıştır. Yapılan kıvam deneylerinden, zeminin likit limit ve plastisite indeksi parametreleri sırasıyla %27.6 ve NP (non-plastic) olarak bulunmuştur. Yapılan deneylerin sonuçlarına göre, deneysel çalışmada kullanılan zeminin sınıfı Birleşik Zemin Sınıflama Sistemine (USCS) göre kötü derecelenmiş siltli kum (SP-SM) olarak belirlenmiştir. Ayrıca, iri daneli zeminin özgül ağırlığı 2.70 olarak bulunmuştur.

Bu çalışmada kullanılan atıksu çamuru külü, Gaziantep Büyükşehir Belediyesi Atıksu Arıtma Tesisi’nde oluşan atıksu çamurunun susuzlaştırılma işleminden sonra bu tesiste yaklaşık 850°C de yakılmasıyla elde edilmiştir. Atıksu çamuru külü üzerinde kimyasal analiz yapılmış ve elde edilen kimyasal analiz sonuçları Tablo 1’de verilmiştir.

Ağır silindirlerin gelişimi ve onların arazide kompaksiyon uygulamalarında kullanımıyla birlikte standart proktor deneyi arazi şartlarının daha iyi yansıtılabilmesi için modifiye proktor deneyi olarak revize edilmiştir [7]. Bundan dolayı, bu çalışma kapsamında, atıksu çamuru külü kullanımının iri daneli zeminin maksimum kuru birim hacim ağırlığı ve optimum su muhtevasına olan etkisi modifiye proktor deneyi ile araştırılmıştır. Modifiye proktor deneyi ASTM D1557 [8]’e göre yapılmıştır. Deneylerde kullanılan atıksu çamuru külü miktarı atıksu çamuru külü-iri daneli zemin karışımın kuru ağırlığına göre belirlenmiştir. %0, %5, %10, %15, %20, %25, %30, %40, %50, %60, %70, %80, %90 ve %100 olmak üzere 14 farklı atıksu çamuru külü oranı kullanılmıştır.



Şekil 1. Deneysel Çalışmada Kullanılan İri Daneli Zeminin Elek Analizi Eğrisi

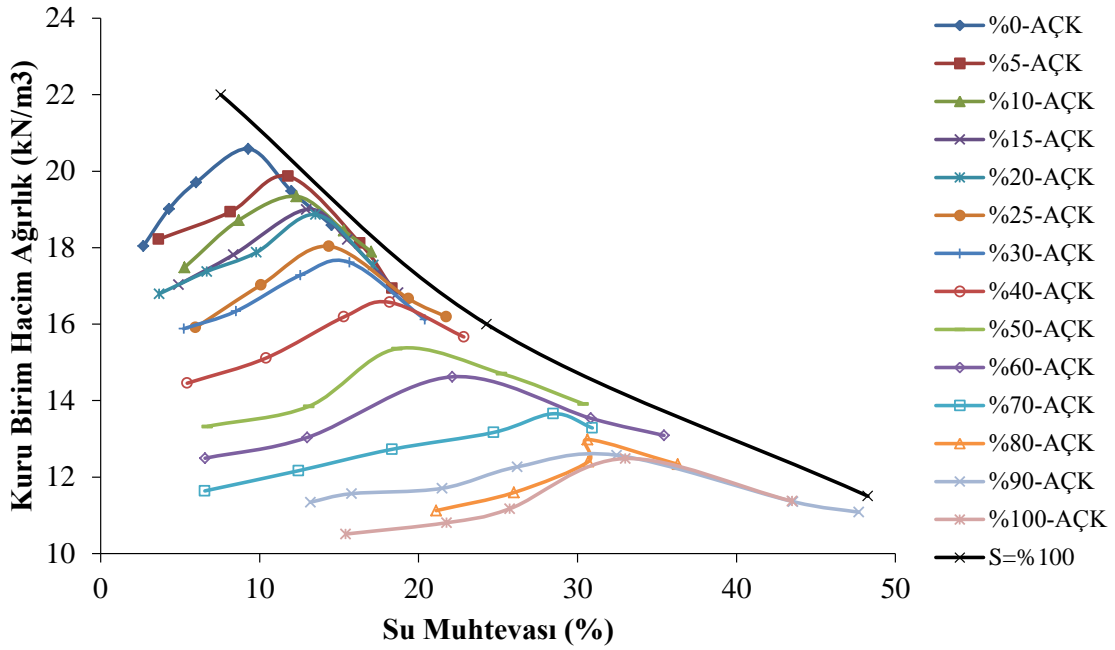
Tablo 1. Atıksu Çamuru Külü Kimyasal Analiz Sonucu

Oksit (%)	Atıksu çamuru külü
CaO	33.38
SiO ₂	24.18
Al ₂ O ₃	7.44
Fe ₂ O ₃	4.29
MgO	8.26
P ₂ O ₅	1.74
K ₂ O	2.74
Kızdırma Kaybı	4.53

3. BULGULAR VE DEĞERLENDİRMELER

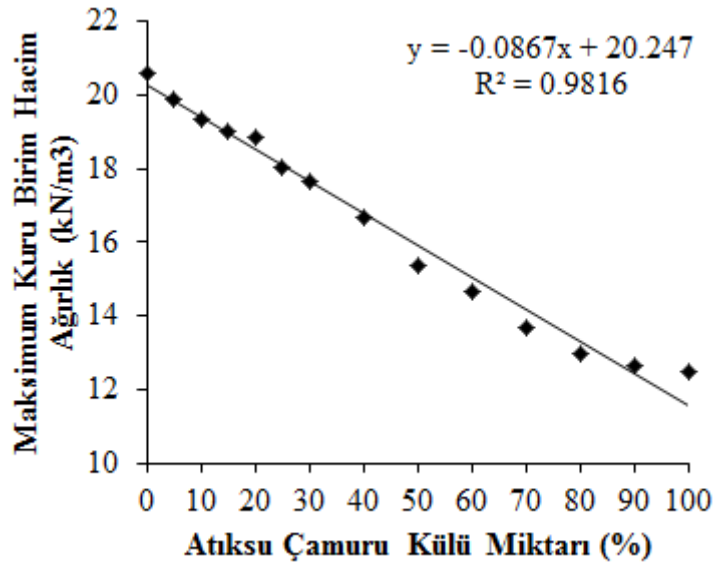
Farklı yüzdelerde atıksu çamuru külü (AÇK) içeren atıksu çamuru külü-iri daneli zemin karışımlarına ait kompaksiyon parametrelerini belirlemek için yapılan modifiye proktor deneyinin sonuçları Şekil 2’de sunulmuştur. Şekil 2’de atıksu çamuru külü oranları için elde edilen kompaksiyon eğrilerinin hepsinin %100 doygunluk eğrisinin (S=%100) sol tarafında kaldığı görülmektedir. Bu durum ise deney sonuçlarında bir sorun olmadığını göstermektedir [9]. Şekil 2’de gösterilen kompaksiyon eğrileri incelendiğinde, karışımdaki atıksu çamuru külü oranı arttıkça karışımın optimum su muhtevasının arttığı ve maksimum kuru birim hacim ağırlığının azaldığı tespit edilmiştir. Çalışmada kullanılan atıksu çamuru külü oranları için, optimum su muhtevası değerleri sırasıyla %9.3, %11.5, %12.3, %13.0,

%13.5, %14.4, %15.0, %18.0, %19.8, %22.5, %28.5, %30.6, %31.0 ve %33.0 ve maksimum kuru birim ağırlığı değerleri sırasıyla 20.6 kN/m^3 , 19.9 kN/m^3 , 19.3 kN/m^3 , 19.0 kN/m^3 , 18.9 kN/m^3 , 18.0 kN/m^3 , 17.7 kN/m^3 , 16.7 kN/m^3 , 15.4 kN/m^3 , 14.6 kN/m^3 , 13.7 kN/m^3 , 13.0 kN/m^3 , 12.7 kN/m^3 ve 12.5 kN/m^3 olarak hesaplanmıştır. Çalışmada kullanılan doğal zeminin ve atıksu çamuru külünün maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası parametreleri sırasıyla 20.6 kN/m^3 - 12.5 kN/m^3 ve %9.3-%33.0 olarak bulunmuştur. %5 oranında atıksu çamuru külü iri daneli zemine ilave edildiğinde, doğal zeminin optimum su muhtevası değeri %23.9 artarken maksimum kuru birim hacim ağırlık değeri %3.4 azalmaktadır. %50 oranında atıksu çamuru külü iri daneli zemine ilave edildiğinde ise, doğal zeminin optimum su muhtevası değeri %113.3 artarken, maksimum kuru birim hacim ağırlık değeri %25.4 azalmaktadır. Elde edilen deney sonuçlarından, kullanılan atıksu çamuru külü miktarının iri daneli zeminin kompaksiyon parametreleri üzerinde ne kadar önemli bir etkiye sahip olduğu net bir şekilde görülmektedir.

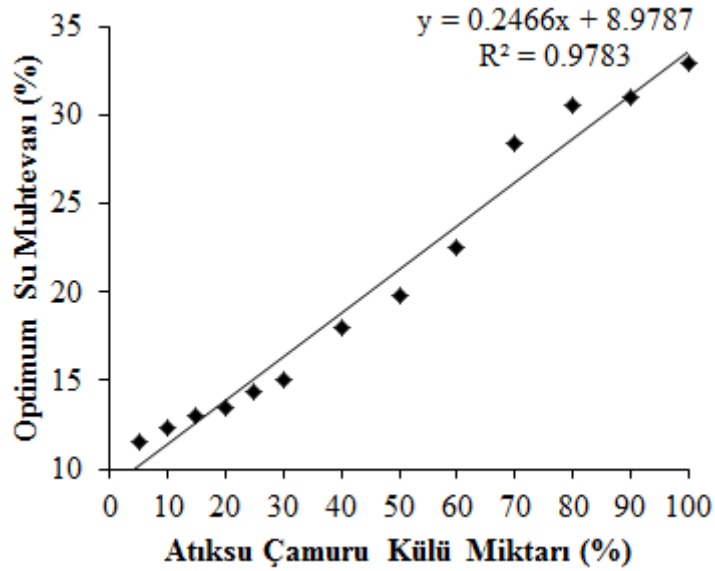


Şekil 2. Çalışmada Kullanılan Doğal Zeminin Kompaksiyon Deney Sonucu

Şekil 3'te atıksu çamuru külü miktarı ile kompaksiyon parametreleri arasındaki ilişki verilmiştir. Şekil 3a incelendiğinde, karışımdaki atıksu çamuru külü miktarı ile karışımın maksimum kuru birim hacim ağırlığı arasında güçlü negatif doğrusal bir ilişki ($R^2=0.9816$) olduğu sonucuna varılmıştır. Bu negatif ilişkinin sebebi, iri daneli zeminin özgül ağırlığının atıksu çamuru külünün özgül ağırlığında fazla olması ve atıksu çamuru külünün su tutma kapasitesinin daha yüksek olması olarak açıklanabilir. Buradan da anlaşılacağı üzere, atıksu çamuru külü kullanımı doğal zeminin ağırlığının azalmasına sebep olmaktadır. Kullanılan atıksu çamuru külü oranı ile karışımın optimum su muhtevası değerleri arasında güçlü pozitif bir doğrusal ilişki ($R^2=0.9783$) olduğu Şekil 3b'de görülmektedir. Bunun sebebi ise, atıksu çamuru külünün özgül yüzeyinin iri daneli zeminin özgül yüzeyinden fazla olması ve bunun sonucunda su tutma kapasitesinin daha yüksek olmasıdır.



(a)



(b)

Şekil 3. (a) AÇK Miktarı-Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık İlişkisi ve (B) AÇK Miktarı-Optimum Su Muhtevası İlişkisi

Normal dolgunar çok ağır olduğu için, bazı durumlarda dolgunun ağırlığı altındaki zemin için problemler olabilir. Örneğin [10],

- Dolgunun altında yumuşak zemin bulunması halinde, dolgunun ağırlığı zemin yüzeyinde büyük oturmalara sebep olmaktadır.
- Dolgunun ağırlığı zemine gömülü olan yapılarda (boru hattı ve yer altı demiryolu tüneli) yeni yüklerin oluşmasına sebep olmaktadır.
- İstinat duvarının arkasında kullanılan dolgunun ağırlığı istinat duvarına gerilme olarak etki etmektedir.
- Şevin üzerine yerleştirilen dolgunun ağırlığı şevin stabilitesini azaltmaktadır.

Yukarıdaki durumlardan ötürü, geoteknik mühendisleri bazen dolgu malzemesi olarak doğal zeminden daha hafif malzemeler ya da karışımlar (doğal zemin-katkı malzemesi) kullanmaktadır. Bu çalışmadan, atıksu çamuru külü kullanımı doğal zeminin ağırlığının azalmasına sebep olduğu için, atıksu çamuru külü, normal dolguların ağırlığını azaltmak için geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

4.SONUÇLAR

Atıksu çamuru külü kullanımının iri daneli zeminin kompaksiyon parametreleri olan maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu tespit edilmiştir. Atıksu çamuru külü, doğal zemininin optimum su muhtevasında doğrusal bir artışa sebep olurken, maksimum kuru birim hacim ağırlıkta doğrusal bir azalmaya sebep olmaktadır. Ayrıca, bu çalışmada, atıksu çamuru külü kullanımı doğal zeminin ağırlığının azalmasına sebep olduğundan, daha hafif dolgular elde etmek için atık su çamuru külünün geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] Uzun, P. ve Bilgili, U. (2011), “Aritma Çamurlarının Tarımda Kullanılma Olanakları”, Uludağ Üniversitesi Ziraat Fakültesi Dergisi, Vol 25 (2), 135-146.
- [2] Malerius, O. ve Werther, J. (2003), “Modeling the adsorption of mercury in the flue gas of sewage sludge incineration”, Chemical Engineering Journal, Vol 96 (1-3), 197-205.
- [3] Lin, D.F., Luo, H.L., Hsiao, D.H. ve Yang, C.C. (2005), “The Effects of Sludge Ash on The Strength of Soft Subgrade Soil”, Journal of Chinese Institute of Environmental Engineering, Vol 15 (1), 1-10.
- [4] Lin, D.F., Lin, K.L., Hung, M.J. ve Luo, H.L. (2007), “Sludge Ash/Hydrated Lime on The Geotechnical Properties of Soft Soil”, Journal of Hazardous Materials, Vol 145 (1-2), 58-64.
- [5] Chen, L. ve Lin, D.F. (2009), “Stabilization Treatment of Soft Subgrade Soil By Sewage Sludge Ash and Cement”, Journal of Hazardous Materials, Vol 162, 321-327.
- [6] Lin, D.F., Lin, K.L. ve Luo, H.L. (2007), “A Comparison Between Sludge Ash and Fly Ash on The Improvement in Soft Soil”, Journal of the Air and Waste Management Association, Vol 57 (1), 59-64.
- [7] Das, B.M. (2009), “Principles of Geotechnical Engineering”, CL-Engineering Yayınevi.
- [8] ASTM D1557 (2012), “Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort”, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- [9] Çanakçı, H. ve Çelik, F., “Organik Zemin İçerisindeki Kum Oranının Kompaksiyon Parametreleri Üzerine Etkisinin İncelenmesi”, 4. Geoteknik Sempozyumu, 1-2 Aralık 2011, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- [10] Coduto, D.P. (1999), “Geotechnical Engineering Principles and Practices”, Prentice Hall Yayınevi.

ATIKSU ÇAMURU KÜLÜ İLE KABA DANELİ ZEMİN KARIŞIMININ CBR PERFORMANSININ İNCELENMESİ

AN INVESTIGATION OF THE CBR PERFORMANCE OF SEWAGE SLUDGE ASH-COARSE GRAINED SOIL MIXTURE

Halil İbrahim FEDAKAR¹

Hamza GÜLLÜ²

ABSTRACT

In this study, the California bearing ratio (CBR) performance of the sewage sludge ash-coarse grained soil mixture prepared at different percentages was investigated. The dosages of sewage sludge ash used in the experimental study were determined according to the total dry weight of coarse grained soil-sewage sludge ash mixture and eight different percentages of sewage sludge ash that were %0, %5, %10, %15, %20, %30, %40 ve %50 were utilized. In the first step of the study, modified proctor test was conducted to determine the compaction parameters of coarse grained soil. Thereafter, the sewage sludge ash-coarse grained soil mixtures were compacted at the optimum moisture content of coarse grained soil and then CBR tests were performed in unsoaked conditions by assuming that drainage conditions are provided. The obtained experimental outcomes showed that the use of sewage sludge ash at different dosage rates has a significantly effect on the CBR value of coarse grained soil.

Keywords: Sewage sludge ash, coarse grained soil, California bearing ratio.

ÖZET

Bu çalışmada, farklı oranlarda hazırlanan atıksu çamuru külü-kaba daneli zemin karışımlarının Kaliforniya taşıma oranı (CBR) performansı incelenmiştir. Deneylerde kullanılan atıksu çamuru külü miktarı atıksu çamuru külü-kaba daneli zemin karışımının kuru ağırlığına göre belirlenmiştir ve %0, %5, %10, %15, %20, %30, %40, ve %50 olmak üzere sekiz farklı atıksu çamuru külü oranı kullanılmıştır. Çalışmanın ilk aşamasında, kaba daneli zeminin kompaksiyon parametrelerini belirlemek için modifiye proktor deneyi yapılmıştır. Daha sonra, CBR deneyleri için atıksu çamuru külü-kaba daneli zemin karışımları kaba daneli zemine ait optimum su muhtevasında karıştırılarak sıkıştırılmış ve deneyler drenaj koşullarının sağlandığı kabul edilerek numuneler suya bırakılmadan yapılmıştır. Deney sonuçları, farklı oranlarda atıksu çamuru külü kullanımının kaba daneli zeminin CBR değeri üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Atıksu çamuru külü, kaba daneli zemin, Kaliforniya taşıma oranı.

¹ Arş.Gör., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, hifedakar@gantep.edu.tr

² Doç.Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, hgullu@gantep.edu.tr

1. GİRİŞ

Yol ve istinat duvarı dolguları gibi kullanımlar için kaba daneli zeminin (bu çalışmada, kötü derecelenmiş siltli kum) Kaliforniya taşıma oranı (CBR) performansının sıklıkla artırılmasına ihtiyaç duyulmaktadır. Bundan dolayı, zeminlerin stabilizasyonu uzun zamandır en çok uygulanan yöntemlerden biridir. Bu yöntemde, zeminin taşıma gücünü ve dayanımını artırmak ve zeminde oluşacak oturmayı azaltmak için, zeminler farklı miktarlarda stabilizer malzemeler ile karıştırılır. Dünyada atık malzeme miktarlarındaki (uçucu kül, taban külü, atıksu çamuru külü, vb.) artıştan dolayı, araştırmacılar yoğun bir şekilde bu malzemeleri mühendislik uygulamalarında stabilizer olarak kullanmaktadır. Ayrıca, bu malzemelerin mühendislik uygulamalarında kullanılması çevreden bu malzemelerin uzaklaştırılması konusunda da fayda sağlamaktadır [1].

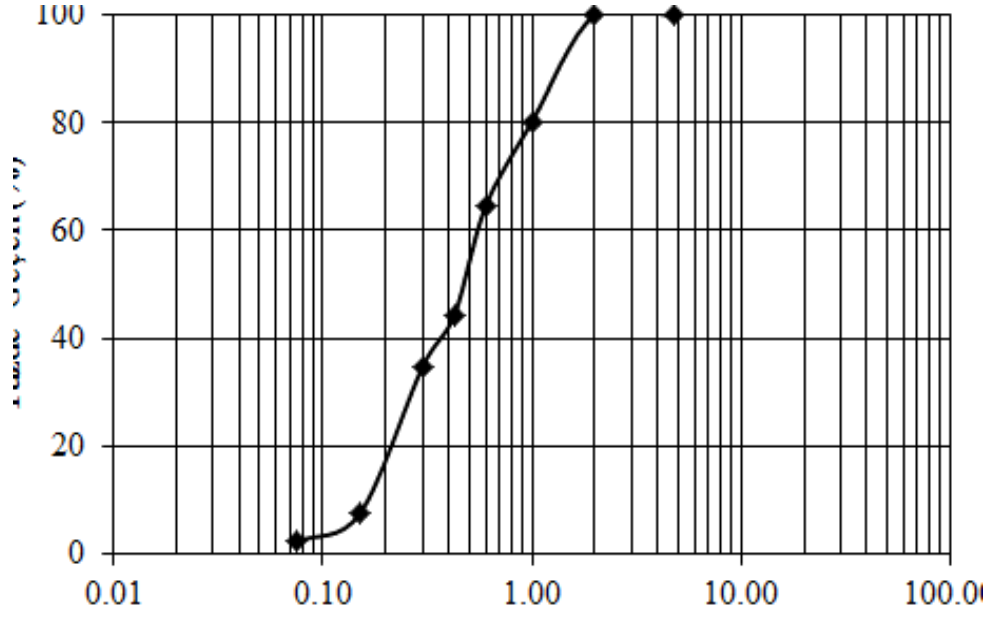
Son zamanlarda atıksu çamuru külü, zemin stabilizasyonu için önerilen ümit verici bir atık malzeme olmuştur. Daha da önemlisi, atıksu çamuru külünün yeniden kullanımı çevrede bulunan miktarını azaltmak için önemlidir. Son yıllarda, araştırmacılar atıksu çamuru külünün ince daneli zeminlerde kullanımı hususunda bazı çalışmalar yapmışlardır [2-5]. Lin v.d. [2] atıksu çamuru külünü ince daneli zemin ile karıştırmışlar ve bunun neticesinde ince daneli zeminin CBR değerinin %12-%14 arttığını gözlemlemişlerdir. Lin v.d. [3] ince daneli zeminin stabilizasyonu için atıksu çamuru külü ile beraber sönmüş kireç kullanmışlardır. Bu çalışmada, Lin v.d. [3] atıksu çamuru külü-sönmüş kireç karışımının yumuşak alt temel zeminini etkili bir şekilde iyileştirdiği sonucuna varmışlardır. Chen ve Lin [4] yumuşak alt temel zemini iyileştirmek için farklı oranlarda atıksu çamuru külü ve çimento karışımını kullanmışlar ve zeminin CBR değerinin 30 kata kadar arttığını tespit etmişlerdir. Lin v.d. [5] yumuşak alt temel zeminin mühendislik özelliklerini iyileştirmek için atıksu çamuru külü kullanmış ve elde edilen sonuçları uçucu kül sonuçları ile kıyaslamışlardır. Lin v.d. [5] atıksu çamuru külünün yumuşak zeminlerin stabilizasyonunda uçucu külün yerine kullanılabileceğini belirtmişlerdir.

Bu çalışmada, kaba daneli zemine farklı oranlarda atıksu çamuru külü ilave ederek zeminin CBR performansının değişimi incelenmiştir. Bu kapsamda, kaba daneli zemine karışımın kuru ağırlığının ağırlıkça %0 dan %50 ye kadar atıksu çamuru külü katılarak CBR deneyleri yapılmış olup deney sonuçları sunulmuştur.

2. MATERYAL VE METOD

Bu çalışmada, Kahramanmaraş'ın Narlı bölgesinden getirilen kaba daneli zemin 10 nolu (2 mm) elekten elenerek kullanılmıştır. 10 nolu eleğin altında kalan kaba daneli zemine ait elek analizi eğrisi Şekil 1'de gösterilmiştir. Ayrıca zemin numunesinde likit limit ve plastik limit deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerin sonucunda, zeminin likit limiti ve plastisite indeksi sırasıyla %27.6 ve NP (non-plastic) olarak bulunmuştur. Elde edilen deney sonuçlarına dayanarak, zeminin zeminin Birleşik Zemin Sınıflama Sistemine (USCS) göre sınıflandırması yapılmış olup zemin sınıfı kötü derecelenmiş siltli kum (SP-SM) olarak bulunmuştur.

Deneyde kullanılan belediye atıksu çamuru külü, atıksu çamurunun yakılması sonucu elde edilmiştir. Atıksu çamuru ve atıksu çamuru külü Şekil 2'de gösterilmiştir. Atıksu çamuru külü üzerinde yapılan kimyasal analiz sonuçları Tablo 1'de sunulmuştur.



Şekil 1. Doğal Zeminin Elek Analizi Eğrisi



(a)



(b)

Şekil 2. (a) Atıksu Çamuru ve (b) Atıksu Çamuru Külü

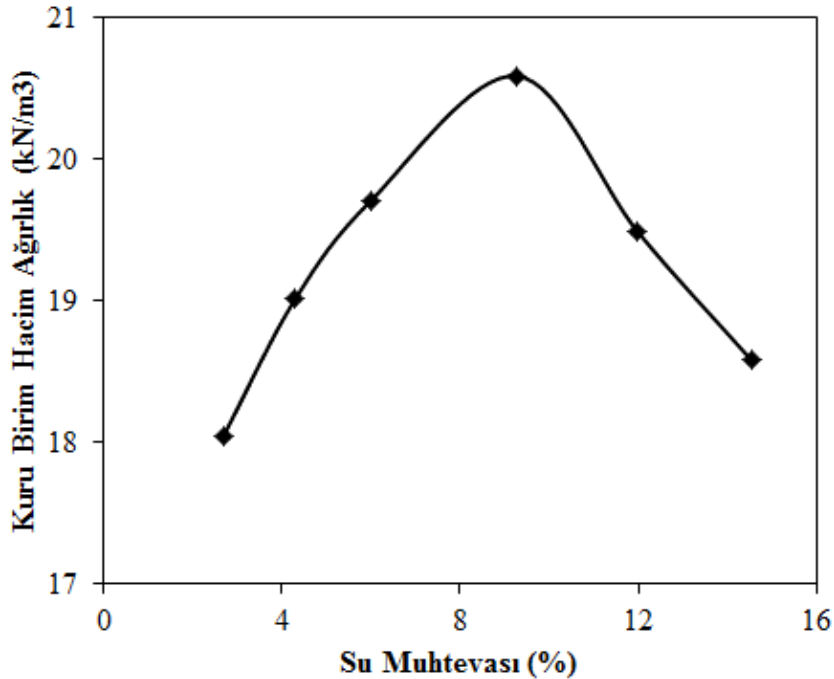
Tablo 1. Atıksu Çamuru Külü Kimyasal Analiz Sonucu

Oksit (%)	Atıksu çamuru külü
CaO	33.38
SiO ₂	24.18
Al ₂ O ₃	7.44
Fe ₂ O ₃	4.29
MgO	8.26
P ₂ O ₅	1.74
K ₂ O	2.74
Kızdırma Kaybı	4.53

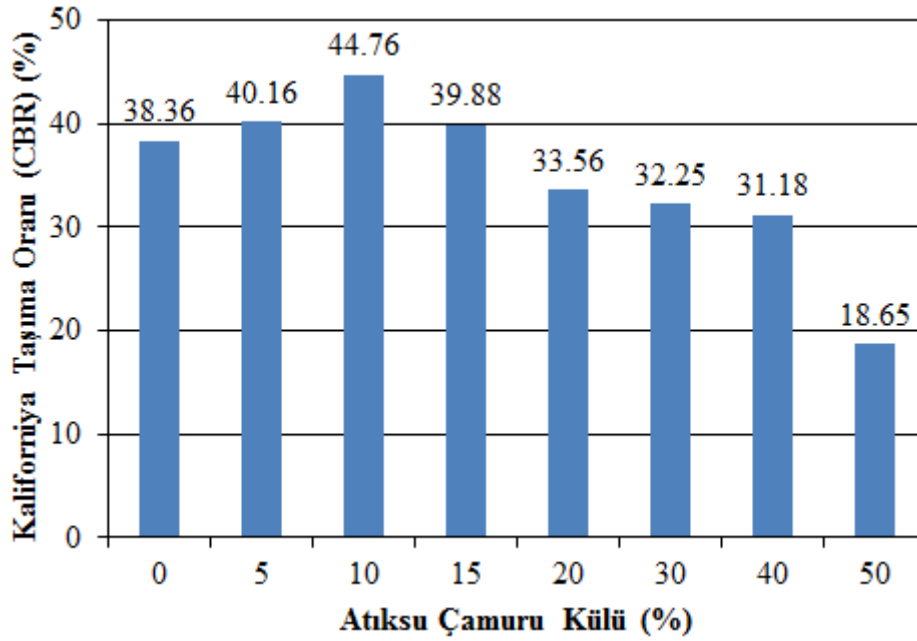
Bu çalışmada yapılan modifiye proktor ve CBR deneyleri sırasıyla ASTM D1557 [6] ve ASTM D1883 [7]'e göre yapılmıştır. 10 nolu elekten geçen zemine kaba daneli zemin-atıksu çamuru külü karışımının kuru ağırlığının ağırlıkça %0, %5, %10, %15, %20, %30, %40 ve %50 oranlarda atıksu çamuru külü eklenerek karışımlar elde edilmiştir. Her karışım kaba daneli zeminin optimum su muhtevasında karıştırılmış ve sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılan kaba daneli zemin-atıksu çamuru külü karışımlarında CBR deneyleri drenaj koşullarının sağlandığı kabul edilerek suya bırakılmadan (unsoaked) yapılmıştır. Ayrıca, atıksu çamuru külünün puzolanik özelliğe sahip olduğu Tablo 1'de verilmesine rağmen, Hazırlanan atıksu çamuru külü-kaba daneli zemin numuneleri küre bırakılmadan CBR deneyleri yapılmıştır.

3. BULGULAR

Bu çalışma kapsamında, kaba daneli zemine ait kompaksiyon parametrelerini (maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası) belirlemek amacıyla modifiye proktor deneyi yapılmıştır. Yapılan modifiye proktor deneyi sonucunda, kaba daneli zemine ait maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası parametreleri sırasıyla 20.6 kN/m³ ve %9.3 olarak bulunmuştur. Ayrıca elde edilen modifiye proktor deney sonucu Şekil 3'te gösterilmiştir. Atıksu çamuru külü-kaba daneli zemin karışımları doğal zeminin optimum su muhtevasında hazırlanmış ve sıkıştırılmıştır. CBR deneyleri drenaj koşullarının sağlandığı kabul edilerek suya konmadan (unsoaked) yapılmıştır. Karışımın CBR performansının karışımdaki atıksu çamuru külü miktarı ile değişimi Şekil 4'te gösterilmiştir. Yapılan çalışmanın neticesinde, Şekil 4'te de görüldüğü üzere, kaba daneli zemin-atıksu çamuru külü karışımında %15'e kadar atıksu çamuru külü kullanımının, karışımın CBR performansını artırdığı ve maksimum artışın %10 oranında atıksu çamuru külü kullanımında elde edildiği bulunmuştur. Ancak, %15'den fazla atıksu çamuru külü kullanımının karışımın CBR performansında bir azalmaya neden olduğu tespit edilmiştir. Üstelik, %40'tan daha fazla oranda atıksu çamuru külü kullanıldığında, karışımın CBR performansında meydana gelen azalma miktarının arttığı gözlemlenmiştir.



Şekil 3. Çalışmada Kullanılan Doğal Zeminin Kompaksiyon Deney Sonucu



Şekil 4. Karışımın CBR Performansının Atıksu Çamuru Külü Miktarı İle Değişimi

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, atıksu çamuru külü kullanımının kaba daneli zeminin CBR performansına etkisi araştırılmıştır. Yapılan deneysel çalışmanın sonuçlarına göre, %15'e kadar atıksu çamuru külünün kaba daneli zemine ilave edilmesi doğal zeminin CBR performansını artırmaktadır. Fakat, karışımda %15'ten daha fazla atıksu çamuru külü bulunması halinde zeminin CBR performansı azalmaktadır. Üstelik, %50 atıksu çamuru külü kullanıldığında meydana gelen deney performansındaki azalma miktarı en fazladır. Bu çalışmanın sonucunda, atıksu çamuru külünün kaba daneli zeminin CBR deney sonuçları üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu tespit edilmiş ve atıksu çamuru külünün kaba daneli zeminin stabilizasyonunda kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] Güllü, H. (2014), "Factorial Experimental Approach for Effective Dosage Rate of Stabilizer: Application for Fine-Grained Soil Treated with Bottom Ash", Soils and Foundations, Vol 54 (3), 462-477.
- [2] Lin, D.F., Luo, H.L., Hsiao, D.H. ve Yang, C.C. (2005), "The Effects of Sludge Ash on The Strength of Soft Subgrade Soil", Journal of Chinese Institute of Environmental Engineering, Vol 15 (1), 1-10.
- [3] Lin, D.F., Lin, K.L., Hung, M.J. ve Luo, H.L. (2007), "Sludge Ash/Hydrated Lime on The Geotechnical Properties of Soft Soil", Journal of Hazardous Materials, Vol 145 (1-2), 58-64.
- [4] Chen, L. ve Lin, D.F. (2009), "Stabilization Treatment of Soft Subgrade Soil By Sewage Sludge Ash and Cement", Journal of Hazardous Materials, Vol 162, 321-327.

- [5] Lin, D.F., Lin, K.L. ve Luo, H.L. (2007), “A Comparison Between Sludge Ash and Fly Ash on The Improvement in Soft Soil”, Journal of the Air and Waste Management Association, Vol 57 (1), 59-64.
- [6] ASTM D1557 (2012), “Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort”, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- [7] ASTM D1883 (2007), “Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils”, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

FOSFOJİPS KULLANARAK ŞİŞEN ZEMİNLERİN STABİLİZASYONU

STABILIZATION OF AN EXPANSIVE SOIL USING PHOSPHOGYPSUM

İlyas ÖZKAN¹

Erdal ÇOKÇA²

ABSTRACT

Expansive soils are a worldwide problem that poses several challenges for civil engineers. The most common and economical method for stabilizing these soils is using admixtures that prevent volume changes. In this study the effect of phosphogypsum (PG) in reducing the swelling potential is examined. The expansive soil was prepared in the laboratory by mixing kaolinite and bentonite. PG was added to the soil at 5 to 25 percent by weight. Grain size distribution, Atterberg limits and swell percent were determined. Using PG improved the performance of the expansive soil by reducing the swelling potential. Swelling potential of samples treated by phosphogypsum were gradually declined in accordance with the amount of phosphogypsum. Additionally, phosphogypsum was used with lime and ground granulated blast furnace slag. Samples including phosphogypsum and lime had lower swelling potential than samples including only phosphogypsum. However, optimum lime content was found as 1 % by dry weight of sample. The minimum swelling potential in this study was obtained from the sample including phosphogypsum and ground granulated blast furnace slag. Waste material such as phosphogypsum and ground granulated blast furnace can be used for the treatment of expansive soils. The utilization of phosphogypsum and ground granulated blast furnace slag, both provides a significant contribution to our economy and solution of the environmental problems.

Keywords: Expansive soil, phosphogypsum, stabilization.

ÖZET

Şişen zeminler inşaat mühendisleri için çeşitli zorluklar teşkil eden dünya çapında bir sorundur. Bu tip zeminleri sağlamlaştırmak için kullanılan en yaygın ve ekonomik yöntem hacim değişikliğini önleyen katkı maddeleri kullanmaktır. Bu çalışmada şişme kapasitesini azaltan fosfojips (PG) etkisi incelenmiştir. Şişen zeminler kaolinit ve bentonitin karıştırılmasıyla laboratuvarında hazırlanmıştır. Fosfojipsin zemine ağırlığının yüzde 5 ile 25'i oranında eklenmiştir. Tane büyüklüğü dağılımı, kıvam limitleri, şişme yüzdesi ve

¹ Araş. Gör., (İnş. Y. Müh), Ortadoğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ilyas@metu.edu.tr

² Prof. Dr., Ortadoğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ecokka@metu.edu.tr

karışımların şişme oranları tespit edilmiştir. Fosfojips kullanılan şişen zemin stabilizasyonunda şişme potansiyeli azaltılarak performansın arttığı görülmüştür. Fosfojips ile iyileştirilen numunelerin şişme potansiyeli fosfojips miktarına paralel olarak giderek azalmıştır. Ayrıca fosfojips, kireç (L) ve öğütülmüş granüle yüksek fırın cürufu ile birlikte kullanılmıştır. Fosfojips ve kireç içeren numuneler, sadece fosfojips içeren numunelere göre daha az şişme potansiyeline sahiptir. Bunun yanında kuru numunedeki optimum kireç miktarı %1 olarak bulunmuştur. Bu çalışmadaki minimum şişme potansiyeli, fosfojips ve öğütülmüş granüle yüksek fırın cürufu (GGBFS) ile iyileştirilen numuneden elde edilmiştir. Fosfojips ve öğütülmüş granüle yüksek fırın cürufu gibi atık malzemeler şişen zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılabilir. Fosfojips ve öğütülmüş granüle yüksek fırın cürufu kullanımı hem ekonomimize önemli bir katkı hem de çevresel problemlere çözüm sağlayacaktır.

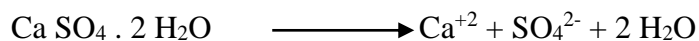
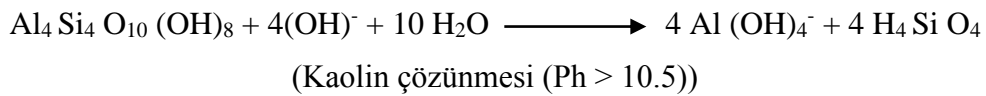
Anahtar Kelimeler: Şişen zemin, fosfojips, stabilizasyon.

1. GİRİŞ

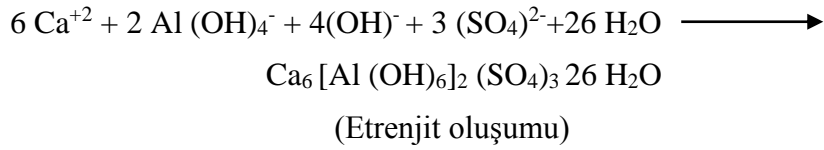
Yüksek plastisiteli yarı doymuş killi su içeriklerinde artma sonucu şişme, su içeriğindeki azalmalar nedeniyle büzülme eğilimi gösterirler. Bu zeminler üzerine inşa edilmiş yapılarda şişme sonucu ortaya çıkabilecek kabarma hareketleri hafif yapılarda, yol ve havaalanlarında, boru hatlarında önemli hasarlara neden olurlar, ve özel önlemlerin alınmasını gerektirirler. Şişen zeminler, can kaybına değil, yapılarda hasara sebep olurlar, yavaş etkirler, ve ekonomik kayıp büyüktür. Şişen zeminlerden en fazla zarar gören bölgeler yarı-kurak iklim bölgeleridir. Yurdumuzda İç Anadolu ile Batı Anadolu'nun bir kesimi, Güneydoğu Anadolu ve Doğu Anadolu'nun bir kesiminde şişen zeminler görülmektedir. Literatürde, şişen killerin iyileştirilmesi için birçok yöntem vardır. Kimyasal stabilizasyon da iyileştirme yöntemlerinden biridir. Kimyasal stabilizasyon, şişen zemine kireç veya çimento ilavesi ile olabileceği gibi, uçucu kül, fosfojips gibi atık maddelerin tek başlarına veya çimento ve kireçle beraber ilavesiyle olabilmektedir. Bu çalışmada şişen zemine fosfojips, fosfojips+kireç, fosfojips+öğütülmüş granüle yüksek fırın cürufu ilave edilerek zeminin iyileştirilmesi amaçlanmıştır.

Fosfatlı gübre üretiminde kullanılan bir hammadde olan fosfatik kayalar, fosforik veya sülfürik asitle ıslak işlem tepkimesi sonucunda işlenmektedir. Bu işlem sonunda fosfojips atık madde olarak elde edilir. Türkiye'de yıllık 3 milyon ton fosfojips üretilmektedir [1]. Literatürde, fosfojipsin zemin dayanımını artırdığı görülmektedir. Bu dayanım artışının şişme problemine karşı pozitif yönde etki edeceği düşünülmüştür. Ayrıca, bu atık malzemesi genellikle açık alanlarda depolandığı için birçok çevresel kirliliğe neden olmaktadır [2].

Fosfojips başlıca kalsiyum sülfat mineralinden (CaSO₄) oluşmaktadır. Ayrıca safsızlıklar olarak adlandırılan fosfat, florid ve organik maddeler olduğunu göstermiştir. Fosfojips ile kilin reaksiyon dizisi ve etrenjit oluşumu aşağıda sunulmuştur [3].



(Alçıtaşı çözünmesi)



Kireç stabilizasyonu, eğer zeminin içerisinde yeterli miktarda sülfat varsa zemin davranışında zararlı etkiye sahip olur. Sülfat kireç ile reaksiyona girebilir ve şişme ve kabarma gibi problemlere neden olabilir. Zeminin içerisindeki aşırı miktardaki sülfat etrenjit oluşumuna yol açacaktır. Etrenjit minerali ise şişme ve kabarmalara neden olur. Öğütülmüş granüle yüksek fırın cürufunun, sülfatın neden olduğu şişmeyi azalttığı görülmüştür [4].

2. MALZEME VE DENEYSEL PROGRAM

Çalışma kapsamında hazırlanan numunelerin serbest şişme deneyleri ve SEM analizleri yapılmıştır. Araştırmada kullanılan şişme potansiyeli sahip olan numune kaolin ve bentonitin laboratuvar ortamında karıştırılarak elde edilmiştir. %85 Kaolin ve %15 Bentonit karıştırılarak A numunesi elde edilmiştir. A numunesinin fiziksel özellikleri Tablo 1’de verilmiştir. Çalışmada kullanılan fosfojips, Bandırma Gübre Fabrikaları A.Ş. temin edilmiştir. Çalışmada kullanılan kireç Akyüz Kireç Sanayi Ltd. Şti , yüksek fırın cürufu ise Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş. temin edilmiştir.

Tablo 1. A Numunesinin Fiziksel Özellikleri

Özgül Ağırlık, G _s	2,56
Likit limit, w _L (%)	95,20
Plastik limit, w _P (%)	23,15
Plastisite index, I _P (%)	72,05
Lineer büzülme, L _S (%)	13,71
Zemin Sınıfı (USCS)	CH

Numuneler 6.35 cm çapında ve 1.9 cm yüksekliğindeki konsolidasyon rinklerine 1.495 g/cm³ kuru birim hacim ağırlığında ve %11.5 su muhtevasında sıkıştırılmıştır. Tek eksenli şişme deneyi ASTM D4546 standardına göre yapılmıştır. Numuneler 7 kPa şürşarj yükü altında tamamen şişmeye bırakılmıştır.

SEM analizinde 3 farklı numuneden 7 adet numune kullanılmıştır. Kullanılan numuneler Tablo 2’ de verilmiştir. SEM analizi ODTÜ merkez laboratuvarında yapılmıştır. Tüm numuneler 45°C ‘de kurutulup toz haline getirilmiştir. Tüm numuneler altın ve paladyum ile kaplanmıştır.

Tablo 2. SEM Analizinde Kullanılan Numuneler

Numune	Kür
A numunesi	Kürsüz
A+%14 PG+%1 L	Kürsüz
	7 Gün
	28 Gün
A+%15 PG+% 15GGBFS	Kürsüz
	7 Gün
	28 Gün

2.1. Numunelerin hazırlanması

Çalışmadaki bütün malzemeler #40 nolu elekten geçirilmiş ve 50°C bir gün boyunca kurutulmuştur. Numuneler spatula ile karıştırılıp, homojen bir karışım elde edilebilmesi için iki defa #20 nolu elekten geçirilmiştir. Bu çalışmada, fosfojips, fosfojips+kireç, fosfojips+ öğütülmüş granüle yüksek fırın cürufu ilave edilerek 12 farklı numune hazırlanmıştır (Tablo 3).

Tablo 3. Hazırlanan Numunelerin Kuru Ağırlıklarının Oranları

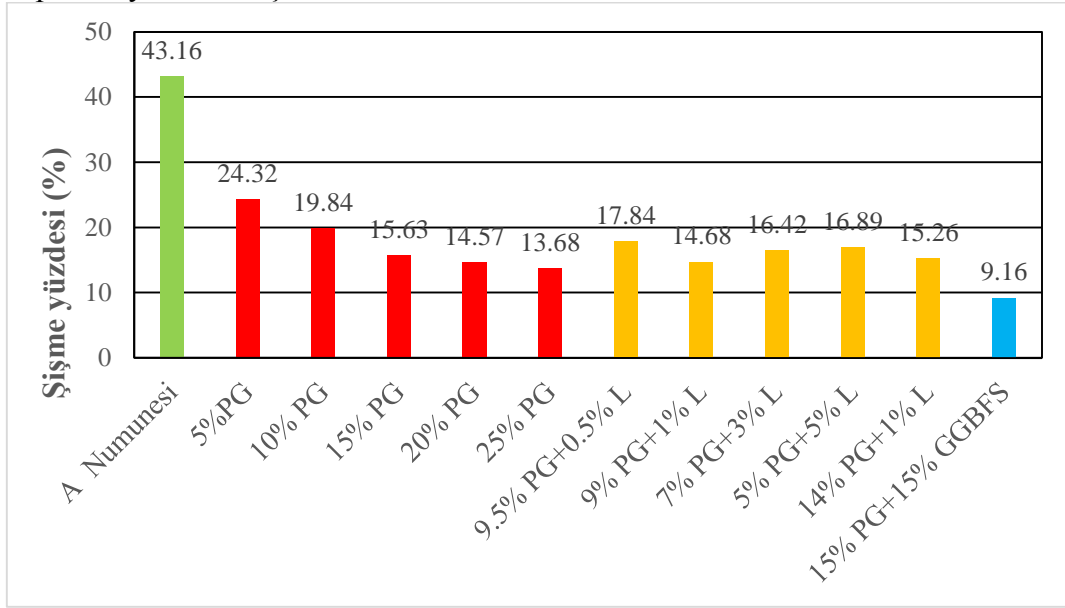
Numune	Kaolin+ Bentonit (%)	PG (%)	Kireç, L (%)	GGBFS (%)
A Numunesi	100	-	-	-
5% PG	95	5	-	-
10% PG	90	10	-	-
15% PG	85	15	-	-
20% PG	80	20	-	-
25% PG	75	25	-	-
5% PG + 5% L	90	5	5	-
7% PG + 3% L	90	7	3	-
9% PG + 1% L	90	9	1	-
9.5% PG + 0.5% L	90	9.5	0.5	-
14% PG + 1%L	85	14	1	-
15% PG + 15% GGBFS	70	15	-	15

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

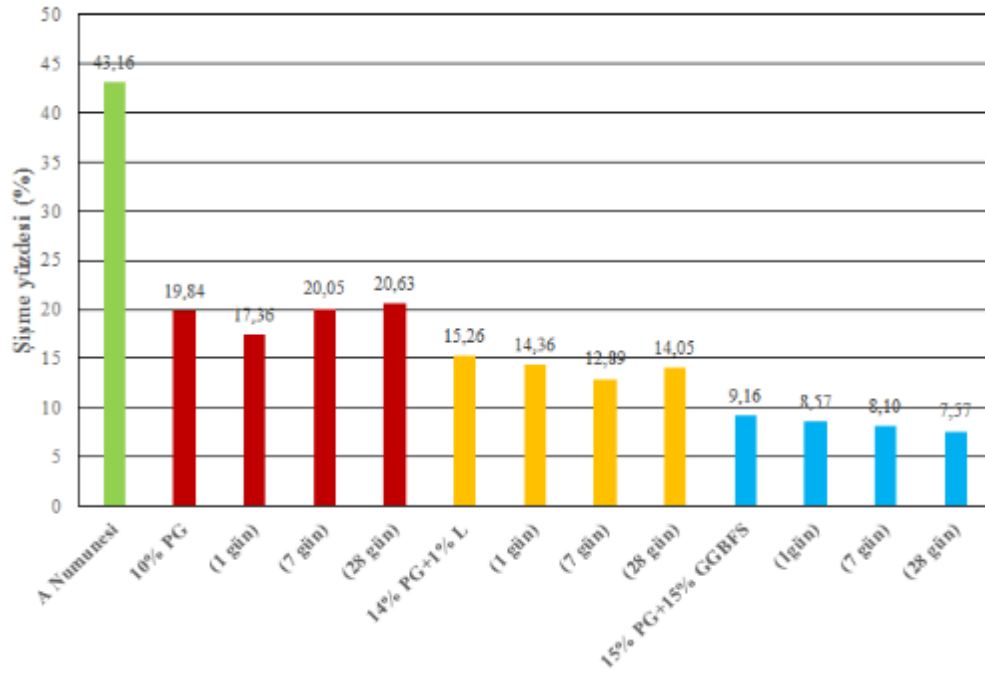
3.1. Fosfojipsin zeminin şişme potansiyeli üzerindeki etkisi

Bu çalışmada kullanılan katkı malzemeleri A numunesinin şişme potansiyelini düşürmüştür (Şekil1). Zemine ilave edilebilecek optimum fosfojips oranı %15 olarak bulunmuştur. Fosfojips miktarının %15'den fazla olması durumunda şişme potansiyelinde meydana gelen düşüş, A numunesinin miktarının azalmasındandır. Fosfojips ve kireç içeren zeminler sadece fosfojips ile iyileştirilen zeminlere göre daha az şişme potansiyeline sahiptir. Ayrıca ağırlıkça kireç oranının % 1'den fazla olması durumunda şişme yüzdesi artmaktadır. Bu çalışmadaki kürsüz numuneler içinde en düşük şişme potansiyeli fosfojips ve öğütülmüş granüle yüksek fırın cürufu içeren numunede bulunmuştur.

Bu çalışmada kür süresinin numuneler üzerindeki etkisi de araştırılmıştır (Şekil 2). 3 farklı numunede kür etkisi incelenmiştir. Bunlar A+%10 PG, A+%14 PG+%1 L ve A+%15 PG+%15 GGBFS numuneleridir. A+%10 PG numunesi için en fazla kürde kalma süresi 1 gün olarak belirlenmiştir. A+%14 PG+%1 L numunesi için en uygun kür süresi 7 gün olarak tespit edilmiştir. A+%15 PG+%15 GGBFS numunesinde ise kür süresine paralel olarak şişme potansiyeli azalmıştır.



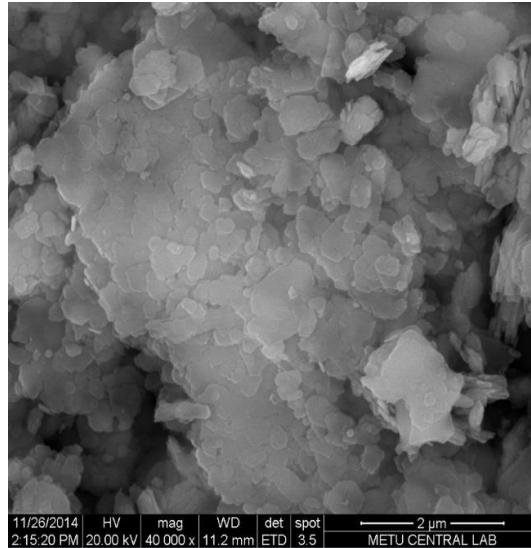
Şekil 1. Kürsüz Numunelerin Şişme Yüzdeleri



Şekil 2. Kürlü Numunelerin Şişme Yüzdeleri

3.2. SEM Analizi

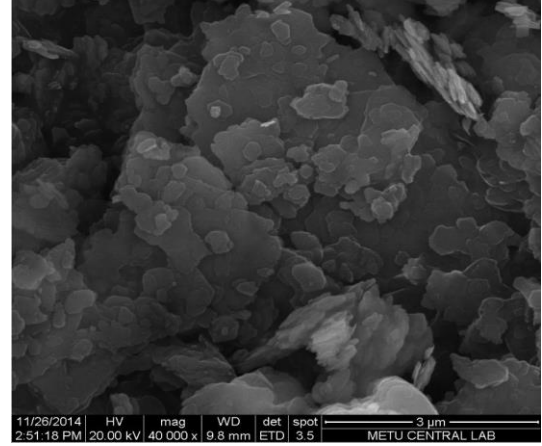
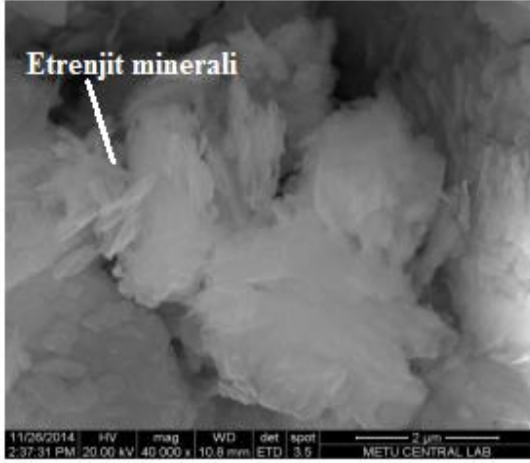
SEM analizinden elde edilen görüntüler Şekil 3 ve 4'de verilmiştir. A numunesi genellikle kaolin kil mineralinden oluştuğu için mikro yapısı plaka şeklinde oluşmaktadır (Şekil 3).



Şekil 3. A Numunesi SEM Görüntüsü

SEM analizinde kullanılan %14 PG+%1 L (28 gün kür) numunesinde etrenjit minerali ve CSH kristalinin oluştuğu görülmüştür, sülfat varlığında meydana gelen zemin-fosfojips reaksiyonu sırasında etrenjit minerali oluşmuş (Şekil 4a) ve şişme potansiyelinde artışa neden olmuştur (Şekil 1, 2).

SEM analizinde kullanılan %15 PG+%15 GGBFS numunesinde A numunesine benzer bir mikro yapı görülmektedir ve etrenjit minerali oluşmamaktadır (Şekil 4b) ve şişme potansiyelinde azalma meydana gelmektedir (Şekil 1, 2).



a) %14 PG+%1 L (28 gün kür)

b) %15 PG+%15 GGBFS (28 gün kür)

Şekil 4. Katkılı Numunelerin SEM Görüntüleri

4. SONUÇLAR

Bu deneysel çalışmada; şişen zeminlerin fosfojips kullanılarak iyileştirilmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla, hazırlanan numuneler üzerinde klasik ödometre şişme deneyi yapılmış ve bazı numuneler üzerinde SEM analizleri yapılmıştır. Çalışma sonunda aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- Numunelerdeki fosfojips miktarı arttıkça şişme potansiyeli azalmaktadır. Ancak %15'den fazla fosfojips kullanmanın şişme potansiyeli üzerinde bir etkisi yoktur.
- Şişen zeminlerin iyileştirilmesinde fosfojips, kireç ile kullanılabilir. Ancak kireç miktarının artması etrenjit mineralini oluşturmakta ve şişme potansiyeli artırmaktadır.
- Fosfojips, öğütülmüş granüle yüksek fırın cürufu ile kullanıldığında etrenjit minerali oluşmamakta ve şişme potansiyeli düşmektedir.
- Bu çalışmadaki kür etkisi farklı tipdeki numuneler için farklı sonuçlar vermiştir. Sadece fosfojips ile iyileştirilen numuneler için ideal kür süresi 1 gün, fosfojips ve kireç ile iyileştirilen numuneler için ideal kür süresi 7 gün olarak bulunmuştur. Fosfojips ve öğütülmüş granüle yüksek fırın cürufu ile iyileştirilen numuneler için kür süresi arttıkça şişme potansiyeli azalmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] Değirmenci N., Okucu A., Turabi A., "Application of Phosphogypsum in Soil Stabilization", Building and Environment, 2006.

- [2] Lin. K. T., Lai. C. I., Chafoori. N., Chang. W. F., “The Role of Phosphogypsum During the Formation of Ettringite-Based Binders”, Third International Symposium on Phosphogypsum, Vol. II. pp.118-152, 1990.
- [3] Ismaiel, H. A. H., “Treatment and Improvement of the Geotechnical Properties of Different Soft Fine-Grained Soils Using Chemical Stabilization”, *PhD Thesis*, Martin Luther Hate- Wittenberg University, 121 pages, 2006.
- [4] Rabbani Y.D.P., Atrechian M. R., Karimi M., T. Ali , “The potential of lime and grand granulated blast furnace slag (GGBFS) mixture for stabilisation of desert silty sands” , J Civil Eng Res, 2 (2012), pp. 108–119.

GÜÇLENDİRİLMİŞ TEMEL - ALT TEMELLERİN TEKRARLI YÜKLER ALTINDAKİ PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF REINFORCED BASE – SUBBASE PERFORMANCE UNDER REPEATED LOADS

Ahmet DEMİR¹

Erol TUTUMLUER²

Baki BAĞRIAÇIK³

Talha SARICI⁴

Bahadır OK⁵

ABSTRACT

In this study the performance of base and sub-base material under the influence of cyclic loading was investigated experimentally. Resilient modulus testing device was used for research. For this purpose, studies were conducted on the unreinforced clay soil and unreinforced and geogrid reinforced PMT samples. It was aimed to determine effect of the geogrid on resilient modulus. Geogrid was placed at the 7.5 cm 15 cm and 22.5 cm deep of PMT and subjected cyclic loads and then settlement and carrying capacity were determined. Consequently, a considerable increase occurred in resilient modulus in case of using reinforcement. Resilient modulus increases with the increases in the applied cyclic loads for PMT. Resilient modulus decreases with the increases in the applied cyclic loads for clay soils. Also while geogrid placement depth is 22.5 cm the resilient modulus reaches the highest value.

Keywords: Cyclic load, geogrid, reinforcement, resilient modulus

ÖZET

Bu çalışmada, tekrarlı yükleme etkisi altında bulunan temel ve alt temel malzemelerinin performansı deneysel olarak araştırılmıştır. Araştırma için esneklik modülü deneyi cihazı kullanılmıştır. Bu amaçla, geogridle güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş PMT ile güçlendirilmemiş kil zemini üzerinde çalışmalar yapılmıştır. Geogridin esneklik modülüne etkisinin belirlenebilmesi amaçlanmıştır. PMT'nin 7.5 cm, 15 cm ve 22.5 cm derinliklerine geogridler yerleştirilerek tekrarlı yükler etkisi altında taşıma kapasiteleri ve oturma miktarları belirlenmiştir. Sonuçta, donatı kullanılması durumunda esneklik modülü değerinde önemli ölçüde bir artış meydana gelmiştir. PMT için uygulanan tekrarlı yükler arttıkça esneklik modülünün de arttığı, kil zeminde ise kısmen bir azalma meydana geldiği

¹ Yrd. Doç. Dr., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, ahmetdemir@osmaniye.edu.tr

² Prof. Dr., University of Illinois, tutumlue@illinois.edu

³ Arş. Gör., Çukurova Üniversitesi, bbagriacik@cu.edu.tr

⁴ Arş. Gör., İnönü Üniversitesi, talha.sarici@inonu.edu.tr

⁵ Arş. Gör., Adana Bilim ve Teknoloji Üniversitesi, bahadirok@adanabtu.edu.tr

belirlenmiştir. Ayrıca, geogridin yerleştirilme derinliği 22.5 cm olduğunda, en yüksek esneklik modülü değerine ulaşılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Esneklik modülü, geogrid, güçlendirme, tekrarlı yük

1.GİRİŞ

Yol gövdesi altyapı ve üstyapı olmak üzere iki kısımdan oluşur. Alt yapı ise yarma ve dolgulardan oluşur. Üstyapı ise trafik yüklerini altyapıya (taban zeminine) dağıtan tabakalı (kaplama, temel ve alt temel tabakaları) bir yapıdır. Bir üst yapı yapılmadan önce altyapı, üstyapıya istenen bir destek sağlayacak şekilde şartnamelere uygun olarak hazırlanır. Üst yapının performansı taban zeminin fiziksel özellikleri ve durumu ile doğrudan ilgilidir. Yol üst yapısı, trafik yüklerinin ve doğal şartların etkisi altındadır. Trafik yükleri, taşıtların hareketleri sırasında radyal çekme ve basınç gerilmeleri ile düşey basınç gerilmeleri oluşturur. Gerilmelerin şiddeti ve mertebesi, dingil yüklerinin tekerrürü ile doğru orantılıdır [1]. Trafik yükleri tabaka kalınlıklarının ve kullanılacak malzemesinin seçiminde önemli bir etkidir. Son yıllarda temel ve/veya alt temel içine donatı yerleştirilerek bu tabakaların performansının artırılması ve bu tabakaları yapmak için kullanılacak malzeme miktarının da bu yöntem sayesinde azaltılması için çalışmalar gerçekleştirilmektedir.

Donatılı zemin yönteminin en önemli avantajları; uygulamadaki esnekliği ve kolaylığı, herhangi bir karmaşık teknolojik araç veya yöntem gerektirmemesi ve ekonomik olmasıdır. Bu yöntemin ülkemizde özellikle bölgemizde yaygın bir şekilde kullanılması arzu edilmektedir.

Geogrid kullanımı, yol yapım maliyetini azalttığı gibi güçlendirilmiş yol kesitinin performansını artırır. Literatürde bulunan pek çok çalışmada, yol temelinde geogrid kullanımının sağladığı faydalar araştırılmıştır [2, 3, 4].

Temel tabakasında bulunan granüler malzemelerdeki danelerde kırılma veya ezilme meydana gelmesi danelerin yenilmesi anlamına gelmektedir. Bu danelerinin kayması ve dönmesiyle de kalıcı deformasyon oluşur. Dönmeye veya kaymaya karşı koymak için, daneler sürtünme direnci sergilemelidirler. Zemin tabakasında kalıcı deformasyona sebep olan mekanizmalar daha çok yapım aşamasında değil de trafik yükünden olduğu söylenebilir. Bu yüzden Üç Eksenli Tekrarlı Yükleme Testinin (RLT) temel tabakası karakterizasyonunu belirlemede oldukça önemlidir. Yapılan önceki çalışmalar geogridin çok az ya da hiç fayda sağlamadığını düşündürmüştür ama RLT uygulanarak yapılan deneylerde geogridin eklenmesinin sağladığı fayda daha net bir şekilde ortaya çıkmıştır [5]. Bu yüzden RLT testleri geogridlerin karakterizasyonu için en iyi yol gösterici olacağı düşünülmektedir. RLT agregaların ve alt temel zemininin esneklik modülünü belirlemek için AASHTO tarafından standartlaştırılmış bir deneydir. Pek çok araştırmacı geogridle güçlendirilmiş temel tabakalarının ve alt temel zemininin esneklik modülünü ve kalıcı deformasyonlarını incelemişlerdir [6,7,8]

Barksdale [9], yaptığı tekrarlı yükleme deneylerinde kalıcı deformasyonun daha çok uygulanan gerilmeye bağlı olduğunu, deviatör gerilme arttıkça ve yanal gerilme azaldıkça kalıcı deformasyonun arttığını ifade etmiştir.

Yılmaz vd. [10] yaptığı çalışmada granüler yol malzemelerinin tekrarlı yükler altında mekanik özelliklerini belirlemek için bir dinamik üç eksenli deney aleti geliştirmişler ve yaptıkları deneylerde literatüre uyumlu sonuçlar bulmuşlardır.

Kwon ve diğ. [11] geogridle güçlendirilmiş, 254 mm kalınlıkta temel tabakası üzerine, 76 mm kalınlıktaki asfalt tabakası serilerek yapılan çalışmada rezidüel yüklemenin temel

tabakası içerisinde 21 kPa sabit tutulması ve 21 kPa ile 62 kPa ile değiştirilmesi durumlarını araştırmışlardır. Sonuçta, rezidüel gerilmelerin kayda değer bir şekilde temel ve alt temel tabakasında yüklemeye bağlı olarak artış gösterdiği görülmüştür. Ayrıca, geogrid çevresinde gerilmeler yoğunlaştığı için temel ve alt temel tabakasında daha az gerilmelerin oluştuğu belirlenmiştir.

Murad Abu-Farsakh ve diğ. [12] çalışmalarında üç eksenli tekrarlı yükleme testleri gerçekleştirerek hazırladıkları deney numunelerinin esneklik modülünü ve kalıcı deformasyonlarını belirlemeye çalışmışlardır. Beş farklı geogrid ile hazırladıkları deney numuneleri ile geogridle güçlendirilmiş granüler temel tabakasının davranışını araştırmışlardır. Deney sonuçlarında geogridle güçlendirmenin granüler temel tabakasının performansını artırdığını kalıcı deformasyonu azalttığını, geogridin geometrisinin ve elastisite modülünün davranışı önemli ölçüde etkilediğini belirtmişlerdir.

Hicks ve Monismith [13] 'de esneklik modülünün gerilme miktarından etkilendiğini bulmuşlardır. Çalışmalarında yanal gerilmeye ki artışın esneklik modülünü artırdığını fakat yanal gerilme azalışında bunun geçerli olmadığını belirtmişlerdir. Ayrıca eksenel gerilme arttıkça aynı etkilerin meydana geldiğini bulmuşlardır. Diğer araştırmacılar Hicks ve Monismith'in bulgularını doğrulamışlardır. Yani yanal basınç ve asal gerilme temel malzemesinin esneklik modülünü ciddi bir şekilde etkilemektedir.

Bu çalışmada esneklik modülü deneyi cihazı kullanılarak kil zeminin ve granüler malzemenin (PMT) davranışı incelenmiştir. Ayrıca geogridin esneklik modülüne etkisinin belirlenebilmesi amaçlanmıştır. PMT'nin 7.5 cm, 15 cm ve 22.5 cm derinliklerine geogridler yerleştirilerek tekrarlı yükler etkisi altında taşıma kapasiteleri ve oturma miktarları belirlenmiştir.

2. MATERYAL VE METOT

2.1. Materyal

Deneylerde temel zemini için kil zemini ve temel tabakası (PMT, Plent Miks Temel) için granüler malzeme kullanılmaktadır. PMT'yi güçlendirmek için de geogrid kullanılmıştır.

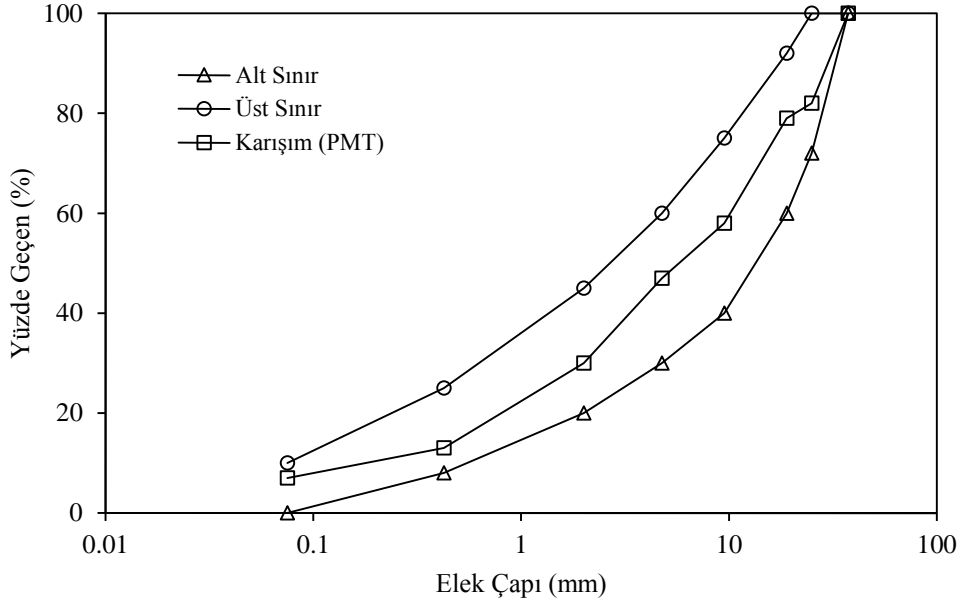
Çalışmada kullanılacak zemin numunelerinin özelliklerini belirlemek için bazı temel mühendislik deneyleri yapılmıştır. Deney numunesi olarak kullanılan kil zemin için yapılan deney sonuçlarından, maksimum kuru birim hacim ağırlık, 17.49 kN/m³, optimum su muhtevası % 17, Likit limiti % 24, Plastik limiti % 17, Plastisite indisi % 7 ve CBR değeri % 4.7 olarak bulunmuştur.

Deneylerde kullanılan temel malzemesini (PMT) temsil etmek için kullanılan granüler malzeme, 5. Karayolları Genel Müdürlüğü sınırları içinde mevcut en yüksek kaliteli taş ocaklarından gelen malzemedir. Karayolları Teknik Şartnamesine göre yol temellerinde kullanmak için uygun, en ideal karışım yapılarak elde edilmiştir. Hazırlanan temel malzemesinin (PMT) gradasyonu Şekil 1'de verilmiştir. Temel zemini için kullanılan PMT'nin özellikleri Tablo 1'de gösterilmektedir. PMT'yi güçlendirmek için kullanılan geogridin özellikleri ise Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 1. Temel Malzemesine (PMT) ait Deney Sonuçları

Deney Adı	Deney Sonucu
-----------	--------------

	Modifiye Proctor	Titreşimli Tokmak
Mak. Kuru Birim Ağırlık (t/m^3)	2.248	2.345
Optimum su İçeriği (%)	4.6	4.0
Likit Limit (%)	N.P.	
Plastisite İndeksi (%)	-	
Yaş CBR (%)	252	



Şekil 1. Temel Malzemesi (PMT) Granülometresi

Tablo 2. Geogridin Özellikleri

Malzeme	Polipropilen (PP)
Maks. Çekme Dayanımı, md/cmd* (kN/m)	-
%2 uzamada çekme dayanımı, md/cmd* (kN/m)	-
%5 uzamada çekme dayanımı, md/cmd* (kN/m)	300
Kopma Uzaması md/cmd* (%)	93
Açıklık, md × cmd* (mm x mm)	38 x 38

2.2. Metot

Kil zemini, proktor kalıbında sıkıştırıldıktan sonra numune dikkatli bir şekilde kaptan çıkarılmıştır (Şekil 2). Deney numunesinin membran içerisine alınması için Şekil 3’de görülen silindirik kap kullanılmıştır. Zemin numunesi, O-Ring’ler yardımıyla membran içerisine alınıp deney öncesi son adım olarak esneklik modülü deney aleti içerisine yerleştirilmiştir (Şekil 3). Membran içerisine yerleştirilen zemin numunesi deney sistemine standartlara uygun olarak yerleştirildikten sonra deneyler başlatılmıştır (Şekil 4). Deneyler, AASHTO T 307 standartı Tip-2 zemin grubu prosedürlerine göre yapılmıştır.



Şekil 2. Sıkıştırılan Kil Numunesi



Şekil 3. Deney Numunesinin Membran İçine Alınması



Şekil 4. Zemin Numunesinin Deney Sistemine Yerleştirilmesi

Granüler malzeme (PMT) için gerekli zemin miktarının hazırlanışı Şekil 5’te görülmektedir. Deney için uygun gradasyon elde edildikten sonra, numune 6 tabaka halinde sıkıştırılmıştır. Sıkıştırma işlemi için numune membran içerisine alınmıştır. Deneyde kullanılan silindirik numunenin çapı 150 mm yüksekliği ise 315 mm’dir (Şekil 6a). Membran içerisine alınan numune titreşimli kompaksiyon cihazı ile 6 tabaka halinde sıkıştırılmıştır (Şekil 6b). Sıkıştırma işleminden sonra sıkıştırma yüzeyi düzeltilmiş ve oluşan tabaka yüksekliği kontrol edilmiştir. Deneylerde AASHTO T 307 standardı Tip-1 zemin grubu prosedürleri dikkate alınmıştır.



Şekil 5. KTŞ’ye Uygun Karışım Gradasyonun Elde Edilmesi



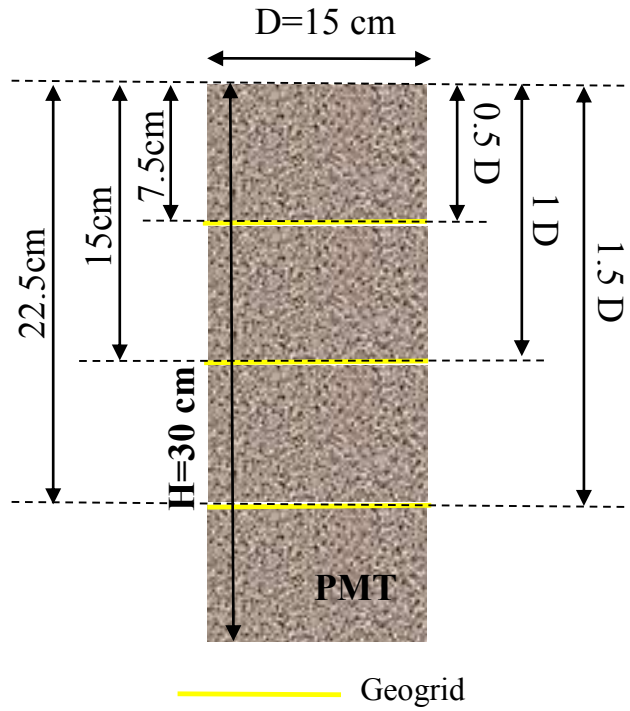
Şekil 6. a) Numunenin Sıkıştırılacağı Mold b) Numunenin Sıkıştırılması

Donatı ile güçlendirilen deneylerde, zemin geogrid yerleştirilecek derinliğe kadar tabaka tabaka sıkıştırılarak yerleştirilmiş sonra düzgün biçimde kesilen geogrid yerleştirilmiş üzerine zemin numuneleri tabaka tabaka sıkıştırılarak yerleştirilmiştir (Şekil 7). Sıkıştırma işlemi bittikten sonra kil numunesinde olduğu gibi tekrar bir membran içerisine daha alınmıştır ve deney düzeneğine yerleştirilerek deneye tabi tutulmuştur.



Şekil 7. Temel Zeminini İçerisine Geogrid Yerleştirilmesi

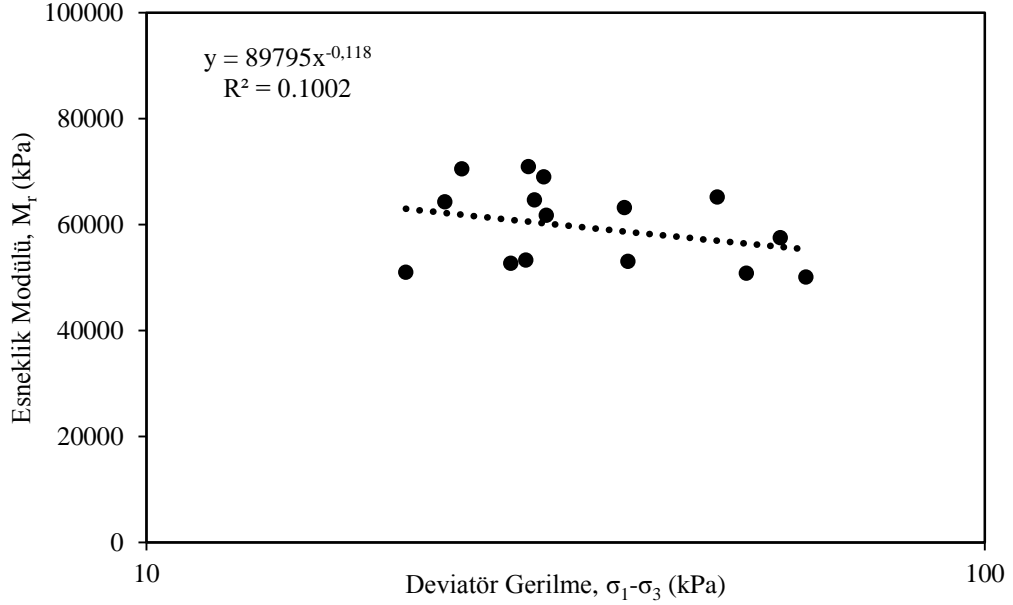
Şekil 8’de PMT için yapılan deneylere ait kesit görülmektedir. Şekilde 8’de görüldüğü gibi deney numunesinin yüksekliği 30 cm çapı (D) 15 cm’dir. Sırası ile numunenin yukarıdan 7.5 cm ($u=0.5D$), 15 cm ($u=1D$) ve 22.5 cm ($u=1.5D$) mesafelerine geogrid donatı yerleştirilmiştir (u =Donatının numunenin üst kısmına olan mesafesi).



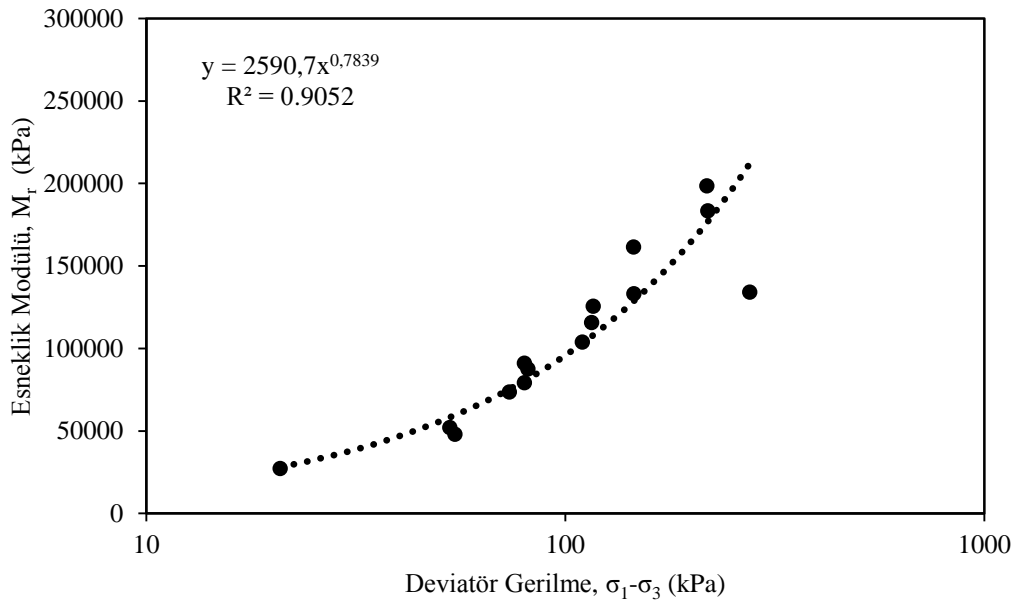
Şekil 8. PMT Numuneleri İçin Deney Kesiti

3. BULGULAR

Kil zemin numunesinin ve PMT temel tabakasının esneklik modüllerini bulmak için tekrarlı yüklemeli deneyler yapılmıştır. Deneyler sonucunda elde edilen esneklik modülünün deviatör gerilme ile değişim grafikleri Şekil 9 ve Şekil 10'da gösterilmiştir.



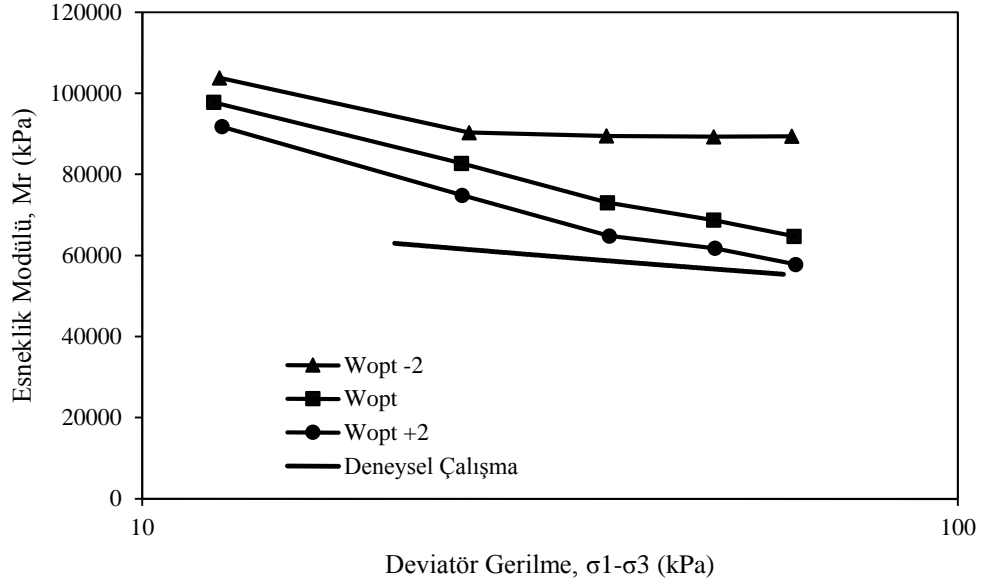
Şekil 9. Kil Zemini İçin Esneklik Modülü Deviatör Gerilme Grafiği



Şekil 10. Donatısız (UR) PMT İçin Esneklik Modülü Deviatör Gerilme Grafiği

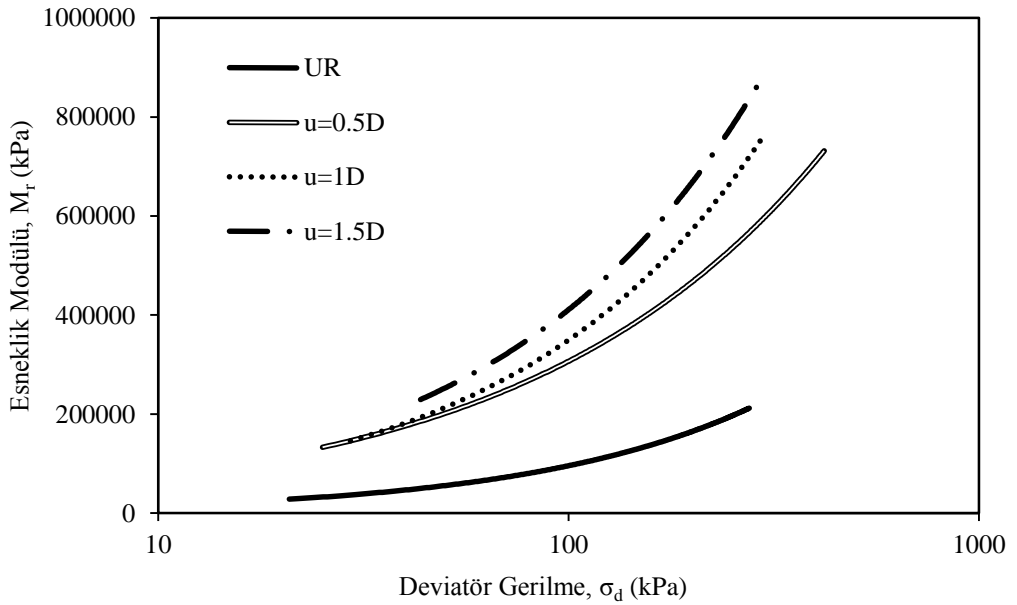
Şekil 9 ve Şekil 10'da görüldüğü gibi, Donatısız (UR) PMT için deviatör gerilme arttıkça esneklik modülünün de arttığı görülmüştür. Fakat kil zeminde ise deviatör gerilme arttıkça esneklik modülünde kısmen bir azalış meydana gelmiştir. Kil zemin için yapılan deney, başka bir çalışma [14] ile birlikte Şekil 11'de görüldüğü gibidir. Karşılaştırılan çalışmada araştırmacılar optimum su içeriği, optimum su içeriğinin %2 fazla değeri ve optimum su

içeriğinin %2 az değeri için deneyler yapmışlardır. Şekil 11’de de açıkça görüldüğü gibi kil zeminde deviatör gerilme arttıkça esneklik modülünde kısmen bir azalış meydana gelmiştir.



Şekil 11. Kil İçin Yapılan Deneyin Başka Bir Araştırma [14] İle Karşılaştırılması

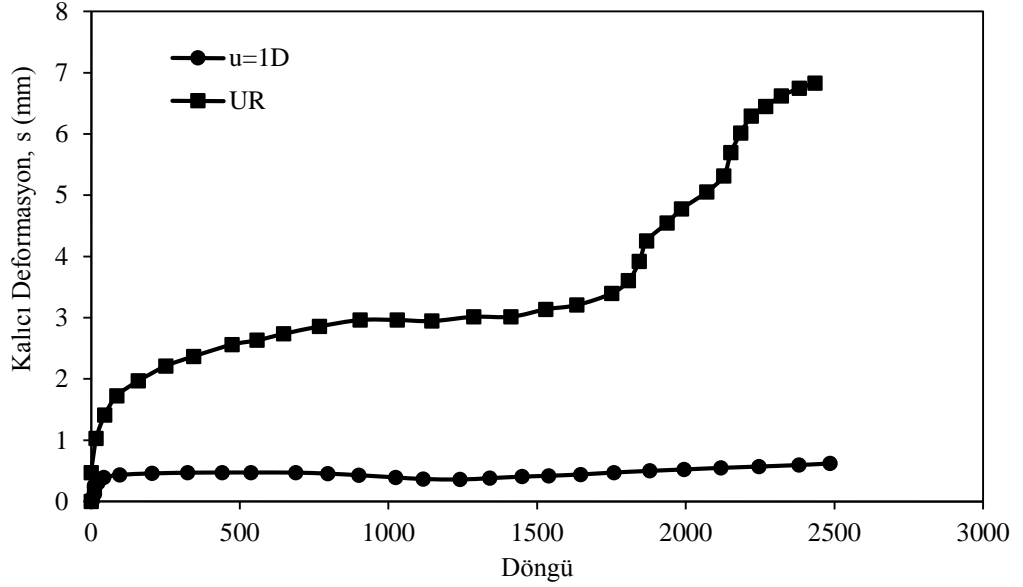
Farklı derinliklere yerleştirilen geogrid ile güçlendirilmiş PMT temel tabakası üzerinde esneklik modülü deneyleri yapılmış ve geogrid yerinin esneklik modülüne etkileri incelenmiştir. Geogrid numunenin içerisine yukardan aşağı doğru 7.5 cm, 15 cm ve 22.5 cm derinliklere gömülerek 3 deney gerçekleştirilmiştir. Deneyler sonucunda elde edilen esneklik modülünün deviatör gerilme ile değişim grafiği Şekil 12’de gösterilmiştir.



Şekil 12. Farklı Derinliklerde Güçlendirilmiş PMT Temel Tabakası Esneklik Modülü Deviatör Gerilme Grafiği

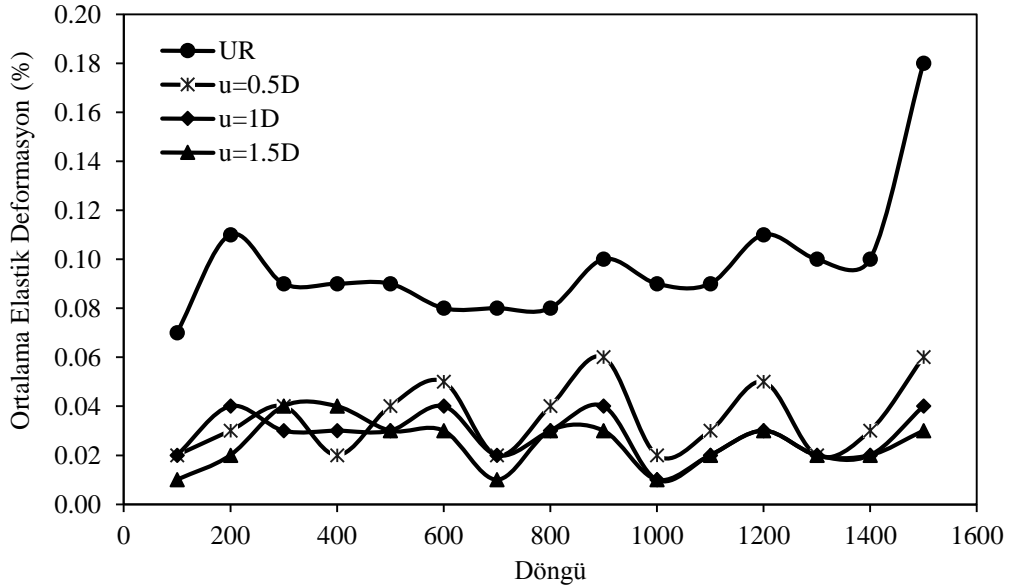
Şekil 12’de görüldüğü gibi, yerinden bağımsız olarak geogrid ile güçlendirmenin esneklik modülünü arttırdığı görülmüştür. Ayrıca donatının yeri, esneklik modülünde çok büyük değişiklikler oluşturmasada en yüksek esneklik modülü değeri $u=1.5D$ mesafesindeki geogridle güçlendirme için elde edilmiştir.

Şekil 13’de döngü sayısı-kalıcı deformasyon grafiği donatısız PMT ile donatının 15 cm yüksekliğe ($u=1D$) yerleştirildiği durum için gösterilmiştir. Grafikte görüldüğü gibi donatı kullanımı kalıcı deformasyon değerini oldukça azaltmıştır.



Şekil 13. Donatılı ($u=1D$) ve Donatısız (UR) Durum İçin Kalıcı Deformasyon-Döngü Grafiği

Şekil 14’de farklı derinliklere yerleştirilen geogridin ortalama elastik deformasyona katkısı incelenmiştir. Şekil 14’de de görüldüğü gibi donatılı durumlar birbirine çok yakın çıkmıştır ve her yükseklik durumu içinde PMT’nin ortalama elastik deformasyonunu azaltmıştır.



Şekil 14. Ortalama Elastik Deformasyon Döngü Grafiği

4. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında, kil zemini ve PMT malzemesi üzerinde esneklik modülü deneyi cihazı kullanılarak deneysel çalışmalar yapılmıştır. PMT numunelerinin yukarıdan 7.5 cm ($u=0.5D$), 15 cm ($u=1D$) ve 22.5 cm ($u=1.5D$) mesafelerine geogridler yerleştirilmiştir ve PMT malzemesi içerisine yerleştirilen geogridin PMT'nin davranışını nasıl etkilediği incelenmiştir.

Donatısız (UR) PMT temel zemininde, deviatör gerilme arttıkça esneklik modülünün de arttığı görülmüştür. Fakat kil zemini için yapılan deneyde ise deviatör gerilme arttıkça esneklik modülünde kısmen bir azalış meydana gelmiştir.

PMT içine yerleştirilen donatı, Gael [15] tarafından yapılan çalışmaya benzer biçimde, esneklik modülünü kayda değer bir şekilde artırmıştır. Geogridin bu katkısı, geogridli tüm deneylerde görülmüştür. Fakat yapılan deneylerde geogridin yerinin esneklik modülünü çok fazla değiştirmedeği gözlemlenirken, yine Gael [15] tarafından yapılan çalışmaya benzer biçimde en üst kısımda (1.5D) bulunan geogridin daha fazla katkı sağladığı görülmüştür. Ayrıca geogrid kullanımı kalıcı ve elastik deformasyon miktarını da azaltmıştır. Donatının ortalama elastik deformasyonu artırdığı görülse de donatının katkısının donatının gömülme derinliğiyle bir bağlantısı olmadığı ve birbirine yakın değerler elde edildiği görülmüştür.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma, Karayolları 5. Bölge Müdürlüğü ile Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi tarafından yürütülen KGM-ARGE/2012-3 numaralı “Geosentetiklerle Güçlendirilmiş Esnek Yol Kaplamalarının Tekrarlı Yükler Altındaki Performansının Değerlendirilmesi” isimli araştırma projesi tarafından desteklenmiştir. Yazarlar desteklerinden dolayı KGM'ye teşekkürlerini bir borç bilirlen.

KAYNAKLAR

- [1] Karayolları Genel Müdürlüğü (2008). “Karayolları Esnek Üstyapılar Projelendirme Rehberi”, Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı, Ankara.
- [2] Al-Qadi, I. L., Barndon, T. L., Valentine, R. J., Lacina, B. A., and Smith, T. E. (1994), “Laboratory Evaluation of Geosynthetics Reinforced Pavement Sections.”, Transportation Research Record 1439, Transportation Research Board, Washington, DC, 25–31.
- [3] Berg, R. R., Christopher, B. R., and Perkins, S. W. (2000), “Geosynthetic Reinforcement of the Aggregate Base Course of Flexible Pavement Structures.”, GMA white paper II, Geosynthetic Material Association, Roseville, MN, 100.
- [4] Hass, R., Walls, J., and Carroll, R. G. (1988), “Geogrid Reinforcement of Granular Bases in Flexible Pavements.”, Transportation Research Record 1188, Transportation Research Board, Washington, DC, 19–27.
- [5] Nazzal, M. (2007), “Laboratory Characterization and Numerical Modeling of Geogrid Reinforced Bases in Flexible Pavements.”, Ph.D. Thesis, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Louisiana State Univ., Baton Rouge, LA.
- [6] Ahmed Kamel, M., Chandra, S., and Kumar, P. (2004), “Behavior of Subgrade Soil Reinforced With Geogrid”, Int. J. Pavement Eng., 5(4), 201–209.

- [7] Nazzal, M., Abu-Farsakh, M., and Mohammad, L. (2007), "Laboratory Characterization of Reinforced Crushed Limestone Under Monotonic and Cyclic Loading", *J. Mater. Civ. Eng.*, 19(9), 772–783.
- [8] Perkins, S. W., Christopher, B. R., Cuelho, E. L., Eiksund, G. R., Hoff, I., Schwartz, C. W., & Watn, A. (2004), "Development of Design Methods for Geosynthetic Reinforced Flexible Pavements", Report Prepared for the US Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, DC, FHWA Report Reference Number DTFH61-01-X-00068, 263p.
- [9] Barksdale, R.D. (1972), "Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials," *Proceedings of the 3rd International Conference on Asphalt Pavements*, University of Michigan, Ann Arbor, pp. 161–174.
- [10] Yılmaz A., Karaşahin M. (2008), "Mechanical Properties Of Ferrochromium Slag In Granular Layers Of Flexible Pavements", *Materials And Structures*, pp.309 - 317
- [11] Kwon, J., Tutumluer, E., Konietzky, H., and Keip, M.-A. (2006), "Investigation of Geogrid Base Reinforcement Mechanisms Considering Residual Stress and Confinement Effects", In *Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics*, Yokohama, Japan, September 18-22.
- [12] Abu-Farsakh, M., Souci, G., Voyiadjis, G. Z., & Chen, Q. (2012), "Evaluation of Factors Affecting the Performance of Geogrid-Reinforced Granular Base Material Using Repeated Load Triaxial Tests", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(1), 72-83. ISO 690
- [13] Hicks, R.G. ve C.L. Monismith (1971), "Factors Influencing the Resilient Response of Granular Materials", *Transportation Research Record 345*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- [14] Özay, O., ve Güngör A.G., (2008), "Esneklik Modülü Deneyi", Ankara
- [15] Gael Souci (2009), *Laboratory Characterization of Geogrid-Reinforced Unbound Granular Material for Use in Flexible Pavement Structures*, Degree of Master of Science, Louisiana State University, Baton Rouge, Louisiana.

ÇELİKHANE CÜRUFU KATKILI KİL ZEMİNLERİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİNİN ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATION OF ENGINEERING PROPERTIES OF SOILS STABILIZED WITH STEEL SLAG

Beste SELEKOĞLU¹ M. Merve AKBULUT² Mustafa ÇETİNER³
Murat ÖRNEK⁴ Yakup TÜREDİ⁵

ABSTRACT

Nowadays the widely used methods of soil improvement, as well as physical methods, chemical methods such as the use of additives are also included. In this study, the effects of the engineering properties of the steel slag (BOF slag) an important product in the iron and steel industry mixed with clay soil are investigated. For this purpose, some of the classical laboratory tests were performed in the Geotechnical Laboratory. Sieve analysis, unit weight test, density test, consistency limits, compaction and unconfined compression test were conducted on the natural clay soil and steel slag stabilized clay soil in the laboratory studies. The BOF slag was included at the rates of 2%, 5%, 7.5%, 10%, 20%, 50% and 95% in natural clays. The laboratory tests have also been performed for 100% of BOF slag and 100% of natural clay soil conditions. As seen from the test results that the inclusion of BOF slag in the natural clay improves the index and strength properties of the clay soils.

Keywords: Steel slag, soil improvement, clay, laboratory tests.

ÖZET

Günümüzde sıkça kullanılan zemin iyileştirme yöntemlerinde, fiziksel yöntemlerin yanı sıra, katkı malzemesi kullanılması gibi kimyasal yöntemler de yer almaktadır. Bu çalışmada demir çelik endüstrisinde önemli bir ürün olan çelikhane cürufu (BOF cürufu) farklı oranlarda kil zeminle karıştırılarak zeminlerin mühendislik özelliklerine etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla Geoteknik Laboratuvarı'nda geleneksel laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Laboratuvar çalışmalarında doğal kil zemin ve çelikhane cürufu katkılı doğal kil zemin üzerinde elek analizi, piknometre, sıklık, kıvam limitleri, kompaksiyon ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır. BOF cürufu doğal kil zeminlere %2, %5, %7.5, %10, %20, %50, %95 oranlarında dahil edilmiştir. Deneyler %100 doğal kil zemin ve %100 BOF cürufu durumları için de yapılmıştır. Deney sonuçları, BOF cürufunun doğal kil zeminlere katılması durumunda kil zeminlerin endeks ve mukavemet davranışlarında iyileşmeler meydana getirdiğini göstermiştir.

¹ İnş. Müh., İskenderun Teknik Üniversitesi, İnşaat. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, beste.selekoglu@gmail.com

² İnş. Müh., İskenderun Teknik Üniversitesi, İnşaat. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, mmerveakblt@gmail.com

³ İnş. Müh., İskenderun Teknik Üniversitesi, İnşaat. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, mustafacetiner19@gmail.com

⁴ Doç. Dr., İskenderun Teknik Üniversitesi, İnşaat. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, mornek60@yahoo.com

⁵ Arş. Gör., İskenderun Teknik Üniversitesi, İnşaat. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, turediyakup@hotmail.com

Anahtar Kelimeler: Çelikhane cürufu, zemin iyileştirme, kil, laboratuvar deneyleri.

1. GİRİŞ

Problemlili veya zayıf zeminler, yol altı ve temel altı dolguları gibi inşaat sahalarında bulunması istenmeyen, taşıma gücü düşük, su emme kapasitesi yüksek zeminlerdir. Bu tür mühendislik zaafiyetleri olan zeminlerin temel zemini olarak kullanılmaması gerekmektedir. Bu olumsuzlukların giderilmesi adına ilk akla gelebilecek yöntem problemlili zeminlerin buldukları yerden kaldırılması ve yerine taşıma gücü yüksek, rötre veya şişme göstermeyen (geoteknik özellikleri daha iyi olan) zeminlerin yerleştirilmesidir. Ancak bu yöntemde iş yükü ve maliyeti artmakta ve dolayısıyla iş süresi uzamaktadır. Problemlili zeminler için başka bir çözüm önerisi de zeminlerin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi ve zeminlerin kullanılabilir hale getirilmesidir. Günümüzde sıkça kullanılan zemin iyileştirme yöntemlerinde, fiziksel yöntemlerin yanı sıra, katkı malzemesi kullanılması gibi kimyasal yöntemler de yer almaktadır. Zeminlerin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesinde katkı malzemelerinin kullanılması, geoteknik mühendisliğin önemli çalışma konularından birisidir. Zeminlerde katkı olarak çimento, kireç, bakır cürufu, öğütülmüş yüksek fırın cürufu ve uçucu kül gibi malzemeler kullanılmaktadır. Yapılan çalışmalarda genellikle farklı oranlarda bir veya birkaç farklı katkı maddesi zemin ortamında karıştırılmaktadır.

Geri dönüşüm amacı ile zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılan endüstriyel atıkların, ortaya çıkışları sürekli olan ve yüksek miktarlarda elde edilebilen malzemelerden seçilmesi amaca daha uygundur. Ekonomi ve çevre koruma faktörleri dikkate alındığında, çelik fabrikalarından çıkan çeşitli türdeki cürufuların, toz ve çamurların çok iyi bir şekilde değerlendirilmesi gerekmektedir. Çelik üretiminde ortaya çıkan fazla miktardaki yan ürünler, dünyada birçok ülkede yasalarla denetlenmekte ve demir çelik fabrikaları kendi atıklarını ya da yan ürünlerini çevresel faktörleri de dikkate alarak kullanmanın veya yok etmenin yollarını aramaktadırlar. Çelik endüstrisinde yüksek tonajlı bir atık olan cürufular üzerinde yapılan çalışmalarda, farklı alanlarda katkı malzemesi olarak kullanımının mümkün olduğu sabitlenmiş ve malzeme bir “atık” olmak durumundan çıkıp bir “ürün” durumuna geçmiştir. “Çelikhane Cürufu (BOF cürufu)” olarak adlandırılan bu malzeme çelik üretiminde büyük miktarlarda ortaya çıkan bir “yan” üründür. Çelikhane cürufu, sıvı çelik üretimi esnasında çelik içerisindeki empüritelere oksidasyonu sonucu oluşan oksit ve silikatlardan meydana gelen oluşturduğu karmaşık kimyasal yapıya sahip metalik olmayan yan ürün olup, koyu gri renkte, köşeli dane şekline ve pürüzlü bir yüzeye sahiptirler.

Demir çelik endüstrisinde yılda yaklaşık 1.6 milyar ton çelik üretilirken, 650 milyon ton yan ürün, katı atık ve çamurun ortaya çıktığı tahmin edilmektedir. Bir ton çelik üretimi sırasında yaklaşık 400-450kg katı atık üretilmektedir. Bu katı atıkların genelde 250-300 kg'ını yüksek fırın ve 100-150 kg'ını çelikhane cürufuları oluşturmakta geri kalanı ise toz, çamur ve haddehane tufalı, kullanılmış refrakterlerden meydana gelmektedir. BOF cürufu demir çelik sektöründe sinter fabrikasında kullanılabildiği gibi, ince dolgu malzemesi ve kaba dolgu malzemesi olarak da kullanılabilir. Karayolu yapım uygulamalarında; karayolu üstü yapı malzemesi, asfalt katkı malzemesi ve asfalt betonu olarak kullanımı hakkında çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Yine demiryolunda balast malzemesi olarak ve çimento yapımında katkı malzemesi olarak kullanımıyla ilgili de çeşitli çalışmalar yapılmaktadır.

Literatürde, çimento-yüksek fırın cürufu karışımlarının veya benzer şekilde, kireç-yüksek fırın cürufu karışımlarının kullanıldığı çalışmalar yer almaktadır [1-12].

Bilgen vd. [10] tarafından yapılan çalışmada, Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş. (ERDEMİR)'den temin edilen çelikhane cürufunun killi zeminlerin geoteknik özelliklerinin iyileştirilmesinde katkı olarak kullanımı, kireç ile etkileşimi ve en uygun karışım oranları

araştırılmıştır. Çalışmada ayrıca, düşük plastisiteli kil olarak, Adapazarı-Kocaeli illeri arasında bulunan Uzunçiftlik beldesinden temin edilen kil kullanılmıştır. Uzunçiftlik kiline farklı oranlarda BOS ve kireç karıştırılarak hazırlanan numunelere, kimyasal zemin stabilizasyonu için önerilen deneyler yapılmıştır [13]. Çalışmanın sonuçları, çelikhane cürufunun, killerin mukavemet özelliklerinde istenilen yönde artışlar meydana getirdiğini ve kireç ile birlikte kullanılması durumunda çok daha etkin bir katkı malzemesi olarak kullanılabileceğini göstermiştir.

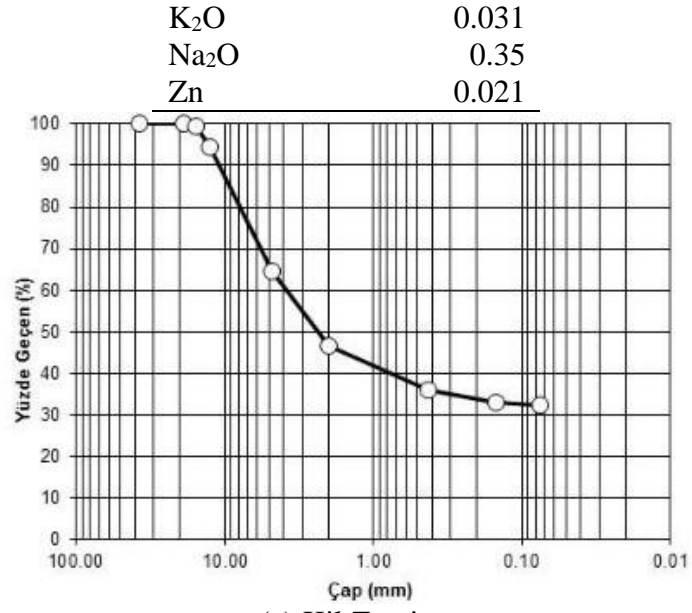
Bu çalışmada İSDEMİR'den (İskenderun Demir ve Çelik A.Ş.) temin edilen çelikhane cürufu (BOF cürufu) farklı oranlarda kil zeminle karıştırılarak çelikhane cürufunun zeminlerin mühendislik özelliklerine etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla İskenderun Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda geleneksel laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Laboratuvar çalışmalarında doğal kil zemin ve çelikhane cürufu katkılı doğal kil zemin üzerinde elek analizi, piknometre, sıklık, kıvam limitleri, kompaksiyon ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır. BOF cürufu doğal kil zeminlere %2, %5, %7.5, %10, %20, %50 oranlarında dahil edilmiştir. Deneyler %100 doğal kil zemin ve %100 BOF cürufu durumları için de yapılmıştır. Deney sonuçları, BOF cürufunun farklı oranlarda doğal kil zeminlere katılması durumunda zeminlerin endeks ve mukavemet davranışlarında iyileşmeler meydana getirdiğini göstermiştir. Bu çalışma bulgularının, demir-çelik endüstrisinde her yıl binlerce ton mertebelerinde üretilen ve yan bir ürün olan "BOF cürufu"nun geoteknik mühendisliğinde kullanımında alternatif bir kaynak oluşturması beklenmektedir.

2. DENEY YÖNTEMİ

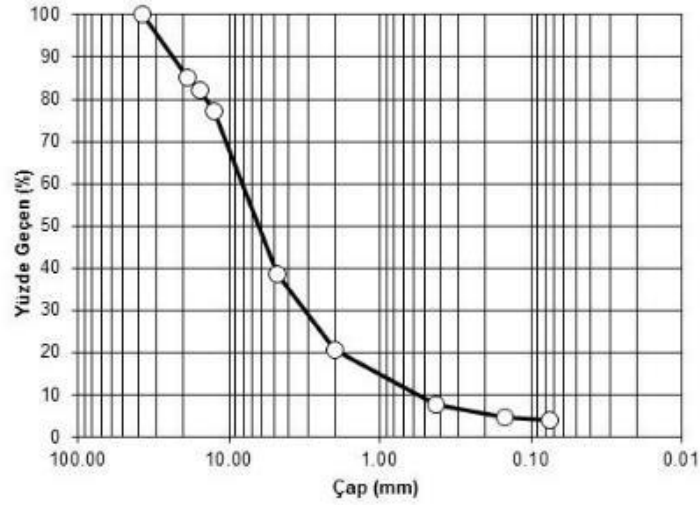
Deneyler, İskenderun Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda yapılmıştır. Çelikhane cürufu (BOF cürufu) İSDEMİR'den (İskenderun Demir ve Çelik A.Ş.), doğal kil zemin ise İskenderun'dan temin edilmiştir. Laboratuvar çalışmalarında doğal kil zemin ve çelikhane cürufu katkılı doğal kil zemin üzerinde elek analizi, piknometre, sıklık, kıvam limitleri, kompaksiyon ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır. BOF cürufu doğal kil zeminlere %2, %5, %7.5, %10, %20, %50 oranlarında dahil edilmiştir. Deneyler %100 doğal kil zemin ve %100 BOF cürufu durumları için de yapılmıştır. Deneylerde kullanılan çelikhane cürufunun kimyasal analiz sonuçları Tablo 1'de verilmiştir. Şekil 1'de ise deneylerde kullanılan kil zemin ve cürufa ait granülometri eğrileri yer almaktadır. Deneylerde kullanılan doğal kil zeminin sınıfı Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne göre (USCS) CL (düşük plastisiteli kil) olarak bulunmuştur. Yapılan kıvam limitleri deneylerinde ise doğal kil zeminin likit limit değeri %45, plastik limit değeri %22 ve plastisite indisi de %23 olarak belirlenmiştir. BOF cürufu üzerinde yapılan kıvam limitleri deneylerinde NP (Non Plastic) bir özellik tespit edilmiştir.

Tablo 1. Deneylerde Kullanılan Çelikhane Cürufunun Kimyasal Bileşenleri

Bileşen	Yüzde miktarı
TFe	22.81
SiO ₂	9.07
CaO	40.13
Al ₂ O ₃	2.93
MgO	5.74
MnO	3.68



(a) Kil Zemin



(b) BOF Cürufu

Şekil 1. Deneilerde Kullanılan Kil Zemin ve BOF Cürufuna ait Granülometri Eğrileri

Deneiler sırasında çelikghene cürufu ve kil zemine ait görünümüler Şekil 2’de yer almaktadır.



(a) Çelikhane cürufu

(b) Doğal kil zemin

Şekil 2. Deneyleerde Kullanılan Çelikhane Cürufu Ve Doğal Kil Zemin

Deneyleerde kullanılan kodlamalar ve karışım yüzdeleri aşağıdaki tabloda verilmiştir (Tablo 2).

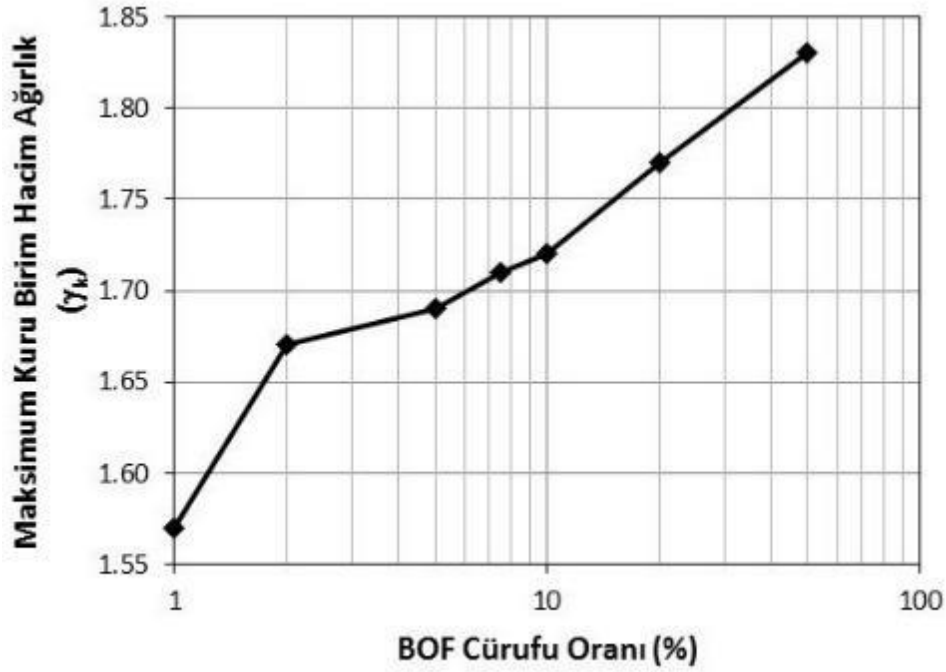
Tablo 2. Deneyleerde Kullanılan Karışımalar

Deney Grubu	Özellik
D1	%100 kil
D2	%98 kil + %2 BOF cürufu
D3	%95 kil + %5 BOF cürufu
D4	%92.5 kil + %7.5 BOF cürufu
D5	%90 kil + %10 BOF cürufu
D6	%80 kil + %20 BOF cürufu
D7	%50 kil + %50 BOF cürufu
D8	%5 kil + %95 BOF cürufu
D9	%100 BOF cürufu

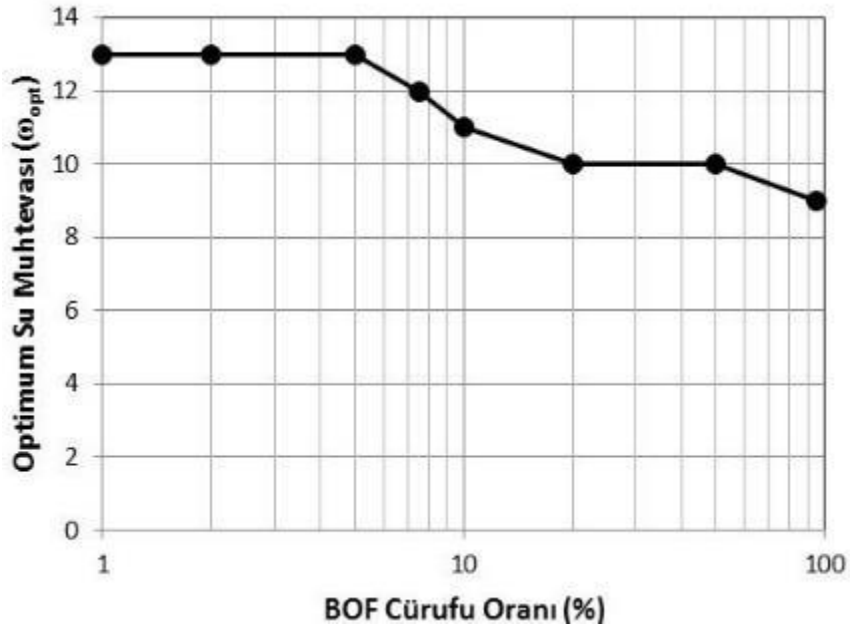
Çalışmada farklı oranlarda BOF cürufu katkısı olması durumlarında kompaksiyon deneyleeri yapılmıştır. Kompaksiyon deneyleeri sonucunda BOF cürufu katkı oranının maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası üzerindeki etkileri irdelenmiş, deneyleerden elde edilen parametreler Tablo 3'te verilmiştir. Şekil 3'de doğal kil zeminlerde BOF cürufu katkı oranının kompaksiyon parametreleri üzerindeki etkileri logaritmik tabanlı eksen kullanılarak gösterilmektedir. Deney sonuçları, BOF cürufu katkısı arttıkça, maksimum kuru birim hacim ağırlık değeri de arttığını göstermektedir. Şekil 3'den, optimum su muhtevası değeri BOF cürufu katkısından çok fazla etkilenmediği, değeri %13 ile %9 mertebeleri arasında kaldığı görülmektedir.

Tablo 3. Kompaksiyon Parametreleri

Deney Grubu	ω_{opt} (%)	γ_{kmax}
D1	13	1.57
D2	13	1.67
D3	13	1.69
D4	12	1.71
D5	11	1.72
D6	10	1.77
D7	10	1.83
D8	9	1.94
D9	9	1.97



(a) Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlığı

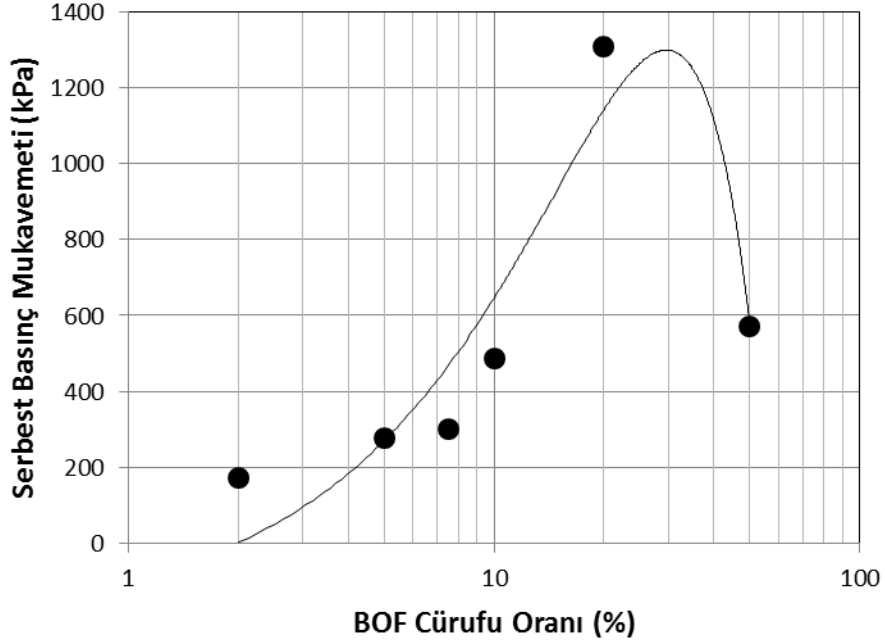


(b) Optimum Su Muhtevası

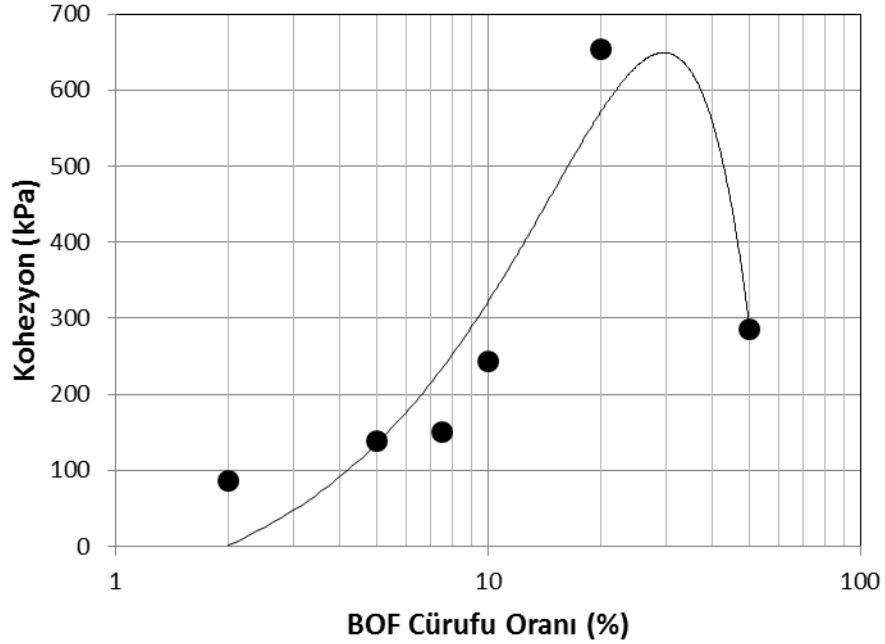
Şekil 3. BOF Cürufu Oranının Kompaksiyon Parametrelerine Etkisi

Çalışmanın bu aşamasında farklı oranlarda BOF Cürufu katkısı olması durumlarında serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Serbest basınç deneyleri sonucunda BOF cürufu katkı oranının kil zeminin serbest basınç mukavemeti ve kohezyon üzerindeki etkileri irdelenmiş, deneylerden elde edilen değerler Şekil 4 ve 5'te logaritmik eksen takımında sunulmuştur. Deney sonuçları, BOF cürufu katkısı yaklaşık %20 mertebelerine kadar arttıkça serbest basınç mukavemeti ve buna bağlı olarak ta kohezyon değerinin arttığını ancak, daha fazla

BOF cürufu katkısında kil-cüruf arasındaki bağlayıcılık azaldığından söz konusu mukavemet parametrelerinin azaldığını göstermektedir.

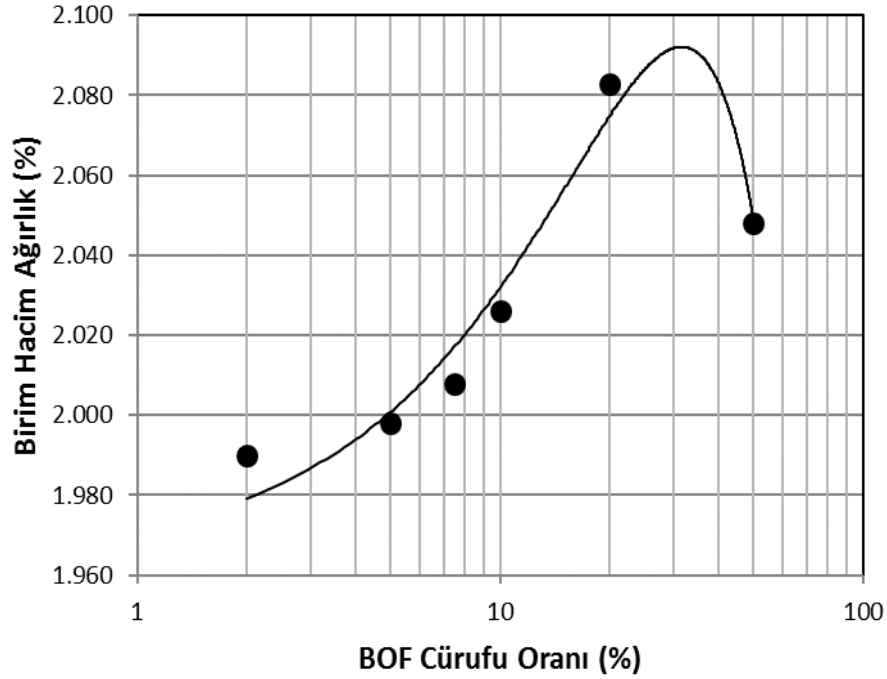


Şekil 4. BOF Cürufu Oranı – Serbest Basınç Mukavemeti İlişkisi



Şekil 5. BOF Cürufu Oranı – Kohezyon İlişkisi

Bu aşamada kil-cüruf karışımı zeminlerin endeks parametrelerinin belirlenmesine yönelik olarak doğal birim hacim ağırlık, su muhtevası, dane birim hacim ağırlık ve sıklık deneyleri yapılmıştır. Doğal birim hacim ağırlık değerleri serbest basınç deneyi için %2, %5, %7.5, %10, %20 ve %50 BOF cürufu karışım oranlarında hazırlanan numunelerden elde edilmiştir. Deney sonuçları en fazla yoğunluk artışının %20 BOF cürufu katkısında elde edildiğini göstermiştir (Şekil 6).



Şekil 6. BOF Cürufu Oranı – Birim Hacim Ağırlık İlişkisi

%100 kil (D1) ve %100 BOF cürufu (D9) durumları için yapılan dane birim hacim ağırlık deneylerinde ortalama dane birim hacim ağırlık değerleri sırasıyla 1.977gr/cm^3 ve 1.75gr/cm^3 olarak tespit edilmiştir. Her bir deney grubu üç kez tekrarlanmıştır. Benzer şekilde D1 ve D9 deney grupları için yapılan sıklık deneyi sonuçları aşağıda yer almaktadır (Tablo 4). En gevşek ve en sıkı yoğunluk durumlarının verildiği tabloda %100 BOF cürufu durumunda elde edilen maksimum ve minimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinin sadece kil zemin olması durumlarından daha yüksek olduğu tespit edilmiştir.

Tablo 4. Sıklık Deneyi Değerleri

Deney Grubu	γ_{kmax} (gr/cm^3)	γ_{kmin} (gr/cm^3)
D1	1.136	1.028
D9	1.487	1.296

TEŞEKKÜR

Bu çalışma kapsamında kullanılan BOF cürufu İSDEMİR'den (İskenderun Demir ve Çelik A.Ş.) temin edilmiştir. Yazarlar desteklerinden dolayı kuruma teşekkürlerini bir borç bilirlir.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada İSDEMİR'den (İskenderun Demir ve Çelik A.Ş.) temin edilen çelikhane cürufu (BOF cürufu) farklı oranlarda kil zeminle karıştırılarak çelikhane cürufunun zeminlerin mühendislik özelliklerine etkileri araştırılmıştır. Laboratuvar çalışmalarında doğal kil zemin ve çelikhane cürufu katkılı doğal kil zemin üzerinde elek analizi, piknometre, sıkılık, kıvam limitleri, kompaksiyon ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Deneylerin ardından elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- Kompaksiyon deney sonuçları, BOF cürufu katkısı arttıkça optimum su muhtevasının çok fazla değişmediğini, maksimum kuru birim hacim ağırlık değerinin de arttığını göstermektedir.
- Serbest basınç deneyi sonuçları, BOF cürufu katkısı yaklaşık %20 mertebelerine kadar arttıkça serbest basınç mukavemeti ve buna bağlı olarak ta kohezyon değerinin arttığını ancak, daha fazla BOF cürufu katkısında kil-cüruf arasındaki bağlayıcılık azaldığından söz konusu mukavemet parametrelerinin azaldığını göstermektedir.
- Serbest basınç deney sonuçları, en fazla yoğunluk artışının %20 BOF cürufu katkısında elde edildiğini göstermiştir.
- %100 BOF cürufu durumunda elde edilen maksimum ve minimum kuru birim hacim ağırlık değerleri sadece kil zemin olması durumundan daha yüksek tespit edilmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Emery, J.J., Kim, C.S., Cotsworth, R.P., (1976), "Base Stabilization Using Pelletized Blast Furnace Slag", J. Test. Eval., 4 (1): 94-100.
- [2] Imtiaz, A., (1993), "Use of Waste Materials in Highway Construction", USA by Noyes Data Corporation, New Jersey, pp. 125.
- [3] Wild, S., Kinuthia, J.M., Jones G.I., Higgins, D.D., (1998), "Effects of Partial Substitution of Lime Ground Granulated Blast Furnace Slag GGBS on the Strength Properties of Lime Stabilized Sulphate-Bearing Clay Soils", Eng. Geol., 51(1): 37-53.
- [4] Al-Rawas, A., Taha, R., Nelson, J.D., Al-Shab, T.B., Al-Siyabi, H., (2002), "A Comparative Evaluation of Various Additives Used in the Stabilization of Expansive Soils", ASTM Geotech. Test. J., 25(2): 199-209.
- [5] Ahnberg, H., Johansson, S.E., Pihl, H., Carlsson, T., (2003), "Stabilising Effects of Different Binders in Some Swedish Soils", Ground Improv., 7(1): 9-23.
- [6] Bilgen, G., (2004), "Yüksek Fırın Cürufu ve Kireçle Zemin Stabilizasyonu", Yüksek Lisans Tezi, Kocaeli Üniversitesi, 150 s.
- [7] Amu, O.O., Adewumi, I.K., Ayodele, A.L., Mustapha, R.A., (2005), "Analysis of California Bearing Ratio Values of Lime and Wood Ash Stabilized Lateritic Soil", J. Appl. Sci., 5(8): 147-1483.
- [8] Saride, S., Puppala A.J., Williammee R., (2010), "Assessing Recycled/ Secondary Materials as Pavement Bases", Proceed. Inst. Civil Eng. Ground Improv., 163: 3-12.
- [9] Bilgen G., Kavak A., (2011), "Düşük Plastisiteli Kilde Katkı Olarak Kireç ve Çelikhane Cürufunun Kullanımı", 4. Geoteknik Sempozyumu, s. 429-436, Adana.
- [10] Bilgen G., Kavak A., Çapar Ö.F., (2012), "Düşük Plastisiteli Bir Kilde Katkı Olarak Çelikhane Cürufunun Kullanılması ve Kireç ile Etkileşimi", Karaelmas Fen ve Mühendislik Dergisi, 2(2), 30-38.

- [11] Kamei, T., Ahmed, A., Ugai, K., (2013), “Durability of Soft Clay Soil Stabilized With Recycled Bassanite and Furnace Cement Mixtures”, *Soils and Foundations*, 53 (1): 155-165.
- [12] Ahmed, A., Issa, U. H., (2014), “Stability of Soft Clay Soil Stabilised With Recycled Gypsum in a Wet Environment”, *Soils and Foundations*, 54 (3): 405-416.
- [13] ASTM D 4609–01, 2001. Standard Guide for Evaluating Effectiveness of Admixtures for Soil Stabilization. American Test Methods Standards.

BİR KİLİN ATIK GRANİT KIRIĞIYLA İYİLEŞTİRİLMESİ

IMPROVING A CLAY BY WASTE GRANITE TILES

Diyar İsmail HASSAN¹ Ali Fırat ÇABALAR^{2*} Nurullah AKBULUT³

ABSTRACT

In this study, improving a CL type clay by waste granite tiles was examined. Mixtures were prepared with a clay and granite tiles at various contents (0%, 5%, 10%, 15%, 25%, and 35% by weight). Compaction testing results showed an increase in the maximum dry unit weight and a decrease in optimum water content values by an increase in the amount of granite tiles content in the mixture. Unconfined compressive strength values increased with an increase of granite tiles content in the mixture.

Keywords: Clay, granite, compaction, unconfined compressive strength.

ÖZET

Bu çalışmada CL sınıfı bir kil örneğinin atık granit parçalarıyla iyileştirilmesi incelenmektedir. Kil örneklerine farklı oranlarda eklenen atık granit parçaları ile elde edilen karışımlar, kompaksiyon ve serbest basınç deneyleri ile test edilmiştir. Kullanılan atık granit parçaları ağırlıkça %0, %5, %10, %15, %25, ve %35 olarak uygulanmıştır. Elde edilen kompaksiyon deneyi sonuçlarına göre, karışımdaki granit kırığı oranı arttıkça maksimum kuru birim hacim değerleri artmakta ve optimum su muhtevası azalmaktadır. Ayrıca, karışımlardaki granit kırığı oranı arttıkça, maksimum serbest basınç dayanımı değerleri de artmıştır.

Anahtar Kelimeler: Kil, granit, kompaksiyon, serbest basınç dayanımı.

1. GİRİŞ

Artan nüfusa bağlı olarak hızla büyüyen inşaat sektöründeki yapı malzemelerinin daha verimli kullanılması konusunda yapılan çalışmalar son yıllarda hızlanmıştır. Tüm endüstriyel faaliyetlerde olduğu gibi, inşaat sektöründeki atık üretimi de çevresel sorunlara yol açabilmektedir. Çeşitli endüstriyel atıklarda olduğu gibi, inşaat sektöründe ortaya çıkan atık malzemelerin de farklı uygulamalarda tekrar kullanılması gündeme gelmiştir. Bazı inşaat atıkları farklı zeminlerle uygun oranlarda karıştırılarak yol alt yapısı, dolgu malzemesi ve diğer zemin iyileştirme uygulamalarında kullanılabilir. Zeminlerin çeşitli katkı

¹ Yüksek Lisans Öğrencisi, Gaziantep Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü

² Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, cabalar@gantep.edu.tr

³ Öğretim Görevlisi, Hasan Kalyoncu Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü

maddeleri (mermer tozu, asfalt atığı, atık evsel/endüstriyel çamur külü, demir tozu, atık pirinç kabuğu külü, volkanik kül, talaş, mermer tozu, atık lastik, vs...) ile iyileştirilmesi diğer iyileştirme yöntemlerine göre daha ekonomik olmasından dolayı geniş bir uygulama alanı bulmaktadır [1-21].

Ülkemizde döşeme ve tezgâh kaplamalarında sıklıkla kullanılan granit örneklerinin çeşitli nedenlerle oluşan atık parçalarının bazı zemin uygulamalarında kullanılmasının hem ekonomik hem de çevresel faydalar sağlayacağına inanılmaktadır. Bu nedenle, burada sunulan çalışmada atık granit kırıkları ile ilgili geoteknik uygulamaların artırılması ve granit atıklarının değerlendirilerek zemin iyileştirilmesinde kullanılabilirliği araştırılmaktadır. Yapılan deneysel çalışmada, farklı oranlardaki kil-granit kırıkları ile hazırlanan karışımların kompaksiyon ve serbest basınç dayanımı özelliklerinin tespit edilmesi amaçlanmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Burada sunulan deneysel çalışmada ASTM D698 ve ASTM D2166'da detayları verilen standart kompaksiyon ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır.

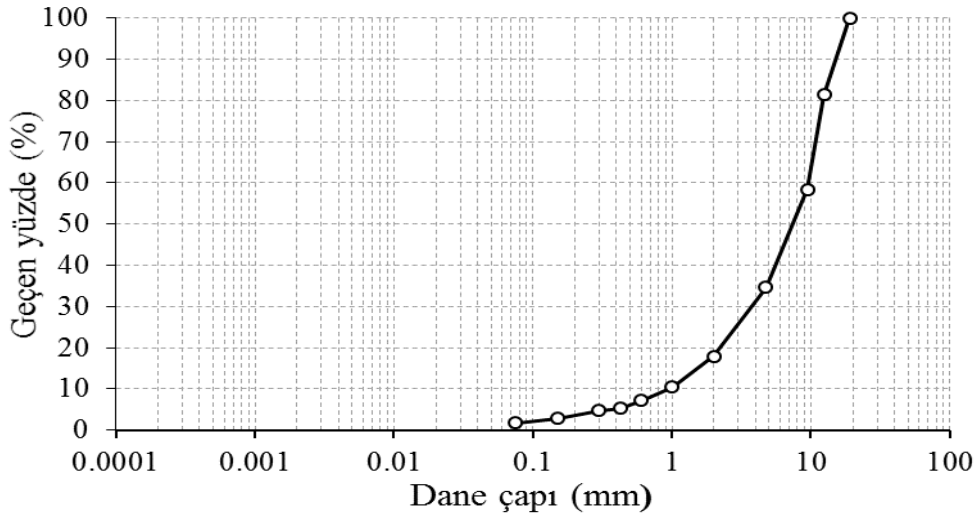
Deneysel çalışmalarda kullanılan kil örneği Gaziantep Üniversitesi Kampusu'ndan elde edilmiştir. Yapılan analizler sonucunda, likit limit ve plastik limit değerleri %39 ve %24 olarak tespit edilen kil örnekleri CL olarak sınıflandırılmıştır. Kullanılan kile ait bazı özellikler Tablo 1'de sunulmaktadır.

Tablo 1. Kullanılan Kile Ait Bazı Özellikler

İndeks Özellikleri	Kil
Birleştirilmiş zemin sınıflama sistemi (USCS)	CL
Özgül ağırlık, G_s	2.65
Likit limit (%)	39
Plastik limit (%)	24
Plastisite indisi (%)	15
Optimum su muhtevası w_{opt} , (%)	17.5
Maksimum kuru birim hacim ağırlığı, γ_{mak} , (kN/m^3)	17.1

Atık granit parçalarının değerlendirilmesi amacıyla Gaziantep Büyükşehir Belediyesi Atık Depolama Tesislerinden elde edilen atık granit kırıkları kullanılmıştır. Şekil 2, deneysel çalışmalarda kullanılan granit kırıklarına ait elek analizi sonucunu göstermektedir.

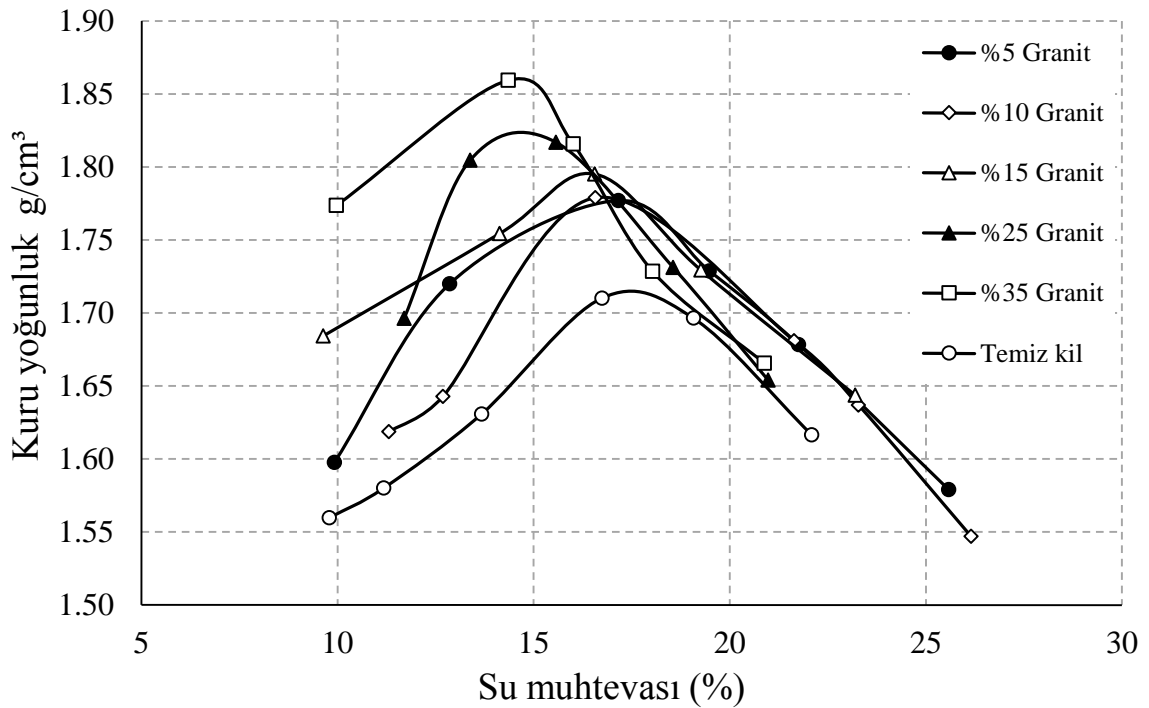
Literatürde yapılan benzer çalışmalar dikkate alındığında, burada sunulan deneysel çalışmalarda kil örneklerine eklenerek hazırlanan karışımlardaki granit kırığı miktarları 0%, %5, %10, %15, %25 ve %35 olarak belirlenmiştir.



Şekil 1. Kullanılan Granit Kırıklarına Ait Elek Analizi

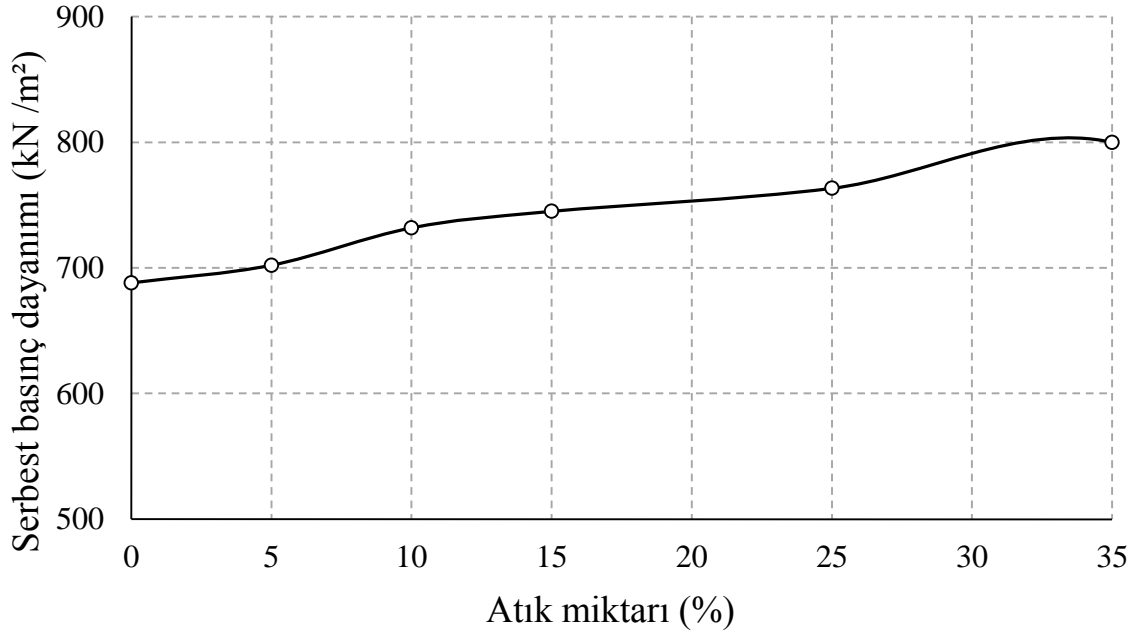
3. TARTIŞMA

Kompaksiyon deneylerine ait sonuçlar Şekil 2'de sunulmaktadır. Ulaşılan optimum su muhtevası miktarı temiz kilde en yüksek (%17.5) seviyede iken, bu değer artan granit miktarına bağlı olarak azaldığı tespit edilmiştir. Optimum su muhtevasındaki bu azalmanın nedeninin granit kırıklarının çok daha düşük su emme kapasitesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Buna karşın, artan granit miktarına bağlı olarak maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinde artma olduğu gözlemlenmiştir. Bu değişimin nedeni olarak ise granit kırıklarının özgül ağırlığının kile oranla çok daha yüksek olması ve bunun karışımdaki genel yoğunluk değerlerine etkisinin olduğu düşünülmektedir.



Şekil 2. Standart Kompaksiyon Deneyi Sonuçları

Şekil 3 karışımlar üzerinde yapılan serbest basınç deneyi sonuçlarını göstermektedir. Karışımlardaki granit kırıkları maksimum serbest basınç mukavemeti değerlerinde kullanılan en yüksek oran olan %35 karışım oranına kadar sistematik olarak bir artışa neden olduğu gözlemlenmiştir. Uygulanabilecek daha yüksek karışım oranlarının, literatürdeki benzer çalışmalar dikkate alındığında, çalışmanın uygulanabilirliğini ortadan kaldıracak düşünülmiştir. Bununla birlikte yazarlar, granit kırığı oranının çok daha fazla olması halinde kil-granit kırıkları arasındaki bağlanmayı olumsuz olarak etkileyeceğinden bunun kayma mukavemeti değerlerinde azalmaya neden olabileceğini düşünmektedirler.



Şekil 3. Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

4. SONUÇ

Ülkemizde döşeme ve tezgâh kaplamalarında sıklıkla kullanılan granit örneklerinin çeşitli nedenlerle oluşan atık kırıklarının bazı zemin uygulamalarında kullanılmasının hem ekonomik hem de çevresel açıdan faydalar sağlayacağına inanılmaktadır. Bu amaçla yapılan serbest basınç ve kompaksiyon deney sonuçlarına göre, (i) Karışımlardaki atık granit miktarı arttıkça optimum su muhtevası azalırken maksimum kuru birim hacim ağırlığı değeri artmıştır, (ii) Karışımdaki atık granit oranı arttıkça, serbest basınç dayanımı değerleri artış göstermiştir.

KAYNAKLAR

1. Aatheesan, T., Arulrajah, A., Bo, M.W., Vuong, B., ve Wilson, J. "Crushed Brick Blends with Crushed Rock for Pavement Systems", Proc. Institution of Civil Engineers: Waste & Resource Manage., 163(1), 29-35, 2010.

2. Arulrajah, A., Piratheepan, J., Aatheesan, T., ve Bo, M.W. "Geotechnical Properties of Recycled Crushed Brick in Pavement Applications", J. Mater. Civ. Eng., 23(10), 1444-1452, 2011.
3. Arulrajah, A., Piratheepan, J., Disfani, M., ve Bo, M. "Geotechnical and Geoenvironmental Properties of Recycled Construction and Demolition Materials in Pavement Subbase Applications", Journal of Materials in Civil Engineering, 25(8), 1077-1088, 2013.
4. Akbulut, H. ve Gürer, C. "Use of Waste Marble as Aggregates in Asphalt Pavement", IMO Teknik Dergi 17(4), 3943-3960, 2006.
5. Altuncu, D. ve Kasapşekin, M.A. "Management and Recycling of Constructional Solid Waste in Turkey", Int Conf GreenBuilding Sustainable Cities Proc Eng, 21:1072-1077, 2011.
6. ASTM D 2166, 2003. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, In: Annual Book ASTM Standarts, Volume 04.08, West Conshohocken, pp. 201-206.
7. Attom, M. ve Shatnawi, M. "Stabilisation of Clayey Soils Using Hay Materials", J. Solid Waste Technology and Management, 31(2), 84-92, 2005.
8. Baykal, G., Erdiñçliler, A., ve Saygılı, A. "Highway Embankment Construction Using Fly Ash in Cold Regions", Resources, Conservation and Recycling, 42, 3, 209-222, 2004.
9. Celik, E. ve Nalbantoglu, Z. "Effects of Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBS) on the Swelling Properties of Lime-Stabilized Sulfate-Bearing Soils", Engineering Geology, 163, 20-25, 2013.
10. Chidiroglou, I., Goodwin, A. K., Laycock, E., ve O'Flaherty, F. "Physical Properties of Demolition Waste Material", Proc. Institution of Civil Engineers: Construction Mater., 161(3), 97-103, 2008.
11. Gürer, C. "Atık Mermer Parçalarının Bitümlü Yol Kaplamalarında Değerlendirilmesi", Afyon Kocatepe Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Afyon, 2005.
12. Hossain, K.M.A. "Properties of Volcanic Pumice Based Cement and Lightweight Concrete", Cement and Concrete Research, 34, 283-291, 2004.
13. Melbouci, B. "Compaction and Shearing Behavior Study of Recycled Aggregates." Constr. Build. Mater., 23(8), 2723-2730, 2009.
14. Mishra, J., Yadav, R.K. ve Singhai, A.K. "Effect of Granite Dust on Index Properties of Lime Stabilized Black Cotton Soil", International Journal of Engineering Research and Science & Technology, 3 (1), 19-23, 2014.
15. Sabat K.A. "Stabilization of Expensive Soil Using Waste Ceramic Dust", SOA University, Department of Civil Engineering, Bhubaneswar-751030, India, 2012.
16. Sivrikaya, O., Kıyıldı, K.R., ve Karaca, Z. "Recycling Waste From Natural Stone Processing Plants to Stabilize Clayey Soil", Environ Earth Sci., 71: 4397-4407. 2014.
17. Şenol, A. ve Edil, T.B. "Uçucu Kül ile Stabilize Edilen Yumuşak Zeminlerin CBR Sonuçlarının Değerlendirilmesi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 10. Ulusal Kongresi, 275-280, 2004.
18. Tosun, H. ve Türköz, M. "Şişen Killerin Sönmüş Kireç Katkısı ile Stabilizasyonu", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, İTÜ, İstanbul. 2000.
19. Uzuner, B.A. "Temel Mühendisliğine Giriş", Derya Kitabevi, 168 s., Trabzon. 2000.

20. Warner, J.D. ve Edil, T.B. "An Evaluation of Reclaimed Asphalt Shingles for Beneficial Reuse in Roadway Construction", Journal of ASTM International, (9) 1, 146-167, 2011.
21. Yin, C.Y., Mahmud, H.B., ve Shaaban, M.G. "Stabilization/Solidification of Lead-Contaminated Soil Using Cement and Rice Husk Ash", Journal of Hazardous Materials, 137, 3, 1758-1764, 2006.

KÖRFEZ BÖLGESİ ÇÖKELMİŞ ZEMİNLERİN KİREÇ VE ÇİMENTO İLE ISLAHI

LIME AND CEMENT STABILIZATION OF SOILS SEDIMENTED IN GULF REGION

Zafer GÜRSOY¹

Ender BAŞARI²

Seda DURUKAN³

ABSTRACT

Purpose of this work is investigation of possible usage of lime and cement for stabilization of sedimentary soil in a gulf region. Initially, the geotechnical properties of the untreated sedimentary gulf soil were determined. Then the sedimentary soil was mixed with lime and cement at 2.5%, 5%, 7.5%, 10%, and 20% by weight. After the preparation of soil samples, compaction test, liquid and plastic limit water content determination test, unconfined compression test were performed on both of treated and untreated soil samples. About 2.5 percent of cement and lime content were caused an increase more than 100% in unconfined compressive strength of sedimentary soil. The cement was more effective than lime on the unconfined compressive strength of sedimentary soils. Similarly, compaction characteristic, liquid and plastic limits of sedimentary soils were improved by lime and cement contents.

Keywords: Sedimentary soil of gulf, lime, cement, soil improvement.

ÖZET

Bu çalışmada İzmir Körfez'indeki sediment zeminlerin kireç ve çimento ile iyileştirilmesi deneysel olarak araştırılmıştır. İlk olarak körfezden çıkarılan katkısız zeminlerin geoteknik özellikleri belirlenmiştir. Daha sonra zeminler ağırlıkça %2.5, %5, %10 ve %20 oranlarında kireç ve çimento malzemeleri ile karıştırılmıştır. Doğal ve hazırlanan numuneler üzerinde kompaksiyon, serbest basınç deneyi, likit ve plastik limit su içeriği tayini deneyleri yapılmıştır. Kireç ve çimento katkı malzemeleri sediment zeminlerin serbest basınç dayanımlarını arttırmış olup %2.5 seviyelerindeki her iki katkı malzemesi serbest basınç dayanımında %100'e yakın bir artış sağlamıştır. Çimento katkı malzemesi serbest basınç dayanımını kireç katkı malzemesinden daha fazla arttırmıştır. Benzer şekilde körfez malzemesi zeminlerin kompaksiyon ve kıvam özelliklerinde de kireç ve çimento katkı malzemeleri ile iyileşmeler elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Körfez sediment zeminleri, kireç, çimento, zemin iyileştirmesi.

¹ İnşaat Mühendisi., Celal Bayar Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü – Geoteknik ABD, zafer_gursoy35@hotmail.com

² Yrd. Doç. Dr., Celal Bayar Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü – Geoteknik ABD, ender.basari@cbu.edu.tr

³ Yrd. Doç. Dr., Celal Bayar Üniversitesi Manisa Meslek Yüksek Okulu, seda.durukan@cbu.edu.tr

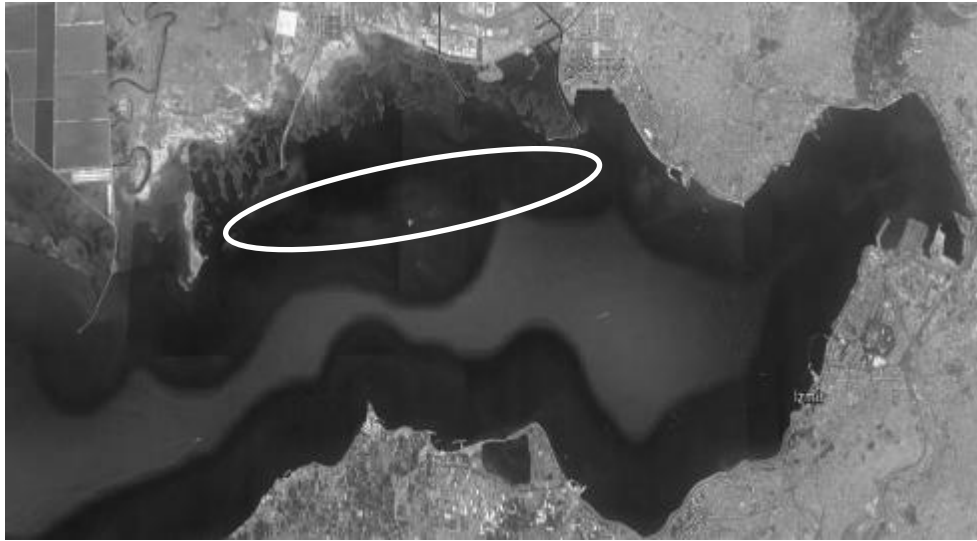
1. GİRİŞ

Bu çalışma kapsamında İzmir Körfezi'nden temin edilen dip (tarama) malzemesinin temel zemin özellikleri belirlenmiş [1, 2], daha sonra dip malzemesinin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi amacı ile çimento ve kireç katkı malzemeleri ağırlıkça %2.5, %5, %7, %10, %20 oranlarında doğal malzeme ile karıştırılmıştır [3, 4, 5]. Oluşturulan karışımlar üzerinde kompaksiyon, serbest basınç ve kıvam deneyleri yapılarak tarama malzemesinin mühendislik özelliklerindeki değişimler ve iyileşmeler belirlenmeye çalışılmıştır. Sediment malzemesinin kompaksiyon, serbest basınç dayanımı ve kıvam limitleri değerlerinde kireç ve çimento katkı malzemeleri ile iyileşmeler meydana gelmiştir. Yapılan deneysel çalışmalar sonucunda ağırlıkça %2.5 oranındaki çimento katkı malzemesi, tarama malzemesinin CH olarak tanımlanmasına tekabül eden kıvam değerlerini ML olacak şekilde değiştirmiştir. Yapılan deneysel çalışmalarda İzmir Körfezi dip malzemesi mühendislik özelliklerinin kireç ve çimento katkı malzemeleri ile iyileştirilebileceği gözlenmiştir.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1 Malzeme Özellikleri

Deneysel çalışmada kullanılan zemin numunesi İzmir Körfezi'nden Şekil 1'de gösterilen bölgeden dip taraması yapılarak elde edilmiştir. Malzeme %40 oranında kum içermekte olup, ince malzeme miktarı (-No.200) %60 civarındadır. Organik madde tayini deneyleri sonucu tarama dip malzemesinin %8 - %9 civarında organik malzeme içerdiği tespit edilmiştir. Malzemenin plastik limit ve likit limit su içerikleri sırasıyla %58 ve %28 olup, plastiste indisi %30 dur. Tarama malzemesinin mühendislik özelliklerini iyileştirmek amacı ile katkı malzemesi olarak ülkemizde çokça bulunabilen ve temin edilmesi kolay olan PÇ32.5 Portland çimentosu ve hidrate olmamış kireç (CaCO) kullanılmıştır.



Şekil 1. Deneysel Çalışmada Kullanılan Tarama Malzemesinin Temin Edildiği İzmir Körfezi

2.2. Deneysel Numunelerin Hazırlanması

Körfez dip malzemesinin ilerideki muhtemel kullanımını temsil etmesi bakımından, tarama malzemesi etüve konmadan açık havada kurutulmuş ardından lastik tokmak ile dövülerek ufalanmış ve deneye hazır hale getirilmiştir. Daha sonra ağırlıkça %0, %2.5, %5, %10, %20 kireç ve çimento içeren kuru karışımlar oluşturulmuştur. Açık havada kurularak ve kuru halde karıştırılarak hazırlanan test numuneleri önceden belirlenen oranlarda olacak şekilde su içerikleri ayarlanmıştır

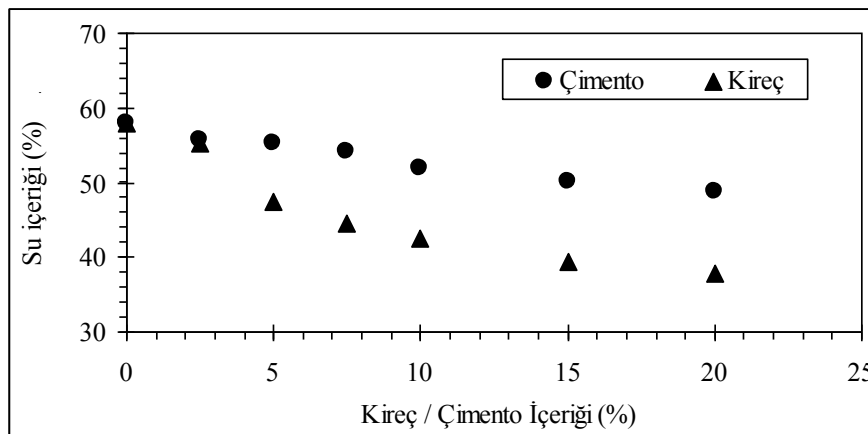
Kompaksiyon ve kıvam deneyi için hazırlanan numuneler istenilen su içeriğine getirildikten sonra hava geçirmeyecek şekilde sabit nem içeriğinde kapalı kaplarda bir gün muhafaza edildikten sonra deneylere tabi tutulmuştur.

Benzer şekilde serbest basınç deneyi için hazırlanan test numuneleri de yukarıda bahsedildiği gibi belirli kireç, çimento ve su içeriklerindeki karışımlar kullanılmıştır. Serbest basınç deneyi için test numuneleri, standart kompaksiyon deneyinden elde edilen doğal numunenin optimum su içeriğinde ve maksimum kuru birim hacim ağırlığında minyatür kompaksiyon cihazı ile 70 mm boyunda ve 35 mm çapında hazırlanmıştır. Minyatür kompaksiyon ekipmanında istenilen özellikte numunenin hazırlanması için gerekli vuruş sayısı deneme yanılma yöntemi ile belirlenmiştir. İstenen boyut ve özelliklerde hazırlanan serbest basınç numuneleri kapalı kaplarda ve sabit nem oranında bir gün süre ile bekletilmiştir.

Numuneler üzerinde yapılan tüm deneyler ASTM standartlarına uygun olacak şekilde gerçekleştirilmiştir.

3. DENEYSEL BULGULAR

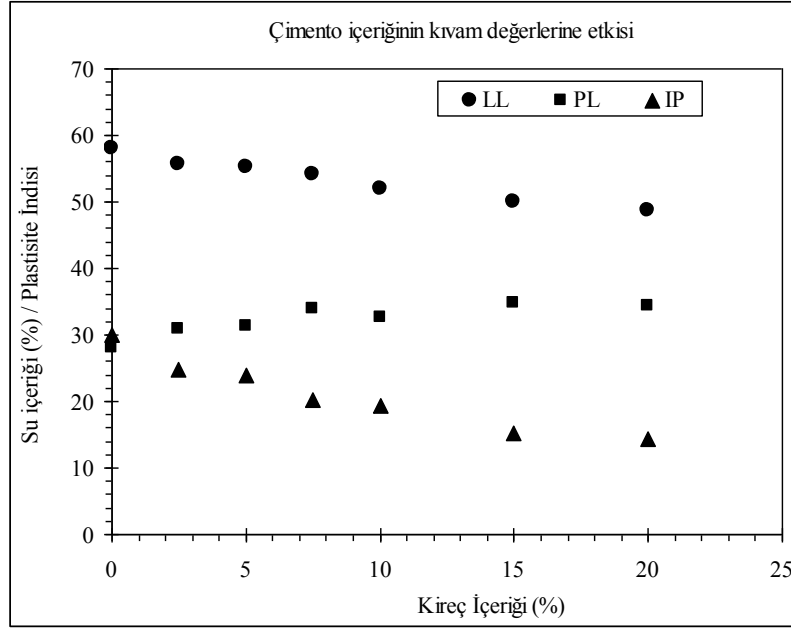
Hazırlanan numuneler üzerinde yapılan kıvam deneyleri neticesinde İzmir Körfezi tarama malzemesinin likit limit su içerikleri kireç ve çimento katkı malzemelerinin her ikisi içinde yaklaşık %10 civarlarına kadar katkı malzemesi içeriğindeki artış ile birlikte Şekil 2’de gösterildiği gibi düşmüştür. Katkı malzemelerinin %10 seviyesinden daha yüksek miktarlardaki içeriklerinde likit limit su içeriğindeki değişim nispeten azalmıştır.



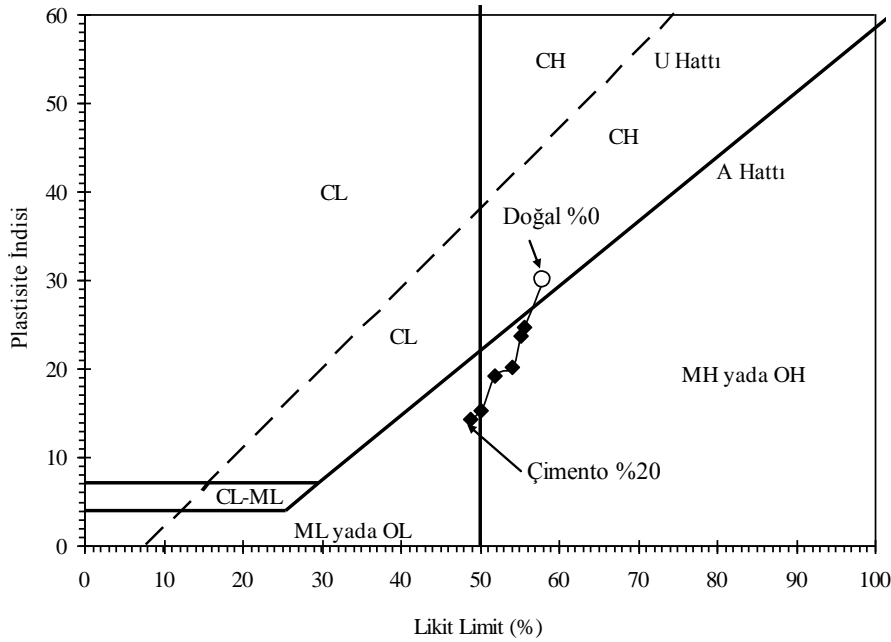
Şekil 2. Katkı Malzeme İçeriği İle Likit Limit Su İçeriğinin Değişimi.

Çimento içeriği arttıkça tarama malzemesinin plastik limit ve plastisite indisi değerleri Şekil 3’de gösterildiği gibi değişim göstermiş olup, bu değişimlerin sonucu olarak malzemenin

zemin tanımlaması da Şekil 4’de gösterildiği gibi değişim göstermiştir. Doğal durumda CH (düksek plastisiteli kil) özelliğinde olan tarama malzemesi çimento içeriğindeki artış ile ML (düşük plastisiteli silt) özelliğinde zemin haline gelmiştir. Yaklaşık %2.5 seviyesindeki çimento katkı malzemesi tarama malzemesinin CH olan tanımını MH olarak değişmesine yeterli olmuştur. Çimento katkı malzemesinin %20 seviyesindeki içeriği ise malzemenin tanımını ML olarak değişmesine neden olmuştur.

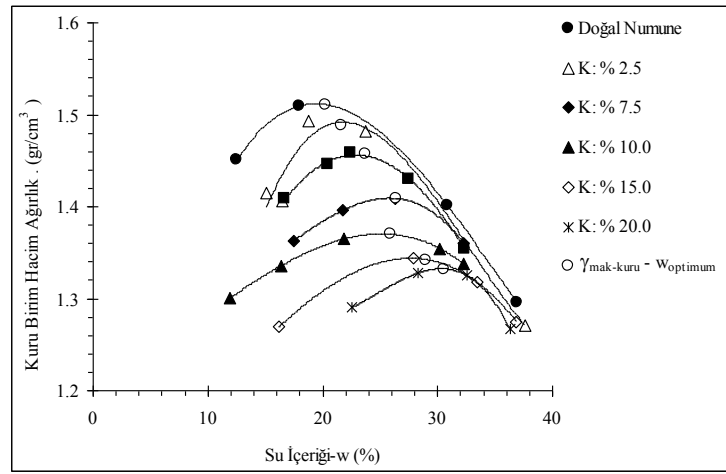


Şekil 3. İzmir Körfezi Tarama Malzemesinin Kıvam Değerlerinin Çimento Katkı Malzemesi İle Değişimi.

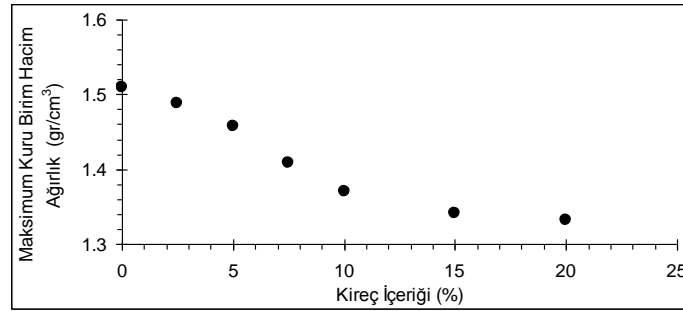


Şekil 4. Çimento İçeriğinin Körfez Tarama Malzemesinin Zemin Sınıflandırması Üzerindeki Etkisi.

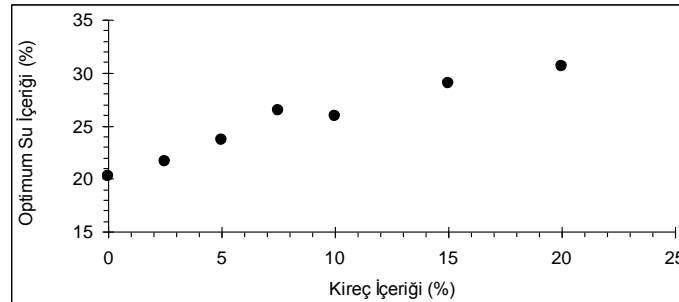
Körfez tarama malzemesi ile farklı kireç içeriklerinde hazırlanan test numunelerinin kompaksiyon eğrileri Şekil 5’de verildiği gibi elde edilmiştir. Farklı kireç içeriğine sahip test numunelerinin kompaksiyon eğrileri Şekil 5’de görüldüğü gibi kireç içeriği arttıkça sağa ve aşağıya doğru yer değiştirmiştir. Diğer bir değiş ile kireç miktarı arttıkça maksimum kuru birim hacim ağırlık azalmış optimum su içeriği artmıştır. Maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su içeriği değerlerinin kireç içeriği ile değişimi Şekil 6 ve Şekil 7’de gösterildiği gibi bulgulanmıştır. Şekil 6 incelendiğinde maksimum kuru birim hacim ağırlık değerinin kireç içeriğindeki artış ile düşüş gösterdiği ancak bu düşüşün yaklaşık %10 kireç içeriğinden sonra azaldığı tespit edilebilir. Kireç katkı malzemesinin maksimum kuru birim hacim ağırlık üzerindeki etkisi %10 değerinden sonra tedrici olarak azaldığı deneyler sonucunda tespit edilmiştir.



Şekil 5. Kireç İçeriği İle Tarama Malzemesinin Kompaksiyon Eğrilerindeki Değişim

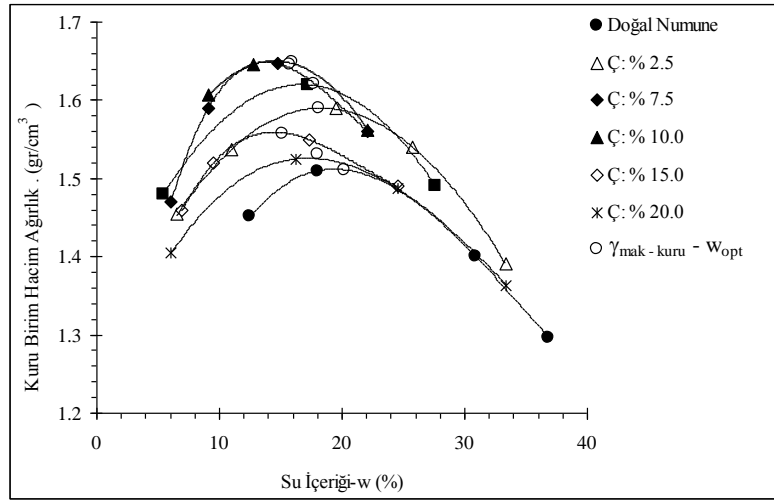


Şekil 6. Tarama Malzemesinin Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlığının Kireç İçeriği İle Değişimi.

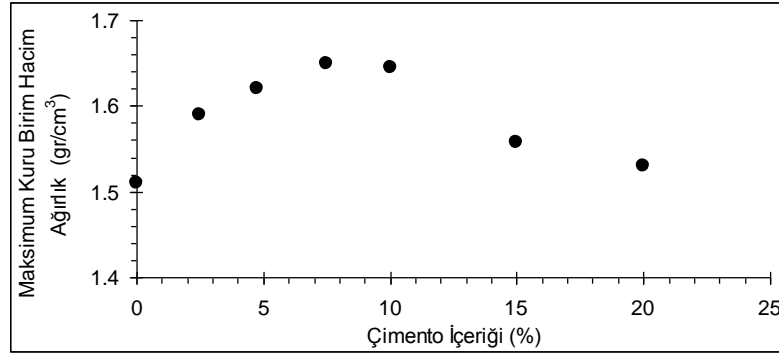


Şekil 7. Tarama Malzemesinin Optimum Su İçeriğinin Kireç İçeriği İle Değişimi.

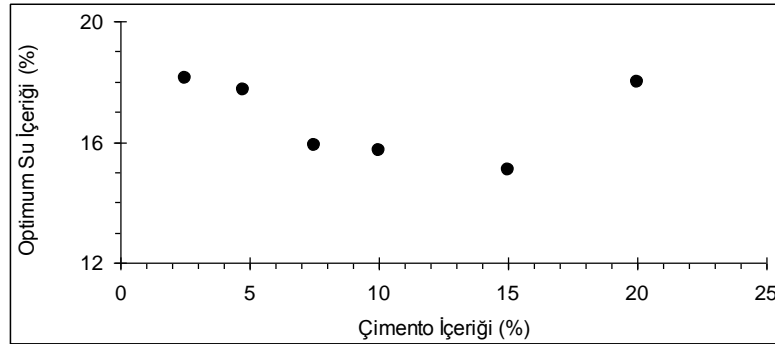
Körfez tarama malzemesi ile farklı çimento içeriklerinde hazırlanmış test numunelerinin kompaksiyon eğrileri ise aşağıda Şekil 8’de verildiği gibi elde edilmiştir. Farklı çimento içeriklerine sahip test numunelerinin kompaksiyon eğrileri Şekil 8’de görüldüğü gibi çimento içeriği arttıkça önce sola ve yukarıya doğru yer değiştirmiş ancak daha sonra belirli bir çimento içeriğinden sonra sağa ve aşağıya doğru hareket etmiştir. Diğer bir değiş ile kireç miktarı arttıkça maksimum kuru birim hacim ağırlık artmış optimum su içeriği azalmıştır. Ancak bu durumun yaklaşık %8 – %9 çimento içeriğinden sonra tersine döndüğü maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su içeriği değerlerinin çimento içeriği ile değişimini veren Şekil 9 ve Şekil 10 grafiklerinin incelenmesinden anlaşılmaktadır.



Şekil 8. Çimento İçeriği İle Tarama Malzemesinin Kompaksiyon Eğrilerindeki Değişim

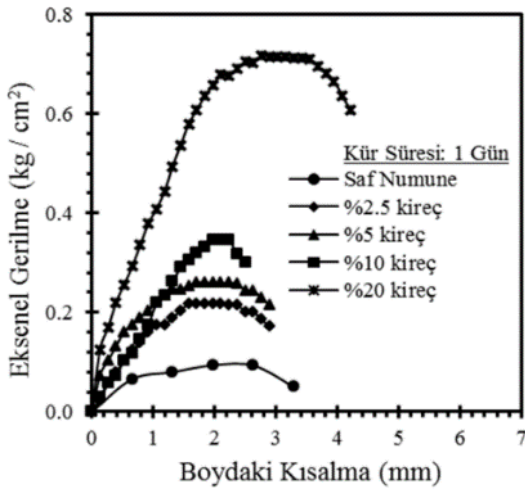


Şekil 9. Tarama Malzemesinin Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlığının Çimento İçeriği ile Değişimi

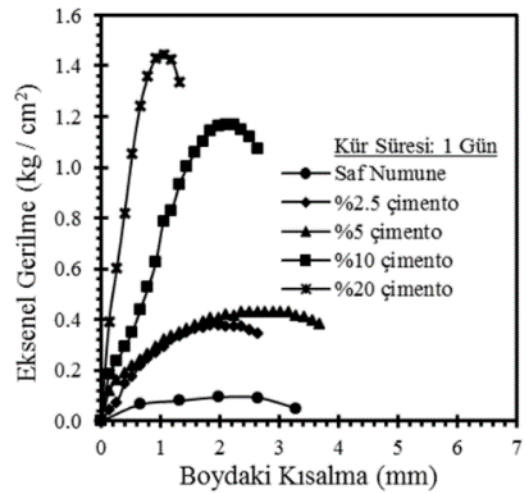


Şekil 10. Tarama Malzemesinin Optimum Su İçeriğinin Çimento İçeriği İle Değişimi

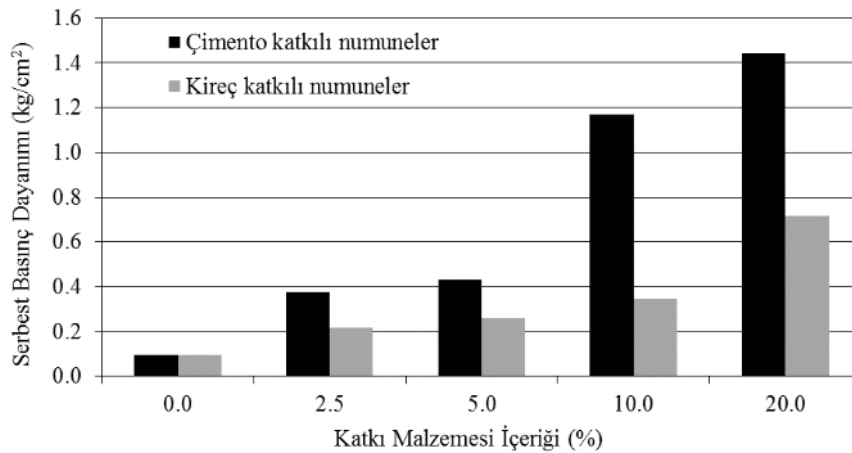
Üzerinde serbest basınç deneyleri yapılan doğal durumdaki, kireç ve çimento katkılı numunelerin tümü sabit nem içeriğindeki ortamda bir gün bekletildikten sonra teste tabi tutulmuştur. Serbest basınç deneyi yapılan numunelere ait gerilme deformasyon grafikleri kireç katkılı numuneler için Şekil 11, çimento katkılı malzemeler için ise Şekil 12’de verilmiştir. Şekil 11 ve Şekil 12 ile verilen grafikler incelendiğinde tarama malzemesinin serbest basınç dayanımı kireç ve çimento katkı malzemelerinin her ikisinin içeriği ile artış göstermiştir. Kireç ve çimento katkılı numunelerin serbest basınç dayanımları karşılaştırmalı olarak Şekil 13 ile verilmektedir. Şekil 13’de görüldüğü üzere çimento katkı malzemesi kireç katkı malzemesine oranla serbest basınç dayanımında daha fazla bir artışa neden olmuştur. 70 mm boyunda, 35 mm çapında hazırlanan %0, %2.5, %5, %10, %20 kireç katkılı numunelerin serbest basınç dayanımları sırası ile 0.10, 0.22, 0.26, 0.35, 0.72 kg/cm² değerlerinde gerçekleşmiştir. Aynı boyutlarda hazırlanan %0, %2.5, %5, %10, %20 çimento katkılı numunelerin serbest basınç dayanımları ise sırası ile 0.10, 0.38, 0.43, 1.17, 1.44 kg/cm² olarak belirlenmiştir.



Şekil 11. Kireç katkılı tarama malzemelerin serbest basınç deneyindeki gerilme deformasyon davranışları.



Şekil 12. Çimento katkılı tarama malzemelerin serbest basınç deneyindeki gerilme deformasyon davranışları.



Şekil 13. Kireç ve Çimento Katkılı Malzemelerin Serbest Basınç Dayanımlarının Karşılaştırılması.

4. SONUÇLAR

Körfez bölgesi tarama malzemesinin likit limit su içerikleri kireç ve çimento katkı malzemeleri ile birlikte düşmüş. Likit limit su içeriğindeki bu düşüş %10 katkı içeriğine kadar nispeten hızlı gerçekleşmiş olup %10 mertebesinde sonra hem kireç hem çimento için düşüş yavaşlamıştır.

Çimento katkı malzemesi likit limit ve plastik limit değerlerinde düşüşe neden olmuş ancak likit limit su içeriğinde sebep olduğu düşüş plastik limit su içeriğinde sebep olduğu düşüşten daha fazla gerçekleşmiştir. Bunun sonucunda malzemenin plastisite indisinde artış gözlenmiştir.

Körfez bölgesi tarama malzemesinin yüksek plastisiteli kil olan zemin tanımını %2.5 nispetindeki çimento miktarı malzemenin tanımını yüksek plastisiteli silt (MH) olarak değiştirmeye kafi olmuştur. %20 nispetinde çimento, körfez bölgesi tarama malzemesinin zemin sınıfı düşük plastisiteli silt (ML) olarak değişmesine neden olmuştur.

Kireç katkılı numuneler üzerinde yapılan kompaksiyon deneylerinde, kireç oranı arttıkça optimum su içeriği artarken maksimum kuru birim hacim ağırlık düşmüştür. Çimento katkılı malzemelerin kompaksiyon deneyinde ise yaklaşık %10 çimento oranına kadar maksimum kuru birim hacim ağırlık artmış, optimum su içeriği düşmüştür. %10 çimento içeriğinden sonra çimentonun kompaksiyon üzerindeki etkisi tersine dönmüştür.

Tarama malzemesinin serbest basınç dayanımı kireç ve çimento katkı miktarları ile artış göstermiş olup, çimento katkı malzemesi kireç katkı malzemesinden daha fazla dayanımı arttırmıştır.

Bu çalışma kireç ve çimento katkı malzemeleri ile İzmir Körfezi'nden çıkarılan tarama (dip) malzemesinin mühendislik özelliklerinin iyileştirilebileceği ve malzemenin mühendislik uygulamalarında kullanılabilir hale getirilebileceği gösterilmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Holtz R. D. and Kovacs W. D., (2010), "Geoteknik Mühendisliğine Giriş, (Çeviri: Kamil Kayabalı)", Gazi Kitabevi
- [2] Önalp A.-Arel E., (2013), "Geoteknik Bilgisi I Zeminler ve Mekaniği", Birsen Yayınevi
- [3] Demiröz A. ve Karaduman M., "Zemin İyileştirme Metotları", Selçuk Üniversitesi Teknik Online Dergi, Cilt 8 (3), s. 176-192, 2009.
- [4] Kılıç G., "Çimento ile Zemin Stabilizasyonu", YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2008, 102s., Yüksek Lisans Tezi
- [5] Özaydın K., "Zeminlerin İyileştirilmesi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 14. Ulusal Kongresi 4-5 Ekim 2012, Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta.

BİYOPOLİMER KATKILI BİR KİL ÖRNEĞİNİN KOMPAKSİYON VE SERBEST BASINÇ DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ

A STUDY OF A CLAY WITH BIOPOLYMER BY COMPACTION AND UNCONFINED COMPRESSIVE TESTS

Zuheir KARABASH¹

Ali Fırat ÇABALAR²

Nurullah AKBULUT³

ABSTRACT

This paper presents a series of experimental results of compaction and unconfined compressive strength tests on the mixture of a clay (CL) and biopolymer. Compaction testing results shows a decrease in dry unit weight (17.2 kN/m³, 17 kN/m³, 16.6 kN/m³, 15.8 kN/m³), and an increase in optimum water content values (%15.8, %16, %17.1, %18) by adding various content (%1, %3, %5) of xanthan gum. The unconfined compressive strength tests carried out following a 7-day curing indicate a decrease or an increase in strength values based on the water content, while maximum strength values increased by an increase in the amount of biopolymer.

Keywords: Clay, biopolymer, compaction, unconfined compressive strength test.

ÖZET

Bu çalışmada farklı oranlarda biyopolimer eklenen CL sınıfı bir kil üzerinde yapılan kompaksiyon ve serbest basınç deneylerine ait sonuçlar sunulmaktadır. Ağırlıkça %1, %3, ve %5 oranlarında biyopolimer içeren kil örneklerinin sıkıştırılması sonucu; kuru birim hacim ağırlık değerlerinin azaldığı (17.2 kN/m³, 17 kN/m³, 16.6 kN/m³, 15.8 kN/m³), optimum su muhtevası değerlerinin ise arttığı gözlemlenmiştir (%15.8, %16, %17.1, %18). Hazırlandıktan sonra, 7 gün kür süresi sonunda yapılan serbest basınç deneyi sonuçlarında, karışımdaki su miktarlarına bağlı olarak basınç değerlerinde artma ya da azalma olduğu, ancak maksimum serbest basınç dayanımı değerlerinin artan biyopolimer miktarı ile arttığı gözlemlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kil, biyopolimer, kompaksiyon, serbest basınç deneyi.

¹Öğretim Görevlisi, Musul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü

²Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, cabalar@gantep.edu.tr

³Öğretim Görevlisi, Hasan Kalyoncu Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü

1. GİRİŞ

Arazideki mühendislik uygulamalarında karşılaşılan zeminlerin uygun özellikte olmamaları durumunda zemin tabakasının tamamen değiştirilmesi ya da iyileştirilmesi gerekebilir. Sorunlu olarak kabul edilen bu zeminlerin yerine elverişli bir zemin kullanılması ya da inşaat yerinin değiştirilmesi bir çözüm olarak düşünülse de ekonomik açıdan çoğunlukla bu çözümler uygun olmamaktadır. Bu nedenle, bazı durumlarda mevcut sorunlu zeminlerin mühendislik özelliklerini iyileştirme çalışmalarına başvurulmaktadır. Çeşitli katkı maddeleriyle (kimyasal, biyolojik) iyileştirilebilen bu tür zeminlerin mekanik özellikleri laboratuvar deneyleri ile tayin edilebilmektedir. Killi zeminlerin laboratuvar deneylerinde drenajsız kayma mukavemeti tespiti için kullanılan en popüler metotlardan biri serbest basınç deneyidir. Uzun yıllardan beri, bu deneyden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti değeri temellerin, istinat duvarlarının ve dolguların analizlerinde kullanılmaktadır [1-5]. Burada sunulan çalışmada kil zemin örneklerine farklı oranlarda eklenen bir biyolojik polimer (xanthan gum) ile elde edilen karışımların serbest basınç deneyindeki davranışları incelenmiştir. Laboratuvar deneylerinde ağırlıkça %0, %1, %3, ve %5 oranlarındaki kil-biyopolimer karışımları test edilmiştir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

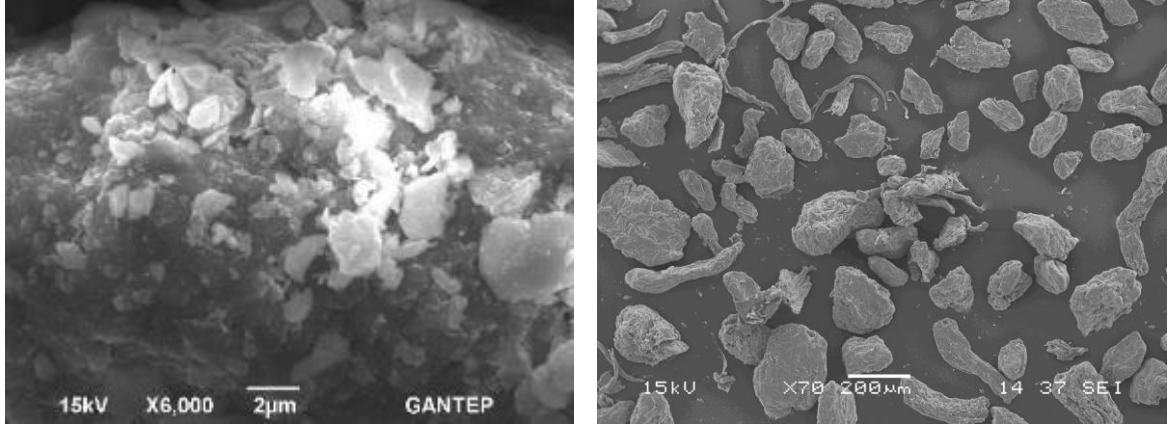
Burada sunulan deneysel çalışmada ASTM D698 ve ASTM D2166'da detayları verilen kompaksiyon ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan kil örneği Gaziantep Üniversitesi Kampusu'ndan elde edilmiştir. Yapılan analizler sonucunda, likit limit ve plastik limit değerleri %47 ve %29 olarak tespit edilen kil örnekleri CL (düşük plastisiteli kil) olarak sınıflandırılmıştır. Kullanılan kile ait bazı özellikler Tablo 1'de sunulmaktadır.

Tablo 1. Kullanılan Kile Ait Bazı Özellikler

İndeks Özellikleri	Kil
Birleştirilmiş zemin sınıflama sistemi (USCS)	CL
Özgül ağırlık, G_s	2.61
Likit limit (%)	47
Plastik limit (%)	29
Plastisite indisi (%)	18
Optimum su muhtevası w_{opt} , (%)	15
Maksimum kuru birim hacim ağırlığı, γ_{mak} , (kN/m^3)	17.2

Bu çalışmada ticari olarak elde edilen *Xanthan gum* örnekleri katkı malzemesi olarak kullanılmıştır. *Xanthan gum* biyolojik metotlar kullanılarak *Xanthomonas campestris* isimli bir bakteriden de elde edilebilmektedir. Bir sentetik biyopolimer olan *Xanthan gum* farklı oranlarda (%0, %1, %3, %5) eklendikleri kil örnekleri ile homojen olarak karıştırılmış, ve elde edilen karışıma yeteri miktarda su eklenerek 24 saat boyunca plastik poşet içerisinde bekletilmiştir. 24 saat sonunda elde edilen numuneler kompaksiyon ve serbest basınç deneylerine tabi tutulmuştur.

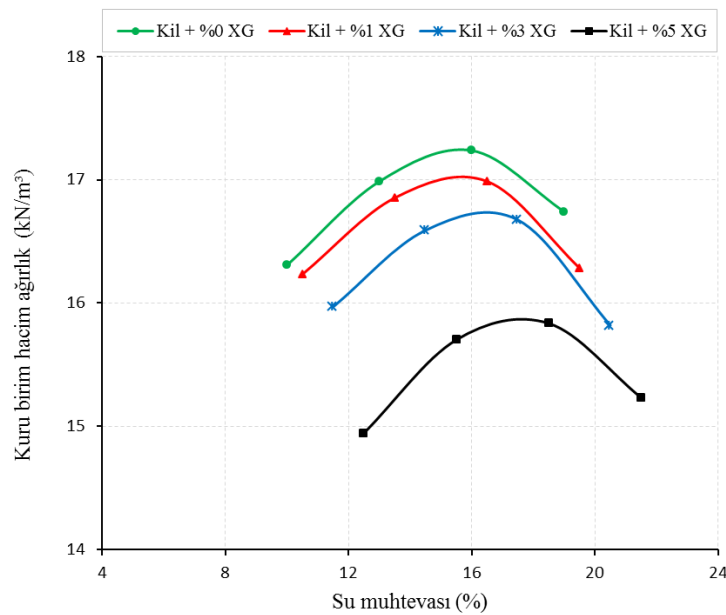
Şekil 1’de deneysel çalışmalarda kullanılan kil ve *Xanthan gum* örneklerine ait taramalı elektron mikroskop görüntüleri sunulmaktadır.



Şekil 1. Deneysel Kullanılan Kil ve *Xanthan gum*.

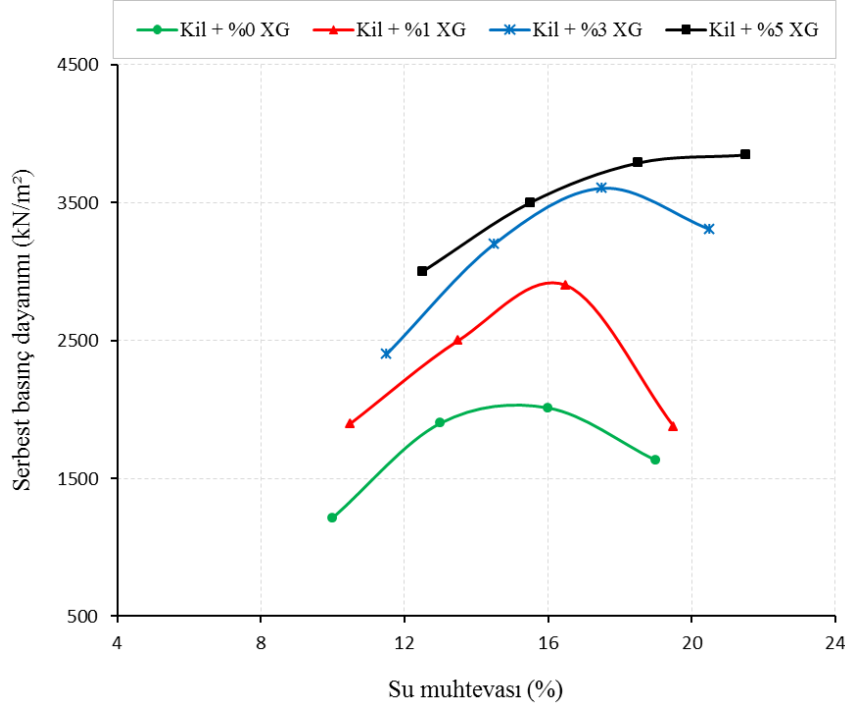
3. TARTIŞMA

Kompaksiyon deneyine ait sonuçlar Şekil 2’de sunulmaktadır. Ulaşılan optimum su muhtevası miktarı temiz kilde en düşük (%16) seviyede iken, bu değer artan xanthan gum miktarına bağlı olarak arttı, %1 karışımında %16.5, %3 karışımında %17.5, ve %5 karışım oranında ise %18.5 seviyesinde olduğu tespit edilmiştir. Optimum su muhtevasındaki bu artışın nedeninin xanthan gum’ın yüksek su emme kapasitesi olduğu düşünülmektedir. Buna karşın, artan xanthan gum miktarına bağlı olarak maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinde azalma olduğu gözlemlenmiştir. Temiz kil için %17.2 kN/m³ olan bu değer, %1, %3, ve %5 oranlarında karışımlar için sırasıyla 17 kN/m³, 16.7 kN/m³, ve 15.8 kN/m³ olarak tespit edilmiştir. Bu değişimin nedeni olarak xanthan gum’ın özgül ağırlığının karışımdaki etkisi olduğu düşünülmektedir.



Şekil 2. Kil-Xanthan Gum Karışımlarına Ait Kompaksiyon Sonuçları.

Şekil 3 karışımlar üzerinde yapılan serbest basınç deneyi sonuçlarını göstermektedir. Bir biyopolimer olan xanthan gum oranının artması mukavemet değerlerinde artışa neden olmuştur. Maksimum serbest basınç mukavemeti değeri kil için 2000 kN/m² civarında iken, %1 karışımda 3000 kN/m²'ye, %3 karışımda 3700 kN/m²'ye ve %5 karışımda ise 3800 kN/m²'ye yükselmiştir. Bu durumun, kullanılan biyopolimerin zemin taneleri arasında bağlanmaya neden olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 3. Serbest Basınç Deneyi Sonuçları

4. SONUÇLAR

Yapılan kompaksiyon ve serbest basınç deneyi sonuçları ışığında ulaşılan bilgilerden bazıları aşağıda sıralanmıştır.

- Karışımdaki biyopolimer miktarı arttıkça optimum su muhtevası artarken maksimum kuru birim hacim değerleri azalmıştır.
- Yüksek biyopolimer oranına sahip karışımlarında daha yüksek maksimum serbest basınç dayanımı gözlemlenmiştir.
- Karışımlarındaki su oranı serbest basınç dayanımı değerlerini etkilemiştir.

KAYNAKLAR

- [1] ASTM D 2166 (2003), Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, In: Annual Book ASTM Standarts, Volume 04.08, West Conshohocken, pp. 201-206.
- [2] Bjerrum, L. ve N.E. Simons. (1960), "Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clay". Proceedings. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 1771-1726

- [3] Karlsson, R. ve L. Viberg (1967), "Ratio c/p ' in relation to liquid limit and plasticity index with special reference to Swedish clays". Proc. Geotechnical Conf., Oslo, Norway, 1, pp. 43-47.
- [4] Skempton, A.W. (1957), "The Planning and Design of New Hongkong Airport". Proceeding. London: Institute of Civil Engineering, 7, pp. 305-307.
- [5] Terzaghi, K. ve Peck, R.B. (1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, Second Edition: John Wiley & Sons, New York, 729 p.

ZAYIF ZEMİNLERDE UYGULANAN TAŞ KOLONLARIN İYİLEŞME ETKİSİNİN SAYISAL ANALİZİ

NUMERICAL ANALYSIS OF IMPROVING WEAK SOILS BY STONE COLUMNS

Emre ÇEÇEN¹

Omar Ibrahim HUSSEIN²

ABSTRACT

The aim of this research is to determine the evaluation parameters for the influence of stone columns in weak soils by numerical models. For this purpose, numerical simulation by using a 2D commercial FEM code Plaxis program was carried out to study the effects of column material and diameter (D) on the behavior of settlement, consolidation time, distribution of vertical displacement along column axis and distribution of surface settlements around the column. Mohr-Coulomb model was selected for all materials and plain-strain analysis was used for all models. The results of this study indicate that “gravel column” has a more significant effect on decreasing settlement and accelerate the consolidation time than “sand column”. Selecting larger column diameter increases the bearing capacity and lowers the settlement. Moreover, it can be noticed that the maximum settlement that occurs at the ground surface reduces by increasing diameter of the column.

Keywords: Soil improvement, stone colum, finite element method.

ÖZET

Bu araştırmanın amacı, zayıf zeminlerde uygulanan taş kolonların iyileşme etkisi için değerlendirme parametrelerinin sayısal modellerle belirlenmesidir. Bu amaçla, iki boyutlu (2B) ticari sonlu elemanlar (FEM) yazılımı olan Plaxis programı kullanılarak kolon malzemesi ve çap (D) parametrelerinin yüzey oturmaları, konsolidasyon süresi, ve kolon ekseni boyunca düşey yer değiştirme dağılımı ile taş kolon civarındaki yüzey oturmaları dağılımı üzerindeki davranış etkilerini incelemek amacıyla sayısal modellemeler gerçekleştirilmiştir. Tüm malzemeler için Mohr-Coulomb davranış modeli seçilmiş ve tüm modeller için düzlem gerilme analizi kullanılmıştır. Bu çalışmanın sonuçları “çakıl kolonu” kullanılmasının konsolidasyon süresini hızlandırma ve oturmaları azaltma üzerinde “kum kolondan” daha önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermektedir. Büyük kolon çapı seçilmesi, taşıma kapasitesini arttırmakta ve oturmayı düşürmektedir. Ayrıca, yüzeyde gerçekleşen en büyük oturma, kolonun çapı artınca düştüğü fark edilmektedir.

Anahtar Kelimeler: İyileştirme, taş kolon, sonlu elemanlar.

¹ Yrd. Doç. Dr., Fatih Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, emre.cecen@fatih.edu.tr

² Fatih Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ibnoaliraq@yahoo.com

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendislerinin karşılaştıkları en önemli zorluklardan biri de zayıf zeminlerin üzerinde farklı yapıların inşa edilmesidir. Bu zayıf tabakaların mühendislik özelliklerini iyileştirmek taşıma kapasitesi ve oturma ile ilgili sorunlara karşı etkili bir çözüm olmaktadır. Çeşitli zemin iyileştirme teknikleri arasında, "taş kolonlar" zayıf zeminlerin iyileştirilmesi için en faydalı yöntemlerden biri olarak kabul edilmektedir. Zayıf zeminin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi için uygulanan yöntem özetle; sıkıştırma parametreleri kontrol edilen kum ve çakıl gibi iri daneli malzemelerin zayıf zemin içine titreşimli bir sonda yardımıyla yerleştirilmesini ve uygun düzeyde sıkıştırılmasını içerir.

Taş kolonlar, zemine bir vibratör yardımıyla farklı sıkıştırılmış malzeme ile yukarı doğru doldurulmuş dikey kolonlar olarak tanımlanabilir. Dünyanın farklı bölgelerinde taş kolonları uygulamak için farklı yöntemler geliştirilmiştir. Bunlardan titreşimle-değiştirme (vibro-replacement) ve titreşimle-deplasman (vibro-displacement) prensibiyle çalışan ve farklı zemin tipleri için kullanılabilecek başlıca iki yöntem öne çıkmıştır. Arazi uygulamaları sonucunda ortaya çıkan genel kabul, titreşimle-değiştirme işleminin kohezyonlu zeminler için, titreşimle-deplasman yönteminin de kaba daneli zeminlerde daha uygulanabilir olduğu yönündedir [1].

1.2. Taş Kolonla İyileşme

Taş kolon uygulaması, zayıf güncel çökel zeminlerin mühendislik özelliklerini iyileştirme amacıyla kullanılan yaygın bir yöntemdir. Diğer iyileştirme tekniklerinin aksine taş kolonlar uygulandıkları bölgenin çevresini belirgin bir şekilde etkilemekle kalmayıp ayrıca;

- Taşıma gücünün artırılması,
- Toplam ve farklı oturmaların azaltılması,
- Konsolidasyonun hızlandırılması,
- Dolgu ve doğal yamaç ve şevlerin stabilitesinin artırılması,
- Sıvılaşma potansiyelini hafifletmesi,
- Deprem tarafından oluşturulan yanal yayılmanın önlenmesi,

vb. konularda iyileştirme sağlar.

1.3. Taş Kolonlarda Yenilme Mekanizması

Tek bir taş kolon düşey olarak yüklendiğinde üç tip olası göçme mekanizması meydana gelir [2].

Yanal şişme (bulging) tipi göçme

Bu tip göçme, genellikle ucu sağlam tabakaya soketlenmiş ancak gövdesi yumuşak zeminde kalmış ve/veya tamamen yumuşak zeminde yüzer şekilde soketli olan, boyu çapının 4-6 katından daha uzun olan taş kolonlarda gerçekleşir (Şekil 1a).

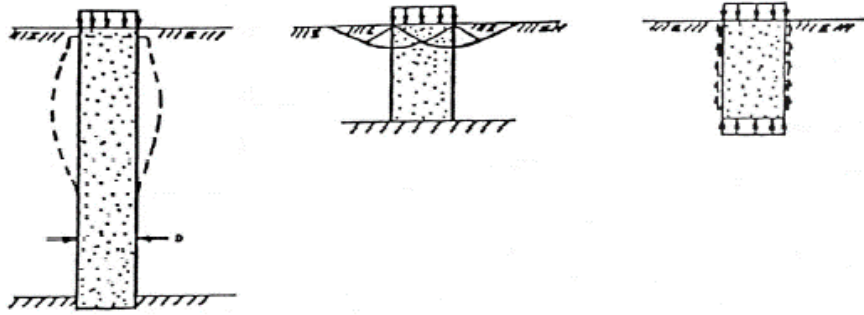
Genel kayma göçmesi

Yüklü bölgede kolonun bulunmaması ya da taş kolon genişliğinin yüklü alanın üç katından daha büyük olduğu durumunda genel kayma tipi göçmenin oluşması beklenebilir. Aynı şekilde kolonu oluşturan malzeme ile çevresinde yer alan zayıf zeminin deformasyon

özellikleri aynı metrebede olan ucu sağlam tabakaya soketlenmiş çok kısa taş kolonlarda da bu tip göçme oluşabilir (Şekil 1b).

Zımbalama (punching) tipi göçme

Bu tip göçme, (Şekil 1c) yüklenmesi durumunda çok az yatay deplasman yapan rijit kazıklara benzer davranışı gösteren taş kolonlarda oluşmaktadır. Bu tip taş kolonların uzunlukları çaplarının 2~3 katından daha küçüktür ve zayıf zeminde yüzer durumda bulunurlar. Bu koşullarda yükleme durumunda yanıl şişme oluşmadan zımbalama gerçekleşir. Zımbalama tipi göçme oluşması için diğer iki tip göçmeye göre daha yüksek taşıma kapasitesi öngörür. Taş kolonlar çelik veya beton kazık rijit olmadıkları için bu tip göçme oluşması nadir görünür [2].



a) Yanal şişme tipi göçme b) Genel göçme c) Zımbalama göçmesi

Şekil 1. Tekil Taş Kolonda Oluşabilecek Göçme Mekanizması [2]

1.3. Taş Kolonlarda Tasarım Parametreleri

Taş kolonun uygulanacağı zayıf zemini iyileştirmek için bir takım tasarım parametreleri gereklidir. Öngörülen iyileştirmenin niteliğine göre değişiklik gösterebilen bu parametreler;

- Taş kolonun malzemesi,
- Taş kolonun uzunluğu,
- Taş kolonun çapı,
- Taş kolonlar arası mesafe

olarak özetlenebilir.

Taş kolonun boyu

Taş kolonlar zayıf zeminlerde inşa edilen yüzeysel temellerin altında, belirli bir etki derinliğine erişecek şekilde imal edilirler. Ayrıca bu kolonlar boşluk suyunun sönümlenmesini de hızlandırarak bir drenaj yolu oluşturur ve konsolidasyon süresini kısaltırlar. Dolayısıyla taş kolonların, sıkışabilen tabakada yüzey gerilmelerinden dolayı oluşan gerilme artışının önemli mertebesinde eriştiği derinliklere değin uzatılması gerekir.

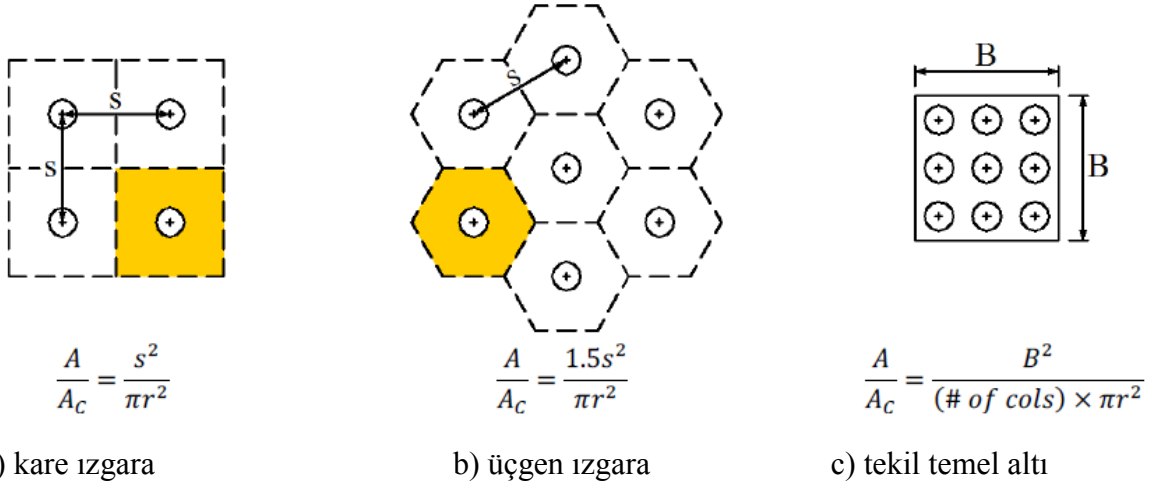
Taş kolonun çapı

Zemin tabakası zayıfsa inşa edilecek taş kolonun çapı daha büyük seçilmelidir [3]. Tekil taş kolonun taşıma gücü değeri hakkında küçük ölçekli laboratuvar model deneyleri yapan araştırmacılar [4], boy/çap (L/d) oranı için 5 ila 7 arası bir değerin kritik olduğunu ve oranın

bu değerden daha fazla artırılmasının taşıma gücü açısından ilave bir getiri sağlamayacağı ifade etmiştir.

Taş kolonların aralığı

Taş kolonlar guruplarında komşu iki kolon arasındaki mesafe (s), yüzeysel yapıya uygulanan yük dolayısıyla oluşacak oturma miktarının azaltılmasında önemli bir faktördür. Tasarımda yüklü alan altındaki iyileşmenin mertebesi taş kolon aralıklarının belirlenmesi için kullanılmaktadır [5]. Şekil 2’de farklı yerleşim kalıplarına göre oluşturulan taş kolon aralıkları ve dolayısıyla oluşan alan oranları, A/A_c görülmektedir [6]. İfadedeki A, grup içindeki tek bir kolon etrafında bulunan zemin alanı, A_c , kolon kesit alanıdır.



Şekil 2. Farklı Taş Kolon Gurupları İçin Oluşturulan Gurup Geometrileri [6]

Taş kolonların oturma performansına etkisi

Yüzeysel temellerin tasarımında oturma etkin bir kriterdir. Özellikle ince daneli zeminlerde konsolidasyon sürelerinin kısaltılması amacıyla yüksek dolgu vb. projelerde kullanılan taş kolonlar, drenaj yolu oluşturarak boşluk suyu basınçlarının daha hızlı sönümlenmesini sağlamaktadır. Taş kolon guruplarının arazi, laboratuvar ve sayısal olarak oturma performansları araştırılmış ve kolon boyunun oturmaların azaltılmasında en etkin parametre olduğu görülmüştür.

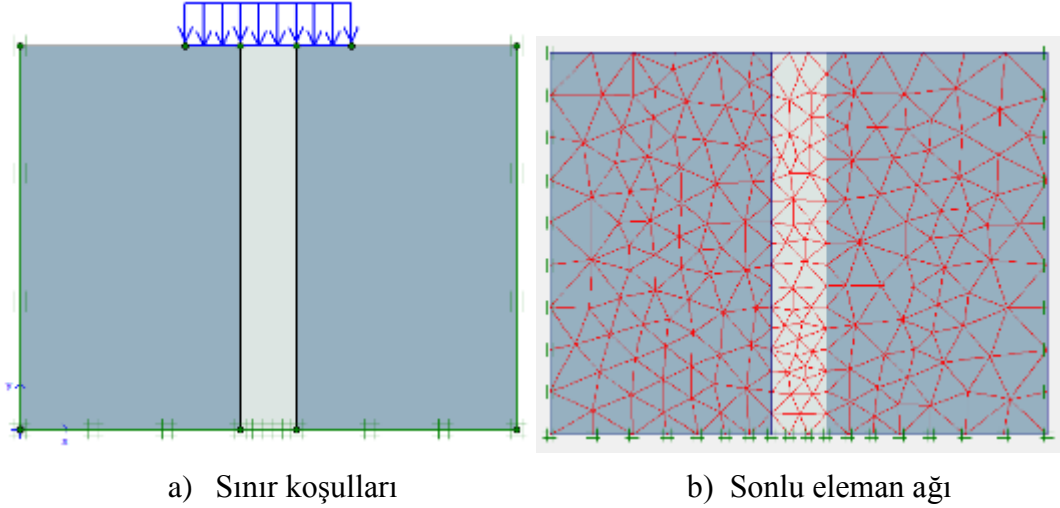
1.4. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmada farklı taş kolon malzemeleri için, farklı çaplardaki kolonların iyileşmeye etkisi sayısal yöntemlerle araştırılmıştır. Araştırmada 2 boyutlu sonlu elemanlar prensibi ile hesaplama yapan ticari bir yazılım (Plaxis) kullanılmıştır.

2. KULLANILAN YÖNTEM, SINIR KOŞULLARI VE MALZEME ÖZELLİKLERİ

Sayısal yöntemde taş kolonlarla iyileştirilecek zemin 15 düğüm noktalı üçgen elemanlarla modellenmiştir. Analizlerde 2 boyutlu düzlem gerilme koşulları etkin kabul edilmiştir.

Uzunluk, kuvvet ve zaman birimleri sırasıyla (m, kN ve gün) olarak kullanılmıştır. Model geometrisi 9m (genişlik) x 7m (yükseklik) olarak alınmıştır (Şekil 3). Ağ sıklığı orta düzeyde tutulmuş, taş kolonu temsil eden bölgede ağ sıklaştırması gerçekleştirilmiştir. Yer altı su seviyesi statik olarak yüzeyden 2m aşağıda bulunmaktadır.



Şekil 3. Taş Kolon İçin Oluşturulan Model Geometrisi

Taş kolonun düşeyde tutulu olan model alt sınırına kadar uzatılması arazideki uygulamada ana kayaya ulaştığını yansıtmaktadır. Dolayısıyla zayıf zeminde yüzer durumda bulunan taş kolonlar bu çalışma kapsamında temsil edilmemiştir. Düşey yük taş kolonların sağ ve solunda birer kolon çapı kadar bölgeye etkimektedir ve üniformdur. Model yatay sınırları yatay deplasmanlara karşı, alt sınır ise hem yatay, hem de düşey deplasmanlara karşı tutuludur.

Modellemelerde kullanılan taş kolon ve zemin malzeme özellikleri literatürde yer alan [7, 8, 9] çalışmalarından alınmıştır. Modellemede kullanılan malzeme özellikleri Tablo 1’de verilmiştir.

Geometri ve sınır koşullar belirlendikten sonra statik yer altı su seviyesi (YASS) zemin yüzeyinden 2.00m aşağıya atanmıştır. Buna ilave olarak konsolidasyon analizi için sınır koşulları yer altı suyunun serbestçe hareket ederek ilave boşluk suyunun dağılmasını yansıtacak drenaj yolunun gerçek duruma uygun olarak seçilmesi sağlanmıştır. Modelde konsolidasyon sınırları için sağ, sol ve alt kısımlar kapatılmış, şekil üst sınırı açık bırakılmış, böylece suyun sadece yüzeyden drene edilebildiği koşul yansıtılmıştır.

Tablo 1. Modellemelerde Kullanılan Malzeme Özellikleri [7, 8, 9]

Parametre	Kum kolon	Çakıl kolon	Kil
Malzeme davranış modeli	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Yükleme koşulu	Drenajlı	Drenajlı	Drenajsız
YASS üzerinde birim hacim ağırlık (kN/m ³), γ_{unsat}	16	17	15.5
YASS üzerinde birim hacim ağırlık (kN/m ³), γ_{sat}	20	22	19.8
Yatay Permeabilite (m/gün), k_x	0.009	6	8.64x10 ⁻⁵

Düşey Permeabilite (m/gün), k_y	0.009	6	8.64×10^{-5}
Elastisite modülü (kN/m ²), E	8000	45000	2700
Poisson oranı, ν	0.3	0.3	0.33
Kohezyon (kN/m ²), c	1	0	33
Sürtünme açısı (°), ϕ	30	42	1
Kabarma açısı (°), ψ	0	0	0

3. TEKİL TAŞ KOLONUN ANALİZİ

Analizde öncelikli olarak zayıf killi zemini güçlendirmek için uygulanan taş kolon için kum ve çakıl olarak 2 farklı malzemenin performansları hesaplanmış ve sonuçlar mukayese edilmiştir. Bir sonraki adımda farklı kolon çapı, aralığı, uzunluğu seçilerek bu parametrelerin uniform yüzey yükü altında oturma, konsolidasyon süresi, ve oluşan boşluk suyu basıncı incelenmiştir. Analizlerde kullanılan 2 farklı grup parametre;

1 numaralı grupta, farklı kolon malzemesi,
2 numaralı grupta, farklı kolon çapı olarak belirlenmiştir.

Parametrik çalışmada kullanılan farklı model konfigürasyonları farklı kolon malzemesi için Tablo 2’de, farklı kolon çapı için Tablo 3’te verilmiştir.

Tablo 2. Farklı Kolon Malzemeleri İçin Model Konfigürasyonu

Model No	Kolon çapı (m)	Uygulanan yük (kPa)	Malzeme tipi
1	1	60	kum
1	1	60	çakıl

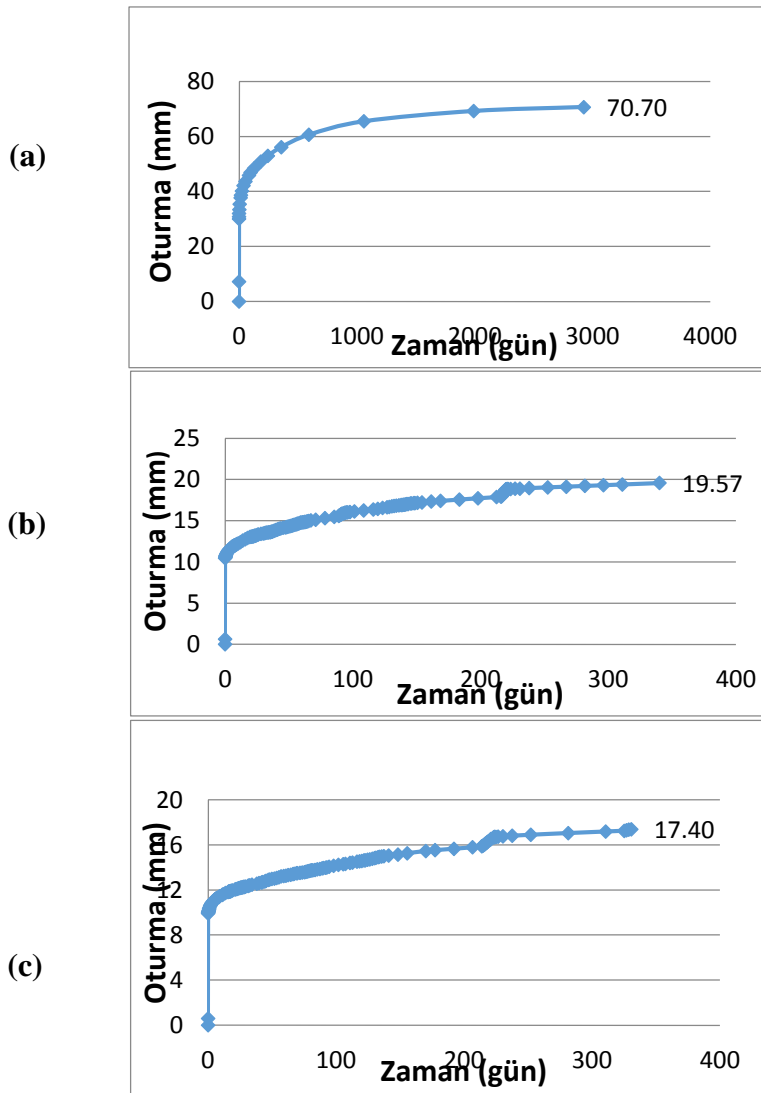
Tablo 3. Farklı Kolon Çapları İçin Model Konfigürasyonu

Model No	Kolon çapı (m)	Uygulanan yük (kPa)	Malzeme tipi
2	0.5	60	çakıl
2	0.75	60	çakıl
2	1	60	çakıl
2	1.25	60	çakıl
2	1.5	60	çakıl

4. ANALİZLER

4.1.Farklı Malzeme Etkisi

Zayıf killi zeminde uygulanan taş kolon malzemesinin kum ya da çakıldan yapıldığı durumun oturmaya etkisi incelenmiştir. Bu amaçla 60 kN/m/m şiddetindeki üst yapıyı temsil eden yük 1.00 m çaplı taş kolonun üzerinde yer alan 3 m genişliğindeki esnek temele etkimektedir (Şekil 1(a)). Oturma kontrolü taş kolon ekseninin yüzeyi kesen en üst noktası için yapılmıştır. Analiz sonuçları çakıl kolonun oturmaya karşı daha etkili bir iyileştirme sağladığı görülmüştür (Şekil 4).

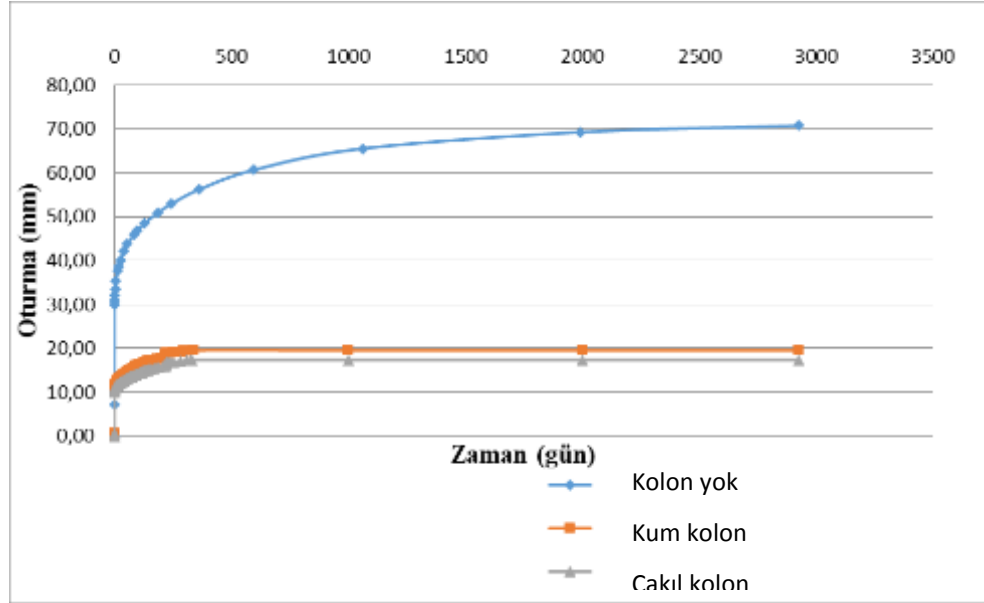


Şekil 4. Farklı Taş Kolon Malzemesinin Yüzey Oturmasına Etkisi;
(a) taş kolon yok, (b) kum kolon, (c) çakıl kolon

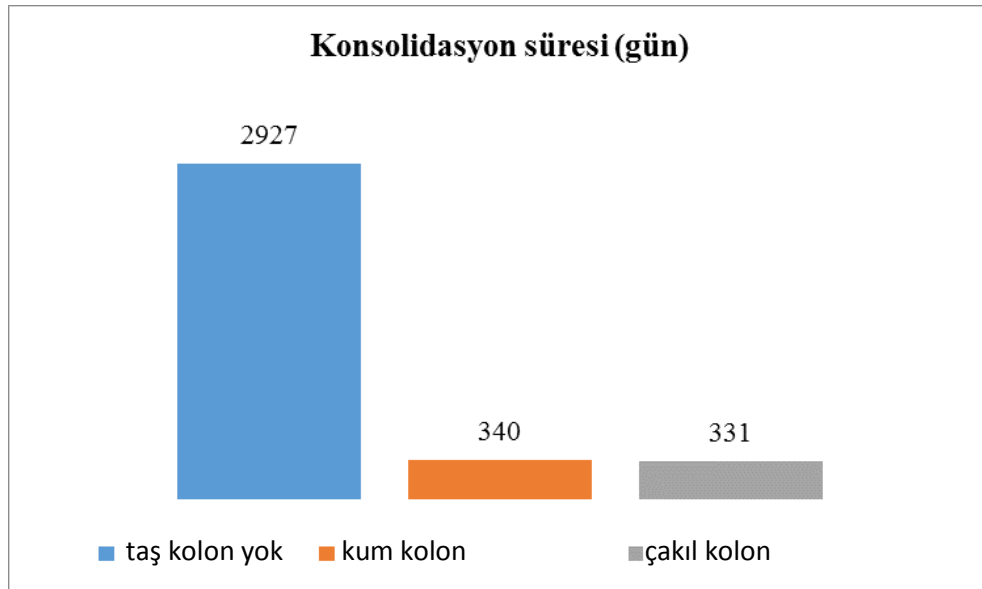
Konsolidasyon sürelerinin hesabında artık boşluk suyu basınçlarının 1 kPa düzeyine düştüğü süre birincil konsolidasyon için geçerli süre olarak değerlendirilmiştir. Şekil 5'te farklı kolon malzemesinin oturmalar üzerindeki etkisi yer almaktadır.

Konsolidasyon sürelerinin kullanılan malzeme ile değişimi Şekil 6'da görülmektedir. Zemine taş kolon ilave edilmediği durumda konsolidasyon süreleri 2927 güne ulaşırken bu değer kum kolonda 340, çakıl kolonda 331 gün olarak elde edilmiştir.

Zayıf zemine taş kolon ilave edilmediği durumda sabit yük altında en büyük yüzey oturmasının 70.70 mm değerine ulaştığı, bu değer kum kolon imal edildiği durumda 19.57 mm, çakıl kolon kullanıldığında da 17.40 mm mertebesine düştüğü görülmektedir. Dolayısıyla ilk duruma göre kum kolon için % 72.3, çakıl kolon için % 75.4 mertebesinde bir iyileşmeden söz edilebilir.

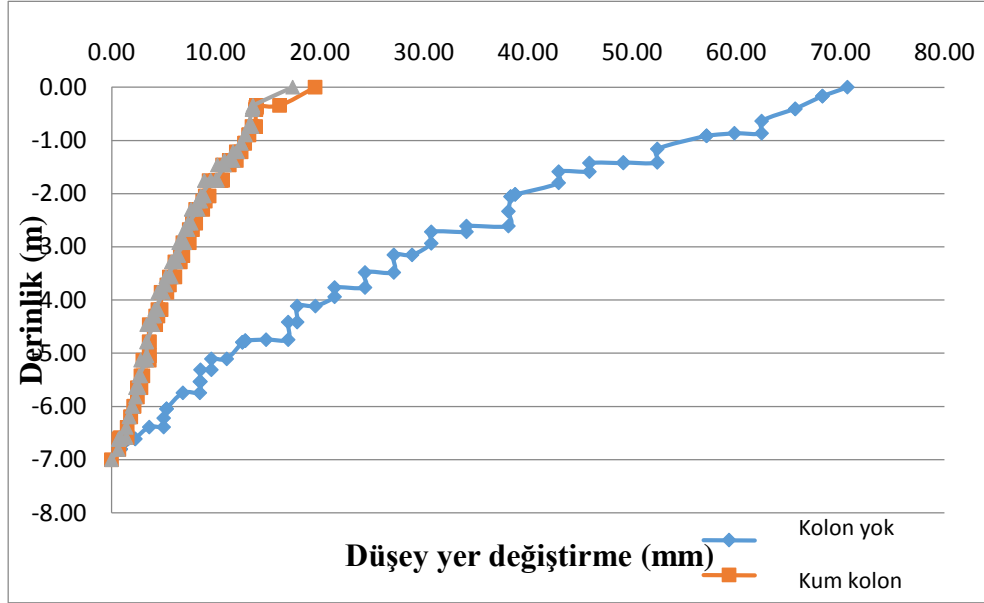


Şekil 5. Farklı Kolon Malzemesinin Oturma Üzerine Etkisi



Şekil 6. Farklı Kolon Malzemesinin Konsolidasyon Süresine Etkisi

Düşey yer değiştirmelerin derinlik boyunca değişimi Şekil 7’de görülmektedir. Burada yüke en yakın olan yüzey noktalarında düşey yer değiştirme değerlerinin azalarak taş kolon sonu olan 7 m’de en düşük değere geldiği açıktır. Buna ilaveten yine çakıl malzeme ile imal edilen kolonun en yüksek performansa sahip olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 7. Farklı Kolon Malzemesinin Kolon Eksenini Boyunca Düşey Yer Değiştirmeye Etkisi

4.2. Farklı kolon Çaplarının Etkisi

İyileştirme performansı en yüksek olan çakıl kolonda farklı kolon çaplarının iyileşme üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Kolon çapları 0.50 m, 0.75 m, 1.00 m, 1.25 m ve 1.50 m olarak seçilmiştir. Analizler sonucunda farklı kolon çapının oturma zamanı, düşey yer değiştirmenin derinlikle değişimi, en büyük yüzey oturmasının kolon merkezine olan uzaklık dağılımı, artık boşluk suyu basıncı ve konsolidasyon bitiş süresi irdelenmiştir.

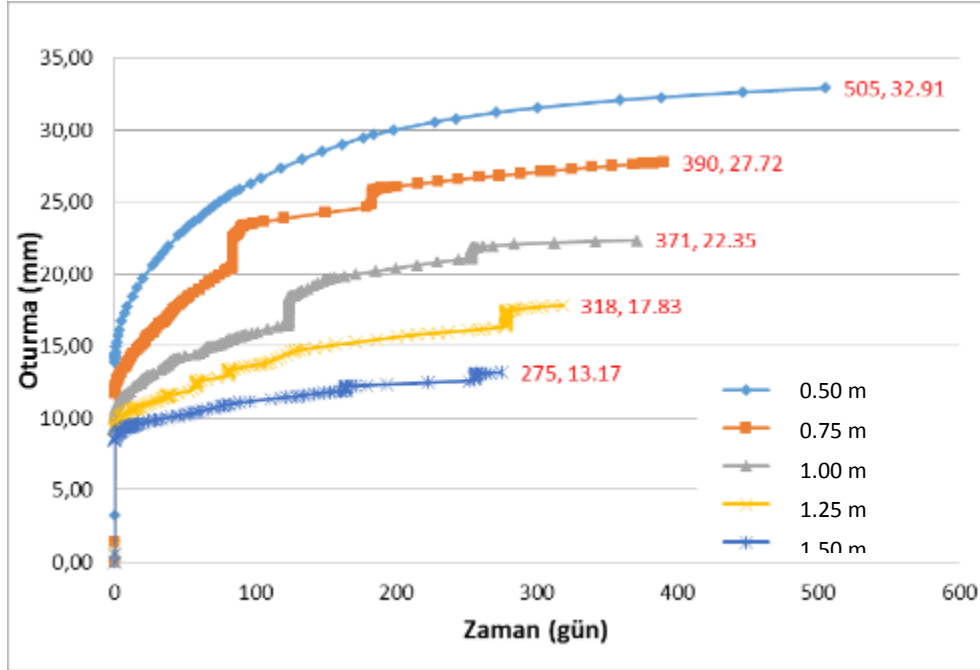
4.2.1. Oturma-Zaman İlişkisi

Üzeri üniform yükle yüklenmiş çakıl kolonun yüzeydeki kısmının orta noktasının oturmaları takip edilmiştir. En düşük kolon çapı olan 0.50 m için en büyük oturma değeri 32.19 mm mertebesinde hesaplanırken bu değer kolon çapının artırılması ile azaldığı gözlenmektedir (Şekil 8). Kolon çapının 1.50 m seçildiği durum için bu değer % 60 mertebesinde azaldığı analiz edilmiştir. Dolayısıyla bu aşamada taş kolon çapını artırmanın zayıf zeminlerin taşıma gücünde ve oturma performansında önemli iyileştirmeye neden olduğu söylenebilir.

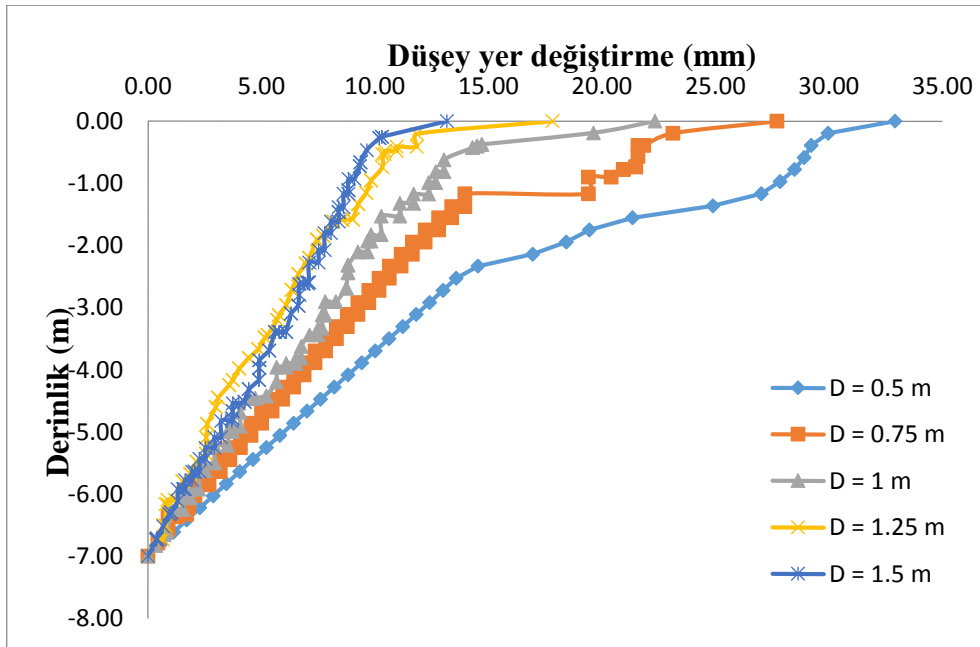
4.2.2. Düşey Yer Değiştirme-Derinlik İlişkisi

Üniform yüzey yükünden dolayı oluşan düşey yer değiştirmelerin taş kolon eksenini boyunca dağılımı incelenmiştir. En büyük düşey yer değiştirmelerin yüzey yüküne en yakın olan kısımda oluştuğu ve derinlikle birlikte taş kolon boyu olan 7.00 m’ye doğru yer değiştirme şiddetinde bir azalma olduğu görülmektedir (Şekil 9).

Buna ilave olarak kolon çapının artmasıyla özellikle yüzey kısımlarında düşey yer değiştirmelerde büyük miktarda değişimler olduğu görülmektedir. Derinlik arttığında ise düşey yer değiştirmelerdeki iyileşmenin daha sınırlı kaldığı fark edilmektedir.



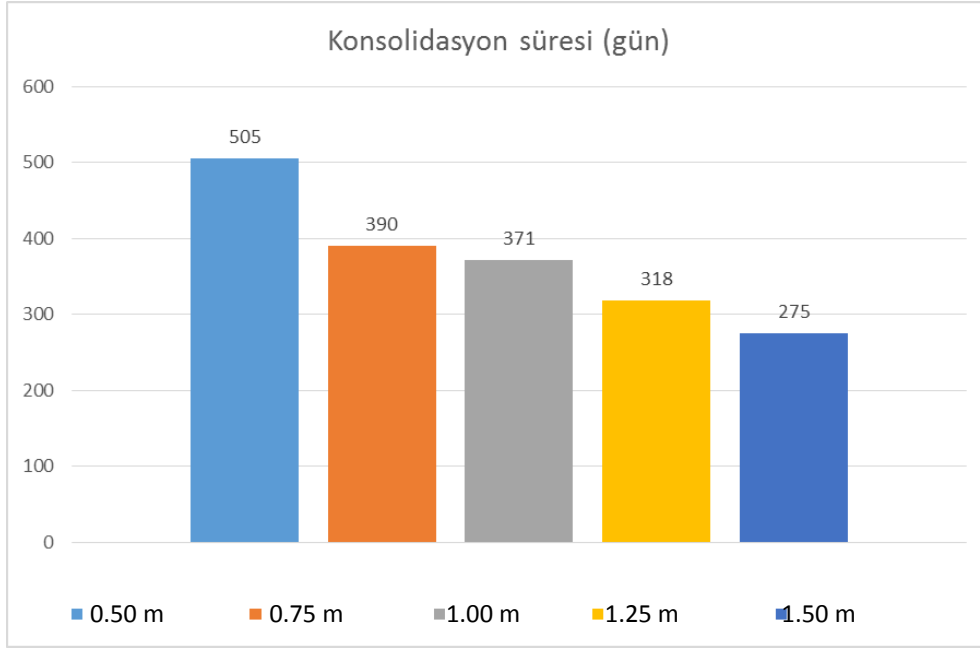
Şekil 8. Kolon Çapının Oturma-Zaman İlişisine Etkisi



Şekil 9. Kolon Çapı Düşey Yer Değiştirme Dağılımı İlişkisi

4.2.3. Konsolidasyon Süresi-Taş Kolon Çapı İlişkisi

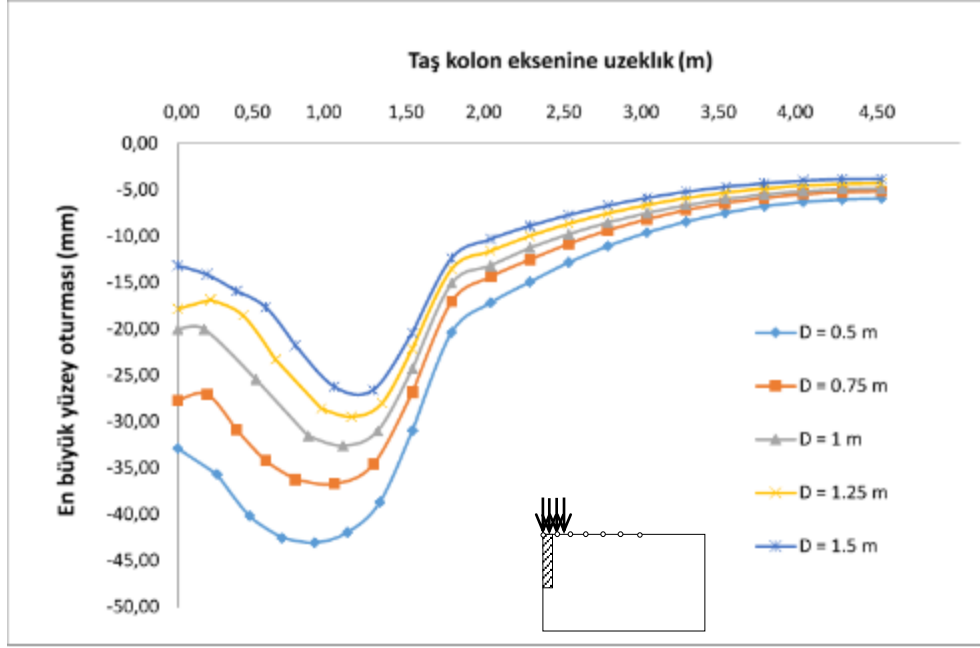
Yüklemeler sonucu zeminde oluşan artık boşluk suyu basıncının sönmülenererek 1kPa değerine ulaştığı zaman aralığı konsolidasyon süresi olarak kabul edilmiştir. Konsolidasyon süresi ile taş kolon çapı arasında belirgin bir ilişki bulunduğu gözlenmiştir. Çakıl kolonda 1.50 m çaplı kolonun konsolidasyonu 275 günde tamamlanırken aynı malzeme ile yapılan kolonun 0.50 m çaplı seçilmesi durumunda konsolidasyon süresi 505 gün olmaktadır. Bu ilişki diğer çaplar için de türetilmiş ve Şekil 10'da özetlenmiştir.



Şekil 10. Kolon Çapı Konsolidasyon Süresi İlişkisi

4.2.4. Yüzey Oturma Dağılımı-Taş Kolon Çapı İlişkisi

Farklı taş kolon çapı seçiminin ($D=0.50$ m, $D=0.75$ m, $D=1.00$ m, $D=1.25$ m, $D=1.50$ m) yüzey oturma dağılımına etkisi çakıl malzemeli kolon için incelenmiştir. Yüzey kontrol noktalarının oturmaları kolon ekseninin sağ simetrisi için Şekil 11'de verilmiştir. Yüzey oturmaları taş kolon ekseninde en düşük değerde olmakla birlikte kolon çapının artmasıyla orantılı olarak azalmaktadır. Yüzey oturmalarının kolon ekseninden uzaklaştıkça önce yüklü ancak kolonsuz bölgede ani olarak azaldığı, yükün olmadığı bölgelerde de uzaklığın artmasıyla birlikte etkisini yitirdiği anlaşılmaktadır.



Şekil 11. Kolon Çapının Yüzey Oturma Dağılımına Etkisi

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada farklı taş kolon malzemesi ve taş kolon çapı seçilmesi durumunda üniform yüzey yükü altında elastik temelin oturması, konsolidasyon süreleri, taş kolon eksen boyunca düşey yer değişme dağılımı, yüzey noktalarının oturma dağılımı sayısal yöntemlerle incelenmiştir. Analiz sonuçları mühendislik özellikleri daha üstün olan çakıl malzemenin kullanılmasının daha avantajlı olduğunu göstermektedir. Aynı şekilde taş kolonun çapını artırmak hem en büyük yüzey oturmasını, hem bu değer yüzey boyunca dağılımını azaltmış, hem de kondolidasyon sürelerini olumlu ölçüde iyileştirmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Sondermann, W. and Wehr, W. (2004). Deep vibro techniques, Ground Improvement, 2nd Edition, edited by M.P. Moseley and K. Kirsch, 57–92, Spon Press
- [2] Barksdale, R. D. and Bachus, R. C. (1983) “Design and Construction of Stone Columns”, Report no. FHWA/RD-83/026, National Information Service, Springfield, Virginia, USA
- [3] Thornburn, S. and MacVicar, R. S. L. (1968). “Soil stabilization employing surface and depth vibrators”. The Structural Engineer, Vol. 46, No. 10, 309–316
- [4] Narasimha Rao, S., Madhiyan, M. and Prasad, Y. V. S. N. (1992). “Influence of bearing area on the behaviour of stone columns”. Indian Geotechnical Conf., Calcutta, 235–237
- [5] Greenwood, D. A. (1970). “Mechanical improvement of soils below ground surface”. Geotechnical Engineering, Proc. of Institution of Civil Engineers, London, 9–20
- [6] Killeen, M.M., (2012). Numerical modelling of small groups of stone columns (Ph.D. thesis). National University of Ireland, Galway.

- [7] Mirsalehi, S. (2013) “*Simulation of the Numerical Behavior of Stone and Geosynthetic Encapsulated Sand Columns in - Tuzla Area*”, Master of Science in Civil Engineering, Eastern Mediterranean University, January 2013.
- [8] Ambily, A. P. and Gandhi, S. R., “*Behavior of stone columns based on experimental and FE Analysis*”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133, No. 4, 405–415, 2007.
- [9] Issac, D. S., & Girish, M. S. (2009). “*Suitability of Different Materials for Stone Column Construction*”. Journal of EJGE, Vol.14.

ÇİMENTO STABİLİZE KİLİN SÜLFAT ETKİSİ ALTINDA DAYANIM VE GEÇİRİMLİLİK ÖZELLİKLERİ

STRENGTH AND PERMEABILITY PROPERTIES OF CEMENT STABILIZED CLAY EXPOSED TO SULFATE ATTACK

İrem KALIPCILAR¹ Ali MARDANI-AGHABAGLOU² Gözde İNAN SEZER³
Alper SEZER⁴ Selim ALTUN⁵

ABSTRACT

This study presents experimental results on the use of Portland cement in stabilization of soils exposed to sulfate attack. For this purpose, unconfined compression tests and chloride-ion penetration tests were conducted in order to investigate strength and chloride-ion penetration properties of cement stabilized clay. Two types of sulfate salts (sodium and magnesium sulfate) were used in the experiments and cement inclusion level was selected as 5, 10 and 15%. Specimens were compacted at Standard Proctor effort, and 2% wet of their optimum moisture contents. Mixture water corresponding to optimum moisture contents at a concentration level of 1% sulfate solution were prepared for sulfate bearing specimens. After 1, 7, 28 and 90 curing days, variation of unconfined compressive strength and chloride-ion penetration values were determined. The results of tests carried out on cement stabilized clay exposed to sulfate attack revealed that, increase in cement content and curing time led to increase in strength and decrease in penetrability in cement stabilized clay.

Keywords: Clay, cement stabilization, unconfined compressive strength, chloride-ion penetration.

ÖZET

Bu çalışmada, stabilizasyon için Portland çimentosu kullanımının sülfat etkisine maruz kalmış zeminlere etkisi deneysel olarak araştırılmıştır. Bu amaçla, dayanım ve geçirgenlik özelliklerinin belirlenebilmesi için serbest basınç ve klor-iyon geçirgenliği deneyleri yapılmıştır. Deneysel çalışmada, sodyum ve magnezyum sülfat olmak üzere iki farklı sülfat tuzu kullanılmış ve çimento içeriği % 5, 10 ve 15 olarak seçilmiştir. Örnekler Standart Proktor enerjisinde ve optimum su içeriğinin % 2 ıslak tarafında sıkıştırılmıştır. Sülfat içeren örneklerin optimum su içeriğinin % 2 ıslak tarafına denk miktardaki karışım suyu % 1 konsantrasyonunda çözelti olarak hazırlanmıştır. 1, 7, 28 ve 90 gün kür süresi sonunda dayanım ve klor-iyon geçirimliliğindeki değişim belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlara göre,

¹ Ar. Gör., Ege Üniversitesi, irem.kalipcilar@ege.edu.tr

² Yüksek Mühendis., Ege Üniversitesi, ali.mardani16@gmail.com

³ Doç. Dr., Ege Üniversitesi, gozde.sezer@ege.edu.tr

⁴ Doç. Dr., Ege Üniversitesi, alper.sezer@ege.edu.tr

⁵ Doç. Dr., Ege Üniversitesi, selim.altun@ege.edu.tr

çimento içeriğinin ve kür süresinin artışı ile birlikte dayanımda artış, klor-iyon geçirimsizliğinde azalma meydana gelmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kil, çimento stabilizasyonu, serbest basınç dayanımı, klor-iyon geçirimsizliği

1. GİRİŞ

Günümüzde, ekonomik açıdan inşaatın mümkün olmadığı bölgelerdeki zeminlerin geoteknik parametrelerinin kabul edilebilir değerlere ulaşması için zemin iyileştirme yöntemleri sıkça kullanılmaktadır. Çimento stabilizasyonu da kolay uygulanabilirliği ve ekonomik olması sebebi ile tercih edilmektedir. Çimentonun zeminle karıştırılması temeline dayanan çimento stabilizasyonu ile zeminin dayanım ve geçirimsizlik özelliklerinde iyileşme gözlemlenmektedir. Ancak, çimento stabilizasyonu kür süresi, kompaksiyon enerjisi, çimento içeriği, su içeriği ve çimento-zemin arasında oluşan reaksiyonlardan etkilenmektedir. Çimento-zemin reaksiyonları ve bu reaksiyonlar sonucu oluşan birincil ve ikincil çimentomsu malzemeler zeminlerin özelliklerini iyileştirmekte ve zeminin dayanımını arttırmaktadır [1-5]. Zeminin sülfat içermesi durumunda ya da yeraltı suyunda sülfat bulunması durumunda ise bu mekanizmada birtakım değişiklikler meydana gelmektedir. Sülfat etkisi sonucunda zeminin içerdiği çimento sebebi ile etrenjit oluşmakta ya da sülfat tipine bağlı olarak reaksiyonlar sonucu oluşan çimento bağları zayıflamaktadır. Yüksek oranda sülfat içeren çimento ve kireç stabilize zeminlerde oluşan yıkıcı etkiler ilk olarak Sherwood [6] tarafından rapor edilmiştir.

Kalsiyum, sülfat ve alümin birleştiklerinde sülfat saldırısına neden olan etrenjiti ($3CaSO_4 \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$) oluşturmaktadır. Taylor [7] etrenjitin molekül hacminin 714 mL, suyun molekül hacminin ise 578 mL olduğunu belirtmiştir. Dolayısı ile etrenjit hacmi kendini oluşturan bileşenlere göre neredeyse % 200 artış göstereceğinden şişme ve çatlaklara neden olabilecektir [8]. Etrenjitin hacimsel değişimi genel olarak iki teori ile açıklanmaktadır: Kristal gelişimi ve genişleme teorisi [9]. İlk teoriye göre, genişleme, etrenjit oluşumunun diğer oluşumlar ile teması geçmesi sonucu uygulanan basınç ile oluşmaktadır. İkinci teoriye göre, kolloid boyutundaki etrenjit danelerinin şişmesi ile genişleme oluşmaktadır [10]. Etrenjitin oluşumu için gerekli süre birkaç günden birkaç haftaya kadar olan bir yelpazede değişmektedir [11]. Bu sürenin uzunluğu sülfatların çözünübilirliği, zemin danelerinden serbest kalan alümin miktarı ve bağlayıcılardaki kalsiyum miktarına bağlı olarak değişkenlik göstermektedir.

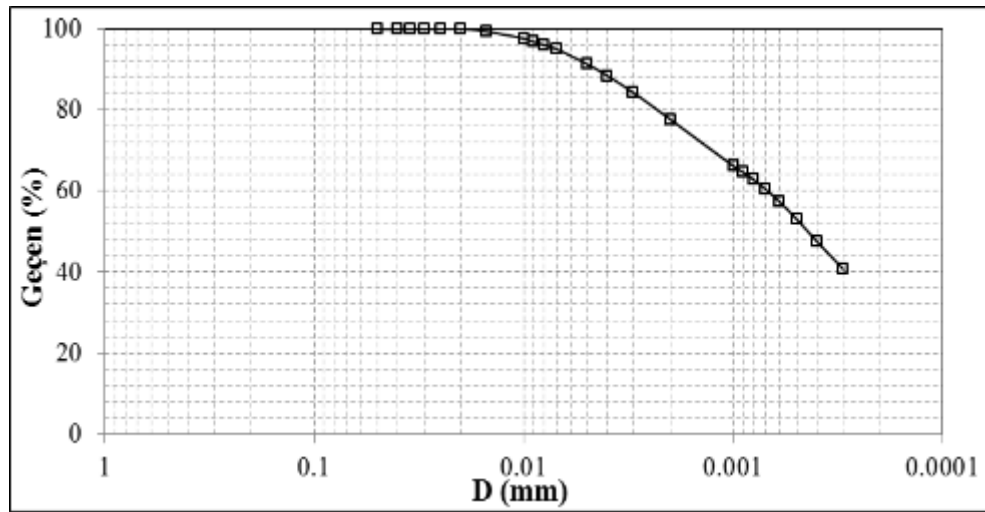
Çimento stabilizasyonu, temel veya alt temel tabakalarının veya derin tabakaların ıslahında uzun bir süredir kullanılmakta ve ortamdaki zeminde veya yeraltı suyundaki sülfat varlığı, önlem alınmadığı zaman temel/alttemel tabakasında genişmelere yol açmakta, bu genişmeler de üstyapıda ciddi hasarlar meydana getirmektedir [12]. Bu zarar, genellikle, etrenjit, tomasit ve diğer genişmeye yol açan minerallerin oluşumu ile ilgilidir. Sülfat etkisi altındaki çoğu kalsiyum içeren bağlayıcı katkının hasara yol açan genişmelere maruz kalacağı bilinmektedir.

Literatürde, çimento stabilize zeminlerde sülfatın etkisi oldukça ciddi çalışmalarla incelenmiş olsa da, ülkemizde ve dünya literatüründe birçok eksiklik göze çarpmaktadır. Bu çalışmada da, normal Portland çimentosu ile stabilize edilen kaolin tipi kilin sülfat etkisi altında dayanım ve geçirimsizlik özellikleri serbest basınç ve klor-iyon geçirgenliği deneyleri ile araştırılmıştır.

2. MALZEME VE METOT

2.1. Çalışmada Kullanılan Malzemelerin Özellikleri

Deneysel çalışmada, homojen olması amacı ile tek ocaktan temin edilen Hint kaolini kullanılmıştır. İlk olarak, kaolin kilinin indeks özellikleri, optimum su içeriği ve dane çapı dağılımı eğrisi sırası ile ASTM D 4318-10, ASTM D422 ve ASTM D698-07 standartları kullanılarak elde edilmiştir. Kaolin kilinin indeks özellikleri Tablo 1’de verilmiştir. Çalışmada stabilizasyon malzemesi olarak kullanılan CEM142.5R tipi çimentonun kimyasal ve fiziksel özellikleri Tablo 2’de verilmiştir.



Şekil 1. Kaolin Kilinin Dane Çapı Dağılım Eğrisi

Tablo 1. Kaolin Kilinin İndeks Özellikleri

Özellikler	Kaolin	Standartlar
Likit Limit, ω_L (%)	56	ASTM D4318-10
Plastik Limit, ω_P (%)	30	ASTM D4318-10
Plastisite İndeksi, I_P (%)	26	ASTM D4318-10
Özgül Ağırlık	2.62	ASTM D854- 14
Optimum Su İçeriği (%)	30	ASTM D698-07
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık (t/m^3)	1.30	ASTM D698-07

Tablo 2. Çalışmada Kullanılan Çimentonun Kimyasal Özellikleri

İçerik	Miktar (%)	İçerik	Miktar (%)
CaO	61.78	Al ₂ O ₃	6.24
SiO ₂	20.69	Fe ₂ O ₃	2.48
MgO	1.90	SO ₃	2.99
K ₂ O	0.98	Kızdırma Kaybı	1.75
Na ₂ O	0.25	Çözünmeyen Kalıntı	1.89

2.2. Örnek Hazırlama Metodu

Deneysel çalışmada, kaolin kiline kuru ağırlığınca % 0, 5, 10 ve 15 oranında normal Portland çimentosunun karıştırılması ile örnekler oluşturulmuştur. Öncelikle laboratuvara getirilen kaolin kili ve deney programında belirlenen miktardaki çimento homojen bir kuru çimento-kil karışımı elde etmek için mikserde karıştırılmıştır. Optimum su içeriğinin + % 2'si değerinde hesaplanan su miktarı mikser çalışır durumda iken kil-çimento karışımına yavaş yavaş eklenmiştir. Sülfat içeren örneklerde ise, eklenecek su % 1 konsantrasyonunda sodyum veya magnezyum sülfat çözeltisi olarak hazırlanmıştır. Çözeltiler, % 1 konsantrasyon için hesaplanan magnezyum sülfat tuzlarının yüksek devirli karıştırıcıda çözdürülmesi ile hazırlanmıştır. Mikserde karıştırma işlemi bittikten sonra, çimento-kil karışımı tekrar elle yoğurulmuştur. Serbest basınç deney örneklerinin boyutları 50x100 mm olarak seçilmiştir. Dolayısı ile, her bir sıkıştırma işleminden daha fazla örnek elde edebilmek amacıyla çimento-kil karışımı modifiye proktor kalıbında standart proktor enerjisinde sıkıştırılmıştır. Klor-iyon geçirimsizlik deneyleri örnekleri ise 100 mm çapında ve 50 mm yüksekliğinde ve proktor sıklığında hazırlanmıştır. İsimlendirme işlemi yapıldıktan sonra örneklerin nemini kaybetmemesi için örnekler streç film ile sarılmış ve belirlenen deney gününe kadar 20 ± 2 °C sıcaklığındaki $95 \pm 5\%$ bağıl neme sahip kür odasında 1,7, 28 ve 90 gün bekletilmiştir. Kür süresini tamamlayan örnekler dayanım ve geçirimsizlik özelliklerinin belirlenebilmesi amacı ile serbest basınç ve klor-iyon geçirimsizlik deneyine tabi tutulmuştur. Serbest basınç deneyleri ASTM D 2166 standartlarına uygun olarak 1.42 mm/s deformasyon hızında gerçekleştirilmiştir. Klor-iyon geçirimsizlik deneyleri de ASTM C1202 standartlarına uygun olarak yapılmıştır.

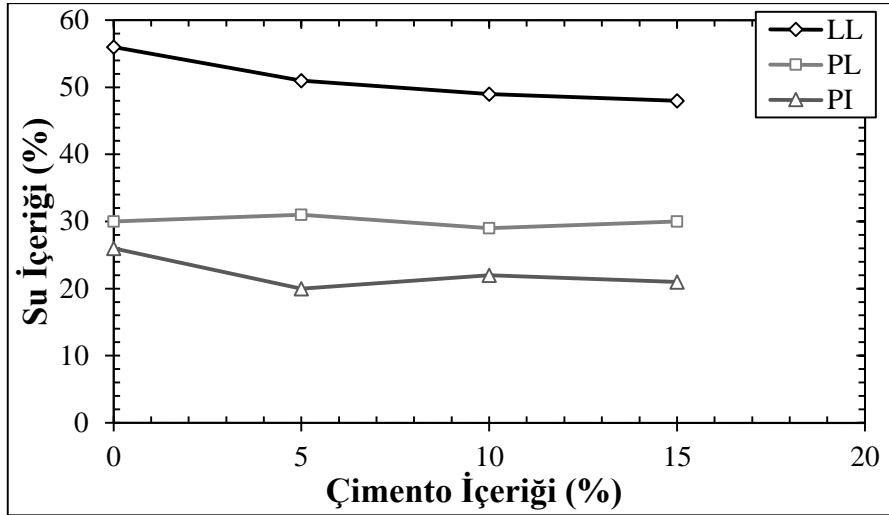
3.DENEY SONUÇLARI

Sülfat etkisinin çimento stabilize zeminlerin dayanım ve geçirimsizlik parametrelerine etkisini incelemek amacı ile % 0, 5, 10 ve 15 oranında çimento içeriğindeki kaolin kili % 1 sülfat konsantrasyonundaki optimum su içeriğinin + %2 değerinde sıkıştırılmış örnekler hazırlanmıştır. Hazırlanan örnekler 1, 7, 28 ve 90 gün kür odasında bekletilmiş daha sonra da dayanım ve geçirimsizlik özelliklerinin incelenebilmesi için sırasıyla serbest basınç dayanımı ve klor-iyon geçirimsizlik deneyleri yapılmıştır.

Örneklerin karışmaması amacı ile örnekler indisler kullanılarak isimlendirilmiştir. C çimento içeriğinin, Mg çözelti konsantrasyonunu, D ise kür süresini belirtmektedir. Örneğin, C10Mg0D28 örneği % 10 çimento içeriğinde, sülfat içermeyen 28 gün kür süresine sahip örneği temsil etmektedir.

3.1. Kıvam Limitlerinin İncelenmesi

Kaolin kilinin çimento stabilizasyonu sonrasında Atterberg limitlerindeki değişimini incelemek amacı ile ASTM D 4318-10 standartlarına uygun olarak likit limit, plastik limit deneyleri yapılmıştır. %5, 10 ve 15 oranında normal portland çimentosu içeren kaolinin likit limit, plastik limit ve plastisite değerleri çimento içeriğine bağlı olarak Şekil 2'de görülmektedir.

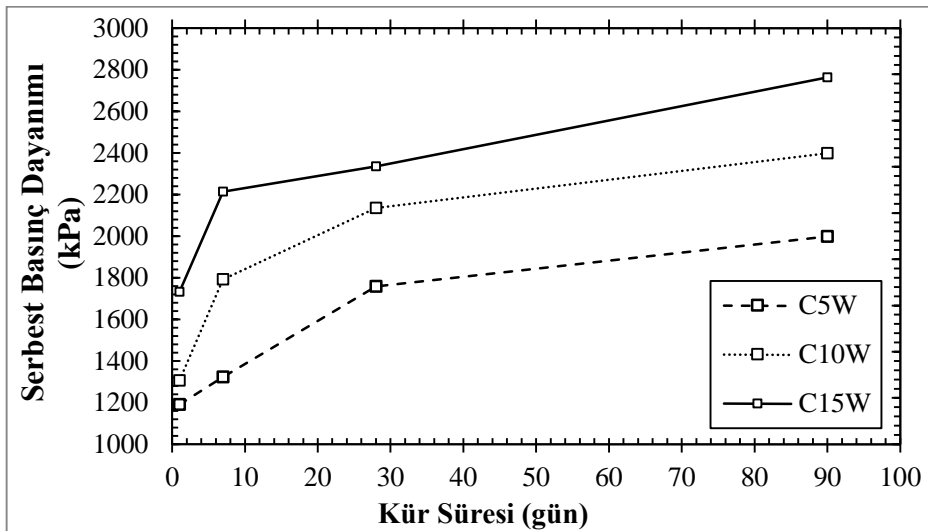


Şekil 2. Çimento içeriğinin Atterberg limitlerine etkisi

Çimento stabilizasyonunda çimento içeriğinin artışı ile beraber kaolin kilinin likit limit değeri belirgin olarak azalmaktadır. Şekil 2’de görüldüğü üzere, çimento katkısı içermeyen kaolin kilinin likit limit değeri 56 iken, % 15 çimento içeriğine sahip kaolin kilinin likit limiti 48 olarak belirlenmiştir. Bu duruma karşın, çimento içeriğinin artışı plastik limit değerinde gözle görülür bir değişim meydana getirmemektedir. Sonuç olarak, likit limit ve plastik limit değerlerinin değişimi ile plastisite indisinde kısmen bir azalma söz konusu olmaktadır. Kilin çalışabilirliğinin düşen plastisite indisi ile arttığı bilinmektedir [13]. Böylelikle, daha yüksek çimento içeriklerinde kaolin kilinin çalışabilirliği artmaktadır.

3.2. Dayanım Özelliklerinin İncelenmesi

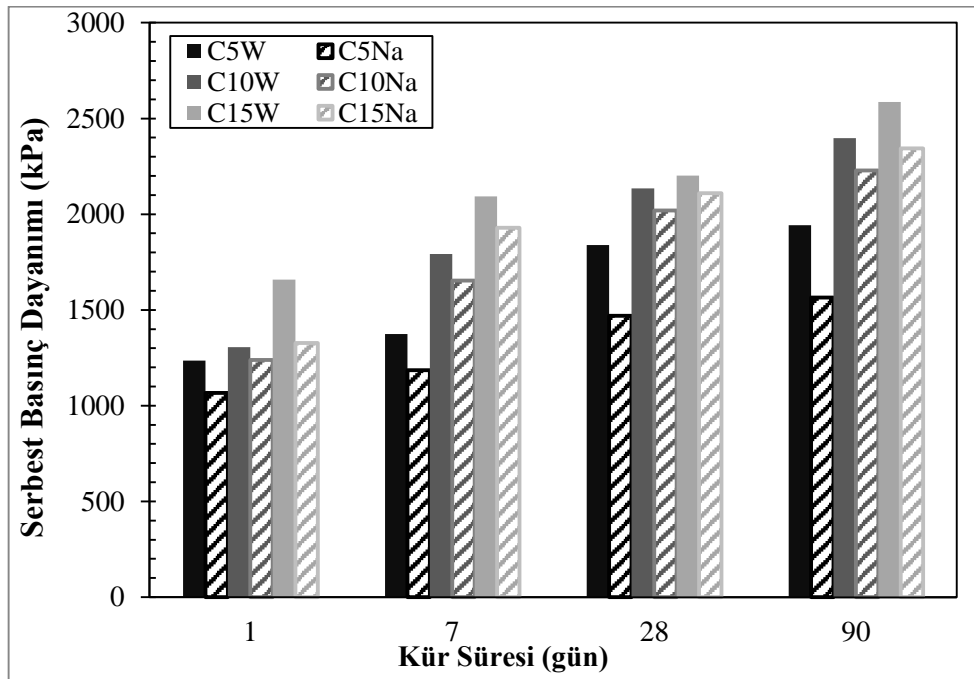
Şekil 3’te farklı oranlarda çimento ile stabilize edilmiş örneklerin 1, 7, 28 ve 90 günlük serbest basınç dayanımları verilmiştir. Şekilde belirtilen örnekler sülfat etkisine maruz bırakılmamış örnekler olup, çimento stabilizasyonunda temel etken olarak kabul edilen çimento içeriğinin ve kür süresinin dayanım üzerindeki etkileri irdelenmiştir.



Şekil 3. Çimento içeriğinin ve kür süresini serbest basınç dayanımına etkisi

Şekil 3'te görüldüğü üzere çimento içeriğinden bağımsız olarak kür süresi arttıkça tüm çimento içeriklerinde serbest basınç dayanımı artmaktadır. Çimento stabilizasyonu sonucunda oluşan dayanım artışı hidrasyon ve puzolanik olmak üzere iki önemli reaksiyon sonucu gerçekleşmektedir. Kısa dönem olarak kabul edilebilen ilk 7 gündeki dayanım artışı çimento hidrasyonu ile ilerki zamanlardaki dayanım artışı ise puzolanik reaksiyonu ile kazanılmaktadır. Hidrasyon reaksiyonu çimento içeriği ile doğru orantılı olarak dayanım artışı sağladığından kısa dönem içerisinde (ilk 7 gün) dayanım kazanma hızı çimento içeriği arttıkça artmaktadır. Diğer yandan, kaolin kili yüksek puzolanik potansiyeli sebebi ile uzun dönemde gerçekleşen puzolanik reaksiyonda yer almakta ve tükenmektedir. Kaolin kilinin çimento ile birlikte puzolanik reaksiyona katılması ile birlikte C-S-H ve C-A-S-H ürünleri oluşmaktadır. Ancak, kaolinin bu ürünlere olan katkısı % 10 olarak belirlenen çimento içeriğine kadar gerçekleşmektedir. %10 ve daha düşük çimento içeriğinde bu ürünler hidrasyon ve kaolin kilinin de yer aldığı puzolanik reaksiyonlar sonucu oluşmaktadır. Daha yüksek çimento içeriklerinde ise, kaolin kilinin tükenmesi puzolanik reaksiyonun durmasına ve bu ürünlerin sadece hidrasyon sonucu oluşmasına neden olmaktadır [8,14].

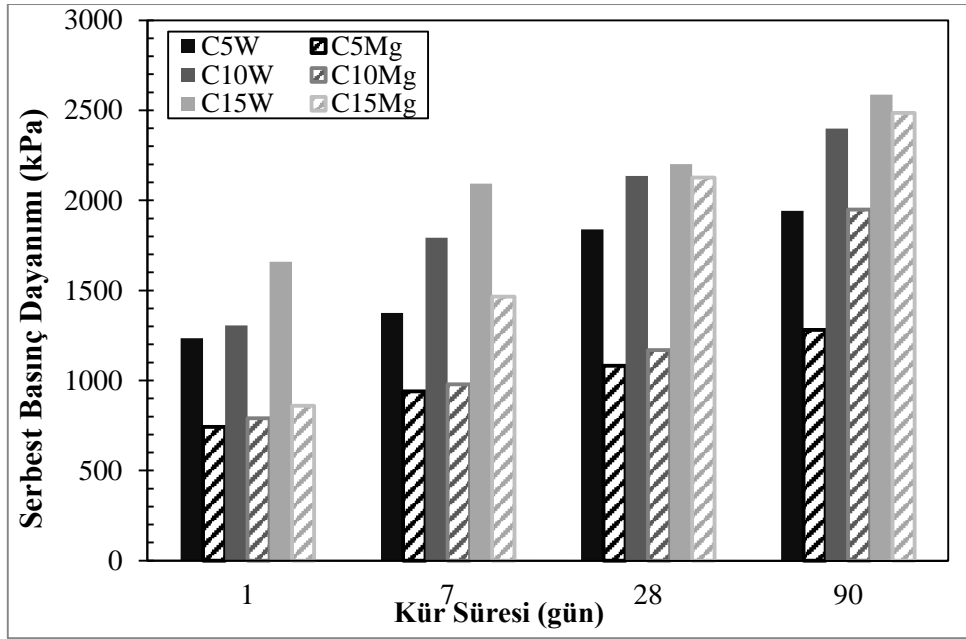
Çimento içeriğinin ve kür süresinin kaolin kilinin dayanım özelliklerine etkisini gözlemlenmiş ve ortamda sülfat bulunması halinde dayanımda meydana gelecek değişimler ayrıca irdelenmiştir. Sülfat etkisi örneklerin optimum su içeriğinin +% 2 değerine denk su içeriğinin % 1 çözelti konsantrasyonu ile hazırlanmasıyla gerçekleştirilmiştir. Çalışma kapsamında iki farklı çözelti tipi magnezyum sülfat ($MgSO_4$) ve sodyum sülfat (Na_2SO_4) seçilmiştir. Şekil 4'te % 1 konsantrasyonda sodyum sülfat çözeltisi içeren ve içermeyen örneklerin serbest basınç dayanımları verilmiştir.



Şekil 4. Farklı Oranlarda Çimento İçeren Örneklerin Sodyum Sülfat İçeriği İle Serbest Basınç Dayanımı İlişkisi

Şekil 4'te görüldüğü üzere % 5 oranında çimento içeren örneklerin sodyum sülfata maruz kalmaları durumunda serbest basınç dayanımlarında bir miktar azalma meydana gelmiştir.

Örneklerin içerdikleri sodyum sülfat çözeltisi sebebi ile oluşan etrenjit, dayanım kaybına neden olmaktadır. Ortamda sülfat bulunduğu takdirde gerçekleşen kademeli reaksiyonlar sonucunda genişleme ve genişlemeye bağlı olarak oluşan mikro çatlaklar dayanım kaybına neden olmaktadır. Kür süresinin artışı ile birlikte kil-çimento-su arasında gerçekleşen reaksiyonlar nedeniyle örnekler dayanım kazanmakla beraber sülfat içeren örneklerde ise dayanım kazanma hızı etrenjit oluşumuna bağlı olarak azalmaktadır. Bu nedenle, sülfat içeren örnekler aynı koşullara sahip (kür süresi ve çimento içeriği) sülfat içermeyen örneklerin dayanım değerlerine ulaşamamaktadır. Şekil 5'te % 1 konsantrasyonunda magnezyum sülfat çözeltisi içeren ve içermeyen örneklerin serbest basınç dayanımları görülmektedir.



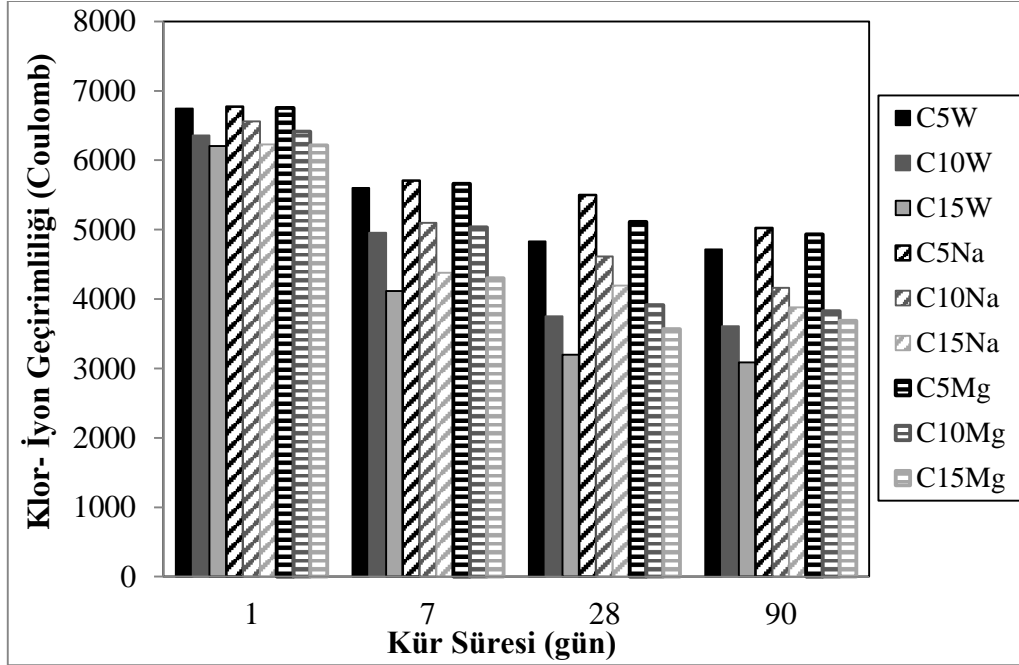
Şekil 5. Farklı Oranlarda Çimento İçeren Örneklerin Magnezyum Sülfat İçeriği İle Serbest Basınç Dayanımı İlişkisi

Sodyum sülfat içeren örneklerde de görüldüğü üzere sülfat, çimento stabilize zeminlerde oluşturduğu etrenjit yapısı nedeniyle genişleme ve çatlaklara neden olmakta ve böylelikle dayanım kaybı oluşturmaktadır. Öte yandan, magnezyum tuzları sadece etrenjit oluşumuna neden olmamakla beraber çimentonun bağlayıcılık özelliğini de azaltmaktadır. Bu nedendir ki, etrenjit uzun vadede oluşmasına karşın örneklerde 1. ve 7. günlerde oldukça yüksek dayanım kayıpları gerçekleşmiştir. Deney sonuçlarından da anlaşılacağı üzere, magnezyum sülfat çözeltisi sodyum sülfat çözeltisine göre daha agresif olmakta ve örneklerde daha çok zarar vermektedir. Sonuç olarak, magnezyum sülfat çözeltisinin hem etrenjit oluşumuna neden olması hem de çimentonun bağlayıcılık özelliğini azaltması nedeniyle büyük dayanım kayıplarına yol açtığı söylenebilir.

3.3. Klor-iyon Geçirgenlik Özelliklerinin İncelenmesi

Sülfatın geçirgenlik özelliklerine etkisinin incelenmesi amacı ile hazırlanan örnekler deney günlerinde klor-iyon geçirimsizlik deneyine tabi tutulmuşlardır. Örneklerin, 60 dakika sonrasındaki Coulomb değerleri klor-iyon geçirgenlik değeri olarak kabul edilmiştir. Şekil

6'da farklı oranlarda çimento içeren örneklerin kür sürelerine bağlı olarak klor-iyon geçirimsizlik deney sonuçları verilmiştir. Deneylerin tekrarlanabilmesi amacı ile her değer 3 örneğin 60 dakikalık klor-iyon geçirgenliği sonucunun ortalaması olarak verilmiştir. Çimento içermeyen kaolin kilinin geçirgenlik değeri tüm kür sürelerinde 9800 Coulomb olarak ölçülmüştür.



Şekil 6. Farklı Oranlarda Çimento İçeren Örneklerin 60 Dakika Klor-İyon Geçirgenlikleri

Çimento içeriğinin artışı, klor-iyon geçirgenliği değerlerinde azalmaya neden olmuştur. Kür süresinin artması ile birlikte örneklerin geçirgenlik değerlerinde belirgin bir azalma meydana gelmiştir. Bu durum, çimento hidratasyonu sonucu oluşan ürünlerin, zemin matrisindeki boşlukları doldurarak örneklerin klor-iyon geçirgenlik değerini azaltması ile açıklanabilmektedir. Aynı zamanda çimento ve kil arasında oluşan bağlayıcı yapıdaki ürünler geçirimsizliği düşük daha yoğun bir yapı oluşturmuştur. 1 ve 7 gün kür süreleri göz önüne alındığında, kür süresinin artışı ile birlikte örneklerin klor-iyon geçirgenlikleri belirgin olarak azalmıştır. Ancak, 28 ve 90 gün kür sürelerine sahip örneklerin klor-iyon geçirimsizliklerinde kayda değer bir değişim gözlemlenmemiştir. Bilindiği üzere, çimento hidratasyonu 1 ve 7 gün olarak belirtebileceğimiz erken dönemde 28 ve 90 güne oranla çok daha hızlı gerçekleşmektedir. Dolayısıyla, erken dönemde, çimento-zemin matrisindeki boşlukları dolduran çimentomsu ürünler daha hızlı ve daha fazla oluşmaktadır. Sülfat içeren örneklerde ise, sülfat etkisi ile oluşan mikro çatlaklar sonucu örnekler daha boşluklu bir yapıya sahip olmakta ve klor-iyon geçirgenlik değerleri artmaktadır.

4. DENEY SONUÇLARI

Bu çalışmada, çimento ile stabilize edilmiş killerin sülfat etkisi altında dayanım ve geçirimsizlik özellikleri incelenmiştir. Bu kapsamda; serbest basınç dayanımı, klor-iyon geçirgenliği deneyleri yapılmıştır. Çalışma neticesinde elde edilen bulgular aşağıda özetlenmiştir:

1. Çimento içeriği arttıkça çimento ile stabilize edilen kaolinin likit limiti değeri belirgin olarak artmıştır. Bununla birlikte, çimento içeriğinin plastik limit değeri üzerinde belirgin bir etkisi bulunmamaktadır. Dolayısı ile çimento içeriğinin artışı ile birlikte plastisite indeksi azalmakta ve çimento stabilize kaolinin çalışabilirliği artmaktadır.
2. Çimento içeriği ve kür süresi arttıkça çimento ve kaolin arasında oluşan reaksiyonlar sonucunda ortaya çıkan C-S-H jelleri nedeni ile kaolin kilinin serbest basınç dayanımı artmaktadır.
3. Çimento ile stabilize edilen kil zeminlerde magnezyum sülfat ve sodyum sülfat tuzları etrenjit oluşumuna sebebiyet vermektedir. Oluşan etrenjit yapısı genleşme yaratmakta ve örneklerin içerisinde mikro çatlaklar oluşturmaktadır. Çatlaklar neticesinde çimento stabilize zeminde dayanım kaybı gerçekleşmektedir. Ancak magnezyum sülfat çözeltisi hem etrenjit oluşumuna sebebiyet vermesi hem de oluşan C-S-H jellerinin bozunmasına yol açtığından, magnezyum sülfat içeren çimento stabilize killerde daha fazla dayanım kaybı gerçekleşmiştir.
4. Sülfat çözeltisi içermeyen örneklerde çimento miktarını artışı ile birlikte klor-iyon geçirgenliği belirgin olarak azalmıştır. Çimento hidratasyonu sonucunda oluşan çimentomsu ürünler boşlukları doldurarak ve tıkayarak geçirgenliği azaltmıştır. Sülfat çözeltisi içeren örneklerde ise sülfat etkisi ile oluşan mikro çatlaklar boşlukları arttırmakta ve klor-iyon geçirimsizliğini arttırmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] A. Kezdi, 1979. Stabilized earth roads. Development in Geotechnical Engineering. Elsevier Scientific, New York.
- [2] J. K. Mitchell, 1981. Soil improvement-State of the art raport. Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 509–565
- [3] S. H. Chew, A. H. M. Kamruzzaman and F. H. Lee, 2004. Physicochemical and engineering behaviour of cement treated clays. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 130(7), 696-706.
- [4] A. Kamruzzaman, S. Chew and F. H. Lee, 2009. Structuration and Destructuration Behavior of Cement-Treated Singapore Marine Clay. Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 135(4), 573–589.
- [5] S. H. Bahmani, B. K. Huat, A. Asadi, N. Farzadnia, 2014. Stabilization of residual soil using SiO₂ nanoparticles and cement. Construction and Building Materials 64, 350-359.
- [6] P. T. Sherwood, 1958. Effect of sulfates on Cement-Stabilized clay, Highway Research Board Bulletin 193, 45-54.
- [7] H. F. W. Taylor, 1997. Cement Chemistry 2nd edition, Thomas Telford Edition Published, London.
- [8] İ. Kalıpcılar, 2015. Çimento ile stabilize edilen kil zeminin sodyum ve magnezyum sülfatlı çözeltiler etkisinde davranışı, Yüksek Lisans Tezi, Ege Üniversitesi, 80.
- [9] M. D. Cohen, 1983. Theories of expansion in sulfoaluminate–type expansive cements: Schools of thought, Cement and Concrete Research 13, 809-818.
- [10] L. Wang, 2002. Cementitious stabilization of soils in the pesence of sulfate, Ph.D. Thesis, Louisiana State University, 111.

- [11] B.V.S. Kota, D. Hazlett and L. Perrin, 1996. Sulfate-bearing soils: problems with calcium based stabilizers, Transportation Research Record 1546, 62-69.
- [12] P. T. Sherwood, 1962. effect of sulfates on cement- and lime-stabilized soils, Highway Research Board Bulletin 353: Stabilization of Soils with Portland Cement, National Academy of Sciences-National Research Council Publication 1048, Washington D.C., 98 – 107.
- [13] B. Baran, T. Ertürk, Y. Sarıkaya, T. Alemdaroğlu, 2001. Workability test method for metals applied to examine a workability measure (plastic limit) for clays, Applied Clay Science 2:1–2, 53-63.
- [14] A. H. M. Kamruzzaman, 2002. Physico-chemical and engineering behavior of cement treated Singapore marine clay, PhD. Thesis, Department of Civil Engineering National University of Singapore, 189.

TS EN 14227-11 STANDARĐININ KİREÇ İLE ZEMİN ISLAHINDA KULLANIMI

USAGE OF EN 14227-11 STANDARD ON SOIL TREATED BY LIME

Emrah DAĞLI¹

Ömer Faruk ÇAPAR²

Gamze BİLGEN³

ABSTRACT

The treatment of weak soils is one of the most important subjects in geotechnical engineering. Therefore, the treatment of weak soils is a topic of great interest to researchers. In this study, the treatment of soil by lime was investigated with respect to TS EN 14227 standards. All required experiments and the presentation of their results are clarified and the classification of the engineering properties of lime-soil mixtures is explained. In addition, the Turkish Highway Technical specifications for Lime Stabilization and EN 14227-11 are compared based on choosing criteria of materials and the required experiments.

Keywords: EN 14227-11, lime, stabilization, treatment of soil.

ÖZET

Zayıf zeminlerin ıslahı geoteknik mühendisliğinin en önemli konularından birisidir. Bu yüzden araştırmacıların ilgisini çekmiştir. Bu çalışmada kireç ile işleme tabi tutulmuş zeminlerin stabilizasyonun EN 14227 standardı esas alınarak araştırılmıştır. Yapılması gereken deneyler ve bu deneylerde elde edilen parametreler sunulmuştur. Ayrıca deney sonuçlarına göre zemin-kireç karışımına ait mühendislik parametrelerini sınıflandırılmasının nasıl yapılacağı anlatılmıştır. Buna ilaveten “Kireç Stabilizasyonu Teknik Şartnamesi (KSTS)” ile EN 14227-11 standardı malzeme seçimi ve yapılması gereken deneyler dikkate alınarak karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: EN 14227-11, kireç, stabilizasyon, zemin iyileştirme.

1. GİRİŞ

Zemin iyileştirme çalışmalarında kullanılmak üzere, Avrupa Birliği çerçevesinde 2004 yılında EN 14227 standardı hazırlanmış ve tüm Avrupa’daki yol yapım çalışmalarında bu standardın kullanımına geçilmiştir [1]. Sürekli olarak güncellenen bu standartta, zeminde katkı kullanımı ile ilgili kriterler ve projelendirme esasları standartlaştırılmıştır. Türk Standartları Enstitüsü de aynı yıllarda kendine TSE EN 14227 olarak adapte etmiştir. Bunun

¹ Arş. Gör., Bülent Ecevit Üniversitesi, emrahdagli@beun.edu.tr

² Yrd. Doç. Dr., Bülent Ecevit Üniversitesi, ocapar@yahoo.com

³ Yrd. Doç. Dr., Bülent Ecevit Üniversitesi, bilgamze@hotmail.com

yanında, ülkemizde yol çalışmalarında uygulanacak şartlar ve yöntemler hakkında Bayındırlık ve İskan Bakanlığı tarafından 2005 yılında hazırlanan “Kireç Stabilizasyonu Teknik Şartnamesi (KSTS)” ve Karayolları Genel Müdürlüğü tarafından 2006 yılında hazırlanmış olan “Karayolları Teknik Şartnamesi” bulunmaktadır. Son olarak 2013 yılında Karayolları Teknik Şartnamesi (KTS), TSE EN 14227 ve KTS yi bünyesine alacak şekilde güncellenmiştir. [2, 3].

Bu bildiriye, “EN 14227 Standardı -Bölüm:11” olarak sunulan “Kireç ile karıştırılan zemin davranışları” kısmı ele alınmaktadır. Standardın bu bölümü; kireç ile işleme tabii tutulmuş yol, havaalanı ve trafiğe açık tüm alanlardaki doğal zeminler ve diğer yol malzemelerinde uygulanmak üzere, karışımların taşınması gereken özellikler ve bileşenler için uygulanacak laboratuvar çalışmalarındaki şartları kapsamaktadır.

2. KİREÇ İLE İYİLEŞTİRME VE KİREÇ İLE STABİLİZASYON

EN 14227-11 zeminlerin kireç ile işlenmesi “*soil treated by lime*” standardı, Kireç ile iyileştirme “*improve by lime*” ve kireç ile stabilizasyon “*stabilization by lime*” terimlerinin anlamlarını birbirinden ayırmıştır. Zeminlerin kireç ile iyileştirmesi ile zeminde özellikle aşağıdaki değişimlerinden birini, bir kaçını veya tamamını ifade etmektedir:

- Su içeriğinde azalma
- Taşıma kapasitesinde artış
- Plastisite azalma

Zemin iyileştirmenin yapılmasında ki amaç ise hafriyat işlemlerinin rahat yapılabilmesi, zeminin katmanlar halinde iyi bir şekilde sıkıştırılabilmesi, insanlar veya taşıtlar için uygun bir çalışma platformu sağlanması ve zeminin farklı bir hidrolik bağlayıcı (cüruf, uçucu kül, çimento ve diğer hidrolik bağlayıcılar) ile işlem yapılabilmesi için uygun duruma getirilmesidir. Zemin stabilizasyonu ise, zeminde orta ve uzun vadedeki mekanik performansın, durağanlığın ve donma çözülme dayanımının artırılması olarak tanımlanmaktadır.

Türk Standartları Enstitüsü 14227-11’i olduğu gibi kendine adapte etmiş olmasına karşın KTS’de, “iyileştirme çalışmaları” dolgu tabakalarının, “stabilizasyon çalışmaları” ise alt temel tabakasının ve üst yapı tabanının kireçle iyileştirilmesi olarak tanımlanmaktadır. Dolayısı ile bir terminoloji sorunu oluşmaktadır. Bu bildiriye iyileştirme ve stabilizasyon kelimeleri EN 14227-11 de ifade edilen terminolojide kullanılacaktır. Zemine kireç ile yapılan işleme anlamında ise “zemin ıslahı” kelimesi kullanılacaktır.

3. ZEMİN-KİREÇ UYGULAMALARINDAKİ BİLEŞENLER

Zemin ıslahında zemin, kireç ve su kullanılmaktadır. Ancak, her tip zeminin kireç ile ıslahı mümkün olmadığı gibi tüm kireç tipleri de ıslah amacı ile kullanılamaz. Hangi tip zeminlerde hangi tip kireç ile zemin ıslahı yapılabileceği hem KTS de hem EN14227-11 de açıklanmıştır.

3.1. Kireç

Zemin ıslahında kullanılacak kireçler ile ilgili özellikler sönmüş ve sönmemiş kireç için ayrı ayrı tanımlanmıştır. TSK kirecin uygunluğuna, Tablo 1 de verilen kimyasal içeriğine göre karar verilmesini uygun görmektedir [4]. EN 14227 de kullanılacak kireç ile ilgili öngörülen kriterler Tablo 2’de sunulmaktadır. EN 14227 kireç ile ilgili detaylar için EN 459-1 standardına atıf yapmakta olup ilgili kriterler Tablo 3’de sunulmuştur.

Tablo 1. Zemin Islahında Kullanılacak Kirecin Kimyasal Ve Fiziksel Özellikleri [2,3]

Ozellik (TS EN 459-2)	Sönmemiş Kireç	Sönmüş Kireç
CO ₂ (Kızdırma Kaybı) <	<7%	<7%
Toplam (CaO+MgO)	> 80 %	> 80 %
SO ₃	<2%	<1 %
MgO	<10%	<10%
SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃ +SO ₃	<5 %	<5%
Parçalar	<2mm	
TS EN 459-2 ye göre ağırlıkça elekte kalan %		0.09 mm < %7 0.2 mm < %2

Tablo 2. Sönmüş ve Sönmemiş Kireç İçin Kriterler [4,5,6]

Bileşen	Aranan Kriter	Alt Sınır
Sönmemiş Kireç	Topaklanma derecesi	Kategori 1; Kategori 2
	Serbest CaO yüzdesi	CL 90-Q; CL 80-Q
	Su reaktivite deneyi	25 dakikada $\geq 60^{\circ}\text{C}$
Sönmüş Kireç		CL 90-S; CL 80-S

Topaklanma derecesi, EN 14227 de önemli bir kriter olarak karşımıza çıkmaktadır ve bu bildiriye 4.7 nolu başlıkta detaylandırılmaktadır. Topaklanma derecesi kısaca, malzemenin topakları kırılmadan önceki durumda elekten geçen kütle, kırıldıktan sonraki durumda elekten geçen kütleyle oranıdır. CL 80-Q olarak gösterilen ifade, kirecin CaO+MgO içeriğinin minimum % 80 olduğunu ve kirecin sönmemiş kireç olduğunu göstermektedir. MgO yüzdesi en fazla % 5 olmalıdır ancak EN 459-2’de tanımlanan genleşme deneyini geçer ise % 7’ye kadar izin verilebilmektedir.

Tablo 3. Kireçlerin Uyması Gereken Kimyasal Kriter [4,5]

Kireç tipi *Değerler kütleye olarak yüzde cinsindedir	CaO + MgO	MgO	CO ₂	SO ₃	Elde edilebilir kireç
CL 70	≥ 70	≤ 5	≤ 12	≤ 2	≥ 55
CL 80	≥ 80	≤ 5	≤ 7	≤ 2	≥ 65
CL 90	≥ 90	≤ 5	≤ 4	≤ 2	≥ 80

2.2. Zemin

TSK’da kireç ile stabilize veya iyileştirme yapılacak zeminleri ayırt etmemektedir ve zeminlerin taşınması gereken özellikler, AASHTO’ya göre A5, A6, A7, A-2-6, A-2-7 veya Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemlerine göre veya CH, CL, MH, ML, GC, SC

sınıflarına giren plastisite indeksi 10'dan büyük ($PI > 10$) veya Kaliforniya Taşıma Oranı (Yaş CBR %) < 10 veya CBR şişme % $si > 3$, zemin içindeki organik maddelerin % 4 'den az olması gerekir şeklinde tanımlanmıştır.

EN 14227-11 ise kireç ile iyileştirilecek zeminler için herhangi bir sınırlama getirmemektedir. Stabilize edilecek zeminlerin taşıması gereken özellikler ise standardın A ekinde, zeminin %95 inin 63 mm den küçük, %12 sinin 63 mikrondan büyük ve PI değerinin 5 den büyük olmalıdır şeklinde tanımlanmıştır.

2.3. Su

EN 14427-11 standardı karışım için kullanılacak suyun temiz ve berrak olması, organik ve kimyasal madde içermemesi gerektiğini belirtmiştir. TSK, bunlara ek olarak, sudaki SO_3 miktarının 200 ppm'den daha az olması gerektiği belirtilmektedir.

Tablo 4. Tasarlanan Karışım İçin Uygulanması Gereken Deneyler [TSK]

Tasarlanan Karışımın Sağlaması Gereken En Küçük Değerler		
Tasarlanan Karışım pH = 12,4		
Kireç Dozajı % > 1,5		
İYİLEŞTİRME	STABİLİZASYON	
Dolgular	Üst yapı tabanı	Alttemel
<ul style="list-style-type: none">• AASHTO Standart Proctor• CBR > 15• ŞİŞME < % 2,0 (20°C, Nem > % 95'de 3 gün ve 20°C'de suda 4 günden sonra)• LL < 40 PI < 20 (Dona Hassas Bölgelerde- Atterberg limitleri 1 saatlik değerlerdir)	<ul style="list-style-type: none">• AASHTO Standart Proctor• CBR > 20 (20°C, Nem > % 95'de 3 gün ve 20°C'de suda 4 günden sonra)• PI < 10 (Atterberg limitleri 1 saatlik değerlerdir)• $q_u(7 \text{ günlük}) > 5 \text{ kg/cm}^2$• $q_{\phi}(7 \text{ günlük}) > 0,3 \text{ kg/cm}^2$• $q_u(n) > 1,5 \text{ kg/cm}^2$	<ul style="list-style-type: none">• AASHTO Modifiye Proctor• CBR > 50• ŞİŞME < % 0,5 (20°C, Nem > % 95'de 3 gün ve 20°C'de suda 4 günden sonra)• LL < 25 PI < 6 (Atterberg limitleri 1 saatlik değerlerdir)

4. LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

TSK'nın kireç ile zemin iyileştirmede ve zemin stabilizasyonunda yapılmasını öngördüğü deneyler ve elde edilmesi şart koşulan kriterler Tablo 4 de özetlenmiştir. TSK ya göre karışımında kullanılacak en uygun kireç dozajını belirlemek, asidik denge yöntemi (pH) ile yapılabilir. Ayrıca karışımının bir saat bekletilmesinden sonra yapılan Likit Limit ve Plastik Limit deneyleri ile değişik kireç oranlarında Plastisite indeksi (PI) değerleri belirlenmesi yöntemi kullanılabilir. Bu değerlerden, dolgu malzemeleri için $PI < 20$, üst yapı taban malzemeleri için $PI < 10$, alt temel malzemeleri için ise $PI < 6$ durumunu sağlayan en küçük kireç yüzdesi (KY) uygun oran olarak kabul edilir.

TSK kireç ile zemin ıslahı laboratuvar çalışmalarında; Atterberg limitleri (LL, PL), Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR), Şişme, Serbest basınç (q_u) ve donma çözülme

deneylerinin yapılmasını uygun görmektedir. Yapılacak ıslah türüne göre her bir deney sonucunun en az hangi değerde olması gerektiğini belirtmektedir. Örneğin, dolguda yapılacak bir iyileştirme çalışması için karışımın Standart Proctor ile sıkıştırılması gerekmektedir. Sıkıştırılarak hazırlanmış numune 4 gün suda bekletilen sonra numunenin şişme değeri %2 den az olmalı ve CBR değeri 20 den fazla olmalıdır.

EN 14227-11 de zemin özelliklerine göre en uygun kireç oranı tanımlayan pH gibi bir deney bulunmamaktadır. Bunun dışında, TSK deki deneyler ile benzer deneyler uygulanmakla birlikte, farklı bir terminoloji geliştirilmiştir.

EN 14227-11 zemin iyileştirmede, aşağıda listelenmiş değerleri kullanmaktadır.

- Ani taşıma katsayısı (immediate bearing index, IPI veya IBI)
- Nemlilik şartları değeri (moisture condition value, MCV)
- Sıkışma derecesi (degree of compaction, DC)
- Şişme (swelling)

Zemin stabilizasyonunda ise şu değerlerin belirlenmesini istemektedir:

- Ani taşıma katsayısı (immediate bearing index, IPI veya IBI)
- Nemlilik şartları değeri (moisture condition value, MCV)
- Şişme (swelling)
- Topaklanma derecesi (degree of pulverization, P)
- Su muhtevası (water content, W)
- Mekanik Performans, CBR (mechanical performance, CBR)
- Mekanik Performans, Serbest basınç dayanımı (compressive strength, Rc)
- Donma-çözünme dayanımı (frost resistance)

4.1. Ani Taşıma İndeksi (IPI veya IBI)

Hem stabilizasyon hem de iyileştirme için kullanılan bu parametre, EN 13286-47 [7]'de detaylandırılmış olan CBR deneyi ile bulunur. Normal CBR deneyinden farkı, sürüş yüklerinin kullanılmamasıdır. Hazırlanan numune, bir poşete sarılıp ağzı kapatılarak 60 dakika bekletildikten sonra CBR deneyi uygulanır. IPI değerinin belirlenmesinde toplam süre, karışım karıştırıldıktan sonra 90 dakikayı aşmamalıdır.

Tablo 5. Ani Taşıma İndeksi Kategorisi [1]

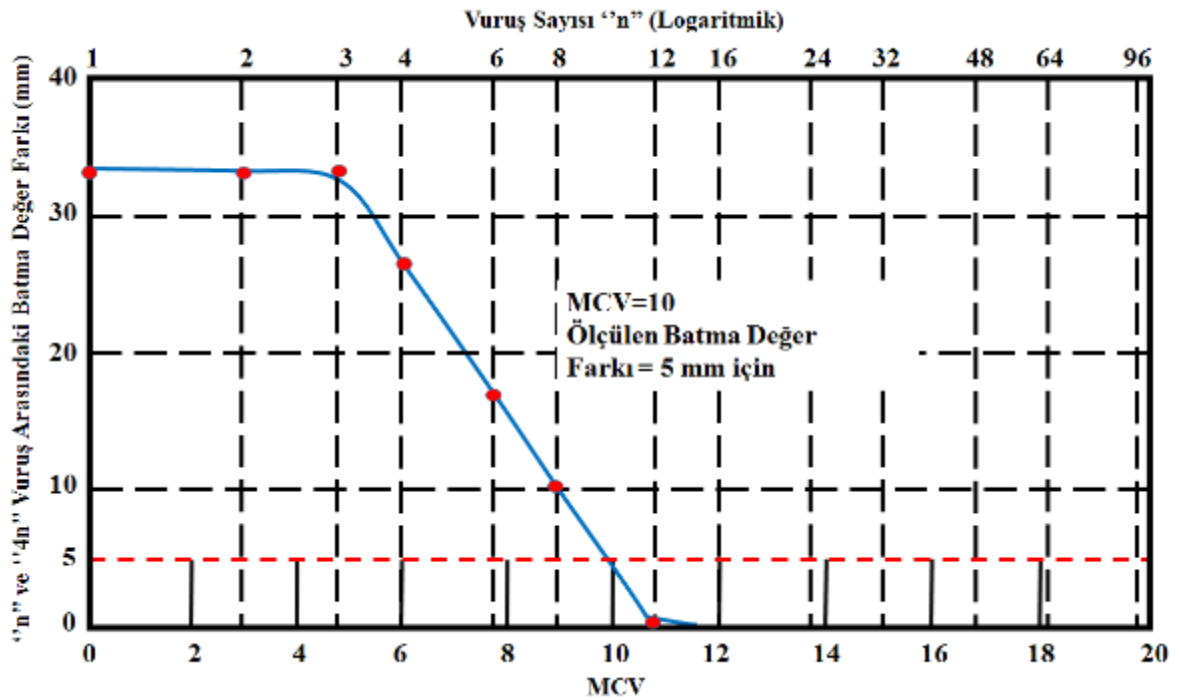
Kireç ile iyileştirilmiş zemin		Kireç ile stabilize edilmiş zemin	
Ani taşıma indeksi	Kategori	Ani taşıma indeksi	Kategori
≥ 5	IPI ₅	≥ 10	IPI ₁₀
≥ 7	IPI ₇	≥ 15	IPI ₁₅
≥ 10	IPI ₁₀	≥ 20	IPI ₂₀
≥ 15	IPI ₁₅	≥ 25	IPI ₂₅
≥ 20	IPI ₂₀	Beyan edilen değer	IPI _{DV}
≥ 25	IPI ₂₅		
Beyan edilen değer	IPI _{DV}		

Karışım tasarlanırken deney sonunda bulunan değer 5 ve 7 arasında ise IPI₅ olarak, 7 ve 10 arasında ise IPI₇ olarak sınıflandırma yapılır. Deneysel özel bir çalışma var ise IPI_{DV} olarak

sınıflandırılır. Zemin iyileştirmede IPI değerinin en az 5, zemin stabilizasyonunda ise en az 10 olması istenmektedir. Ani taşıma indeksi değeri 0-9 arasında ise en yakın % 0,5 değerine, 10-29 aralığında ise en yakın %1 ve 29'dan büyük olduğunda ise en yakın %5 değerine yuvarlanarak rapor edilir. Tablo 5'de ani taşıma indeksi değerleri hem kireç ile iyileştirmiş hemde kireç ile stabilize edilmiş zeminler için IPI değerlerine göre sınıflandırılması görülmektedir.

4.2. Nemlilik şartları değeri (MCV)

İngiliz Karayolları tarafından geliştirilen bu deney dolguda kullanılmak istenen zeminin uygunluğunu kontrol etmektedir. Ayrıca deneyde su içeriğini hesaplama sırasındaki zaman kaybı olmamaktadır [8]. EN 13286-46 standardında detaylandırılan bu deney, tokmak sayısı cinsinden sıkışma veriminin belirlenmesini sağlar [9]. Deney için 20 mm elekten elenmiş 1,5 kg karışım numunesi alınır ve deney kalıbına yerleştirilir. 97 mm çapında ve 7 kg ağırlığındaki tokmağın 25 cm düşey mesafenden kalıbın içindeki numune üzerine düşürülerek tokmağın kalıba penetrasyon miktarı ölçülür. Vuruş sayıları 1, 2, 4, 8, 16, 32, 64, 128, 256 olacak şekilde tasarlanır. Buna göre hesaplanan tüm vuruş-penetrasyon değişimi değerleri kayıt edilir. Daha sonra seçilen bir vuruş (n) için penetrasyon miktarı (a) ile seçilen vuruş sayısının 4 katına (4n) karşılık gelen penetrasyon miktarı (b) belirlenir. Penetrasyon değişimi (a-b) ve seçilen vuruş (n), şekil 1'de görüldüğü gibi eksen üzerinde işaretlenir. Sonra bu eğri üzerinde 5 mm penetrasyon değişimine denk gelen x eksenindeki değer nemlilik şartları değeri (MCV) olarak tanımlanır



Şekil 1. Yüksek Plastisiteli Bir Kil Numunesine Ait MCV Hesap Grafiği [8]

Deney sonucunda bulunan rutubet içeriği değeri Çizelge 6'de verilen kategoriye göre sınıflandırılır. Dolayısıyla ilgili değer 8 ve 12 arasında olursa karışım $MCV_{8/12}$ olarak sınıflandırılarak tasarlanır. Tıpkı IPI da olduğu gibi özel bir çalışma söz konusu olursa ilgili değer de buna göre değişir ve MCV_{DV} olarak sınıflandırılır.

Tablo 6. Rutubet İçeriği [1]

Rutubet içeriği	Kategori
Minimum 8 ve maksimum 12	MCV _{8/12}
Beyan edilen değer	MCV _{DV}

4.3. Kompaksiyon Derecesi (DC)

EN 13286-2 [10] standardı esas alınarak yapılan yerinde kuru yoğunluk deneyinden elde edilen yoğunluk ile laboratuvar kuru yoğunluk arasındaki ilişkiden kompaksiyon derecesi bulunur ve Tablo 7'den ilgili kategoriye göre tasarım yapılır. Burada, Proktor deneyindeki enerji seviyesi 0,6 MJ/m³ olup EN 13286-2 standardına uygun olmasına dikkat edilmelidir.

Tablo 7. Kompaksiyon Derecesi [1]

Yerinde kuru yoğunluk değerinin Proktor deneyinden elde edilen kuru yoğunluğa oranı EN 13286-2 (%)	Kategori
≥ 95	DC ₉₅
≥ 97	DC ₉₇
Beyan edilen değer	DC _{DV}

4.4. Kaliforniya taşıma oranı (CBR)

Kaliforniya taşıma oranı ve serbest basınç mukavemet değerleri kireç ile stabilize edilmiş zeminlerin mekanik özelliklerini belirlemede kullanılır[1]. Karışımın CBR değeri, EN 13286-47 standardına dikkate alınarak belirlenir ve Tablo 8'den seçilen kategoriye uyum sağlamalıdır [7]. Hazırlanan numuneler; 1 saat, 3 gün veya seçilmiş zaman periyodu boyunca iklimlendirmeye maruz bırakılır ve numunelerin kurumması engellenerek 20 ± 2 derece sıcaklıkta ya da belirtilmiş diğer sıcaklık değerinde sabit tutulması sağlanır. İklimlendirmeden sonra, numune deney öncesinde 4 gün veya daha fazla bir süre (özel deneylerde daha fazla süre olabilir) boyunca suda bekletme sürecine girer. Bu süreç boyunca sıcaklığın 20 ± 2 derece sıcaklıkta ya da belirtilmiş diğer sıcaklık değerinde sabit tutulması sağlanır. İklimlendirme ve suda bekletme süreci deney raporunda belirtilmelidir. Tablo 8'de tasarım numunesinin CBR değeri en az % 15 olmalıdır. CBR₂₀ olarak tanımlanan kategoride numunenin CBR değeri 20 ile 30 arasında (30 dahil değil) ve IPI'dan büyük olmalıdır.

Tablo 8. Kireç İle Stabilize Edilmiş Zeminlerin Kaliforniya Taşıma Oranı Kategorileri [1]

4 gün suda bekletmeden sonra istenen CBR değerleri (ya da diğer belirtilen periyot)	Kategori
≥ 15	CBR ₁₅
≥ 20 ve >IPI	CBR ₂₀
≥ 30 ve >IPI	CBR ₃₀
≥ 40 ve >IPI	CBR ₄₀
≥ 50 ve >IPI	CBR ₅₀
Beyan edilen değer (15'ten daha az değil)	CBR _{DV}

4.5. Lineer Şişme Deneyi

Zeminlerde yapılan şişme deneylerinden biri de EN 13286-47 standardında da belirtilen lineer şişme deneyidir [7]. Bu deney için 22,4 mm elekten elenmiş yaklaşık 7,5 kg malzeme kullanılmalıdır. Normal CBR deneyinde olduğu gibi numune hazırlanır ve kalıp suya konulur. Şişmeye ait başlangıç değerleri okunur ve numunenin en az 96 saat sabit sıcaklıktaki suda bekletilir. Şişmenin hızına bağlı olarak uygun zaman aralıkları için 0,05 mm genişlemeye kadar ölçüm alınarak genişlemeye karşı zaman ya da genişlemeye karşı zamanın karekökü grafiği çizilir. Eğrinin yassılaşması (düzleşmesi) şişmenin büyük ölçüde tamamlandığına işarettir. Suda bekletme süreci tamamlandıktan sonra, son ölçümler alınır ve numunenin ilk yüksekliğine göre son şişme oranlanarak yüzde cinsinden değeri hesaplanır. Tablo 9'da örnek olarak LS₅ olarak sınıflandırılacak bir karışım numunesinin herhangi biri maksimum değeri 10 olup, numunelerin maksimum şişmelerinin ortalaması ise 5 olmalıdır.

Tablo 9. Karışımın Lineer Şişmeye Göre Sınıflandırılması [1]

Numunelerin maksimum şişmelerinin ortalaması (mm)	Herhangi bir numunenin maksimum şişmesi (mm)	Sınıflar
5	10	LS ₅
3	6	LS ₃
1	2	LS ₁

4.6. Hacimsel Şişme Deneyi (G_v)

Hacimsel şişme deneyi, kireç veya hidrolik bağlayıcı ile işlem gören zeminin ivmelendirilmiş şişme deneyidir [11]. İşleme tabi tutulmuş karışım numunesinin hidrolik oturması özel saklama koşulları kullanılarak iyileştirilmektedir. Maksimum 14 gün olacak şekilde belirlenen zaman periyodu sonundaki genişleme (expansion) belirlenir. Genleşme, karışımın boyutsal stabilitesini ölçen bir parametredir. Bu deneyde 6,3 mm'den daha büyük granüller malzemeler, deneye başlamadan çıkarılır. Tek nokta Normal Proktor deneyi ile karışımın ıslak yoğunluğu EN 13286-47 standardı ile belirlenir [8]. Daha sonra bu değer % 96'sı ile en az 3 adet çapı ve yüksekliği 50'şer mm olan deney numunesi EN 13286-53 [12] standardına göre hazırlanır. Numuneler hazırlandıktan sonra 72 saat boyunca 20 derecede ve % 90'ın üzerinde rutubette saklanmalıdır ve daha sonra bu numuneler 168 saat boyunca 40° sıcaklığa sahip suyun içine konur. Hacimsel şişme değeri deney başı numune hacmi ile deney sonu numune hacminin oranıdır. EN 14227-11 standardına göre hacimsel şişme değeri (G_v) % 5'i aşmamalıdır [11].

4.7. Topaklanma (Pulverizasyon) Derecesinin Tayini

Kireç ve veya hidrolik bağlayıcı ile karıştırılmış kohezyonlu malzemenin pulverizasyon derecesinin belirlenmesi EN 13286-48 standardında detaylandırılmıştır [13]. Karıştırıldıktan sonra ve herhangi bir sıkıştırmadan önce, kütlesi bilinen bir karışım numunesi, kohezyonlu malzemenin tüm topraklarının ezildiğine emin olunduktan sonra 5,6 mm elekte hafifçe sallanır ve elek üstünde kalan kütle belirlenir. Eleğin üstünde kalan toprak karışımı, 5,6 mm'den daha ince malzemelerin hepsi geçene kadar kırılıp tekrar elenir. Pulverizasyon derecesi, topraklar kırılmadan önceki durumda elekten geçen kütlenin, kırılmadan sonraki durumda elekten geçen kütleyle oranıdır. Tablo 10'de kireç ile stabilize edilen karışımın

pulverizasyon derecesine göre uygun kategori seçilir. Örneğin P30 olarak seçilen kategoride pulverizasyon derecesi 30 ile 40 arasında (30 dahil 40 dahil değil) olmalıdır. Pulverizasyon derecesi en az % 30 olmalıdır.

Tablo 10. Pulverizasyon Derecesi [1]

Pulverizasyon derecesi	Kategori
\geq % 30	P ₃₀
\geq % 40	P ₄₀
\geq % 50	P ₅₀
\geq % 60	P ₆₀
Beyan edilen değer	P _{DV}

4.8. Serbest Basınç Mukavemeti

Karışımın serbest basınç mukavemeti, ilgili standarda göre imal edilmiş numuneler üzerinde EN 13286-41[14] standardına göre gerçekleştirilen serbest basınç deneyi ile belirlenir. Tablo11’de örnek olarak R_c 0,5 olarak sınıflandırılan bir numunenin serbest basınç mukavemeti 0,5 ve 1 MPa arasında (1 MPa dahil) olmalıdır.

Tablo 11. Kireç ile stabilize edilmiş zemin için sıkışma mukavemeti [1]

Sıkışma mukavemeti	Sınıf
\geq 0,2 MPa	R _c 0,2
\geq 0,5 MPa	R _c 0,5
\geq 1,0 MPa	R _c 1,0
Beyan edilen değer (0,2 MPa’dan az değil)	R _c DV

5.SONUÇLAR

Avrupa Birliğine aday ülkeler arasında olan ülkemizde, Türk Standartları Enstitüsü 2006 dan bu yana Avrupa Birliği normlarını bünyesine taşımaktadır. Zemin ıslahı için kireç kullanımı konusunda Avrupa Birliği tarafından hazırlanan ve 10 yılı aşkın süredir kullanılan standart EN14227’ nolu standarttır. Eski tabir ile Yollar Fenni Şartnamesi, yeni adı ile “Karayolları Teknik Şartnamesi” de bu standarttan yola çıkarak hazırlanmıştır. Ülkemizde de zemine kireç uygulaması geoteknik mühendisleri tarafından oldukça yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Uygulamalarda ve yapılmakta olan araştırmalarda çalışmaların birbirleri ile karşılaştırması ve sonuçların sınıflandırılması konusunda standardizasyonu yerleştirmek adına TS EN 14227’ nin kullanımının yaygınlaştırılmasının uygun olacağı düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] TS EN 14227-11, (2006), “Hidrolik Bağlayıcı Karışımlar, Özellikler, Bölüm 11: Kireç ile İşleme Tabi Tutulmuş Zemin (İngilizce Metin)”, Türk Standartları Enstitüsü.
- [2] Karayolları Genel Müdürlüğü, (2005), “Kireç Stabilizasyonu Teknik Şartnamesi”, Karayolları Genel Müdürlüğü .

- [3] Karayolları Genel Müdürlüğü, (2013), “Karayolları Teknik Şartnamesi”, . Karayolları Genel Müdürlüğü.
- [4] EN 459-1, (2010), “Building lime Part1: Definitions, specifications and conformity criteria.”, British Standard.
- [5] TS EN 459-2, (2010), “Building lime - Part 2: Test methods”. Türk Standartları Enstitüsü.
- [6] Celauro, B., Bevilacqua, A., Bosco, D. L., ve Celauro, C., “Design procedures for Soil lime for stabilization for Road and Railways Embankments: Part 1. Review of design methods”, Social and Behavioral Sciences, Vol. 53, pp. 755-764, 2012.
- [7] TS EN 13286-47, (2012), “Bağlayıcısız ve Bağlayıcı Karışımlar, Bölüm 47: Kaliforniya Taşıma Oranı-Ani Taşıma İndeksi ve Lineer Şişmenin Belirlenmesi için Deney Yöntemi (İngilizce Metin)”, Türk Standartları Enstitüsü.
- [8] Parsons, A.W., and Boden, J.B., (1979), “The Moisture Condition Test and its Potential Applications in Earthworks”, Transport and Road Research Laboratory (TRRL) Report.
- [9] EN 13286-46, (2003), “Bağlayıcısız ve hidrolik bağlayıcı karışımlar - Bölüm 46: Deney metodu - Rutubet içeriğinin tayini (İngilizce Metin)”, British Standard.
- [10] EN 13286-2, (2010), “Bağlayıcısız ve Bağlayıcı Karışımlar, Bölüm 2: Deney Metotları-Laboratuvar Referansı İçin Yoğunluk ve Su Muhtevası Tayini-Proktor ile Sıkıştırma (İngilizce Metin)”, British Standard.
- [11] EN 13286-49 (2004), “Unbound and hydraulically bound mixtures — Part 49: Accelerated swelling test for soil treated by lime and/or hydraulic binder.”
- [12] EN 13286-53 (2004), “Unbound and hydraulically bound mixtures — Methods for making test specimens — Part 53: Making cylindrical specimens by axial compression”, British Standard.
- [13] EN 13286-48, (2005), “Bağlayıcısız ve Bağlayıcı Karışımlar, Bölüm 48: Pulverizasyon Değerinin Tayini İçin Deney Metodu (İngilizce Metin)”, British Standard.
- [14] EN 13286-41, “Unbound and hydraulically bound mixtures — Part 41: Test method for the determination of the compressive strength of hydraulically bound mixtures”, British Standard.

KATKILI ZEMİN İYİLEŞTİRMEDE KÜR SÜRESİ VE ZEMİN SUYUNUN ETKİSİ

THE EFFECT OF CURING PERIOD AND GROUND WATER ON MIXED SOIL STABILIZATION

Süleyman GÜCEK¹

İsmail ZORLUER²

ABSTRACT

When the soils engineering properties doesn't meet the project requirements, the properties can be improved by mechanical or chemical processes. Chemical processes are defined as changing the soil properties as desired level by mixing various additives. Various materials can be select as additive materials. If waste materials can be preferred, they can be advantages in point of economic and environmental perspective. If huge amount of fly ash ad marble dusts is used in soil stabilization could be provide this type of advantages. In this study, fly ash and marble dust were used as additive materials for improving soil properties. In different ratios marble dust and fly ash were mixed and added to road base soil material at different condition and time of cure. Durability of soil was increased with the increasing of curing time, however durability of samples immersed in water are lower than other samples.

Keywords: Soil stabilization, sub-base material, fly ash, marble dust, cure time, ground water.

ÖZET

Zeminin mühendislik özellikleri, zeminin kullanılma amacına uygun olmadığı durumlarda, mekanik veya kimyasal işlemler ile geliştirilebilir. Kimyasal işlem, çeşitli katkı maddeleri zemine karıştırılmak suretiyle zemin özelliklerinin istenilen seviyelere getirilmesidir. Katkı maddeleri olarak çok çeşitli maddeler seçilebildiği gibi, atık maddelerin de tercih edilmesi ekonomik ve çevresel açıdan avantajlar sağlamaktadır. Çok miktarda açığa çıkan atıklardan uçucu kül ve mermer tozunun, zemin iyileştirmede kullanımı bahsedilen avantajları sağlayabilecek konumdadır. Bu çalışmada, uçucu kül ve mermer tozu zemin iyileştirmesi için katkı maddesi olarak kullanılmıştır. Yol temel tabakasında kullanılan zemine, farklı oranlarda mermer tozu ve uçucu kül karıştırılarak iki farklı kür ortamında ve farklı kür süreleri uygulanarak deneysel çalışma sürdürülmüştür. Zemin dayanımı kür süresi artışına bağlı olarak artmış ancak kür ortamı olarak su içinde bekletilen numunelerdeki dayanım daha düşük olmuştur.

Anahtar Kelimeler: Zemin iyileştirme, alt temel malzemesi, uçucu kül, mermer tozu, kür süresi, zemin suyu.

¹ Uzman, Afyon Kocatepe Üniversitesi, sgucek@aku.edu.tr

² Doç. Dr., Afyon Kocatepe Üniversitesi, izarluer@aku.edu.tr

1. GİRİŞ

Bir taşıyıcı olarak zemin, üzerine yapılacak yapı için uygun özelliklere sahip olmayabilir. Bu durumda çözüm yapı yerini değiştirmek veya zemin özelliklerini iyileştirmekle elde edilebilir. Birincisi çeşitli nedenlerden (teknik ve ekonomik) dolayı yapımı zor bir seçenek oluşturur. İkincisi, yani yapı yapılacak yerdeki zemin özelliklerinin iyileştirilmesi, daha uygun çözümdür. Zemin iyileştirmesi için uygulanacak yöntemin seçimi, zemin özellikleri ve iyileştirme yapılmasındaki amaçla doğrudan ilgilidir. Zemine katkı maddeleri katarak yapılan iyileştirme yaygın olarak kullanılan yöntemdir. Katkı maddeleri olarak ise; kireç, çimento, bitüm, uçucu kül, mermer tozu gibi maddeler kullanılmaktadır [1].

En küçük boyutlu mermer atıklarına mermer tozu denmektedir. Bu mermer tozu bazı sanayi dallarında hammadde olarak kullanılmaktadır. Mermerlerin istenilen boyutlarda ve şekillerde üretilmesi için kesme işlemine maruz tutulmaktadır. Kesme işlemi sırasında hem toz bulutuna engel olmak hem de kesme aletinin ısınmasını önlemek için sudan yararlanılmaktadır. Tesislerde işlenen mermerlerden toz ve kırıntı atıkları, işlenen mermerlerin yaklaşık olarak % 30'unu oluşturmaktadır [2].

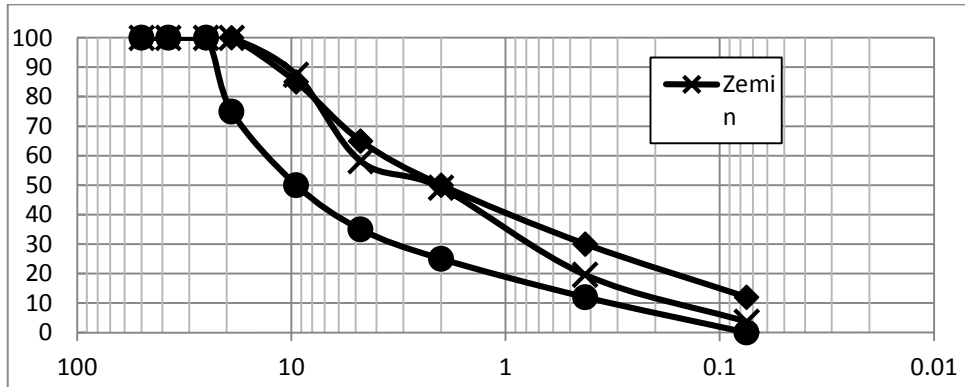
Termik santrallerde elektrik enerjisi üretmek amacıyla yakıt olarak kullanılan öğütülmüş kömür, yanma sonucu atık olarak farklı tiplerde külve cüruf ortaya çıkarmaktadır [3]. Ülkemizde de elektrik enerjisinin yaklaşık yarısının üretildiği termik santrallerde 55milyon ton/yıl düşük kalorili linyit kömürü yakılmakta ve yanma kalıntısı olarak bacalardan 15milyon ton/yıl uçucu kül ortaya çıkmaktadır [4].

Mermer tozunun katkı malzemesi olarak zemin iyileştirmesinde kullanılabilirliğinin araştırıldığı bazı araştırmalarda[1,5,6]; Özellikle killi zeminlerde dayanım özelliklerini etkilediği görülmüştür. Katkı miktarı artışına bağlı olarak, kilin şişme yüzdesi düşmüş, donma çözünme dayanımı ve serbest basınç direnci artmıştır.

Mermer tozu ve uçucu külün birlikte ve farklı oranlarda zemine karıştırılması sonucu ise zeminlerin mühendislik özelliklerinin daha büyük oranda etkilendiği görülmüştür. Birlikte kullanım ile yol temel malzemesinin dayanım özelliklerinin arttığı gözlemlenmiştir [7].

2. MATERYAL VE METOD

Malzeme şehir içi yollarda temel tabakasında kullanılan malzemedir. Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre GW, karayolları sınıflandırmasına göre ise A-1 sınıfındadır. Malzemenin elek analizi TS 1900-1 standardına göre yapılmıştır ve tane çapı dağılım eğrisi Şekil 1'de verilmiştir.



Şekil 1. Temel Malzemesi Tane Çapı Dağılımı

Çalışmada kullanılan mermer tozu Afyonkarahisar'da bulunan bir mermer fabrikasından alınmıştır. Mermer blokların kesilmesi sırasında soğutma suyu ile taşınarak çökeltme havuzlarında biriken mermer tozu 300 mikrometrenin altında tane boyutlarına sahiptir. Uçucu kül ise Manisa Soma termik santralından elde edilmiştir. ASTM C 618 standardına göre F tipi, TS EN 197-1 standardına göre ise W tipi uçucu kül sınıfındadır. Uçucu kül tanelerinin % 80'i 200 nolu elek çapından (75 mikrometre) küçüktür. Mermer tozu ve uçucu külün kimyasal bileşimi Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Katkı Malzemelerinin Kimyasal Bileşimi

Katkı Malzemesi	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	P ₂ O ₅	KK
Mermer Tozu	0.20	0.11	0.07	54.50	0.30	0.08	0.02	44.52
Uçucu Kül	48.28	7.19	27.72	10.51	2.51	3.16	0.27	–

Deneyler TS 1900-1 standardına göre gerçekleştirilmiştir. Zemin üzerine elek analizi ve standart proctor deneyleri uygulanmıştır. Daha sonra farklı oranlarda mermer tozu (MT) ve uçucu kül (UK) zemine karıştırılmıştır. Karışım oranları belirlenirken daha önce yapılan çalışmalar dikkate alınmıştır. Katkı maddelerinin zeminin kuru ağırlığına oranı olarak belirlenen karışım oranları Tablo 2'de verilmiştir. Her karışım için optimum su muhtevası belirlendikten sonra standart proctor enerjisinde ve proctor kalıbı kullanılarak numuneler hazırlanmıştır. Numuneler sabit ağırlık ve hacim kontrolü uygulanarak elde edilmiştir.

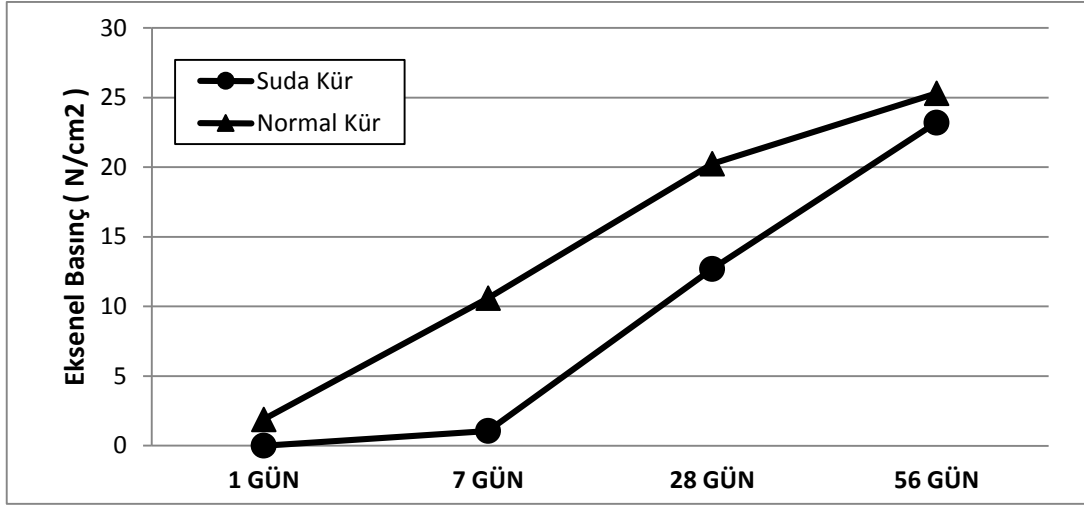
Tablo 2. Karışım Oranları

	Zemin (%)	Mermer Tozu	Uçucu Kül	W _{opt} (%)
Z	100	-	-	3.6
Z+5MT+10UK	100	5	10	6.2
Z+10MT+15UK	100	10	15	8.1
Z+15MT+30UK	100	15	30	9.1

Hazırlanan katkılı ve katkısız numunelere 1, 7, 28 ve 56 günlük normal kür ve suda kür uygulanmıştır. Normal kür işleminde deneylerde kullanılacak her bir numune streç film ile 3'er defa sarıldıktan sonra düz bir tahta üzerine dizilmiştir. Daha sonra tahta üzerinde bulunan numunelerin hepsi bir arada hava almayacak şekilde streç film ile sıkıca sarılarak üzerleri ıslak bez ile örtülmüş ve oda sıcaklığında muhafaza edilmiştir. Bu bezlerin sürekli nemli kalmaları sağlanarak başlangıç su muhtevası korunmaya çalışılmıştır. Su içerisinde uygulanan kür işleminde numuneler direk olarak kür havuzlarına bırakılmışlardır. Bu kür beton numunelere uygulanan su içindeki küre benzer bir uygulamadır. Bu uygulamanın nedeni ise, yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu zeminlere mermer tozu ve uçucu küle yapılan iyileştirmelerin zemin dayanımını nasıl etkilediğinin belirlenmesidir. Kür sürelerinin sonunda ise serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir.

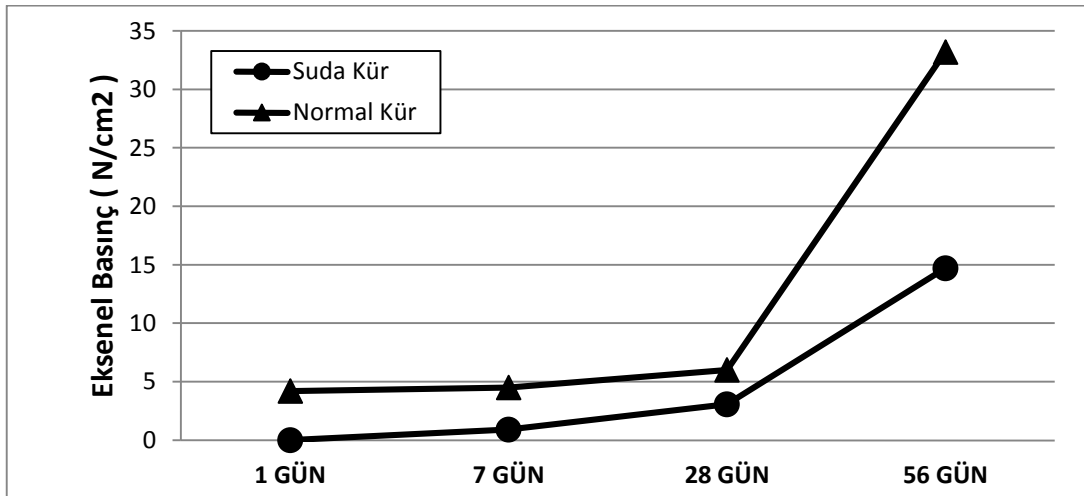
3. BULGULAR

Serbest basınç deney sonuçları incelendiğinde genel olarak kür süresi artışı ve katkı maddesi artışına göre dayanımın arttığı gözlemlenmiştir. Tüm karışım oranları için suda kür uygulanan numunelerin 1 günlük kür sonunda hiç dayanım kazanmadığı görülmesine rağmen normal kür uygulanan numunelerde dayanım 5 N/cm^2 'ye kadar yükselmiştir. Tüm karışım oranları için 56 günlük normal kür ve suda kür sonunda dayanım en yüksek değerlere ulaşmıştır. Ayrıca % 5 MT + % 10 UK katkılı numunelerde normal kür şartlarında artış kür süresi artışı ile lineer değişim gösterirken, % 10 MT + % 20 UK ve %15 MT + % 30 UK katkılı numunelerde dayanım artışının değişimi lineer olmayıp kür süresi artışı ile orantılı şekilde yükselmiştir (Şekil 2, 3, 4).



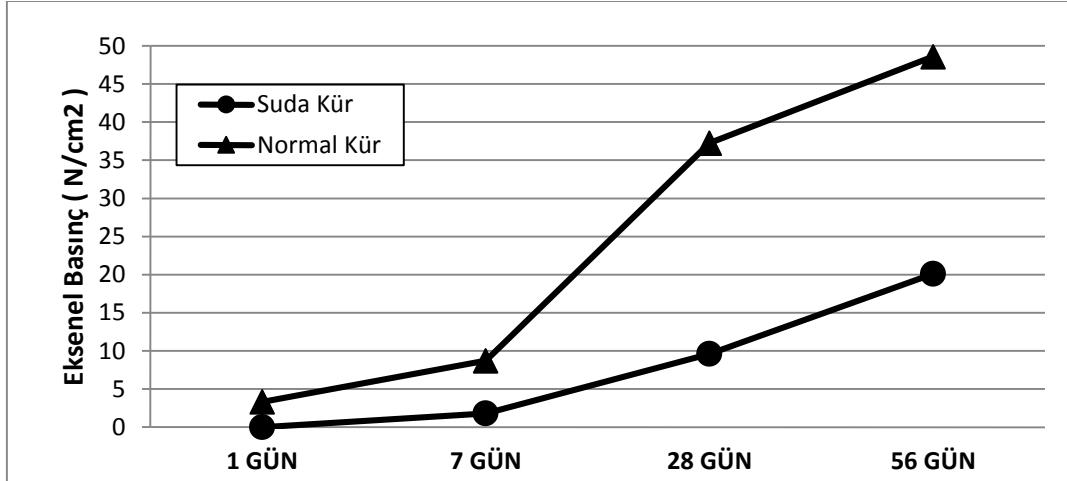
Şekil 2. % 5 MT + % 10 UK Katkılı Numunelerde Serbest Basınç Dayanımının Değişimi

% 5 MT + % 10 UK katkılı numunelerde serbest basınç dayanımı 56 günlük kür süresi sonunda 20 N/cm^2 değerinin üzerine çıkmıştır. Normal kürdeki dayanım, su içindeki kür uygulamasındaki dayanımdan yüksektir (Şekil 2).



Şekil 3. % 10 MT + % 20 UK Katkılı Numunelerde Serbest Basınç Dayanımının Değişimi

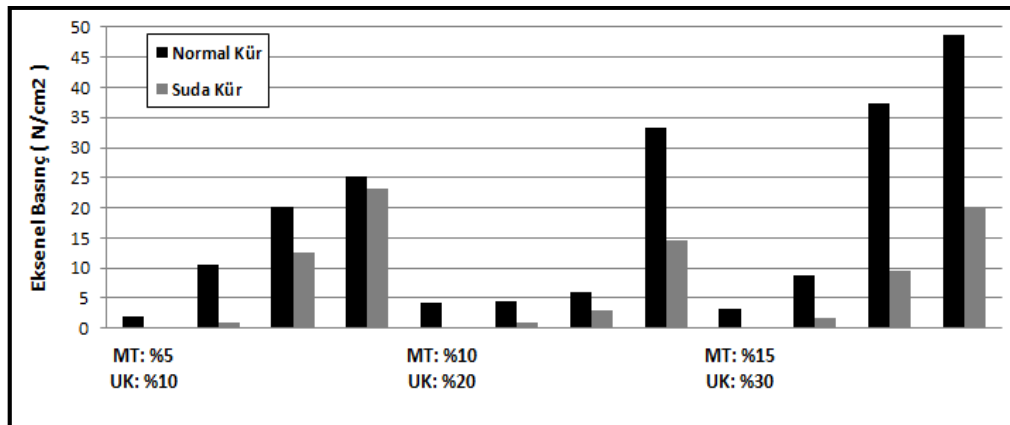
% 10 MT + % 20 UK katkılı numunelerde serbest basınç dayanımı 56 günlük normal kür süresi sonunda 30 N/cm^2 değerinin üzerine çıkarken, suda kürde yaklaşık 15 N/cm^2 civarında kalmıştır. Normal kürdeki dayanım, su içindeki kür uygulamasındaki dayanımdan yüksektir (Şekil 3).



Şekil 4. % 15 MT + % 30 UK Katkılı Numunelerde Serbest Basınç Dayanımının Değişimi

% 15 MT + % 30 UK katkılı numunelerde serbest basınç dayanımı 56 günlük normal kür süresi sonunda 50 N/cm^2 değerine çok yakın ölçülürken, suda kürde yaklaşık 20 N/cm^2 civarında kalmıştır. Normal kürdeki dayanım, su içindeki kür uygulamasındaki dayanımdan yüksektir (Şekil 4).

Şekil 5 incelendiğinde karışım oranı ve kür süresi artışlarına göre dayanım artışı olduğu görülmektedir. Ancak su içindeki numunelerde dayanım artışı daha düşük ve daha yavaş meydana gelmiştir. Bu durum, yer altı su seviyesi yüksek zeminlerde mermer tozu ve uçucu küllü zemin iyileştirme planlandığında dayanım artışının daha uzun sürede meydana gelebileceğini göstermektedir. Dayanım artışını oluşturan mekanizma uçucu kül ve mermer tozu arasında meydana gelen reaksiyondur [7]. Ancak bu reaksiyon çok yavaş gelişmektedir ve aşırı miktarda (yer altı suyu gibi) suyun var olması bu reaksiyonu daha da yavaşlatmaktadır. Diğer açıdan MT ve UK katkılı iyileştirme, büyük miktarlardaki atıkların kullanımıyla çevre kirliliğini azaltıcı etki ve atıkların ucuz olması nedeniyle ekonomik avantaj oluşturacaktır.



Şekil 5. Tüm Karışım Oranları Ve Kür Sürelerinde Serbest Basınç Dayanımı

4. SONUÇ

- Tüm karışım ve kür durumlarında en yüksek dayanımlar %15MT+%30UK ile hazırlanan numunelerde elde edilmiştir.
- Bir günlük normal kür uygulanan numunelerde çok az da olsa dayanım elde edilirken, suda küre bırakılan numunelerde ise hiç dayanım elde edilememiştir.
- Suda bırakılan numunelerde, normal kürdeki numunelere göre daha düşük dayanımlar elde edilmiştir.
- Elde edilen sonuçlara göre yer altı su seviyesinin yüksek olduğu yerlerde dayanımın olumsuz yönde etkileneceği görülmektedir.
- Dayanım artışı açısından uçucu kül ve mermer tozu zemin iyileştirme için kullanılabilir. Bu kullanım aynı zamanda ekonomik ve çevreci bir uygulama olarak katkı sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

- [1] Zorluer, İ., Usta, M., (2003), Zeminlerin Atık Mermer Tozu İle İyileştirilmesi, Türkiye IV. Mermer Sempozyumu Bildiriler Kitabı, Ss 305-311, Afyon.
- [2] Demir İ., (2008), Mermer Tozu ve Atıkların Kullanım Alanları, 6. Mermer ve Doğaltaş Sempozyumu, Afyon Kocatepe Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Afyon.
- [3] TSE, (1975), Uçucu Küller Standartı, 639.
- [4] TEAŞ, (2000), Faliyet Raporu, Ankara.
- [5] Zorluer, İ., (2006), Killi Zeminlerin Serbest Basınç Direncine Atık Mermer Tozunun Etkisi, Gap V. Mühendislik Kongresi Bildiriler Kitabı, 26-28 Nisan, Şanlıurfa.
- [6] Zorluer, İ., Gücek, S., (2013), The Effects Of Marble Dust And Fly Ash On Clay Soil, Science And Engineering Of Composite Materials, 21(1), Ss.59-67.
- [7] Zorluer, İ., Demirbaş, A., (2013), Use Of Marble Dust And Fly Ash In Stabilization Of Base Material, Science And Engineering Of Composite Materials, 20(1), Ss.47-55.
- [8] TCK, (2006), Karayolları Teknik Şartnamesi, 485 s, Ankara.
- [9] TSE, (2006), TS 1900-1, İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri-Bölüm 1: Fiziksel Özelliklerin Tayini, Ankara.
- [10] TSE, (2002), TS EN 197-1, Genel Çimentolar- Bölüm 1: Genel Çimentolar- Bileşim, Özellikler ve Uygunluk Kriterleri.

TAŞ KOLONLARLA İYİLEŞTİRİLMİŞ YUMUŞAK ZEMİNLERDE TEMEL RİJİTLİĞİNİN ETKİSİ

THE INFLUENCE OF FOUNDATION RIGIDITY ON SOFT SOILS IMPROVED BY STONE COLUMNS

M. Kubilay KELEŞOĞLU¹

Caner DURMUŞ²

ABSTRACT

Stone column application is one of the most widely used soil improvement method adopted to satisfy the stability condition under the foundations of structures and embankments constructed on soft soils. It is well-known that total and differential foundation settlements are reduced due to their higher strength and stiffness compared to the surrounding soft clay. The scope of this study is to evaluate the displacement profile under an embankment or a foundation, improved with various area replacement ratios and different foundation rigidities. Numerical models are constituted by using two-dimensional conversion of the stiffness and permeability parameters and the validity of the model is compared with the results of a centrifuge test. Calculated displacement profile is almost uniform for the flexural and rigid foundations compared to no foundation case, as expected. For the models with flexural and rigid foundations, the calculated displacements are reduced for both 12% and 25 % area replacement ratios. It is observed that the displacements are reduced by 32% and 52% for area replacement ratios of 12% and 25%, respectively. The application of flexural or rigid foundation is additionally reduced the settlements by 25%.

Keywords: Soil improvement, stone columns, numerical analyses, foundation rigidity, displacements.

ÖZET

Taş kolon imalatı, yumuşak zeminler üzerinde inşa edilen dolguların ve üstyapıların stabilizasyonunu sağlamak amacıyla sıklıkla kullanılan zemin iyileştirme teknikleri arasındadır. Yumuşak zemin ortamına göre daha rijit ve dayanımlı oldukları için dolgu ve üstyapı temellerinde oluşan toplam ve farklı oturmaları azalttıkları bilinmektedir. Bu çalışma kapsamında yapılan analizlerde farklı kolon iyileştirme oranı ve farklı temel rijitliği kullanılması durumunda temel altında gözlenen deplasman profillerinin değişimler irdelenmiştir. Sayısal modelin geçerliliği santrifüj deney sonuçları ile kıyaslanarak geliştirilen eşdeğer düzlem deformasyon analizler yardımıyla kontrol edilmiştir. Beklenildiği üzere esnek ve rijit temelli durumlarda deplasman profili daha üniform olarak elde edilmiştir. Esnek ve rijit temelli modellerde deplasmanların her iki alan iyileştirme

¹ Yrd.Doç.Dr., İstanbul Üniversitesi, kelesoglu@istanbul.edu.tr

² Yüksek Lisans Öğrencisi, İstanbul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, canerdurmus44@gmail.com

oranında da azaldığı görülmektedir. Analizler neticesinde; %12 ve %25 alan iyileştirme oranları için deplasmanların %32 ila %52 kadar azaldığı, esnek ve rijit temel uygulanması durumunda bu azalmaya ilaveten %25 civarında bir azalma daha gerçekleştiği söylenebilir.

Anahtar Kelimeler: Zemin iyileştirme, taş kolon, sayısal analiz, temel rijitliği, deplasmanlar.

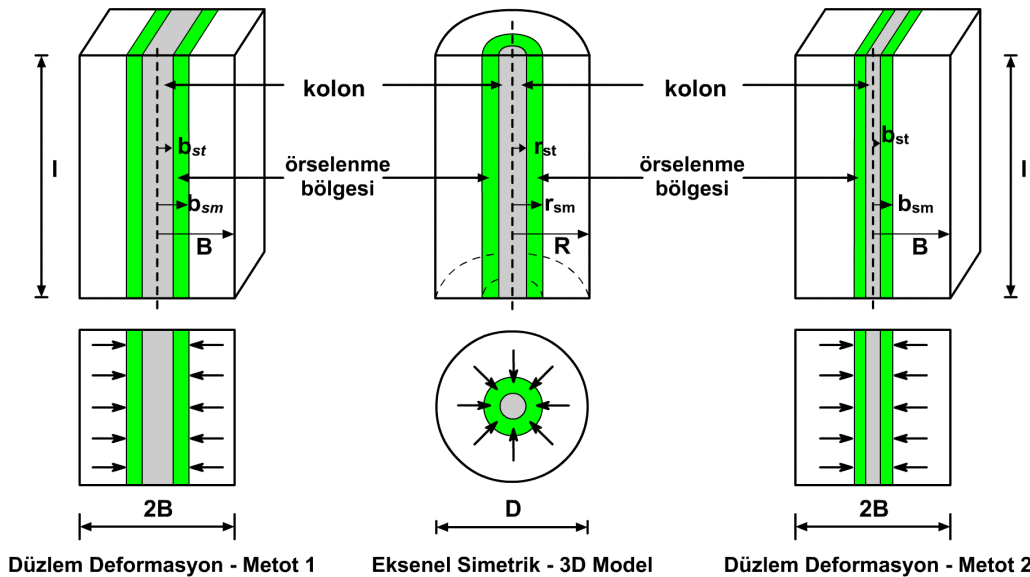
1. GİRİŞ

Taş kolonlar kullanılarak yapılan zemin iyileştirme uygulamaları hızlı, etkin, ekonomik ve çevre dostu olarak tanımlanabilir. Yapılan uygulamanın özünde sıkışabilir, yumuşak zemin tabakasının %10 ila %35 arasında değişen oranda granüler malzeme ile yer değiştirilmesi ve granüler malzemenin yerinde sıkıştırılması yer almaktadır. Yöntemin sıklıkla uygulandığı alanlar, toprak dolgu barajlar, otoyollar, demiryolları, yaklaşım dolguları, orta yükseklikteki yapı temelleri vb. olarak sınıflandırılabilir. Bu konuda yapılan çalışmalar son yıllarda giderek artmış ve kolon-zemin davranışı hakkında önemli bilgi birikimi elde edilmiştir. Özellikle tekil kolon davranışı ve bu davranışın modellenmesi hakkında çok önemli bir bilgi birikimi mevcuttur. Hughes ve Withers [1], Priebe [2], Balaam ve Booker [3], Barksdale ve Bachus [4], Poorooshasb ve Meyerhof [5] önemli araştırmacılar arasında gösterilebilir. Ancak, daha güncel çalışmalar, kolon grup davranışının sadece tekil kolon davranışı ile tanımlanamayacağını, tekil kolon davranışında etkili olan göbelenme (bulging) tipi göçmenin kolon grup davranışında; kolon boyuna, kolon çapına, uygulanan yükün büyüklüğüne, iyileştirilen tabaka kalınlığına, temel kalınlığına bağlı olarak makaslanma veya genel göçme mekanizması biçiminde farklı göçme mekanizmaları ile gözlenebildiğini ortaya koymaktadır. Bu çalışmalar arasında Hu ve diğ. [6] yaptıkları laboratuvar deneylerinde kolon grubu altında konik bir göçme mekanizmasının gözlemlendiğini tespit etmiştir. Wood ve diğ. [7] ve Bae ve diğ. [8] da bu sonuçları destekleyen sonuçlar elde etmiştir.

Temel ve zemin arasındaki rijitlik farkının, zeminde mobilize olan gerilme değerlerini, gerilme dağılımını ve dolayısıyla oturmaları etkilediği bilinmektedir. Özellikle, farklı oturmaların azaltılması amacıyla radye temel kalınlığının artırılması uygulamada sıklıkla başvurulan bir yaklaşımdır. Bu sayede temel altındaki deplasman profilinin olabildiğince uniform olması beklenilmektedir. Daha rijit bir temel yapılması durumunda toplam oturma değerlerinin azalacağı Schweiger ve Pande [9] tarafından ortaya konulmaktadır. Bu çalışmada taş kolonlar ile güçlendirilmiş yumuşak killerde temel rijitliğinin deplasmanlar üzerindeki etkisinin incelenmesi hedeflenmektedir. İyileştirilen alan yüzdesi arttıkça ve temel rijitliği değiştikçe temel altında oluşması beklenen oturmalar irdelenmektedir. Öncelikle, Keleşoğlu ve diğ. [10] tarafından yapılan çalışma referans alınarak ve Plaxis yazılımı kullanılarak oluşturulan sayısal modelin geçerliliği ortaya konulmuştur. İki boyutlu düzlem deformasyon analizler için gerçekçi bir modelin oluşturulması amacıyla yapılması gereken rijitlik ve permeabilite dönüşümleri irdelenmiş ve iki farklı yaklaşım arasında gerçekçi olan yaklaşım ortaya konulmuştur. İlave analizler neticesinde temel rijitliğinin deplasmanları önemli seviyede azalttığı gösterilmiştir. İncelenen yük değerleri için, sadece geotekstil örtü kullanılan modele kıyasla, esnek ve rijit temel durumlarında deplasmanların %30 ila %50 mertebesinde azaldığı belirlenmiştir. Toplam deplasman değerlerindeki azalmaya ilave olarak, beklenildiği üzere farklı oturma değerlerindeki azalma da belirgin şekilde sonuçlarla ortaya konulmaktadır.

2. KOLON GRUBUNUN DÜZLEM DEFORMASYON ANALİZİ – SAYISAL MODELİN GEÇERLİLİĞİ

Tekil bir taş kolon için aksel simetrik model birçok karmaşık dönüşümü basite indirgemektedir. Ancak kolon gruplarının iki boyutlu ortamda modellenmesi daha karmaşık bir konudur. Dairesel bir kolon iki boyutlu düzlem deformasyon koşullarda birim genişliğe (1 metre) sahip kolon duvarı olarak modellenmektedir. Bu durumda, örneğin $D=0,6$ m çapındaki bir kolonun alanı üç boyutlu ya da aksel simetrik bir modelde $A=\pi D^2/4=0,28$ m² olması gerekirken, iki boyutlu düzlem deformasyon modelde $A=D*1,0=0,60$ m² olarak hesaplara dahil olmaktadır. Bu durumda iki boyutlu düzlem deformasyon modelde kolonun etkili olduğu alan $0,60/0,28=2,12$ kat daha rijit olarak modellenmekte ve alan değişim oranı sayısal modelde gerçekten çok daha yüksek tanımlanmaktadır. Çok daha rijit olan sayısal model ile gerçekten çok daha düşük deplasman değerleri hesaplanacağı için güvensiz tarafta kalan sonuçlar elde edilecektir. Bu nedenle, taş kolonlarla ilgili iki boyutlu düzlem deformasyon hesapları yapılırken gerçeği olabildiğince tanımlayacak modeli hazırlamak amacıyla rijitlik ve permeabilite dönüşümlerinin yapılması gereklidir. Tan ve diğ. [11] olası dönüşüm alternatiflerini iki gruba ayırmaktadır. Metot 1’de kolonların düzlem deformasyon modeldeki genişlikleri ve kolonlar arası mesafe aksel simetrik ya da üç boyutlu model ile aynı olarak alınmaktadır (Şekil 1’de $b_{st}=r_{st}$ ve $R=B$). Yukarıda verilen örnekteki gibi, bu durumda alan değişim oranı çok büyük elde edileceğinden, eşdeğer bir model oluşturabilmek için kolonu oluşturan malzemenin elastisite modül değeri düşürülmektedir. Metot 1’de drenaj yolları da kısaldığından eşdeğer drenaj koşullarını sağlayabilmek bakımından permeabilite katsayılarında da dönüşüm yapılması gereklidir. Rijitlik ve permeabilite parametrelerinin 2 boyutlu düzlem deformasyon koşullarına dönüşümü amacıyla birçok araştırmacı tarafından önerilmiş bağıntı bulunmaktadır. Bunlar arasında Tan ve diğ. [11], Indraratna ve Redana [12], Hird ve diğ. [13] tarafından önerilen bağıntılar verilmektedir.



Şekil 1. Aksel Simetrik Modelden Düzlem Deformasyon Modele Dönüşüm (Indraratna ve Redana [12], Tan ve diğ. [11])

Metot 2 eşdeğer drenaj kapasitesine yani eşdeğer alan oranı esasına dayanmaktadır. Diğer bir deyişle, kolonun gerçek modeldeki drenaj kapasitesinin ya da alan oranının 2 boyutlu sayısal model ile eşdeğer olması gerekir. Alan oranlarının eşdeğer olabilmesi için 2 boyutlu eşdeğer modeldeki kolon genişliğinin $b_{st}=B.(r_{st}^2/R^2)$ eşitliğine uygun olarak küçülmesi gerekir. Eşdeğer drenaj kapasiteleri ve alan oranları esas alındığı için rijitlik ve permeabilite parametrelerinde dönüşüm yapılmasına gerek yoktur (Tan ve diğ. [11]).

Tablo 1. Metot 1 Rijitlik Ve Permeabilite Parametrelerinin Dönüşümünde Kullanılan Bağlıntılar

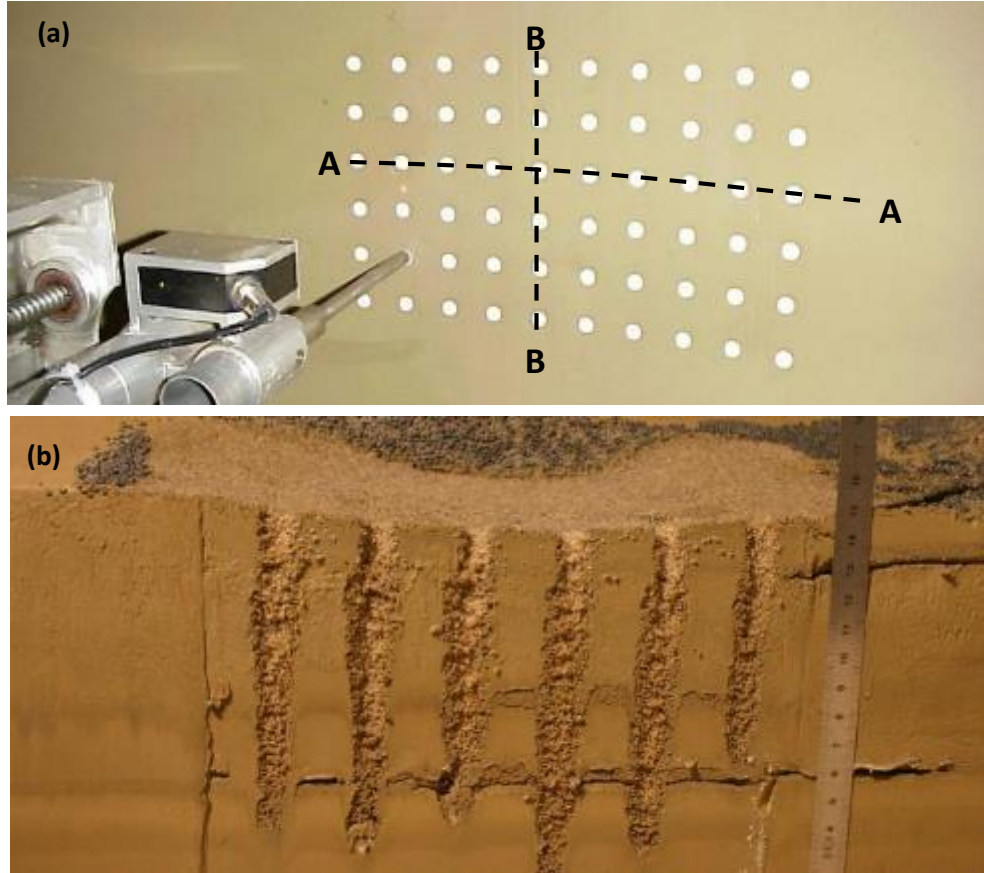
Hird ve diğ. [13]	$k_{h,cl(p)} = \left(\frac{2}{3}\right) k_{h,cl} \frac{1}{\left[\ln\left(\frac{R}{r_s}\right) + \frac{k_{h,cl}}{k_{h,sm}} \ln\left(\frac{r_s}{r_w}\right) - \frac{3}{4} \right]}$	(1)
Indraratna ve Redana [12]	$\frac{k_{h,sm(p)}}{k_{h,cl(p)}} = \frac{\beta}{\frac{k_{h,cl(p)}}{k_{h,cl}} \left[\ln\left(\frac{R}{r_s}\right) + \frac{k_{h,cl}}{k_{h,sm}} \ln\left(\frac{r_s}{r_w}\right) - \alpha \right]}$	(2)
Tan ve diğ. [11]	$E_{st(p)} \cdot A_{rep(p)} + E_{cl(p)} \cdot [1 - A_{rep(p)}]$ $= E_{st} \cdot A_{rep} + E_{cl} \cdot [1 - A_{rep}]$	(3)

Yukarıda kısaca özetlenen Metot 1 ve Metot 2 kullanılarak yapılan dönüşümlerin ardından sonlu elemanlar modeli Weber [14] tarafından yürütülen santrifüj deneyindeki geometri esas alınarak oluşturulmuştur. Santrifüj deneyinde 6x10 karelajla imal edilen kolon sırası Şekil 2’de verilmektedir. Sonlu elemanlar modeline ait ekran görüntüleri ise Şekil 3’te verilmektedir. Analizlerde kullanılan parametreler Tablo 2’de verilmektedir.

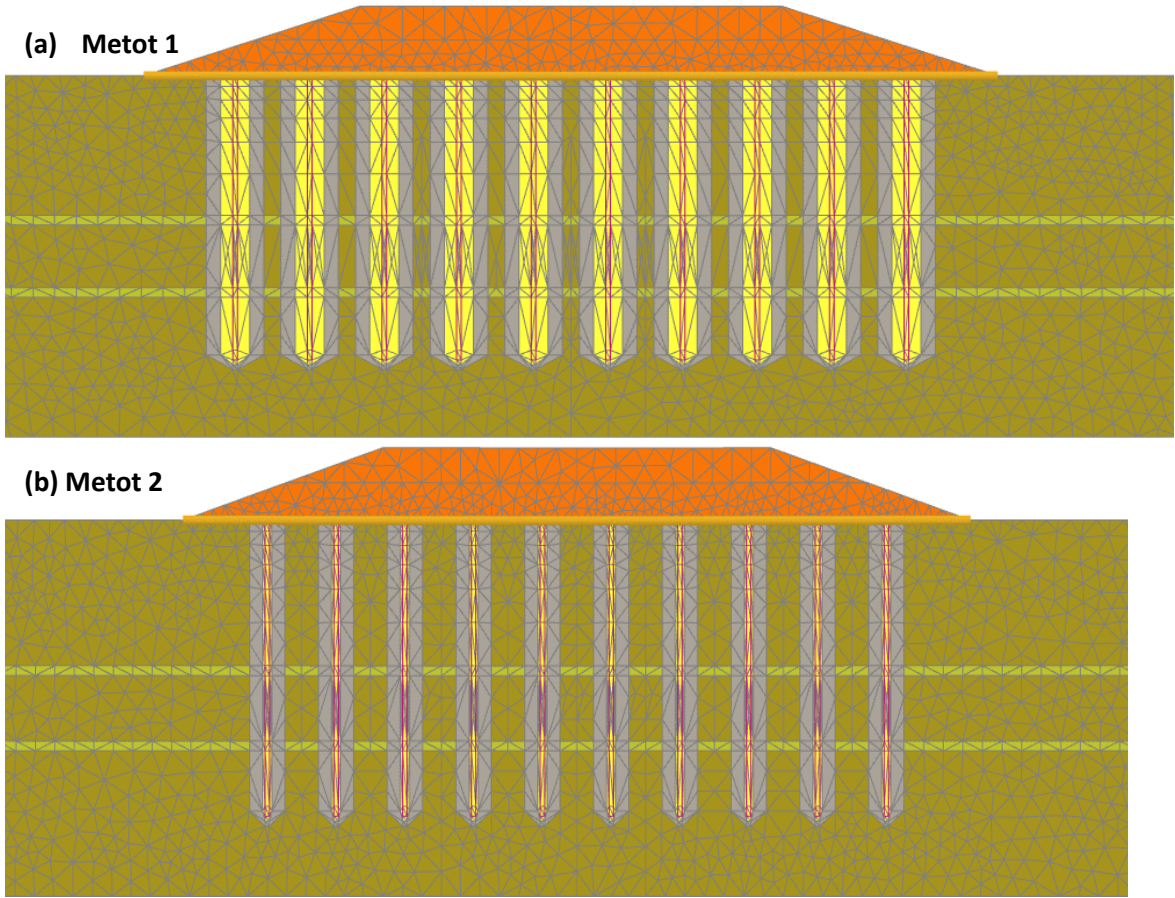
Tablo 2. Düzlem Deformasyon Modelde Kullanılan Zemin Ve Kolon Parametreleri

	Eksenel Simetrik	Düzlem Deformasyon Metot 1	Düzlem Deformasyon Metot 2
Geometri	$r_{st} = 0.3 \text{ m}$ $r_{sm} = 0.60 \text{ m} [\sim 2.0r_c]$ $R = 0.775 \text{ m}$	$r_{st} = 0.30 \text{ m}$ $r_{sm} = 0.60 \text{ m}$ $R = 0.775 \text{ m}$	$b_{st} \approx 0.10 \text{ m}$ $b_{sm} \approx 0.40 \text{ m}$ $B \approx 0.70 \text{ m}$
Yumuşak KİL	Permeabi lite	$k_{h,cl} = 1.50E-09 \text{ m/s}$	$k_{h,cl(p)} = 1.83E-09 \text{ m/s}$ $k_{h,cl(p)} = 1.5E-09 \text{ m/s}$
	Rijitlik	SSC $c_c = 0.35, c_s = 0.05, c_\alpha = 0.0067, e = 1.3$ HS $c_c = 0.35, c_s = 0.05, e = 1.3$ MC $E_{ref} = 1450 \text{ kPa}, \nu = 0.35$	
	Mukave met	$c = 1.0 \text{ kPa}, \phi = 24.5^\circ$	
TAŞ KOLON	Permeabi lite	$k_{h,st}$ ve $k_{h,st(p)} = 1.000E-05 \text{ m/sn}$	
	Rijitlik	MC $E_{ref} = 50000 \text{ kPa}$ $\nu = 0.3$	$E_{ref} = 20000 \text{ kPa}$ $\nu = 0.3$ $E_{ref} = 50000 \text{ kPa}$ $\nu = 0.3$
	Mukave met	$c = 1.0 \text{ kPa}, \phi = 37.0^\circ, \Psi = 10^\circ$	

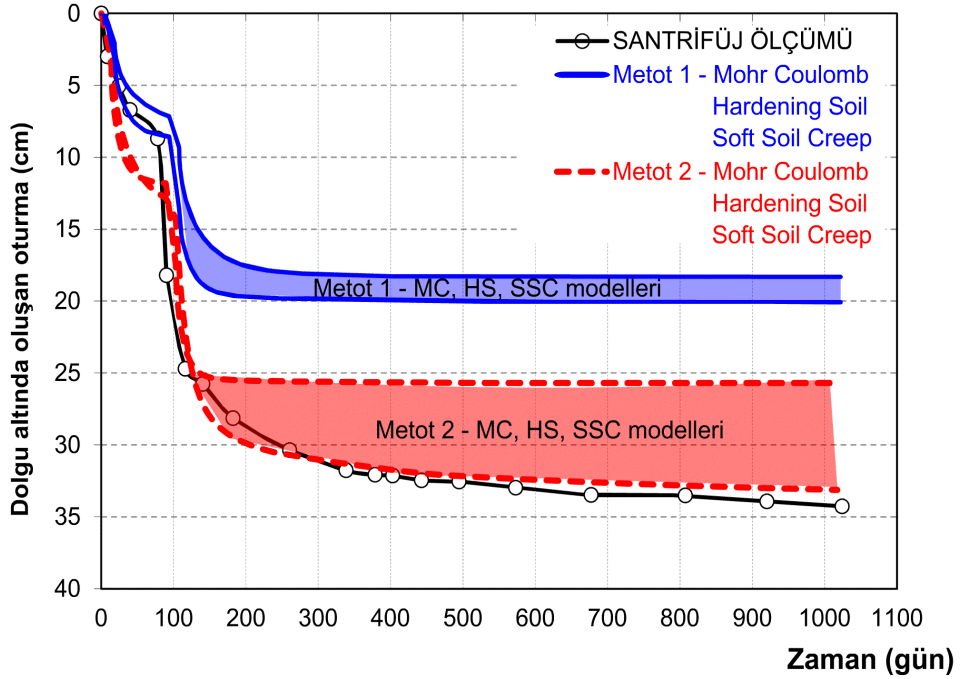
Metot 1 ve Metot 2 olarak Şekil 3’te verilen ve Plaxis yazılımı kullanılarak oluşturulan iki sayısal modelin analiz sonuçları Şekil 4’te deplasmanlar bakımından kıyaslanmaktadır. Weber [14] tarafından santrifüj deneyinden ölçülen deplasman değerleri ile Keleşoğlu ve diğ. [10] tarafından yapılan analizler neticesinde hesaplanan deplasman değerleri karşılaştırılmaktadır. Keleşoğlu ve diğ. [10] tarafından farklı zemin modelleri (Mohr Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil Creep) kullanılarak hesaplanan deplasman değerleri belirli bir aralıkta değişmektedir. Sonuçlar Şekil 4 üzerinde taranmış olarak verilmektedir. Buna göre Metot 1 ile dönüşüm yapılarak hesaplanan rijitlik parametrelerine göre hesaplanan deplasman değerleri oldukça düşüktür ve gerçekte ölçülen deplasmanların oldukça uzağında kalmaktadır. Santrifüj deneyinden konsolidasyon sonunda yaklaşık 35 cm deplasman ölçüldüğü görülmektedir. Metot 1’den elde edilen sonuçlar ise 18 cm ila 20 cm arasında değişmektedir. Halbuki Metot 2’den hesaplanan deplasman değerleri ölçülen deplasmanlar ile hem daha uyumludur hem de Metot 1’e kıyasla daha gerçekçidir. Benzeri sonuçlar Tan ve diğ. [11] tarafından da elde edilmiştir. Metot 1’de kullanılan rijitlikler alan oranı kadar azaltılsa dahi, tanımlanan sayısal modelin gerçek modele oranla halen rijit olduğu ve bu nedenle de deplasmanların düşük hesaplandığı anlaşılmaktadır. Bu sonuçlarla ilgili kapsamlı değerlendirme Keleşoğlu ve diğ. [10] tarafından yapılmıştır. Bu çalışmanın ilerleyen kısmında Metot 2 yaklaşımı kullanılacak ve taş kolonlarla güçlendirilmiş yumuşak zeminlerde temel rijitliğinin etkisi incelenirken, taş kolonlar ve yumuşak killer ile ilgili dönüşümler Metot 2’de tanımlanan esaslara uyularak yapılacaktır.



Şekil 2. wt_v5_s3 testine Ait Kolon Karelajı Ve Sonlu Elemanlar Analizlerinde Kullanılan AA Doğrultusu: (a) Santrifüj Modelinin Üstten Görünümü, (b) Deney Sonunda BB Kesitinden Alınan Kesit (Weber [14])



Şekil 3. Problemin Sonlu Elemanlar Modeli (Keleşoğlu ve diğ. [10])

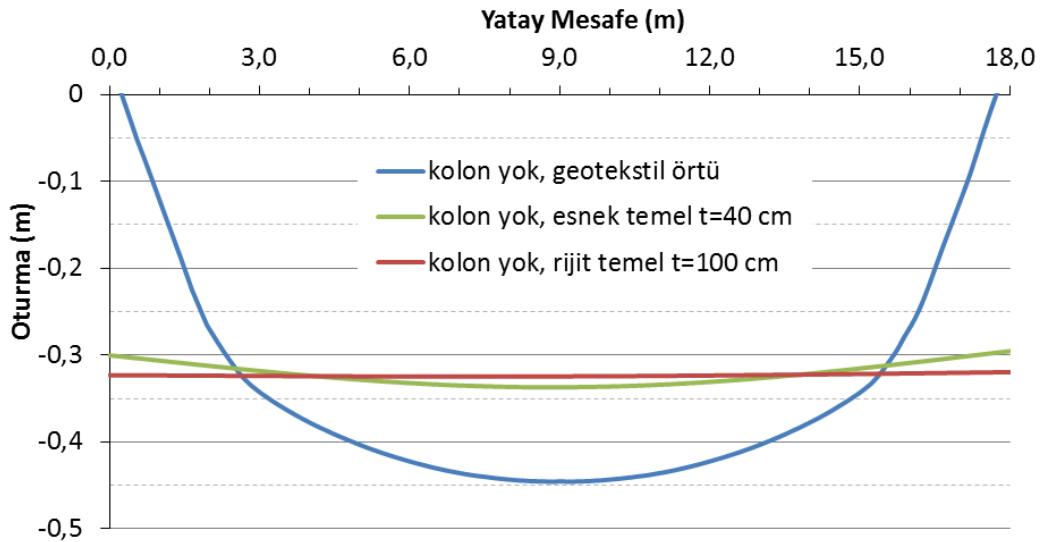


Şekil 4. Dolgunun İnşaat Ve Konsolidasyon Aşamalarında Ölçülen Ve Hesaplanan Oturma Değerlerinin Karşılaştırması (Keleşoğlu ve diğ. [10])

3. TEMEL RİJİTLİĞİNİN DEPLASMANLAR ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

Taş kolonlarla iyileştirilmiş yumuşak kil zeminlerde temel rijitliğinin deplasmanlar üzerindeki etkisi temel kalınlığı 40 cm olan esnek bir temel ile 100 cm olan rijit bir temel modellenerek incelenmiştir. Sürşarj yükü yaklaşık 45 kPa olan trapezoid bir yükün temele etki ettiği analizlerde, zemin özellikleri Tablo 2’de verilen parametreler kullanılarak tanımlanmıştır. Temeller ağırlıksızdır. Temele ait aksel rijitlik ve eğilme rijitliği ise temeli oluşturan malzemenin elastisite modülü 30 GPa alınarak modellenmiştir. Yeraltı suyu tüm analizlerde zemin yüzeyindedir. Yük uygulandıktan sonra oluşan ilave boşluk suyu basınçlarının sönmülmesi ($\Delta u < 1,0$ kPa) için yükleme aşamasını takiben konsolidasyon aşaması tanımlanmıştır. Kıyaslama yapabilmek amacıyla önce sürşarj yükünün altında elastik bir geotekstil örtü olması durumu taş kolonlar ile iyileştirme yapılmaksızın tanımlanmıştır. Takip eden analizlerde, geotekstil örtünün yerine sırasıyla 40 cm kalınlığındaki esnek temel ve 100 cm kalınlığındaki rijit temel modellenmiştir. Temel altında hesaplanan deplasman profilleri Şekil 5’te tüm analizler için verilmektedir.

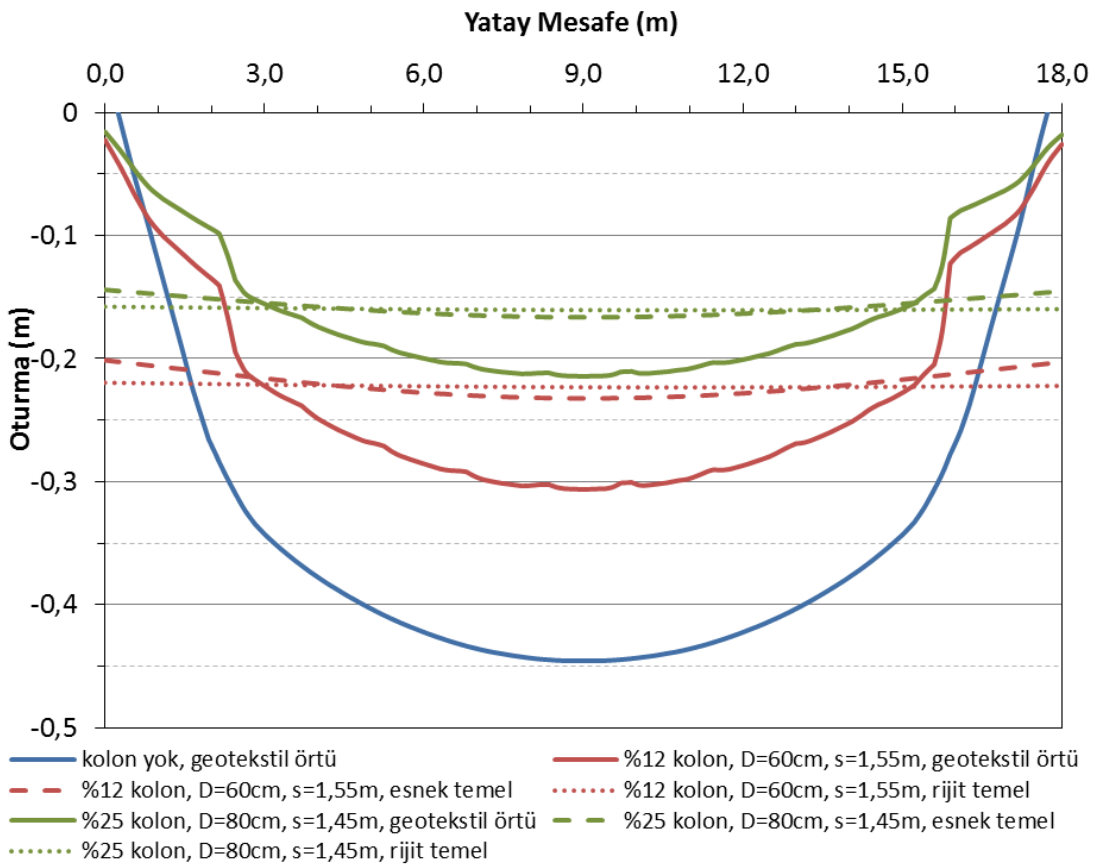
Geotekstil örtü altında kolon olmayan analizlerde yaklaşık 44 cm mertebesinde deplasman hesaplanmıştır. Esnek ve rijit temel tanımlanan modellerde ise kolon yok iken deplasman değerleri 32-34 cm civarındadır ve temel rijitliğinden bağımsız olarak yakın değerler elde edilmiştir. Beklenildiği üzere esnek ve rijit temelli durumlarda deplasman profili temelsiz duruma göre daha üniformdur. Esnek temel durumunda en büyük ve en küçük deplasmanlar arasında 4 cm farklı deplasman oluştuğu görülmektedir. Rijit temel durumunda hesaplanan farklı oturma değeri 1 cm’den düşüktür. Rijit temel durumunda farklı oturumların azalması beklenen bir durumdur. Esnek temel ile rijit temel altında oluşan deplasman değerleri ise birbirine oldukça yakındır. Bu analiz sonuçlarına göre, oluşan deplasman değerlerinin temel rijitliğinden etkilenmediği görülmüştür. Sonuçlar üzerinde uygulanan yükün şiddeti de etkili olmaktadır. Daha büyük yükler altında esnek temel altındaki farklı oturmanın artması beklenilmektedir.



Şekil 5. Farklı Rijitlikteki Temel Altında Oluşan Deplasman Profilleri

Taş kolon ile iyileştirme yapılmasını durumunda oluşan deplasmanlar, farklı iyileştirme oranlarının etkilerini de dikkate alarak Şekil 6’da verilmektedir. Yapılan seri analizlerde kolon çapının $D=60$ cm ve kolon aralığının $s=1,55$ cm olması durumuna tekabül eden %12

alan iyileştirme oranı ile kolon çapının $D=80$ cm ve kolon aralığının $s=1,45$ m olması durumuna tekabül eden %25'lik alan iyileştirme oranı kullanılmıştır. Şekil 6'ya göre, geotekstil örtü olması durumunda, alan iyileştirme oranı arttıkça hesaplanan deplasmanlar azalmaktadır. Kolon olmayan analizlerde 44 cm deplasman hesaplanırken %12'lik alan oranına sahip iyileştirme durumunda yaklaşık 30 cm ve %25'lik alan oranına sahip iyileştirme de ise yaklaşık 22 cm deplasman hesaplanmaktadır. Esnek ve rijit temelli modellerde deplasmanların her iki alan iyileştirme oranında da azaldığı görülmektedir. Şekil 5'te elde edilen sonuçlarda olduğu gibi, temel rijitliğinin daha fazla artması temel altında oluşan toplam deplasmanları neredeyse değiştirmemekte, ancak farklı oturmaları ise bir miktar azaltmaktadır. Bu çalışma kapsamında yapılan analizler neticesinde; %12 ve %25 alan iyileştirme oranları için deplasmanların %32 ila %52 oranında azaldığı, esnek ve rijit temel uygulanması durumunda bu azalmaya ilaveten %25 civarında bir azalma daha gerçekleştiği söylenebilir.



Şekil 6. İyileştirme Yüzdeleri-Temel Rijitliği Ve Hesaplanan Deplasmanlar Arasındaki İlişki

4. SONUÇLAR

Taş kolon imalatının, farklı iyileştirme yüzdelerinde ve farklı temel rijitliklerinde uygulanması durumunda deplasman profillerindeki farklılık incelenmiştir. Weber [14] tarafından yapılan santrifüj deney sonuçları esas alınmıştır. Santrifüj deneyi verileri kullanılarak, üç boyutlu bir problem olan grup taş kolon davranışının iki boyutlu eşdeğer düzlem deformasyon koşullarında tanımlanması amacıyla kullanılan dönüşüm

yöntemlerinden ikisi; Metot 1 ve Metot 2 olarak karşılaştırılmıştır. Mohr-Coulomb, Hardening Soil ve Soft Soil Creep gibi üç farklı zemin modeli kullanılarak yapılan analizler neticesinde, gerçekçi bir model oluşturulabilmesi için Metot 2 olarak tanımlanan ve rijitlik ve permeabilite dönüşümlerinde eşdeğer alan oranını esas alan yöntemin daha gerçekçi sonuçlar verdiği tespit edilmiştir (Keleşoğlu ve diğ. [10]). Metot 2 referans alınarak yapılan ilave analizler ile farklı alan iyileştirme oranları ve temel rijitliklerinin temel altında gözlenen deplasman profili nasıl değiştirdiği araştırılmıştır.

Kıyaslama yapabilmek amacıyla önce sürşarj yükünün altında elastik bir geotekstil örtü olması durumu, taş kolonlar ile iyileştirme yapılmaksızın tanımlanmıştır. Takip eden analizlerde, geotekstil örtünün yerine sırasıyla 40 cm kalınlığındaki esnek temel ve 100 cm kalınlığındaki rijit temel modellenmiştir. Beklenildiği üzere esnek ve rijit temelli durumlarda deplasman profili daha üniform elde edilmiştir. Esnek temel durumunda en büyük ve en küçük deplasmanlar arasında 4 cm farklı deplasman olduğu görülmektedir. Rijit temel durumunda hesaplanan farklı oturma değeri 1 cm'ye düşmektedir.

Geotekstil örtü altında yaklaşık 44 cm mertebesinde deplasman hesaplanmıştır. Esnek ve rijit temel tanımlanan modellerde deplasman değerleri temel rijitliğinden bağımsız olarak yakın değerler elde edilmiştir. %12 alan iyileştirme oranı ile %25'lik alan iyileştirme oranı için analizler tekrarlanmıştır. Alan iyileştirme oranı arttıkça geotekstil örtü olması durumunda deplasmanlar azalmaktadır. Esnek ve rijit temelli modellerde deplasmanların her iki alan iyileştirme oranında da azaldığı görülmektedir. Bu çalışma kapsamında yapılan analizler neticesinde; %12 ve %25 alan iyileştirme oranları için deplasmanların %32 ila %52 oranında azaldığı, esnek ve rijit temel uygulanması durumunda bu azalmaya ilaveten %25 civarında bir azalma daha gerçekleştiği görülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Hughes, J.M.O., Withers, N.J. (1974). "Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns." *Ground Eng.*, 7(3), 42-49.
- [2] Priebe, H.J. (1976). "Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes." *Bautechnik*, 53(H.5), 160-162 (in German).
- [3] Balaam, N.P., Booker, J.R. (1981). "Analysis of rigid raft supported by granular piles." *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 5(4), 379-403.
- [4] Barksdale, R.D., Bachus, R.C. (1983). "Design and construction of stone columns, Volume 1." Rep. No. FHWA/RD-83/026, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- [5] Poorooshasb, H.B., Meyerhof, G.G. (1997). "Analysis of behavior of stone columns and lime columns." *Comput. Geotech.*, 20(1), 47-70.
- [6] Hu, W., Wood, D.M., Stewart, W. (1997). "Ground improvement using stone column foundations: Result of model tests." *Int. Conf. on Ground Improvement Techniques, CI-Premier, Singapore*, 247-256.
- [7] Wood, D.M., Hu, W., Nash, D.F.T. (2000). "Group effects in stone column foundations: Model tests." *Geotechnique*, 50(6), 689-698
- [8] Bae, W.S., Bang, W.S., Byung, C.A. (2002). "Behavior of foundation system improved with stone columns." *Proc., 12th Int. Offshore and Polar Engineering Conf., Int. Society of Offshore and Polar Engineers, Cupertino, CA*, 675-678.
- [9] Schweiger H.F., Pande G.N. (1986), "Numerical Analysis of Stone Column Supported Foundations", *Computers and Geotechnics*, 2:347-372

- [10] Keleşoğlu M.K., Weber T.M., Laue J., Springman S.M. (2016). “Lessons Learned from Plane-Strain Modelling of Stone Columns: Installation Process, Group Behaviour, Pore Water Pressures and Embankment Loading Stages” (yazım aşamasında)
- [11] Tan S., Tjahyono S., Oo K. (2008), “Simplified Plane-Strain Modeling of Stone-Column Reinforced Ground.” J. Geotech. Geoenviron. Eng., 134(2): 185-194, DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:2(185).
- [12] Indraratna B., Redana I.W. (2000) “Numerical modeling of vertical drains with smear and well resistance installed in soft clay.” Canadian Geotechnical Journal, 37(1): 132–145, DOI: 10.1139/t99-115.
- [13] Hird C.C., Pyrah I.C., Russell D. (1992) “Finite element modelling of vertical drains beneath embankments on soft ground.” Géotechnique. 42(3): 499-511, DOI: 10.1680/geot.1992.42.3.499.
- [14] Weber T.M. (2008), Modellierung der Baugrundverbesserung mit Schottersäulen, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik, ETH Zürich, Band 232, VDF-Verlag, ETH Zürich.

DERİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ İLE ZEMİN İYİLEŞTİRİLMESİ

SOIL STABILIZATION BY DEEP MIXING METHOD

Abdülaziz Özdemir¹

Gizem MISIR²

Mustafa LAMAN³

ABSTRACT

In this study, a case study of state hospital raft foundation is presented. In order to limit the settlement of raft foundation, deep mixing method was chosen provides economical solutions in fine grained soils. Deep mixing method is a soil improvement method that stabilised soil material that is produced generally has a higher strength, lower permeability and lower compressibility than the native soil. Parameters such as water cement ratio of deep mixing method, grouting pressure, and rotation of mixing equipment are presented. Results obtained from column load tests were analysed and expected increment of the allowable soil stress is calculated for the improved soil condition.

Keywords: Soil stabilization, deep mixing method, case study.

ÖZET

Bu çalışmada bir devlet hastanesi radye temelinin vaka analizi sunulmuştur. Radye temel oturmasının sınırlandırılması amacıyla ince taneli zeminde ekonomik çözümler sunan derin karıştırma yöntemi seçilmiştir. Derin karıştırma ince taneli zeminlerde sıkışabilirliğin azaltılması, geçirimsizliğin düşürülmesi, sıvılaşmanın önlenmesi, dayanımın artırılması amacıyla uygulanan bir zemin iyileştirme yöntemidir. Derin karıştırma yönteminin su/çimento oranı, enjeksiyon basıncı ve karıştırma ekipmanının devri gibi parametreler sunulmuştur. Karot numunelerde yapılan basınç deneyi ve kolon yükleme deneyinden elde edilen sonuçlar irdelenmiş ve iyileştirme sonrası zemin emniyet gerilmesinde meydana gelmesi beklenen artış miktarı hesaplanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Zemin iyileştirilmesi, derin karıştırma yöntemi, vaka analizi.

¹ İnş. Y. Müh., Sağlık Bakanlığı, abdulaziz.ozdemir@saglik.gov.tr

² Arş. Gör., Çukurova Üni., gmisir@cu.edu.tr

³ Prof. Dr., Çukurova Üni., mlaman@cu.edu.tr

1. GİRİŞ

Derin karıştırma yöntemi, çimento/kireç ile su kullanılarak, zeminin mekanik karıştırılması sonucunda iyileştirilmesini amaçlayan bir ıslah yöntemidir. Bu teknik; taşıma gücünün artırılması (Bouassida ve Porbaha, 2004), oturmaların kısıtlanması (Lin ve Wong, 1999), sıvılaşma potansiyelinin azaltılması (Porbaha vd., 1999), kazıların desteklenmesi (O'Rourke ve McGinn, 2006), stabilitenin artırılması (Kitazume ve Maruyama, 2006) amacıyla kullanılmaktadır. Yumuşak killer, siltler ve organik zeminler için uygulanabilir olması yanında (Broms, 2004), bloklu birim barındırmayan zemin ortamlarında da başarılı bir şekilde uygulanabilmektedir. Kolonların imalatı için delgi burgusunun altında radyal karıştırma pedalları bulunmaktadır. Delgi makinasının yukarıdan aşağıya delme ve kesme işlemi ile ilerlemesi sırasında nozullardan zemine, basınçlı enjeksiyon verilmektedir. Delgi makinasının şaftında bulunan kesici bıçaklar, karıştırma pedalları, burgular yardımıyla çimento süspansiyonu, zemin ile karıştırılır. Çimento ıslak halde ve kuru durumda zemine enjekte edilebilir. Yukarıdan aşağıya ilerleme işlemi sırasında zemin-beton karışımı kolonlar imal edilmektedir. Uygulama ile, zemin dayanımının artırılması amaçlanırken zemin sıkışabilirliği, sıvılaşma potansiyeli oturma davranışı vb. kontrol altına alınır.

Bu çalışmada Kütahya ili Simav ilçesinde 150 yataklı devlet hastanesi inşası için temel zemininin derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilmesi ele alınmıştır. Temel projelendirilmesinde; zemin taşıma gücünün üst yapı yükünü taşımada yetersiz olması, oturmaların izin verilebilir değerlerin üzerinde çıkması ve muhtemel farklı oturmaların fazla olması gibi sebeplerden, mevcut sahada zemin iyileştirilmesi zorunluluğu doğmuştur. Derin karıştırma yöntemi, diğer zemin iyileştirme alternatiflerine göre ekonomik olması yanında temel zemininin ağırlıkla kil olması ve bu birimde uygulanabilirliğinin olması sebebiyle seçilmiştir. Bu çalışmada sunulan vaka analizi ile yöntemin uygulama esasları, gerçekleştirilen 7 farklı derin karıştırma test kolonuna ait yükleme deneyleri ile taşıma gücüne ve oturma davranışına olan katkıları ifade edilmiştir.

2. TASARLANAN YAPI

Kütahya ili Simav ilçesinde 150 yataklı devlet hastanesi inşa edilecektir. Hastane -3.00 m kotuna oturacak olup binanın bir kısmı bodrum+zemin+1/2 katlı, diğer kısmının ise bodrum+zemin+5/6 normal katlı olarak inşa edilmesi planlanmaktadır.

3. ZEMİN PROFİLİ

Proje aşamasında kazı derinliği, minimum tabii zemin kotundan 3.00 metre aşağıda verilmiş olan Hastane Yapısı inşaat arazisinde yer altı suyu seviyesinin 2.0 m derinde olduğu tespit edilmiştir. Bahsi geçen durumun imalat esnasında ve yapının servis ömrü boyunca çeşitli problemlere sebebiyet verecek olmasından dolayı, hastane temel alt kotları ve arazi tesviye kotlarının, yapının yer altı su seviyesinden etkilenmeyeceği şekilde oluşturulması gerekmektedir.

Çalışma sahasında zemin profilinin belirlenmesi amacıyla 5 noktada her biri 30 m derinlikte sondaj kuyuları açılmış ve sismik etüt çalışmaları yapılmıştır. Açılan 5 sondaj kuyusunda yeraltı su seviyesi 2.0-2.5 m arasında değişen derinliklerde dir. Araziden alınan numuneler üzerinde geleneksel laboratuvar deneyleri de yapılmış, ilgili sondaj kuyularına göre elde edilen zemin parametreleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Sondaj Kuyularından Elde Edilen Zemin Parametreleri

Sondaj No		SK1	SK2	SK3	SK4	SK5
Numune Adı		UD	UD	UD	UD	UD
Derinlik (m)		6.5-7.0	6.5-7.0	6.5-7.0	6.5-7.0	6.5-7.0
Su İçeriği (%)		17.6	10.4	25.9	26.1	21.5
Doğal B.H.A. (gr/cm ³)		1.86	-	1.87	1.83	1.87
Kuru B. H. A. (gr/cm ³)		1.50	-	1.48	1.45	1.54
Zemin Sınıfı (USCS)		CH	SC	CH	CL	CH
Üç Eksenli Basınç Deneyi	c (kg/cm ²)	0.68	-	0.76	0.67	0.71
	φ (°)	9	-	9	8	10

Sondaj kuyularından yola çıkılarak, zemin profilinde gözlenen tabakalanma, aşağıdaki gibi gözlenmiştir.

- 0.00-3.00 metre arasında siltli kum tabakası
- 3.00-9.00 metre arasında siltli kil birim
- 9.00-10.50 metre arasında siltli kum birim
- 10.50-30.00 (sondaj kotu sonu) siltli kil birim

Ayrıca; arazide elde edilen SPT-N ortalamaları ve derinliğe göre düzeltilmiş SPT-N sonuçları Tablo 2’de toplu olarak gösterilmektedir.

Tablo 2. Ortalama Düzeltilmiş ve Düzeltilmemiş SPT-N Sayıları

Derinlik (m)	Ölçülen SPT-N	Düzeltilmiş SPT-N (N'60)
1.5	5	4.3
3.0	12	9.2
4.5	11	9.5
6.0	16	14.7
7.5	14	13.2
9.0	16	13.7
10.5	16	13.4
12.0	14	11.4
13.5	16	12.1
15.0	17	12.2
16.5	17	11.5
18.0	19	11.7
19.5	21	12.2
21.0	20	11.3
22.5	28	13.5
24.0	38	16.1
25.5	50	19.3
27.0	39	15.7
28.5	44	16.8
30.0	50	17.9

Hastane yapısı için taşıma gücü analizleri, temel alt kotu seviyesinde yeterli laboratuvar deney sonucu bulunmaması sebebiyle SPT deney sonuçlarına göre gerçekleştirilmiştir. Buna göre düzeltilmiş SPT sayıları ($N'60$) için, sondaj loglarında verilen sonuçların 1.50-7.50 metre arasındaki ortalama değerleri dikkate alınmıştır.

SPT Deneyi ile Meyerhof (1956) Taşıma Gücü Analizi

Radye temeller için;

$$q_e = 8(N'60)K_d \quad (1)$$

$$K_d = 1 + 0.33D/B \leq 1.33 \quad (2)$$

Ortalama $N'60 = 10.20$ olduğu kabulü ile;

$$q_e = 8 \cdot 10.20 \cdot (1 + 0.33 \cdot 0.50 / 35.0)$$

$$q_e = 81.60 \text{ kPa}$$

$$q_e = 0.83 \text{ kg/cm}^2$$

Oturma Analizi

Radye temel altında oturma hesabı için denklem 4 ve 5'teki formüller kullanılmıştır. Elde edilen oturma değerleri ise Tablo 3'te görülmektedir.

$$s_{od} = m_v \cdot \Delta\sigma \cdot H \quad (3)$$

$$s = s_{od} \cdot \mu \quad (4)$$

Tablo 3. Konsolidasyon Oturmaları ve Düzeltilmiş Oturma Değerleri

	Ödometre Konsolidasyon Oturması (s_{od})	Düzeltilmiş Oturma ($\mu \cdot s_{od}$)
Bodrum+Zemin+1/2 Normal Kat	21 cm	12.60 cm
Bodrum+Zemin+5/6 Normal Kat	50 cm	30.00 cm

Burada;

s_{od} : Ödometre konsolidasyon oturmasını

m_v : Hacimsel sıkışma katsayısı (SK-1 6.50-7.00 m konsolidasyon deneyi)

$\Delta\sigma$: Temel altı net gerilme (Temel kalınlığı 0.50 metre olarak dikkate alınarak hesaplanmıştır.)

H: Oturabilir tabaka kalınlığını (20.00 m)

s: Düzeltilmiş oturma;

μ : Düzeltme faktörünü temsil etmektedir. Düzeltme faktörünün normal konsolide killeri için $\mu=0.6$ (DLH, 2007)

Hastane yapısının Bodrum+Zemin+1/2 normal kattan oluşan bölüm ile Bodrum+Zemin+5/6 normal kattan oluşan bölümün oturma değerleri arasında $\delta=17.40$ cm fark bulunmuştur. Skempton ve MacDonald (1956) tarafından verilen sınır değerler dikkate alındığında; farklı oturma miktarının açıklığa oranının 1/500'den küçük olması istenmektedir. Ayrıca, farklı oturma miktarının radye temeller için 4.50 cm'yi geçmemesi gerekmektedir. Bu

değerlendirmeler ile Tablo 3'te görülen oturma miktarları dikkate alındığında, yapıda oluşacak toplam ve farklı oturma değerlerinin limitlerin üzerinde gerçekleşeceği ve yapıda oturma probleminin oluşacağı anlaşılmaktadır. Sonuç olarak, taşıma gücü ve oturma analizlerinden zemin emniyet gerilmesi $8t/m^2$ olarak önerilmiştir.

4. DERİN KARIŞTIRMA KOLONU TAŞIMA KAPASİTESİ HESABI

Temel zemini için hazırlanan zemin etüt raporunda, zemin emniyet gerilmesinin $8t/m^2$ olduğu göz önüne alındığında, doğal zeminin ıslah edilmeden, hastane binasından gelecek yapı yükünü taşıması mümkün görülmemektedir. Zira temel taban basınçları B+Z+5/6 normal katlı yapıdan dolayı $20 t/m^2$, B+Z+1/2 normal katlı yapı için ise min. $10 t/m^2$ olarak hesaplanmıştır. Hastane binası temelleri altında meydana gelmesi muhtemel taşıma gücü, farklı ve toplam oturma ile sıvılaşma problemlerinden dolayı temel zemininde ıslah çalışmaları yapılması gerekmektedir. Bodrum+Zemin+5/6 normal katlı bölümlerde 80 cm çapında 16.50 metre uzunluğunda, planda 2.40 m x 2.40 m yerleşim düzeni olan derin karıştırma kolonları kullanılarak iyileştirme projeleri hazırlanmıştır. Bodrum+Zemin+1/2 normal katlı bölümlerde ise, 80 cm çapında 14.50 metre uzunluğunda, planda 2.50 m x 2.50 m yerleşim düzeni olan derin karıştırma kolonları yapılması uygun görülmüştür.

İki farklı boydaki derin karıştırma kolonları için taşıma kapasitesi değerleri ayrı ayrı hesaplandığında;

14.5 m derinliğindeki Derin Karıştırma Kolonu için;

Uç direnci hesabı;

$$Q_u = 9 \cdot c_u \cdot A_p \quad (5)$$

$$Q_u = 18 \text{ ton (Güvenlik sayısı 3 alındığında)}$$

$$Q_{uemin} = 6.0 \text{ ton}$$

Sürtünme direnci hesabı;

$$Q_s = f_s \cdot A_s + f_i \cdot A_s \quad (6)$$

$$Q_s = [(a \cdot c_u) + (\sigma'_{vi} \cdot K_i \cdot \tan \delta_i)] \cdot A_s$$

$$Q_s = 131 \text{ ton (Güvenlik sayısı 2 alındığında)}$$

$$Q_{semin} = 65.5 \text{ ton}$$

Burada;

Q_u : Kazık uç dayanımı

A_p : Kazık kesit alanı

σ'_{vi} : i derinliğindeki düşey efektif gerilme

c_u : Kohezyon

A_s : Kazık sürtünme alanı

f_s : Killi birimden gelen birim çevre sürtünmesi direnci

f_i : Kumlu birimden gelen birim çevre sürtünmesi direnci

K_i : Zemin tabakasının efektif yanal toprak basıncı katsayısı,

δ_i : Zemin tabakasında kazık – zemin arası sürtünme açısıdır.

Derin karıştırma kolonu emniyetli taşıma kapasitesi;

$$Q_{toplam} = Q_{uemin} + Q_{semin} = 71.5 \text{ ton}$$

16.5 m derinliğindeki Derin Karıştırma Kolonu için;

Uç direnci hesabı;

$$Q_u = 9 * c_u * A_p \quad (7)$$

$$Q_u = 18 \text{ ton (Güvenlik sayısı 3 alındığında)}$$

$$Q_{uemin} = 6.0 \text{ ton}$$

Sürtünme direnci hesabı;

$$Q_s = f_s * A_s + f_i * A_s \quad (8)$$

$$Q_s = [(a * c_u) + (\sigma'_{vi} * K_i * \tan \delta_i)] * A_s$$

$$Q_s = 149.6 \text{ ton (Güvenlik sayısı 2 alındığında)}$$

$$Q_{semin} = 74.8 \text{ ton}$$

Derin karıştırma kolonu emniyetli taşıma kapasitesi;

$$Q_{toplam} = Q_{uemin} + Q_{semin} = 80.8 \text{ ton}$$

Derin karıştırma kolon taşıma kapasiteleri dikkate alındığında, zeminin emniyetli taşıma gücünde zemin ıslahından sonra meydana gelen artış miktarının da belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla, ıslah edilmiş zemine ait emniyetli zemin gerilmesi denklem 9'dan yola çıkılarak hesaplanmaktadır. Denklemde yer alan parametreler Tablo 4'te ıslah öncesi ve sonrası zemin emniyet gerilmeleri ise Tablo 5'te verilmiştir.

$$\sigma_{dkem} = (P_{dk-em} + \sigma_{zem} * (A_1 - A_{dk})) / A_1 \quad (9)$$

Tablo 4. DKK ile Zemin Emniyet Gerilmesinin Hesabı için Kullanılan Parametreler

Derin Karıştırma Kolon Özellikleri	Tip 1	Tip 2
Kolon Boyu (m)	16.5	14.5
Kolon Emin Taşıma Gücü P_{dk-em} (ton)	80.9	71.6
Kolon Alanı A_{dk} (m ²)	0.5024	0.5024
Kolon Etki Alanı A_1 (m ²)	5.76	6.25
Islah öncesi Emniyetli Zemin Gerilmesi σ_{zem} (t/m ²)	8	8
Zemine gelen Maksimum Gerilme (t/m ²)	20	15

Tablo 5. Islah Öncesi ve Sonrası Zemin Emniyet Gerilmeleri

	Derin Karıştırma Öncesi Zemin Emniyet Gerilmesi	Derin Karıştırma Sonrası Zemin Emniyet Gerilmesi
B+Zemin+5/6 (Maks.Gerilme=20 t/m ²)	8 t/m ²	21.35 t/m ²
B+Zemin+1/2 (Maks.Gerilme=15 t/m ²)	8 t/m ²	18.81 t/m ²

Tablo 5'ten görülebileceği gibi derin karıştırma yöntemi uygulandıktan sonra zemin emniyet gerilmesi ıslah öncesine göre 2.35-2.67 oranları arasında artmıştır.

5. DERİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ

5.1. Delme Karıştırma İşlemi

Derin karıştırma yönteminde zeminin yukarıdan aşağıya karıştırılarak ilerlenmesi esnasında enjeksiyon verilmiştir (Şekil 1). Uygulamada kullanılan su-çimento oranı (w/c), killi zeminde w/c=1 olarak belirlenmiştir. Karıştırmanın etkin olması için kesici pedallar ve

karıştırıcı uçlar delgi ucuna yerleştirilmiştir. Karıştırma ekipmanı 82 devir/dakika ile zemine girerken, 100 bar enjeksiyon basıncı kullanılmıştır. 1m kolon oluşturmak için dakikada 300 lt enjeksiyon yapılmıştır. Kolonların saha yerleşimi Şekil 2’de sunulmuştur.



Şekil 1. Derin Karıştırma Kolon İmalatı



Şekil 2. Kolonların Saha Yerleşimi

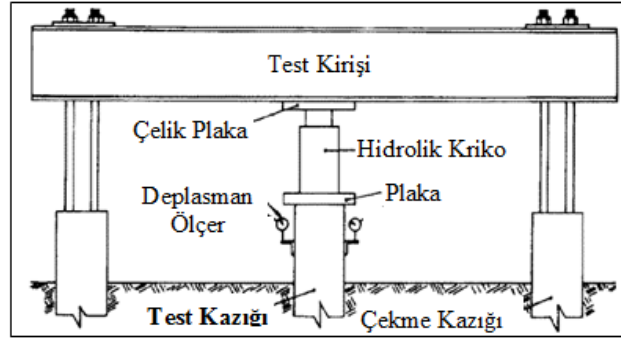
5.2. Basınç Deneyleri

Kolon çapı 50 mm olan derin karıştırma kolonlarından, kalite kontrol amaçlı 16 adet karot numune alınıp, dayanım deneyleri yapılmıştır. Yapılan deneylerden 28 günlük basınç dayanımının ortalaması 11.97 MPa, minimum basınç değeri 10.30 MPa ve maksimum basınç değeri ise 14.50 MPa olarak elde edilmiştir. Bu değerler, şartnamede belirtilen minimum basınç değeri olan 6 MPa koşulunu sağlamaktadır.

5.3. Yükleme Deneyleri

Derin karıştırma kolonları ASTM 1143-81 ve TS 3168-EN 1536 standartlarına göre çekme kazıklı sistem uygulanarak test edilmiştir. Bu sistemde test yapılan kazık etrafında inşa edilen kazıklar çelik kirişler yardımıyla yapılan düzenlemeler ile çekme elemanı olarak kullanılmaktadır. Test kazığını yüklemek için deney sırasında en az iki adet çekme elemanının kullanılması gerekmektedir. Bu sistemin tipik görünümü Şekil 3’te verilmektedir. Yükleme testinde; 1 adet test kazığı ve 2 adet çekme kazığı olmak üzere toplam 3 adet kazık kullanılmıştır (Şekil 3). Test kazığına 300 ton kapasiteli 1 adet hidrolik krika yardımıyla yük uygulanmıştır. Yüklemeden dolayı fore kazıkta oluşan hareketler, kolon başlığına bağlanmış ve test kolonundan bağımsız referans kirişlere oturtulan, 100 mm

kapasiteli ve 0.01 mm hassasiyette ölçüm yapabilen 2 adet komparatör ile ölçülmüştür. Komparatörlerin uçlarının temas edeceği yüzeylerin temiz ve pürüzsüz olması sağlanmıştır.



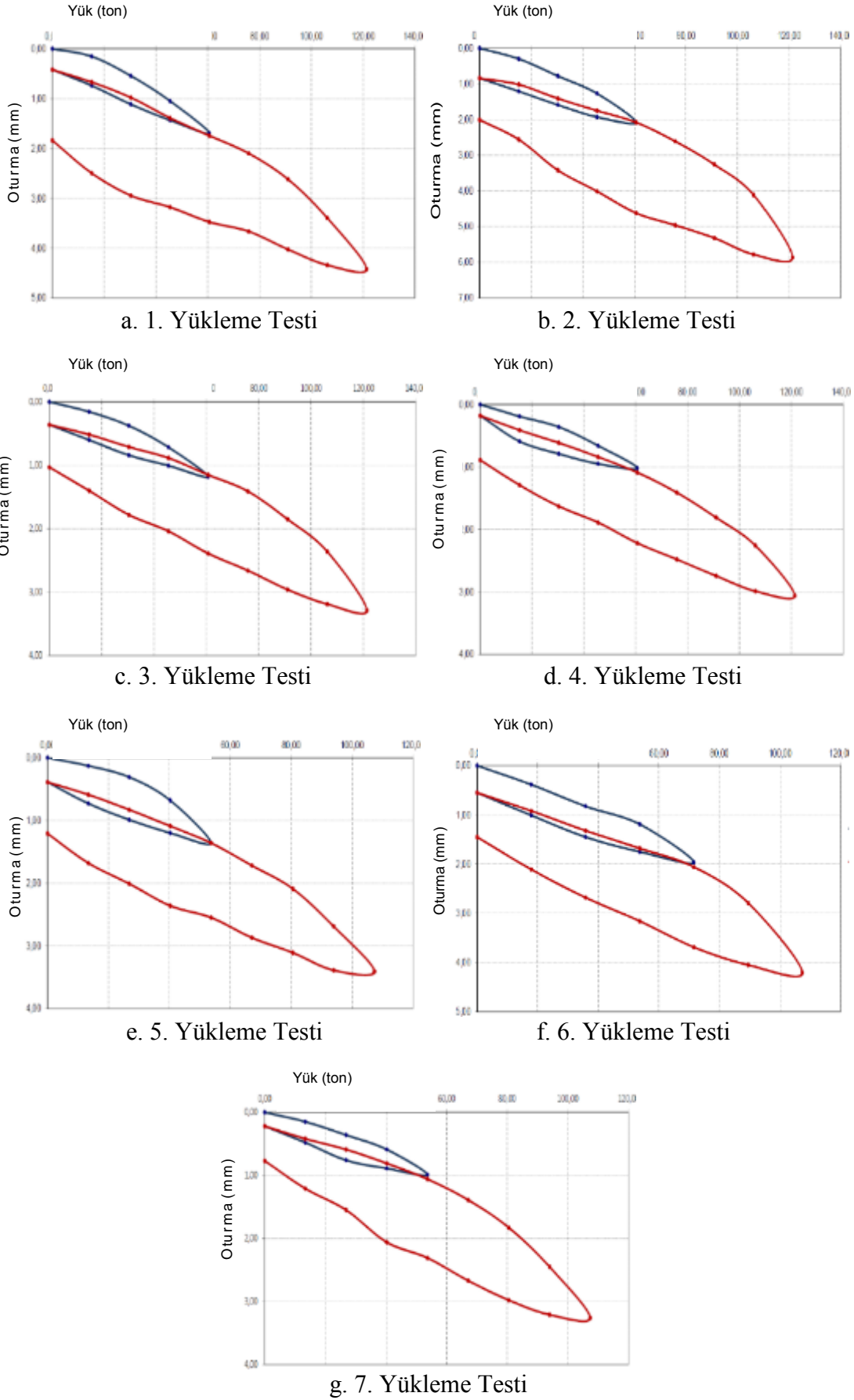
Şekil 3. Kazık Yükleme Testine ait Şematik Deney Düzeneği (Özdemir, 2013)

Derin karıştırma yöntemi kolonlarının taşıma gücü ve yük-oturma davranışının belirlenmesi amacıyla statik yükleme deneyi yapılmıştır. Yükleme deneyi için çekme kazığı olarak kullanılacak iki adet kazık imal edilmiştir. Çekme kazıklarına donatı yerleştirilerek bu üç kazığı birleştiren ortak bir kiriş teşkil edilmiştir (Şekil 4Şekil). Uygulanacak yükün kazığa tam aksenal ve üniform olarak iletilebilmesi için deney kazığı başlığının yatay olarak durması sağlanmıştır.



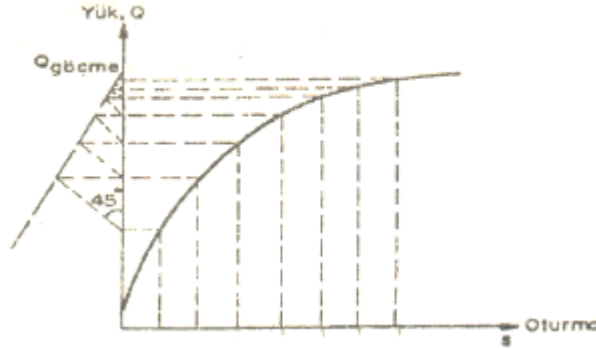
Şekil 4. Derin Karıştırma Kazığı Yükleme Deney Düzeneği

Yükleme deneyinin iki aşamalı olarak yapılması planlanmıştır. Birinci aşamada deney yükü, kolon servis yükünün % 12.5'i oranından başlanarak 60 dakikalık bekleme süreleri ile, kademe kademe proje yükünün %50'sine kadar artırılmıştır. Yük aynı oranda 15 dakikalık bekleme süreleriyle, azaltılarak boşaltılmıştır. İkinci aşamada ise, yük yine proje yükünün %12.5'i kademelerle arttırılarak %100 maksimum yüke kadar uygulanmıştır. Yükleme deneyinde derin karıştırma yöntemi ile oluşturulan test kolonlarına artımsal olarak sırasıyla 13, 26, 40, 53, 67, 80, 93 ve 107 ton düşey yük, yukarıda belirtilen yükleme zamanlarında uygulanmış ve tekrar kademe kademe kaldırılmıştır. 7 adet test kolonuna ait deneyler sonucunda elde edilen oturma yük ilişkileri toplu olarak Şekil 5'te verilmiştir.

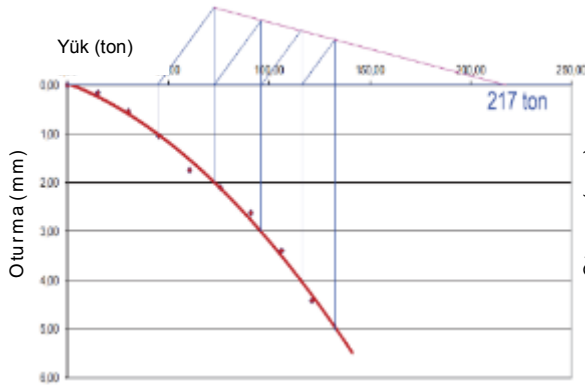


Şekil 5. Yükleme Deneyi Oturma Yük İlişkisi

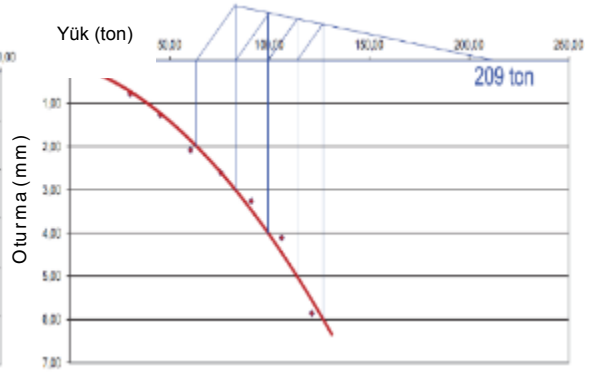
Mazurkiewicz (Bengt, 1980) Yönteminde, yük-oturma diyagramının oturma eksenini eşit aralıklarla noktalanır. Bu noktalardan yük eksenine paraleller çizilir. Bu paralel çizgilerin yük - oturma eğrisini kestiği yerlerden, oturma eğrisine paralel doğrular çizilir. Bu doğruların yük eksenini kestiği noktalardan, yük eksenini 45 derece açı yapan doğrular çizilir ve oturma eksenine paralel çizilmiş olan bir sonraki doğru ile kesiştirilir. Bu kesişme noktalarını birleştirerek elde edilen doğrunun yük eksenini kestiği yer "taşıma kapasitesi" olarak alınır. Bu yöntem Şekil 6'da sunulmaktadır.



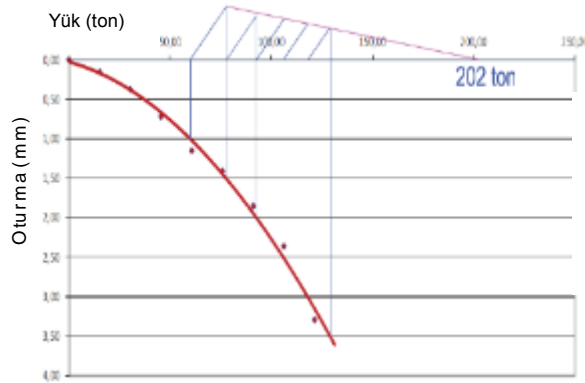
Şekil 6. Mazurkiewicz Yönteminin Uygulanması (Birand, 2001)



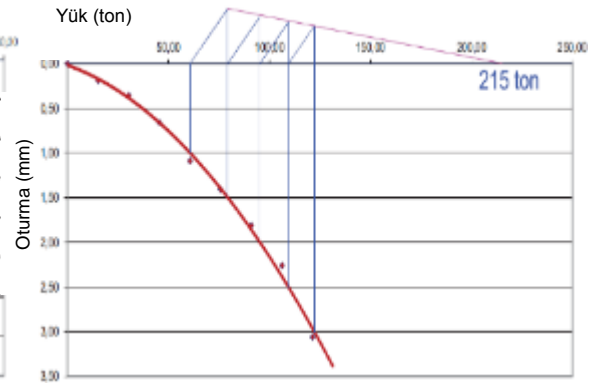
a.1. Yükleme Testi



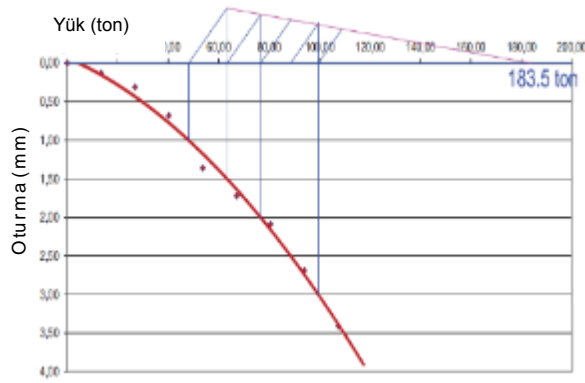
b.2. Yükleme Testi



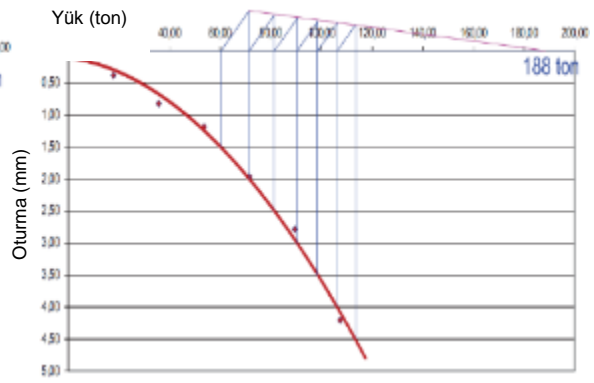
c.3. Yükleme Testi



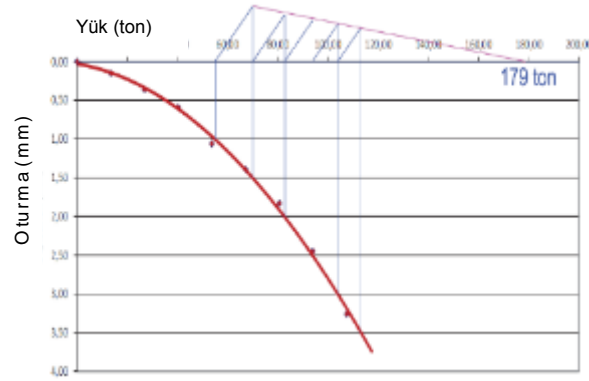
d.4. Yükleme Testi



e.5. Yükleme Testi



f.6. Yükleme Testi



g.7. Yükleme Testi

Şekil 7. Derin Karıştırma Kolonunun Nihai Yük Taşıma Kapasitesi

Deep-mixing (Derin karıştırma) kolon yükleme deney sonuçları Mazurkiewicz yöntemine (Bengt, 1980) göre analiz edilmiştir (Şekil 7). Analiz sonuçlarına göre nihai yük taşıma kapasiteleri, güvenlik sayıları, toplam ve kalıcı oturmalar Çizelge 6'da verilmiştir.

Çizelge 6. 7 Derin Karıştırma Test Kolonuna ait Yükleme Deney Sonuçları

	Kolon Çapı (cm)	Kolon Boyu (m)	Servis Yüğü (t) ve (GS)	Test Yüğü (t)	Toplam Oturma (mm)	Kalıcı Oturma (mm)	Nihai Yüğü (t)
1. Test	80	16.5	80.9 (2.68)	121.35	4.42	1.84	217.0
2. Test	80	16.5	80.9 (2.58)	121.35	5.86	2.01	209.0
3. Test	80	16.5	80.9 (2.50)	121.35	3.29	1.03	202.0
4. Test	80	16.5	80.9 (2.65)	121.35	3.06	0.89	215.0
5. Test	80	14.5	71.6 (2.56)	107.40	3.41	1.21	183.5
6. Test	80	14.5	71.6 (2.62)	107.40	4.21	1.45	188.0
7. Test	80	14.5	71.6 (2.50)	107.40	3.26	0.77	179.0

4.SONUÇLAR

Bu çalışma; 1. T.C. Sağlık Bakanlığı Kütahya İli Simav İlçesi Yeni Mahallesi 495 Ada, 130 Parsel Kütahya Simav 150 Yataklı Devlet Hastanesi İnşaatı için, Derin Karıştırma Yöntemi ile yapılan zemin iyileştirilme çalışmalarını kapsamaktadır. 7 adet derin karıştırma kolonuna ait gerçekleştirilen yükleme deneyleri Mazurkiewicz (Bengt, 1980) yöntemine göre analiz edilmiştir.

Çalışmada elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

1. Kütahya Simav 150 Yataklı Devlet Hastanesi İnşaatı için Bodrum+Zemin+5/6 normal katlı bölümlerde temel altı gerilme miktarı yaklaşık 20 t/m^2 olarak elde edilmiş olup, bu bölümde 80 cm çapında 16.50 metre uzunluğunda, planda 2.40 m x 2.40 m yerleşim düzeni olan derin karıştırma kolonları kullanılarak iyileştirme projeleri hazırlanmıştır. Bodrum+Zemin+1/2 normal katlı bölümlerde ise temel altı gerilme $10-15 \text{ t/m}^2$ olduğundan, bu bloklarda 80 cm çapında 14.50 metre uzunluğunda, planda 2.50 m x 2.50 m yerleşim düzeni olan derin karıştırma kolonları yapılması uygun görülmüştür.
2. Temeller altında yapılacak 80 cm çapında 16.50 m uzunluğunda derin karıştırma kolonlarının emniyetli taşıma kapasitesi 80.90 ton olarak, 14.50 m uzunluğunda derin karıştırma kolonlarının emniyetli taşıma kapasitesi ise 71.60 ton olarak elde edilmiştir.
3. Doğal arazi koşullarında zeminin emin taşıma gücü 8 t/m^2 iken, 2.40 m x 2.40 m karelajla imalatı yapılacak 16.50 m derin karıştırma kolonları ile zemin ıslahı sonucunda, emniyetli zemin taşıma gücü 21.35 t/m^2 olarak elde edilirken, 2.50m x 2.50 m karelajla yapılacak 14.50 m derin karıştırma imalatı sonrası emniyetli zemin taşıma gücü ise, 18.88 t/m^2 olarak hesaplanmıştır.
4. Tekil kazık üzerine gelen servis yükleri dikkate alınarak yapılan oturma analizi sonucunda, kazıkların 6.73 mm oturma yapması beklenmektedir. Bununla birlikte, yükleme deneyi esnasında uygulanacak ve servis yükünün 1.50 katı değer olan 121.35 ton yüklemesinde meydana gelebilecek oturma miktarı da 10.09 mm olarak belirlenmiştir. Bu değer, Terzaghi ve Peck (1967) tarafından verilen ton başına 0.25 mm olan sınır oturma değerini (20.23 mm) aşmadığı görülmektedir. Bulunan bu oturma miktarları tek bir kolon üzerine yapılan yükleme deneyinden elde edilmiştir. Grup halinde davranış gösteren derin karıştırma kolonları toplam oturma değeri hesaplanırken Broms (2004) yöntemine göre değerlendirilmesi gerektiği gözden kaçırılmamalıdır.
5. Derin karıştırma kolonlarının performansının belirlenmesi için alınan karot numuneler üzerinde gerçekleştirilen basınç deneyleri ile ortalama olarak 11.97 MPa basınç değeri elde edilmiştir. Bu değer şartnemedede yer alan minimum 6 MPa olan basınç koşulunu sağlamaktadır.

KAYNAKLAR

- Bengt, H.F. (1980), "The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests", Ground Engineering, 19-31.
- Birand, A.A., (2001), Kazıklı temeller, Teknik Yayınevi, Ankara

- Bouassida, M., Porbaha, A. (2004), "Ultimate bearing capacity of soft clays reinforced by a group of columns-application to a deep mixing technique", *Soils and foundations*, 44(3), 91-101.
- Broms, B.B., (2004), "Lime and Lime/cement columns", Editor: Moseley, M. P., & Kirsch, K, *Ground Improvement*, Taylor and Francis, 252- 330.
- Kitazume, M., Maruyama, K. (2006), "External stability of group column type deep mixing improved ground under embankment loading", *Soils and foundations*, 46(3), 323-340.
- Lin, K. Q., Wong, I. H. (1999), "Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge approaches", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 125(4), 309-320.
- Meyerhof, G.G., 1956. Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.82, No. SM1, pp. 1-19.
- O'Rourke, T. D., McGinn., A. J. (2006), "Lessons learned for ground movements and soil stabilization from the Boston Central Artery." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* Vol. 132(8), 966-989.
- Özdemir, A. (2013), "Derin Karıştırma Yöntemi İle İyileştirilen Zeminin Vaka Analizi", 5. Geoteknik Sempozyumu, Adana, Türkiye.
- Porbaha, A., Zen, K., Kobayashi, M. (1999), "Deep mixing technology for liquefaction mitigation", *Journal of infrastructure systems*, 5(1), 21-34.
- Skempton A.W. and MacDonald D.H. 1956. Allowable settlement of buildings *Proc. Inst. Of Civil Engineers*, Part 3 vol 5 pp 727-768.
- Terzaghi, K. and Peck, R. B., 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley, New York.

SIKIŞTIRILMIŞ KUM-BENTONİT KARIŞIMININ ÇEKME- EĞİLME-SERBEST BASINÇ DAYANIMI İLİŞKİLENDİRİLMESİ VE ÇİMENTO KATKININ ETKİSİ

THE CORRELATION OF UNCONFINED COMPRESSIVE-SPLIT
TENSILE-FLEXURAL STRENGTHS OF COMPACTED SAND-
BENTONITE AND THE EFFECT OF CEMENT ADDITIVE

Anoosheh IRAVANIAN¹

Huriye BİLSEL²

ABSTRACT

Engineered barriers used in waste containment systems in semi-arid areas are usually composite compacted materials, such as sand-bentonite. The containment elements such as the landfill liners should be designed to prevent leachate and ground water permeation through them. A bentonite content of 15% has been used in this study to form a composite material with sand (SB). Tensile strength is considered to be as important as the compressive strength, mainly when the liners are thin and/or subjected to desiccation shrinkage in a semi-arid climate. Therefore, a significant emphasis is given herein to split tensile strength test, an indirect method, and flexural strength investigating on their practical applicability in the laboratory on compacted buffer material. Finally, correlations of compressive strength-split tensile strength and compressive strength-flexural strength of SB and 5% cement added mixture (SBC) were derived.

Keywords: Sand-bentonite, cement, unconfined compressive strength, split tensile strength, flexural strength.

ÖZET

Katı atık depolama sistemi şilteleri yarı-kurak iklimlerde genelde kum-bentonit gibi kompozit bir malzemenin sıkıştırılmasıyla elde edilir. Alt şilte katı atık sızıntı suyunu geçirmeyecek şekilde tasarlanır. Bu çalışmada %15 bentonitin kuma katılıp sıkıştırılmasıyla kompozit bir malzeme elde edilmiştir (SB). Çekme dayanımı alt şiltenin ince olduğu veya kurumadan kaynaklanan büzölmeler olabileceği durumlarda serbest basınç dayanımı kadar önemlidir ve mutlaka irdelenmelidir. Dolayısıyla bu çalışmada indirek bir yöntem olan yarmada çekme dayanımı deneyi, ve eğilme dayanımı deneyine özellikle vurgu yapılarak çalışılmış en pratik şekilde laboratuvarında yapılabilmeleri irdelenmiştir. Sonuç olarak, serbest basınç-yarmada çekme dayanımı ve serbest basınç-eğilme dayanımı ilişkilendirmeleri SB ve 5% çimento katkılı SBC numuneleri için elde edilmiştir.

¹ Yakın Doğu Üniversitesi,

² Uluslararası Kıbrıs Üniversitesi, hbisel@ciu.edu.tr

Anahtar Kelimeler: Kum-bentonit, çimento, serbest basınç dayanımı, yarmada çekme dayanımı, eğilme dayanımı.

1. GİRİŞ

Katı atık yok etmede bir çok ülkede kullanılan en etkin yöntem sızıntı suyunun yeraltı suyuna veya çevreye zarar vermesini minimize eden veya tamamen önleyen depolama sistemleridir. Depolama sistemlerinin şiltelerinin yapımında, dona karşı duraylı ve ıslanma-kurumada hacimsel değişim potansiyelleri düşük olduğundan genellikle, sıkıştırılmış kum-bentonit karışımları tercih edilir [1]. Bir kil türü olan bentonit çok miktarda montmorillonit içerdiğinden yüksek su emme kapasitesi ve çok düşük hidrolik iletkenliğinden dolayı, kumla iyi bir kombinasyon oluşturmakta, kum ise karışımın strüktürünü korumada etkin bir rol oynamaktadır. İklimsel değişimlerden veya katı atık depolama sistemi içerisindeki biyolojik reaksiyonlardan kaynaklanan ısı artışlarının neden olduğu kuruma ve büzülme, sıkıştırılmış şiltelerde çatlakların oluşumuna neden olur. Çatlaklar sızıntı suyu için tercihli akış kanallarının oluşmasına neden olurken aynı zamanda çatlak uçlarında gerilim konsantrasyonları oluşmasına da neden olurlar [2]. Yeterli bentonit miktarı kullanılarak oluşturulan karışım, suyu emip şişerken, suya doymun halde boşlukların tamamen dolmasına, aynı zamanda sıcak mevsimde kururken de çatlakların oluşmasına karşı daha duraylı olmasına neden olur [3]. Dolayısıyla, granüler malzeme dayanım ve stabiliteyi artırırken, ince taneler de boşlukların doldurulması ve hidrolik iletkenliğin azalmasına neden olur.

Katı atık depolama şilteleri iklimsel etkilerden kaynaklanan çekme kuvvetlerine maruz kalırlar. Direk çekme deneyi genelde daha doğru sonuçlar verdiği düşünülerek tercih edilir. Ancak bu çalışmada, özellikle numuneyi tutan çenelerden dolayı uçlarda oluşan ikincil gerilmelerin sonuçları etkilediği [4-5] ve tekrarlanabilir sonuçlar elde edilemediği için bu yöntem tercih edilmemiştir. Bazı araştırmacılar tarafından sıkıştırılmış zemin katmanların çekme karakteristiğinin çalışılmasının önemi vurgulanmıştır. Leonards ve Narain (1963) toprak dolgu barajların çatlama davranışlarını prizmatik bir numune ile çalışmışlardır [6]. Conlon (1966) direk yumuşak silt üzerine, kırılmanın bu bölgede olmasını sağlamak için, numunenin ortasını incelterek direk çekme deneyi uygulamıştır [7]. Çekme dayanımının kohezyonlu şevler üzerindeki etkisini inceleyen Spencer (1968) ve Suklje (1969) kritik durum ve çekme ana streslerinin şevlerin üst kısmında oluştuğunu gözlemlemişlerdir [8-9]. George (1970) ve Sih ve Fang (1972) kırılma mekaniği teorisini yol malzemelerinin çekme ve çatlama karakteristiklerini değerlendirmede kullandılar [10-11].

Ek bir malzeme olarak kum-bentonit karışımlarında kullanılan az miktarda çimento katkı, dayanımı artırır ve hidrolik iletkenlik ve çatlak oluşma potansiyelini azaltır [12-16]. Bir hafta kür esnasında çimento hidrasyonundan kaynaklanan uzun tobermorit benzeri jel oluşumlar (CSH) 28 gün içerisinde zemin taneciklerini bağlayarak homojen bir yapı oluşmasına neden olur. Çimentolanmış yapı mekanik davranışı da etkileyerek, direnç ve dayanıklılığı artırır. Hidrasyon sürekli düşen bir hızda uzun bir zaman sürecinde devam eder [17]. Çimentonun stabilize gücü zeminin türü, çimento miktarı, kompaksiyon esnasında numune içerisindeki su muhtevası ve kompaksiyon sonucu elde edilen kuru birim hacim ağırlığına bağlıdır [18]. Çimentonun hidrasyonunun ilk aşamadaki reaksiyonları esnasında oluşan kalsiyum iyonları ve dolayısıyla kation değişimi çimento katkılı numunenin plastisitesinin azalmasına neden olur. Çimento katkının diğer önemli sonucu da zemin taneleri arasında bağ oluşturmasıdır. Bu çalışmada, kum-bentonit (SB) ve kum-bentonit-çimento (SBC) karışımlarının dayanım özellikleri serbest basınç ve eğilme deneyleri ile irdelenmiştir. Serbest basınç deneyi, çimento katkının dayanıma etkisinin gözlemlenebilmesi ve ayrıca çekme ve eğilme dayanımları ile de ilişkilendirilebilmesi için uygulanmış ve sonuçların literatürdeki çalışmalarla uyumu tesbit edilmiştir [12-15, 19]. Zamanın etkisini çalışmak amacıyla serbest

basınç numuneleri 1, 7, 28, 90 gün, yarmada çekme dayanımı numuneleri 28 gün, eğilme dayanımı numuneleri ise 365 gün küre tabi tutulmuştur.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Çalışmada kullanılan kum Gazimağusa sahilinden alınmış olup üniformite katsayısı, $C_u=1.53$, derecelenme katsayısı, $C_c=0.99$, efektif çap, $D_{10}=0.14$ ve ortalama çap, $D_{50}=0.20$. Birincil katkı malzemesi olan bentonit Karakaya Bentonite Inc., Türkiye’den elde edilmiştir. Karışımlar mekanik mikserle karıştırılarak, 24 saat bekletme süresinden sonra optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlığı standard Proctor deneyi ile tesbit edilmiştir. Çimento katkılı karışımlara çimento kompaksiyon deneyine başlarken eklenip, hidrasyon başlamadan kompaksiyon uygulanmıştır. Eğilme deneyi için gerekli prizma boyutu $4 \times 4 \times 16$ cm olduğundan benzer numuneler hazırlanabilmesi için serbest basınç ve eğilme deneyi numuneleri standard Proctor’dan elde edilen parametrelerde statik kompaksiyon ile hazırlanmıştır. Eğilme dayanımı deney numunesi Şekil 2’de görülen kalıbın içerisine basıncın tüm yüzeye uniform dağılabilmesi için, dikdörtgen kesitli bir pistonun yardımı ile statik kompaksiyon ile sıkıştırılır. Kalıp dört metal köşenin birbirine bağlantısıyla oluşup, kolayca çözülebildiği için sıkışmış numune düzgün bir şekilde çıkarılabilir.

Eğilme deneyi için hazırlanan $16 \times 4 \times 4$ cm boyutlarındaki prizma numune, ASTM C 348-08 standardına uyularak aralığı 10 cm olan iki destek üzerinde olacak şekilde yüklenir. Eğilme dayanımı Denklem 1 kullanılarak bulunur.

$$f = 1.5 \frac{Fl}{bd^2} \quad (1)$$

f uygulanan kuvvet, l iki destek arası mesafesi, b numune genişliği ve d yüksekliktir. Şekil 2 deney düzeneğini ve kırılan numuneyi göstermektedir.



Şekil 1. Eğilme Deneyi Prizma Numune Hazırlama Kalıbı Detayları ve Deney Düzeneği

Yarmada çekme dayanımı (Brazilian test) malzemelerin çekme dayanımını indirek bir yaklaşımla bulmada kullanılır. Deney prosedürüne göre silindirik numuneler basınç altında kırılırken, kırılma anındaki gerilim Denklem 2 ile hesaplanır.

$$\delta_t = \frac{2P}{\pi ld} \quad (2)$$

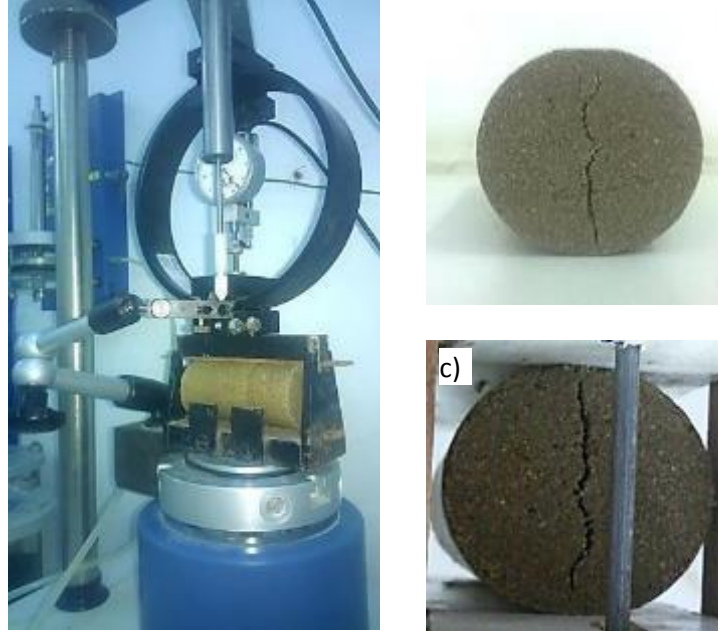
δ_t yarmada çekme dayanımı, P uygulanan maksimum yük, l ve d sıkışmış numunenin uzunluğu ve çapıdır.

Bu bağıntı beton gibi kırılğan malzeme için tasarlanmıştır. Frydman [20] Denklem 3'deki şekillendirme faktörünü çekme dayanımı ile çarparak basınç altında numunenin yüzeyinde kırılmadan önce oluşan plastik deformasyonun da hesaba katılmasını sağlamıştır.

$$g(x) = -\frac{D}{2a} \left\{ 2f - \sin 2f - \frac{2y_1}{D} \log \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{f}{2} \right) \right\} \quad (3)$$

$f = a/y$, "a" basınç altında deforme olan alanın genişliğinin yarısı ve "y" ise kırılma anındaki iki parçanın arasındaki mesafenin yarısıdır.

Yarmada çekme dayanımı deneyi için optimum su muhtevası katılan karışımlar standard Proctor kalıbı içerisinde statik kompaksiyon yöntemiyle sıkıştırılır. ASTM D3967-08 standard yöntemine uygulanan çekme deneyi, 5 cm çap ve 10 cm boyda numunelerin şekil 2'de görüldüğü gibi yatay yerleştirilerek gerçekleştirilir. Yatay yüzeye yerleştirilen ince metal bir yüzeyin yüklenmesiyle ve yük-deformasyon ölçümlerini monitor ederek gerçekleştirilir.

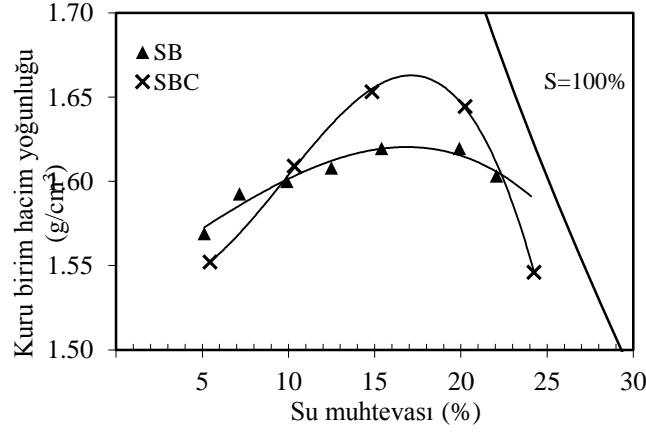


Şekil 2. Yarmada Çekme Deney Düzenegi ve Kırılan Numuneler

3. DENEYSEL SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

3.1. Kompaksiyon Deneyi

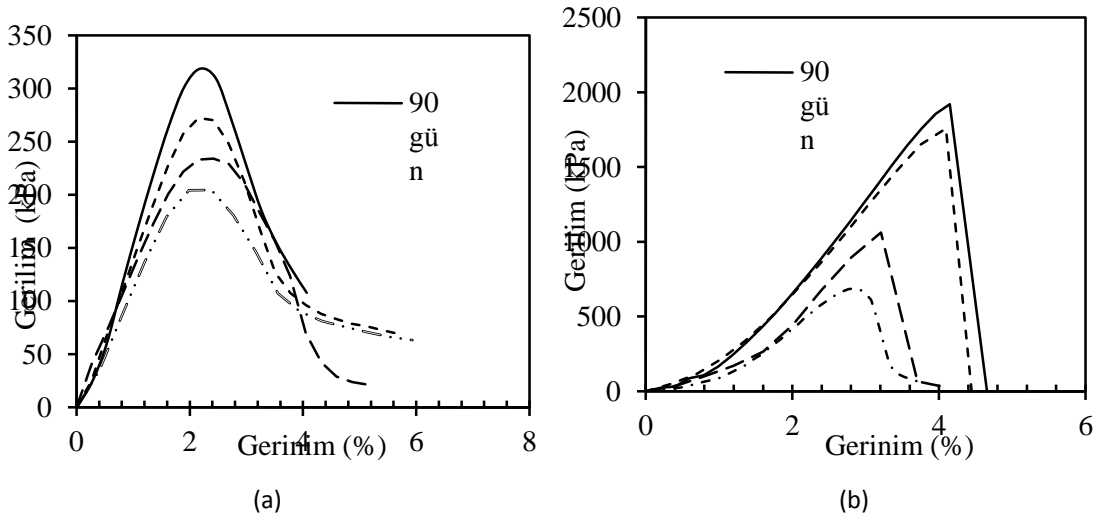
Şekil 3’de görüleceği gibi SB numunesi için kompaksiyon eğrisi SBC numunesinin eğrisinden daha yatıktır, bu da su muhtevasının kuru birim hacim yoğunluğuna pek etkisi olmadığını gösterir. Optimum su muhtevasında bentonitin ince taneleri kum taneleri arasındaki boşlukları doldurarak bir lubrikant görevi yapar. Bu homojen yapı daha iyi kompakte olarak daha yüksek bir kuru birim hacim yoğunluğuna ulaşır. Ancak çimento katkısıyla, çimentonun daha yüksek özgül ağırlığı olmasından dolayı maksimum kuru birim hacim yoğunluğunda kayda değer bir yükseliş gözlemlenir. Dolayısıyla SBC karışımı su muhtevası değişimine daha hassastır, küçük su muhtevası değişimlerinde kuru birim hacim yoğunluğu belirgin değişimler gösterir. Maksimum kuru birim hacim yoğunluğu SB için 1.624 g/cm^3 ve SBC için 1.663 g/cm^3 olarak tesbit edilmiştir. Ayrıca her iki karışım için optimum su muhtevası %17’dir.



Şekil 3. Kompaksiyon Deney Sonuçları

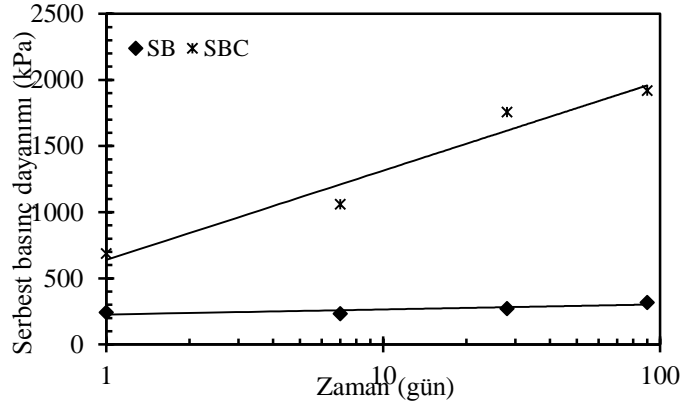
3.2. Serbest Basınç Deneyi

Serbest basınç deney sonuçları Şekil 4’de görüldüğü gibi aksel gerilme-gerinim eğrisi olarak sunulmuştur. SB eğrisi sünek bir davranış gösterirken, kırılğan bir davranış gösteren SBC numunelerinde ise, tüm kür zamanlarında kırılma anında diyagonal çatlaklar oluşur.



Şekil 4. Serbest Basınç Denei Sonuçları (a) Kum-Bentonit, (b) Kum-Bentonit-Çimento

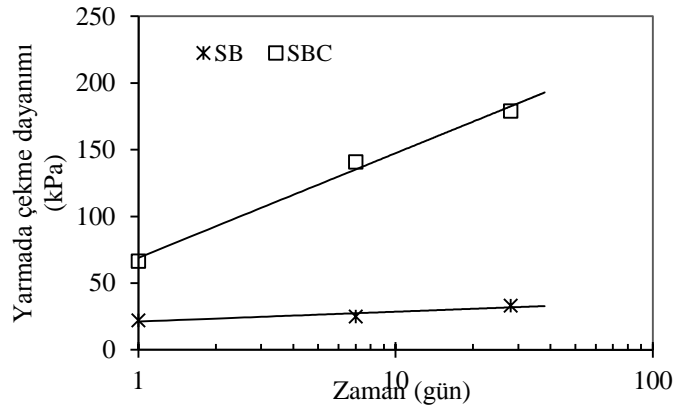
Çimento katkıli numunelerin basınç dayanımı, kür zamanı arttıkça, katkısiz numunelerin dayanımından çok daha fazla bir artış göstermiştir. Kum-bentonit karışımına eklenen %5 çimento katkısiyle dayanım 1 günde 3 kat artarken, 90 günde bu artış 6 katına ulaşır. Dayanım artışı çimentonun hidrasyonu devam ettikçe sürerken, artış hızının 28 gün sonra azaldığı gözlemlenir. Dolayısıyla, 90 günde kazanılan dayanım, 28 günlük dayanımdan çok az farklıdır. Bu gözlemler, Verastegui Flores et al. (2010), ve Cokca and Yilmaz (2004)'ın bulgularıyla uyum içindedir [14, 21]. Dayanım artışına neden olan hidrasyon sürecinin erken sonlanmaması için gerekli olan nemin kür esnasında ortamda bulunması sağlanmalıdır [22]. Nem kaybını önleyebilmek için, bu çalışmada numuneler selofan ile sarılıp desikatörde korunmuştur. Bir gün bekletmeden sonra kırılan numuneler sünek davranırken, bir haftadan sonra numuneler sertleştiğçe, kırılğan beton davranışı göstermektedirler. Şekil 5 SB ve SBC numunelerinin zamana bağlı serbest basınç dayanımlarındaki artışı gösterir. SB numunelerinde 90 gün içerisinde kayda değer bir artış gözlemlenmezken, SBC numunelerinin dayanımı, çimento katkısinin etkisiyle önemli bir artış gösterir.



Şekil 5. Serbest Basınç Dayanımı-Kür Zamanı İlişkisi

3.3. Yarmada Çekme Deneyi

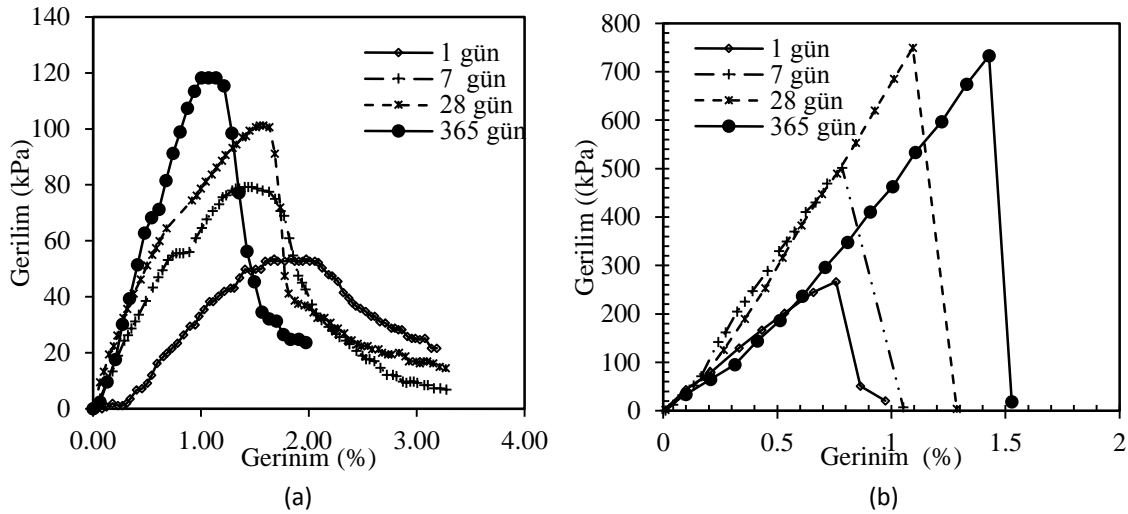
Birçok araştırmada kullanılan yarmada çekme deneyi (Brazilian) pratik bir indirek çekme dayanımı deneyidir [13, 21, 24-26]. Şekil 6 bu çalışmadaki SB ve SBC numuneleri için çekme dayanımı-kür zamanı ilişkisini gösterir. Şekilde görüleceği gibi, kum-bentonit karışımı için çekme dayanımı 28 günde 1.5 katı artarken, çimento katkıli karışım için artış 3 kattır. Dolayısıyla çimento katkısinin çekme dayanımını önemli bir miktar artırdığı gözlemlenir.



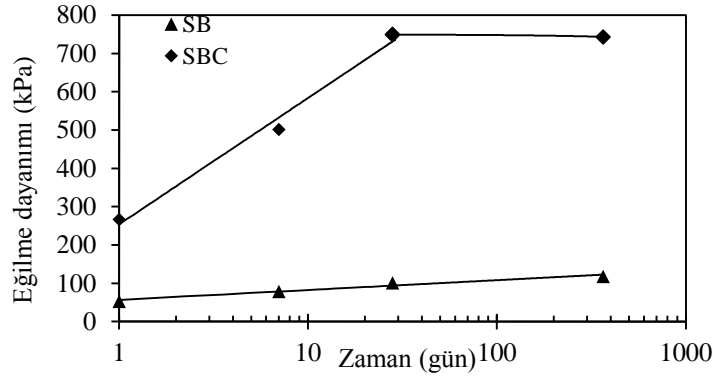
Şekil 6. Yarmada Çekme Dayanımı ve Zaman İlişkisi

3.4. Eğilme Deneyi

Deney sonuçları Şekil 7’de görüleceği gibi, SB ve SBC numuneleri için gerilim-gerinim eğrileri olarak 1, 7, 28 ve 365 gün kür zamanlarında elde edilmiştir. SB numuneleri maksimum ve rezidüel dayanım değerlerinde sünek bir davranış gösterirken, SBC numuneleri için eğilme deneyi, maksimum dayanım değerine kadar doğrusal bir gerilme-gerinim artışı gösterip keskin bir kırılmayla sonlanır. Şekil 8 eğilme dayanımının zamana bağlı olarak arttığını, bu artışın SB için doğrusal, ancak az bir artış gösterirken, SBC için ise 28 günden sonra 365 güne kadar neredeyse sabit bir değerde kaldığını gösterir. Her iki numunede de zamana bağlı dayanım 365 günde 1 günlük dayanımın 3 katına ulaşır.



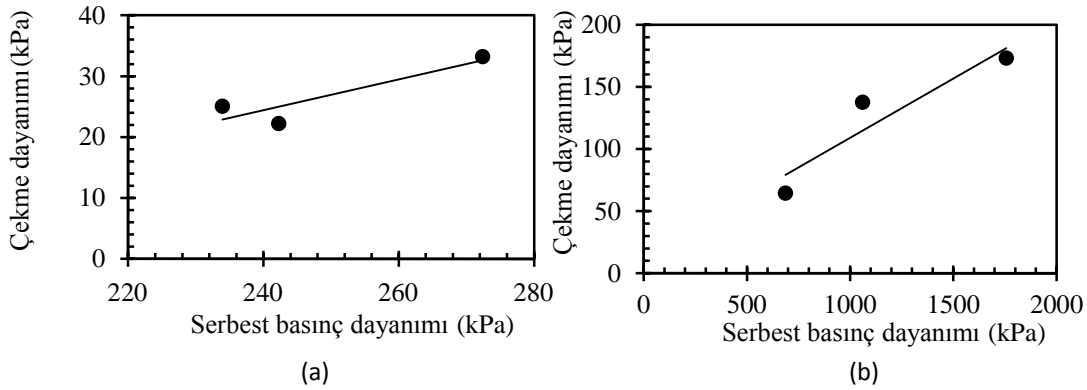
Şekil 7. (a) Kum-Bentonit ve (b) Kum-Bentonit-Çimento Karışımlarının Eğilme Gerilimi-Gerinim İlişkisi



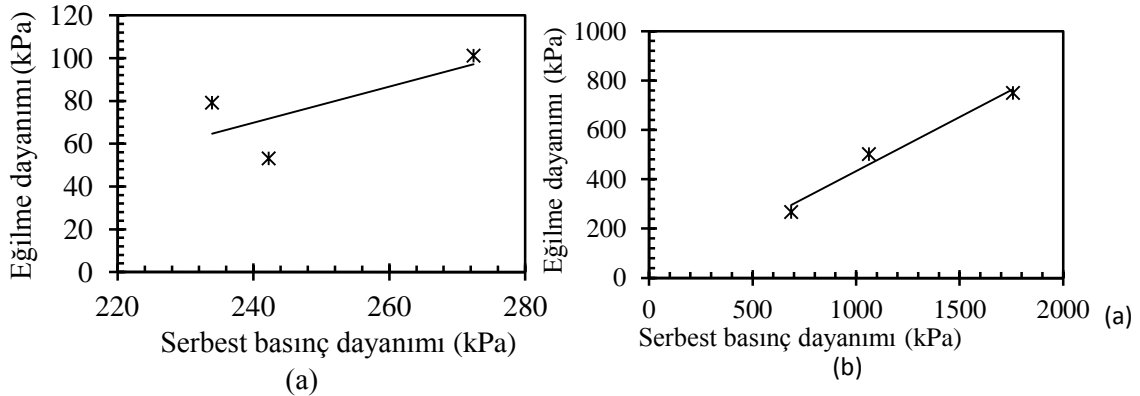
Şekil 8. Eğilme Dayanımı-Zaman İlişkisi

3.5. Dayanım ilişkilendirmesi ve modüller

Şekil 9’da yarmada çekme dayanımı ve serbest basınç ilişkisinde görüleceği gibi her iki karışım için de serbest basınç dayanımının çekme dayanımından yüksek olduğudur. Şekil 10 eğilme ve basınç dayanımı arasındaki ilişkiyi gösterir. Her iki numune için de eğilme dayanımı basınç dayanımının % 30’u kadardır. Literatüre göre çimento katkılı numunelerin eğilme dayanımı basınç dayanımının %20-25’i kadardır [5, 22]. Dolayısıyla, bu araştırma bulguları önceki çalışmalarla uyum içerisindedir.



Şekil 9. (a) SB ve (b) SBC Numuneleri İçin Yarmada Çekme Dayanımı ve Serbest Basınç Davanımı İlişkisi



Şekil 10. (a) Kum-Bentonit, (b) Kum-Bentonit-Çimento Karışımları İçin Eğilme Dayanımı ve Serbest Basınç İlişkisi.

Sonuç olarak eğilme dayanımının serbest basınç dayanımının %30'u iken yarmada çekme dayanımı da serbest basınç dayanımının %10'u kadardır. Literatüre göre ise, eğilme dayanımı serbest basınç dayanımının %20-25'i, yarmada çekme dayanımı ise %10-15'i kadardır [5, 23]. Dolayısıyla, bu çalışmanın bulguları literatürle oldukça uyumludur.

4. SONUÇ

Bu çalışmada serbest basınç dayanımı, indirek bir çekme deneyi olan yarmada çekme dayanımı ve eğilme dayanımı kum-bentonit ve kum-bentonit-çimento karışımları üzerinde çalışılmıştır. Katı atık depolama sistemlerinin şilte malzemesi olarak kullanılacak kum-bentonit karışımının %5 çimento katkısıyla dayanımının önemli bir miktarda arttığı ve bu malzemenin böyle bir uygulamada kullanılmasının önemli bir katkı yapacağı gözlemlenmiştir. Kum-bentonit karışımı çimentosuz ve çimentolu halde serbest basınç dayanımında 90 günde maksimum değerine ulaşırken, ancak bunun % 90'ını 28 günde kazanır. Kum-bentonit numunelerinin 90 günde ulaştığı dayanım ilk günkü dayanımın %30 fazlasıyken kum-bentonit-çimento karışımının 90 gündeki dayanımı ilk günkü dayanımın 3 katıdır. Kum-bentonitin kırılma anındaki gerinimi kür zamanı ile azalırken, 28 günde sabitlenir. Kırılma anındaki gerinim SB numuneler için kür zamanına bağlı olarak azalır ve 28 günde sabitlenir. SBC numunelerinin kırılma anındaki gerinimi ise kür zamanına bağlı olarak artar ve 28 günde % 50 artış gösterir. Dolayısıyla, SB numuneleri kürle daha kırılğan duruma gelirken, SBC ise zamanla süneklik kazanır. Yarmada çekme davranışına gelince, 28 günde 1.5 katı ve SBC için 3 katına kadar artış gösterir. Eğilme dayanımı ise zamana bağlı olarak SB için 2 kat, SBC içinse 3 kat artış gösterir. Kırılma anındaki gerinim de serbest basınç davranışına benzer davranış sergiler. Bu sonuçlar, sadece %5 çimento kullanımıyla daha duraylı bir katı atık şilte malzemesi elde edilebileceğini göstermektedir. Yarı kurak iklimlerde çimento katkının, iklimsel faktörlerden kaynaklanan hacimsel değişimin ve hidrolik iletkenlik üzerindeki etkisi bu araştırmanın başka bir aşamasında ele alınmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] Montanez, J.E.C., (2002), Suction and Volume Changes of Compacted Sand-Bentonite Mixtures. PhD thesis, University of London, Imperial College of Science, London, England
- [2] Vesga, L. F., "Direct Tensile-Shear Test (DTS) in Unsaturated Kaolinite Clay", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 32, No. 5, 2009.
- [3] Stewart, D.I., Studds, P.G. & Cousens, T. W., "The Factors Controlling the Engineering Properties of Bentonite-Enhanced Sand", *Applied Clay Science*, 23(1-4), pp. 97-110, 2003.
- [4] Hudson, W. R, Kennedy, T. W., (1968), An Indirect Tensile Test for Stabilized Materials, conducted for The Texas Highway Department in cooperation with the U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration Bureau of Public Roads.
- [5] Arellano, D. & Thompson, M. R. (1998), Stabilized Base Properties (Strength, Modulus, Fatigue) for Mechanistic-based Airport Pavement Design, Final Rep., COE Rep. No. 4, Center of Excellence for Airport Pavement Research, Univ. of Illinois, Urbana, IL.

- [6] Leonards, G. A., & Narain, J., "Flexibility of Clay and Cracking of Earth Dams", American Society of Civil Engineers Proceedings, Soil Mechanics and Foundations Division Journal, Vol. 89, No. SM2, pp. 47-98, 1963.
- [7] Conlon, R.T., "Landslide on the Roulmstone River", Quebec. Can. Geotech. J., 3(3), pp. 113-144, 1966.
- [8] Spencer, E., "Effect of Tension of Stability of Embankment", J. Soil Mech. and Found. Div., 94(5), pp. 1159-1173, 1968.
- [9] Suklje, L., "Rheological Aspects of Soil Mechanics", Wiley-Interscience, London, pp. 456-473, 1969.
- [10] George, K. P., "Theory of Brittle Fracture Applied to Soil Cement", J. Soil Mech. and Found. Div., 96(3), 991-1010, 1970.
- [11] Sih, G. & Fang, H. Y., Fracture Toughness Values of Highway Pavement Materials, Institute of Fracture and Solid Mechanics, Lehigh University, 1972.
- [12] Consoli, N. C., Arcari Bassani, M. A. and Festugato, L., "Effect of Fiber-Reinforcement on the Strength of Cemented Soils", Geotextiles and Geomembranes, 28(4), pp. 344-351, 2010.
- [13] Consoli, N., de Moraes, R., & Festugato, L., "Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Fiber-Reinforced Cemented Soil". Journal of Materials in Civil Engineering., 25(10), pp.1568–1573, 2013.
- [14] Verastegui Flores, R.D., Di Emidio, G. and van Impe, W. F., "Small-Strain Shear Modulus and Strength Increase of Cement-Treated Clay". 33 (1), 2010
- [15] Kvennas, M., Sparrevik, M. & Grim, R. S., "Effects of Amendment Materials on Cement-Solidified Contaminated Marine Sediments, Mechanical Stability and Leaching of Heavy Metals", Journal of ASTM International, Vol. 6, No. 4, 2009.
- [16] Maher, M. H. & Ho, Y. C., "Behavior of Fiber-reinforced Cemented Sand under Static and Cyclic Loads". Geotech. Test. J., 16, pp. 330–338, 1993.
- [17] Mitchell, J. K. & El Jack, S. A., "The Fabric of Soil-Cement and Its Formation, Clays and Clay Minerals", 14, pp. 297-305, 1996.
- [18] Grubbs, E. C., (1965), A Preliminary Study of Soil Stabilization Procedures, Arkansas State Highway Department Division of Planning and Research in cooperation with U. S. Department of Commerce Bureau of Public Roads.
- [19] Consoli, N. C., Rosa, D. A., Cruz, R. C. and Rosa, A. D., "Water Content, Porosity and Cement Content as Parameters Controlling Strength Of Artificially Cemented Silty Soil", Engineering Geology, 122(3–4), pp. 328-333, 2011.
- [20] Frydman, S., (1964). The Applicability of the Brazilian (Indirect Tension) Test to Soils. Aust. J. Appl. Sci., 15, 335-343.
- [21] Cokca, E. & Yilmaz, Z., "Use of Rubber and Bentonite Added Fly Ash as A Liner Material". J. Waste Manag. V. 24(2), pp. 153-64, 2004.
- [22] Neville, A. M. (1995), Properties of Concrete, 4/e, Pearson Education, Harlow, pp. 322-324.
- [23] Koliass, S., Kasselouri-Rigopoulou, V. & Karahalios, A., "Stabilisation of Clayey Soils with high calcium fly Ash and Cement". Cement and Concrete Composites, 27, pp. 301-313, 2005.
- [24] Błażejczak, D., Horn, R. & Pytko, J., "Soil Tensile Strength as Affected by Time, Water Content and Bulk Density", International Agrophysics, Institute of Agrophysics Polish Academy of Sciences Lublin, Poland, 9, 3, 1995.
- [25] Hannawi, K., Prince, W., and Bernard, S., (2013). Strain Capacity and Cracking Resistance Improvement in Mortars by Adding Plastic Particles. J. Mater. Civ. Eng., 25(11), 1602–1610.

- [26] Sobhan, K. & Mashnad, M. (2002). Tensile Strength and Toughness of Soil–Cement–Fly-Ash Composite Reinforced with Recycled High-Density Polyethylene Strips. *J. Mater. Civ. Eng.*, 14(2), pp. 177–184.



Derin Kazı ve İksa Yöntemleri

YAPAY ZEMİN DONDURMA YÖNTEMİ İLE ÖRNEK MODELLEME ÇALIŞMASI

A MODELLING STUDY WITH ARTIFICIAL GROUND FREEZING METHOD

Burak EVİRGEN¹

Mustafa TUNCAN²

Ahmet TUNCAN³

ABSTRACT

Artificial ground freezing method is evaluated as a new generation soil supporting system based on the freezing of water located in the soil pores and grains. Besides of using particularly in the design of bracing and tunnel supporting systems in high water content of soil, it is preferred within the elimination of liquefaction potential, impermeability procurement, shaft opening and soil stabilization applications. Main literature studies about this subject focus on the tunnel applications at the site and analytical modelling, as well. However, there are not many scaled soil freezing studies at laboratories. In this study, advantages, disadvantages, application areas and working temperature, design and applicability of artificial ground freezing system were evaluated with using special experimental soil freezing model within the aim of availability on circulating liquid and soil type parameters. The scaled excavation study was realized after freezing with monoethylene glycol circulation during 20 hours at -10 C°. Results including temperature changes and frozen wall formations with two different types of soil such as clay and silt are presented.

Keywords: Monoethylene glicol, deep excavation, bracing, bearing capacity, artificial ground freezing.

ÖZET

Yeni nesil zemin destekleme sistemi olarak değerlendirilen yapay zemin dondurma yöntemi, zemin boşlukları ve daneler içerisindeki suyun dondurulması esasına dayanmaktadır. Özellikle doğal su muhtevası yüksek olan zeminlerde iksa ve tünel destekleme sistemi tasarımında kullanımının yanı sıra sıvılaştırma potansiyelinin giderilmesi, geçirimsizliğin sağlanması, shaft açılması ve zemin stabilizasyonu gibi uygulamalarda da tercih edilmektedir. Konu üzerine yapılan çalışmalarda genellikle arazideki tünel uygulamaları veya analitik modellemelere odaklanılmaktadır. Fakat, laboratuvarında ölçekli zemin dondurma çalışmalarına pek rastlanılmamaktadır. Bu çalışmada, özel olarak tasarlanan deneysel zemin dondurma modeli kullanılarak yapay zemin dondurma yönteminin olumlu ve olumsuz yönleri, uygulama alanları, çalışma sıcaklığı, sistem tasarımı, dondurucu akışkan ile zemin

¹ Araş. Gör., Anadolu Üniversitesi, burakevirgen@anadolu.edu.tr

² Prof. Dr., Anadolu Üniversitesi, mtuncan@anadolu.edu.tr

³ Prof. Dr., Anadolu Üniversitesi, atuncan@anadolu.edu.tr

tiplerine göre uygulanabilirliği üzerine değerlendirmelerde bulunulmuştur. Monoetilen glikol sirkülasyonu ile 20 saat -10 °C'de dondurma sağlanmış olup ölçekli kazı çalışması yapılmıştır. Kil ve silt iki farklı tip zemindeki sıcaklık değişimi ve donmuş duvar oluşumlarını içeren sonuçlar sunulmuştur.

Anahtar kelimeler: Monoetilen glikol, derin kazı, kazı destekleme, taşıma kapasitesi, yapay zemin dondurma.

1. GİRİŞ

Özellikleri birçok parametreye göre değişiklik gösteren ve heterojen yapıya sahip zemin; temel olarak hava, su ve danelerden oluşmaktadır. Bu fazların etkileşimi zeminin özelliklerini meydana getirmektedir. Aşırı yük veya dinamik etki altında danelerin yapısı ve diziliminde değişiklikler görülmektedir. Aynı zamanda zemin yapısı içerisinde mevcut olan su, zemin danelerinin birbirleri ile olan etkileşimini azaltarak taşıma kapasitesi bakımından olumsuz rol oynamaktadır. Zemin içerisindeki su fazının dondurularak ilk duruma göre oldukça homojen ve stabil, beton benzeri bir yapı elde edilmesi zemin dondurma felsefesinin temelini oluşturmaktadır. Donma işleminden sonra buz, çimento gibi bağlayıcı rol oynamaktadır. Fakat dane mukavemeti ve dizilimi, su miktarı, çatlaklar gibi fiziksel etkiler mühendislik parametrelerini değiştirmektedir.

Avrupa ve Amerika'nın özellikle kıyı kesimleri ile Çin ve Japonya'da soğutucu akışkanlar kullanılarak sahada zemin dondurma metodu (AGF) uygulanmaktadır. Kaydedilen ilk AGF uygulaması 1862 yılında Güney Wales'ta Swansea kenarındaki maden shaftı projesinde görülmüştür [1]. Metot, su muhtevasının yüksek olduğu zeminlerde, uygun boyut ve aralıkla dondurucu boruların zemine yerleştirilmesi ve bu borulardan dondurucu akışkan geçirilmesi ile gerçekleştirilir. Bu sayede donan bölümlerde buzdan duvar elde edilmiş olur. Taşıma kapasitesinin artırılması, geçirimsizliğin sağlanması, sıvılaşma potansiyelinin giderilmesinde kullanılmaktadır. Ancak, dondurma işlemi süresince donma kabarması, hacimsel genleşme gibi deformasyonu etkileyen faktörler olduğu gibi; çevre sıcaklığı, çalışma sıcaklığı, beton hidrasyon ısısı, sistemdeki kaçaklar gibi donmayı etkileyen ciddi faktörler de bulunmaktadır. Ayrıca gerekli önlemler alınmadığında çözülme sürecinde de yüzeyde oturmaya sebep olmaktadır. Bu yüzden etkilerinin ayrıntılı olarak incelenmesi gerekmektedir.

2. LİTERATÜR TARAMASI

Literatürde; donma sırasındaki ısı parametreleri ve geoteknik parametrelerin değişimini içeren deneysel ve analitik modeller ile saha uygulamaları ile yapılan karşılaştırmalar mevcuttur. Duan ve Naterer [2] tarafından yapılan çalışmada derin temeller için efektif ısı koruma teknikleri sunulmuştur. Isı farkının zeminde oluşturduğu değişiklikleri göstermek için metal çubuklar ile ısı iletimi incelenmiştir. Çalışmada zemin yüzeyi yalıtımının zemin ve atmosfer arasındaki ısı transferini düşürerek, derin temellerde donma ve çözülme çevrimlerini tersine çevirdiği görülmüştür. Ancak, zemin yüzeyindeki yalıtım metal çubuktaki ısı etkileri engelleyememektedir. Çalışmada zemin soğutma tekniklerinin ısı koruma amaçlı kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

Li ve diğerleri [3] tarafından yapılan çalışmada Guangzhou'da yapay zemin dondurma ile inşa edilen çift hatlı metro tüneli örnek alınmıştır. Isıl ve mekanik analiz için sayısal model

önerilmiştir. Bu model ile 60, 50, 40 ve 30 günlük zemin ön dondurma süreleri için yüzey oturması hesaplanmış ve en fazla oturma kabul edilebilir sınır olan 30 mm'den az bulunmuştur. Bu yüzden en düşük ön dondurma süresi seçilmiştir. Dondurucu akışkan olan "brine" (genellikle sodyum klorür çözeltisi) -24 °C ile -30 °C arasında soğutulmuştur. 0 °C'den düşük zemin duvar kalınlığı yaklaşık 2.44 m olarak gözlenmiştir. Kazı sınırındaki sıcaklığın 2 °C ile -4.5 °C arasında değiştiği belirtilmiştir. Kazı sırasındaki ısı değişimleri ve hidratasyon ısı da göz önüne alındığında 0 °C'de kalan dondurucu boruların aralıkları yaklaşık 0.43 m olarak seçilmiştir. Böylece zemin kazı esnasında donmuş kalabilmektedir. Maksimum gerilme 1.07 MPa olmasına rağmen, duvarın 30 günlük basınç mukavemeti 2.42 MPa olduğundan donmuş duvarda zarar gözlenmemiştir. Maksimum yüzey oturması 29.6mm olarak elde edilmiştir.

Yang ve diğerleri [4] tarafından yapılan çalışmada zemin dondurma kullanılarak yeraltında oluşturulan galerinin kazı problemleri, önerilen modelle incelenmiştir. Saha ölçümleriyle sayısal yaklaşımlar karşılaştırılmıştır. Tünel üzerindeki zemin kalınlığı, donmuş duvar kalınlığı, kazı yarıçapı ve tuz çözeltisi sıcaklığının donma kabarmasına etkisi incelenmiştir. Projede tünel merkezinin kotu 1713 m, tünel altı derinliği 18.75 m ve donmuş duvar derinliği 21.17 m olarak görülmektedir. Projede 1.6m donmuş duvar kalınlığı, -22 °C ile -24 °C arasında çözelti dönüş sıcaklığı ve 55 dondurucu boru kullanılarak, boru tasarım aralığı 0.60m - 0.84 m seçilmiş olup 92 günlük inşaat süresinde 32 gün ön dondurma ve 35 gün dondurma koruma süresi uygulanmıştır. Tünelin üst kısmındaki zemin kalınlığı arttıkça kısıtlamalar artacağından deplasman miktarları azalmaktadır. Örtü basıncının düşmesi ile donmamış zemin potansiyeli artmakta ve donmuş zemine su kaçışları meydana gelmektedir. Donma kabarmasındaki en etkili parametrenin örtü zemin kalınlığı olduğu belirtilmiştir. Maksimum donma kabarması kazı çapı değeri ile hemen hemen doğrusaldır. Çözelti (brine) sıcaklığı deplasman konusunda önemli etkiye sahip olup çalışmada kritik sıcaklığın maksimum oturma değeri olan yaklaşık -17 °C'de görüldüğü bildirilmiştir.

Eslami-nejad ve Bernier [5] tarafından yapılan çalışmada ise alternatif güneş enerjili ısıl enjeksiyon metodu önerilmiştir. Metotta tek delikte çift U tipi bağımsız borulama sistemi ile dolaşım sağlanmaktadır. Borulama sistemi doygun kum ile çevrelenmiş sondaj kuyusunda yapılmıştır. Dolaşımın birisi ısı pompasına diğeri ise termal güneş paneline bağlanmıştır. Bazı durumlarda doygun kum donabilmekte ve güneş enerjisi ile bağlantı kurulduğunda ise tekrar erimektedir. Çalışmada bu davranışın boru boyunun kısaltılmasına etkisi araştırılmaktadır. Zemin modelini doğrulamak için veri toplama sistemi, sabit sıcaklığa sahip banyo ve kum dolu silindiri içeren deney düzeneği kurulmuştur. Kapalı borulama sistemi kullanılarak su / etilen glikol (%50) karışımı 22 mm çapındaki bakır iç tüpe alt kısımdan basılmıştır. İç tüp ısı -20 °C ile 50 °C arasında değişmektedir. Doygun kumda donma durumu incelenirken zemin, iç tüp çevresinden itibaren ilk 3.5 saat -20 °C'de tutulmuştur. Merkezden 25, 35 ve 75 mm uzaklıkta ölçümler alınmıştır. Sonuçlar doygun kum çevresindeki donmuş silindirin, delik çevresi duvar sıcaklığını pik sıcaklık durumlarında birkaç gün 0 °C çevresinde tutabildiğini göstermektedir. Delik çevresinde özgün donma miktarı 3 - 4 cm kalınlığında elde edilmiştir.

Akyurt ve diğerlerinin [6] buz - su sistemlerinde donma felsefesinin araştırdığı çalışmada, katılma ve erime karakteristikleri incelenmiştir. Su, doğada ölçüm basıncının 0 bar olduğu durumda 0 °C civarında buza dönüşmektedir. Fakat basınç 600 bar civarına çıkarsa normal duruma göre yüksek basınç olarak adlandırılabilir bu değerde yaklaşık -4 °C'de donmanın gerçekleştiği görülebilir. Çalışmalar sonucunda çatlak oluşması istenen hatlarda delikler açılıp suyla doldurularak, dondurucu havalarda buz oluşumu sırasındaki genişleme kullanılıp dinamite ihtiyaç duymaksızın kayaları parçalamak için kullanılacağı belirtilmiştir. Ayrıca dondurucu akışkan olarak da sıvı nitrojen ve CO₂ kullanılacağı

bildirilmiştir. Zemin dondurma, madencilik ve inşaat mühendisliğinde kuşkusuz en ekonomik ve güvenilir yöntem olarak derin kazılarda geçici destek ve yeraltı suyunu kesmek için tercih edilmektedir. Yeraltı su rejiminde kirlilik ve değişime yol açmadan akifer kaynaklarında sürekli pompalama ihtiyacını gidermektedir.

Wu ve diğerleri [7] tarafından yapılan çalışmada aylık zemin yüzeyi sıcaklıklarına bağlı olarak yıllık donma çözülme indeksi değerleri hesaplanmıştır. 1987 ve 2005 yılları arasında Moğolistan'ın Sibiryaya permafrost bölgesi sınırında yer alan 20 adet meteorolojik istasyonda gözlenen yüzey verileri kullanılmıştır. İklim bilimi terminolojisinde hava ve yüzey donma çözülme indeksleri olmak üzere iki çeşit donma çözülme indeksi bulunmaktadır. Yüzey donma çözülme indekslerini doğrulamak için zemine ısı sensörleri ve termistörler (ısı direnç) yerleştirilmiştir. Son 19 yılda yıllık yüzey çözülme indeksi ciddi ölçüde artmıştır (29 °C gün / yıl). Bu artış miktarı aktif tabaka kalınlığının artması ve permafrost dağılımının değişmesi ile görülmektedir.

Li ve diğerleri [8] tarafından yapılan çalışmada doygun olmayan donmuş zeminde hava fazı; atmosfere açık (açık gözenekli numune) ve atmosfere kapalı - izole edilmiş (kapalı gözenekli numune) olmak üzere iki farklı ideal durum için değerlendirilmiştir. Permafrost bölgelerde donma kabarması (frost heave) ve çözülme oturmasından (thawing settlement) kaynaklanan otoyol, demiryolu ve yapı temelleri inşasında birçok mühendislik problemi ile karşılaşmaktadır. Zeminde oluşan buz lenslerinin kalınlığı -1 °C ile -30 °C arasındaki sıcaklık değişimlerine bağlı olarak birkaç milimetre ile metre boyutları arasında değişmektedir. Buz lensleri çok kalın ise bunlar içerisinde hava atmosferden izole edilmektedir. Eriyen sığ kumlarda ise hava atmosfere açılmaktadır. Fakat derin killerde hava yaklaşık olarak atmosfere kapalı kabul edilebilir. Bu durumlarda yarı açık ve yarı kapalı gözenekli zemin tipleri oluşabilmektedir.

Bing ve Ma [9] tarafından yapılan çalışma, tuz çözeltilerinin donma noktasının araştırılmasına yönelik deneysel laboratuvar çalışmaları ve sonuçlarını içermektedir. Su ve tuz içeriği ile zeminin iyon değerliğinin donma noktasına etkileri değerlendirilmiştir. Zemin - su sistemi donma işleminin 4 aşamadan oluştuğu belirtilmiştir; anlık çekirdeklenme, buz oluşumu başlangıcı ile sıcaklıktaki ani geçişler, sabit sıcaklıkta eşitlik dönemi ve aşamalı sıcaklık düşüştür. Zemin boşluklarındaki serbest su faz değişim sıcaklığında donmaya başlar. Tüm serbest su ve daneler üzerindeki yüzey suyunun çoğu eşitlik sağlandığında (yaklaşık -70 °C) donar. İnce daneli zeminlerde özgül yüzey alanına bağlı olarak bu değerden yüksek sıcaklıklarda ciddi miktarda donmamış su bulunur. Tuz miktarının artmasına bağlı olarak tuz tipi fark etmeden zeminin donma noktası düşmektedir. Su muhtevasının artması ile donma noktası artmaktadır. Kil tipi zeminlerde donma noktası farkı tuz içeriği artışı ile artmakta ve fark su içeriğinin artması ile azalmaktadır. Aynı tuz içeriğine sahip kumlu zemin numunesinde su muhtevası belirli bir seviyeye ulaştığında donma noktası yaklaşık olarak sabittir. Tüm zeminlerde donma noktasını etkileyen en önemli parametre zemindeki çözünebilir tuz miktarıdır. Tuzların rölatif etkisi anyonlarda $Cl^- > CO_3^{2-} > SO_4^{2-}$ şeklinde sıralanırken katyonlarda ise $K^+ > Na^+ > Ca^{2+}$ olarak sıralanmaktadır. Aynı su ve tuz muhtevasında kil tipi zeminin donma noktası kum tipinden düşüktür ve ince dane daha düşük donma noktasına sahiptir. Zeminin dane boyutunun donma noktası üzerindeki etkisi su muhtevasının artması ile azalmaktadır.

Ono [10] tarafından yapılan çalışmada üç eksenli gerilme durumunda donmuş silindirik zemin numunesinin ısı akışına normal doğrultudaki deformasyonlarının gözlemlenebilmesi için cihaz geliştirilmiştir. Dondurma esnasında düşey ve yanal donma kabarmasına bağlı birim şekil değiştirme tabanlı gerilme oranı uygulanmıştır. Zemindeki hem yapay hem de doğal donma sırasında belirli anizotropik asal gerilme altında zemin parçasının yanal deplasman göstermeden donması beklenen bir durumdur. Fakat genellikle laboratuvardaki donma

deneyleri kalıplar içerisinde yanal şekil değiştirme engellenerek ve bu sargı basıncı bilinmeden yapılmaktadır. Numune düşey doğrultuda donduktan sonra yatay deplasmanlara başlayacaktır. Başlıklardaki ısı ölçerlere göre sıcaklık 1 °C/mm hızı ile düşürülmeye başlanmıştır. Yanal şekil değiştirme dondurmadan sırasındaki asal gerilmeler ile alakalıdır ve bu durum uygulanan gerilme arttığında minimum asal şekil değiştirme değerini önemli ölçüde azaltmaktadır. Yatay zemin yapılarında yanal deformasyonlar oluşmaması için düşey gerilmenin en az 4 katı yatay yönde olmalıdır. Sonuçlar aksenal yönde dondurulan zemin numunesinde yapıya fazladan yanal deplasman veya yanal gerilmeler eklemektedir.

3. DENEYSEL MODELLEME

Derin kazı ve iksa sistemlerinin mevcut tasarımlarında yanal kazık, palplanş, betonarme perde duvar gibi kazı destekleme elemanlarının inşası, uzun zaman ve yüksek maliyet gerektiren uygulamalardır. Yapay zemin dondurma yöntemi ise kolay, verimli ve ilk makine maliyeti dışında uzun vadede ekonomik olarak alternatif bir çözüm sunmaktadır. Bu doğrultuda, yapay zemin dondurma sisteminin uygulanabilirliğini değerlendirmek amacıyla; laboratuvar ortamında 1 m³ hacminde pleksiglass hücreye zemin numunesi yerleştirilerek, tasarlanan cihaz ile zemin dondurma metodu uygulanmıştır.

3.1. Malzeme Özellikleri

Deney sürecinde kullanılan kil (kaolin) ve silt (zeolit) tipinde iki farklı zemin numunesinin geoteknik özellikleri Tablo 1’de verilmiştir.

Tablo 1. Zemin Özellikleri

Özellik	Kil (Kaolin)	Silt (Zeolit)
Özgül Ağırlık	2.71	2.37
Çakıl (%)	0.00	0.00
Kum (%)	12.20	1.50
Silt (%)	52.80	70.50
Kil (%)	35.00	28.00
Rötre Limiti	13.20	21.10
Plastik Limit	18.30	40.00
Likit Limit	22.20	41.00
Zemin Sınıfı (USCS)	CL	ML

3.2. Deney Düzenegi

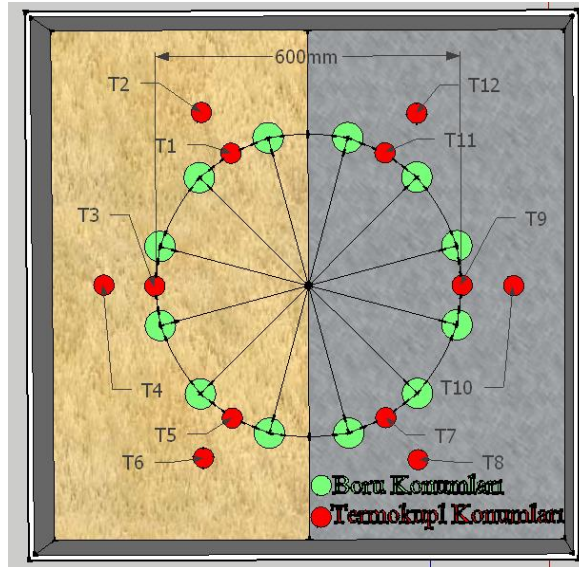
Deneylerin gerçekleştirilebilmesi amacıyla motor, hazne, pompa, dondurucu borular ve zemin hücresini içeren zemin dondurma sistemi geliştirilmiştir (Şekil 1a). 2 Hp kapasiteye sahip ana soğutucu motor, 1 Hp kapasiteye sahip besleme motoru ile desteklenmiştir. 40 lt soğutucu akışkan kapasitesine sahip soğutma haznesi, bu iki motora bağlı serpantinler ile istenilen sıcaklığa getirilmektedir (Şekil 1b). Soğutulan mono etilen glikol (antifriz) - su solüsyonu, difüzyon pompa yardımı ile dolaşım borularına basılmaktadır. 42.0 mm

çapındaki dış boru ve 30.0 mm çapındaki iç boru kullanılarak çift cidarlı paslanmaz çelik borular üretilmiştir. Toplamda 12 adet 600 mm uzunluğunda boru ile 300 mm yarıçapında dairesel borulama sistemi teşkil edilmiştir (Şekil 2). Borular, söz konusu daire üzerine eşit aralıklarla yerleştirilmiştir. İlk altısı (T1-T6) kaolin numunesi için diğer altısı da (T7-T12) zeolit numunesi için toplamda 12 adet T tipi termokupl kullanılmıştır. 250mm'lik derinlikten (dolaşım borularının orta noktası) ölçüm alan termokupl, yatay eksenindeki dondurucu boru merkez çizgisine ve 50mm uzaklığa yerleştirilmiştir. Dolayısıyla, 500 mm'lik kısmı zemin içerisine yerleştirilen boruların yatayda ve düşeyde orta noktalarından 30 sn aralıklarla deney boyunca veri toplanmıştır.

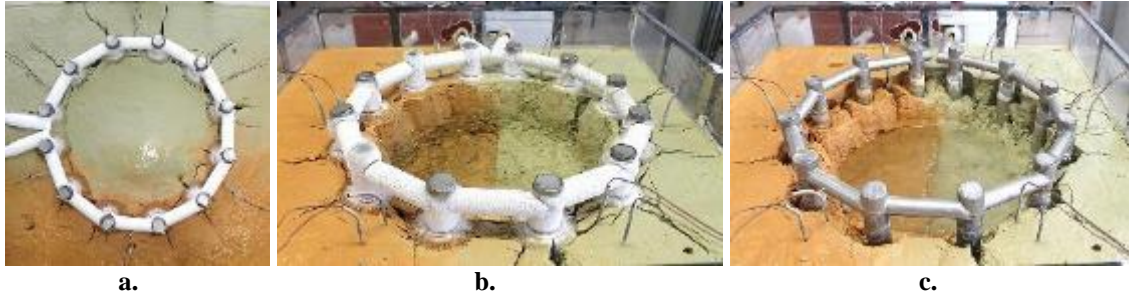


Şekil 1. a.Zemin Dondurma Sistemi; b.Soğutma Haznesi

Örnek modelleme için; -10°C 'ye kadar soğutulan solüsyon 16 saat boyunca sisteme iletilmiş ve donma sağlanmıştır (Şekil 3a). Sonrasında temsili derin kazı işleminin gerçekleştirilmesi amacıyla, zemin hücresinin orta kısmı kazılmıştır (Şekil 3b). 4 saat daha dondurma işleminin sonunda, solüsyon dolaşımı kesilerek sistem çözülmeye bırakılmıştır (Şekil 3c).



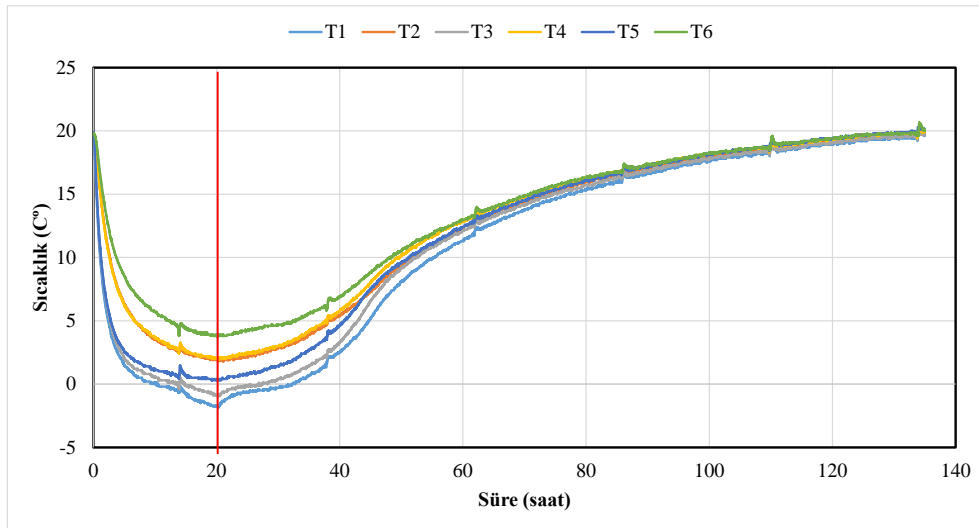
Şekil 2. Dolaşım Boruları ve Termokupl Şeması



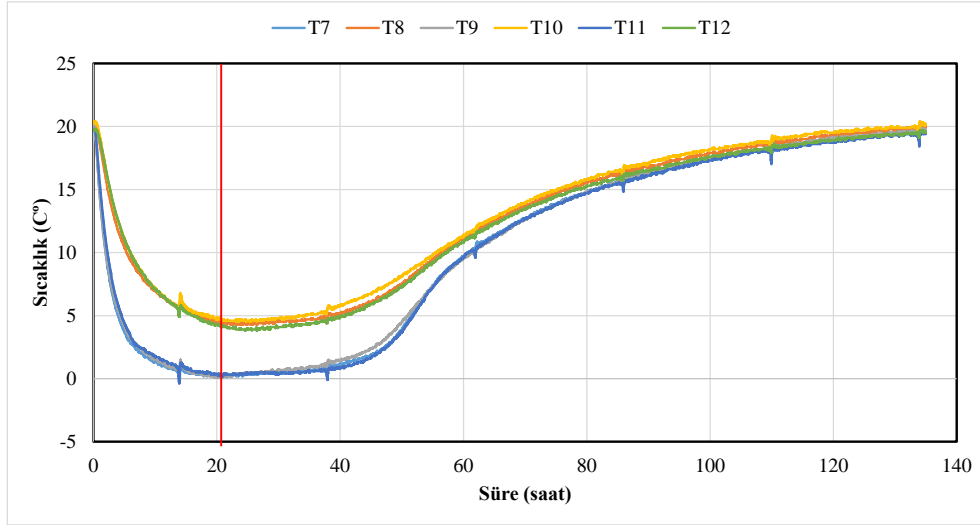
Şekil 3. a.Donma Süreci (16saat); **b.**Donma-Kazı Sonu (20saat);
c.Çözülme Sonu (135saat)

3.3. Deney Sonuçları

Yapay zemin dondurma sürecinin tamamlanmasından sonra elde edilen donma ve çözülme sıcaklık verilerinin zamana göre değişimi Şekil 4'te verilmiştir. Başlangıçta 20 saat donma işlemi uygulandığında hem CL hem de ML tipi zeminlerde ilk olarak doğrusal sonrasında ise parabolik biçimde sıcaklık düşüşü meydana gelmiştir. Her iki zeminde de dolaşım borularının ekseninden geçen termokupllarda (T1-T3-T5 ve T7-T9-T11), ekseninden 50mm uzaklıktaki termokupllardan (T2-T4-T6 ve T8-T9-T12) daha düşük sıcaklıklar gözlenmiştir. Her grup kendi içerisinde benzer sıcaklık değişimlerini sergilemiştir. Aynı uzaklıktaki bazı termokupllar arasında ise kısmi farklılıklar görülmektedir. Bu durum zeminin heterojen yapısının donma - çözülme çevrimlerinde de etkili olduğunu göstermektedir. Ayrıca, grafiklerde çevresel etkilerden kaynaklanan lokal dalgalanmalar bulunmaktadır. CL tipi zeminde çözülme daha hızlı olmakla birlikte 115 saat sonunda iki zeminde de yaklaşık olarak oda sıcaklığına ulaşılmıştır. Kazı işlemi sonunda boru çevrelerinde CL tipi zeminde yaklaşık 11 cm ve ML tipi zeminde ise yaklaşık 10 cm çapında donmuş kazıklar elde edilmiştir.

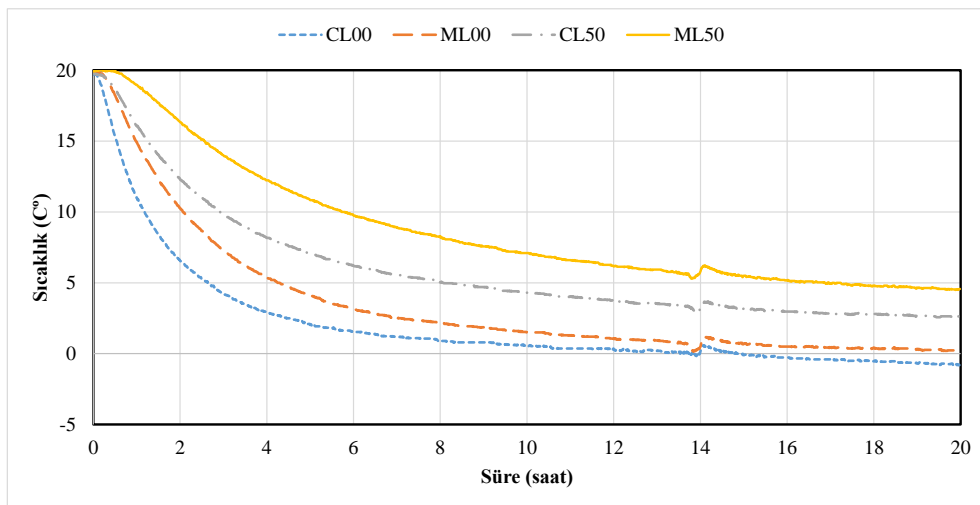


a.
Şekil 4. Donma - çözülme grafikleri; **a.**CL tipi zemin numunesi,
b.ML tipi zemin numunesi



b.
Şekil 4. Donma - çözülme grafikleri; **a.**CL tipi zemin numunesi,
b.ML tipi zemin numunesi (devamı)

Şekil 5'te verilen donma değerleri ilk 20 saatteki; hem kil hem de silt zemin için ayrı ayrı merkez eksenden alınan 3 termokupl ile merkezden 50mm uzaklıktan alınan yine 3 termokupl ortalaması alınarak hesaplanmıştır. Merkez eksenden alınan ortalama donma değerleri kil için (CL00) 2.0 °C olarak gözlenirken, silt için (ML00) 3.5 °C olarak elde edilmiştir. 50mm uzaklıktan alınan ortalama donma değerleri ise kil için (CL50) 6.0 °C ve silt için (ML50) 8.8 °C olarak belirlenmiştir. 20 saat ile 135 saat arası ortalama çözülme ise merkez eksen değerleri için kilde 12.8 °C ve silt için 11.6 °C hesaplanırken, 50mm uzaklıktaki değerlerde yine kil ve siltte sırasıyla 13.7 °C ve 13.2 °C gözlenmiştir. Dolayısıyla, hem merkezde hem dolaşım borularından 50mm uzaklıkta kil tipi zeminde daha düşük değerler elde edilmiştir. Yani düşük plastisiteli kilde, düşük plastisiteli silte oranla daha hızlı donma ve çözülme meydana gelmektedir.



Şekil 5. Ortalama Donma Değerleri

Herbir termokuplda gözlenen en düşük sıcaklık değerleri Tablo 2’de verilmiştir. CL tipi ve ML tipi zeminlerde elde edilen en düşük sıcaklık değerleri sırasıyla -1.9 °C ve -0.4 °C’dir. Ortalama gözlenen en düşük değerler ise CL tipi zemin için 0.8 °C ve ML tipi zemin için 2.3 °C’dir.

Tablo 2. Gözlenen En Düşük Sıcaklık Değerleri

Zemin Tipi	Termokupl Sıralaması					
	1. (T1 ve T7)	2. (T2 ve T8)	3. (T3 ve T9)	4. (T4 ve T10)	5. (T1 ve T7)	6. (T1 ve T7)
Kil (CL)	-1.9	1.8	-1.0	1.9	0.3	3.7
Silt (ML)	0.1	4.3	0.0	4.5	-0.4	3.8

4.SONUÇLAR

Çalışma kapsamında; yapay zemin dondurma sisteminin laboratuvarında örnek uygulaması gerçekleştirilmiştir. Kaolin (CL) ve zeolit (ML) tipinde iki farklı zemin kullanılmıştır. 16 saatlik donma işlemi sonunda kazı yapılmış ve açık kazı alanına 4 saat daha donma uygulanmıştır. Sonrasında dolaşım kesilerek çözülmeye bırakılmış olup toplamda 135 saat, 12 termokupldan veri alınmıştır. Termokupllar dolaşım borularının merkez eksenine ve eksenden 50mm uzaklığa yerleştirilmiştir. Çalışma sonunda aşağıda verilen bulgular elde edilmiştir.

- Kil zeminde silt zemine oranla daha hızlı donma meydana gelirken, silt tipi zemin daha hızlı çözülmektedir. Aynı donma süresinde merkez eksenindeki ortalama sıcaklık düşüşü kil zeminde 18.0 °C, silt zeminde ise 16.5 °C’dir. Çözülme sonunda, yani 20 saat ile 135 saat arasındaki ortalama sıcaklık artışı kil zeminde 10.8 °C, silt zeminde ise 8.1 °C’dir. Dolayısıyla, zemin dane boyutunun azalması ile donma ve çözülme hızının arttığı görülmüştür.
- Kazı işlemi sonunda boru çevrelerinde CL tipi zeminde yaklaşık 11 cm ve ML tipi zeminde ise yaklaşık 10 cm çapında donmuş kazıklar elde edilmiştir.
- Yapay zemin dondurma yönteminde; donma süresince donma kabarmasına ve çözülme süresince de çözülme oturmasına karşı önlem alınması gerekmektedir.
- Yöntem standart kazı destekleme ve iksa sistemlerine göre gürültü ve titreşim içermeyen daha kolay, verimli, çevre dostu ve ucuz bir çözüm sunmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] Andersland, O.B., Ladanyi, B. (2004), “Frozen Ground Engineering”, 2nd edition, Wiley, New York.
- [2] Duan, X. and Naterer, G.F., “Heat Transfer in a Tower Foundation with Ground Surface Insulation and Periodic Freezing and Thawing”, International Journal of Heat and Mass Transfer, Vol 53, pp. 2369-2376, 2010.
- [3] Li, S., Lai, Y., Zhang, M. and Zhang, S., “Minimum Ground Pre-freezing Time Before Excavation of Guangzhou Subway Tunnel”, Cold Regions Science and Technology, Vol 46, pp. 181-191, 2006.

- [4] Yang, P., Ke, J-m., Wang, J.G., Chow, Y.K. and Zhu, F-b., “Numerical Simulation of Frost Heave with Coupled Water Freezing, Temperature and Stress Fields in Tunnel Excavation”, *Computers and Geotechnics*, Vol 33, pp. 330-340, 2006.
- [5] Eslami-nejad, P. ve Bernier M., “Freezing of Geothermal Borehole Surroundings: A Numerical and Experimental Assessment with Applications”, *Applied Energy*, Vol 98, 333-345, 2012.
- [6] Akyurt, M., Zaki, G. and Habeebullah, B., “Freezing Phenomena in Ice-Water Systems”, *Energy Conversion and Management*, Vol 43, pp. 1773-1789, 2002.
- [7] Wu, T., Wang, Q., Zhao, L., Batkhishig, O. and Watanabe, M., “Observed Trends in Surface Freezing/Thawing Index Over the Period 1987-2005 in Mongolia”, *Cold Regions Science and Technology*, Vol 69, pp. 105-111, 2011.
- [8] Li, N., Chen, F., Xu, B. and Swoboda, G., “Theoretical Modeling Framework for an Unsaturated Freezing Soil”, *Cold Regions Science and Technology*, Vol 54, pp. 19-35, 2008.
- [9] Bing, H. and Ma, W., “Laboratory Investigation of the Freezing Point of Saline Soil”, *Cold Regions Science and Technology*, Vol 67, pp. 79-88, 2011.
- [10] Ono, T., “Lateral Deformation of Freezing Clay Under Triaxial Stress Condition Using Laser-Measuring Device”, *Cold Regions Science and Technology*, Vol 35, pp. 45-54, 2002.

KADEMELİ FORE KAZIK - ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİNİN ANALİZ VE GÖZLEMLERİ

ANALYSIS AND OBSERVATIONS ON ANCHOR SUPPORTED- STEPPED PILE SHORING SYSTEMS

Mustafa Serdar NALÇAKAN¹

Sercan Kerem TOMAÇ²

ABSTRACT

A deep excavation project of H=35.5m. depth, were done in stiff cohesive Silty Clays in Çankaya-Ankara-Turkey. Staged pile shoring system were used due to existing basements of old structure and its existing piles up to some levels. PLAXIS Analysis were done for staged piling system and result of analysis were compared with the inclinometer results placed inside the piles in two different levels. Multilevel ground anchorages were used to support the piling system. Maximum observed lateral displacement of the piles was measured as 98mm. in the inclinometer placed at second level of the pile. This amount of displacement results in $\delta/H = \% 2.75$ value which is within in the limits of recommended values for stiff clays in the literature. Results of PLAXIS analysis showed that displacement behavior and magnitude for the second level of piles (2. stage piles) are almost same as the observed behavior and magnitude as in the inclinometer readings. But this is not true for the upper first level of piles. Measured displacement values were almost half of the analysis results. And especially, the displacement behavior for the upper pile is completely different than the observed ones. Upper piles behave as if there is no passive resistance on the piles penetrated below the second level of piles. The difference in the analysis and the results for the upper pile behavior may be due to modelling of piles in PLAXIS is not effective or due to top displacements in the second level of piles may eliminate the effect of passive resistance of the soils in between the piles.

Keywords: Staged piling excavation, shoring system, inclinometer measurements.

ÖZET

Ankara ili Çankaya ilçesinde Ankara Kili olarak tanımlanan sert kohezyonlu siltli kil zeminler içerisinde H=35.50 m. derinliğe ulaşan temel kazıları gerçekleştirilmiştir. İksa sistemi olarak eski yapılardan kalan kazıklı sistemin mevcudiyeti, yeni yapılacak yapının eski yapılardan daha derinde yapılacak olması ve imalat kolaylığı açısından iki kademeli aralıklı fore kazık ve ankrajlarla desteklenmiş iksa sistemi projelendirilmiş ve başarı ile uygulanarak tamamlanmıştır. H=35.50 m. derinlikteki kazı çukuru PLAXIS yazılımı ile analiz edilmiş ve bu kesimde kazıklar içerisine yerleştirilen inklinometreler

¹ Dr., KİLCİ Mühendislik Ltd. Şti, msn@kilci.com.tr

² İnş. Müh., KİLCİ Mühendislik Ltd. Şti, sctomac@kilci.com.tr

değerlendirilerek analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Kazık içi inklinometrelerde gözlenen yatay maksimum deformasyon 98 mm. olarak belirlenmiştir. Bu değer yatay deplasman/kazı derinliği oranı göz önüne alındığında ‰ 2.75 mertebesinde (δ/H) olup dünya standart içerisinde verilen değerler arasında gerçekleşmiştir. PLAXIS analizlerinde alt 2. kademede yer alan fore kazığın deformasyon miktarı ve davranışı uygulamada gerçekleşen deformasyon miktarı ve davranışı ile son derece uyumludur. Ancak üst birinci kademe kazık deplasman miktarı ve en önemlisi kazık deplasman davranışı incelendiğinde çok ciddi farklar gözlenmiştir. Üst 1.kademe kazıklarda gözlenen deplasmanlar PLAXIS analizlerinden yarı yarıya daha az gerçekleşmiştir. Deplasman miktarından daha önemli gözlem ise üst kademe kazıkların deplasman davranışdır. PLAXIS analizlerinde üst kademe kazıklar tabandan açmakta sanki kazıkların pasif dayanım vermediği yorumunu ortaya çıkarmaktadır. PLAXIS analizlerinde kademeli kazıklı iksa sistemleri çözümlerinde üst kazıklar ile alt kazıkların birleşim yerinde alt kazık başlık deformasyonun soket pasif dayanımını ortadan kaldırdığı ve tam olarak modellenemediği ,üst kazıkların sanki perde duvar davranışı gösterdiği yorumu yapılmıştır. PLAXIS analizlerinde alt 2. kademe kazık davranışı ve yatay deplasman miktarları ise uygulamada gerçekleşen deplasmanlar ile bire bir uyumlu sonuçlar vermiştir.

Anahtar Kelimeler: Derin kademeli kazı, iksa sistemleri, inklinometrik gözlemler.

1. GİRİŞ

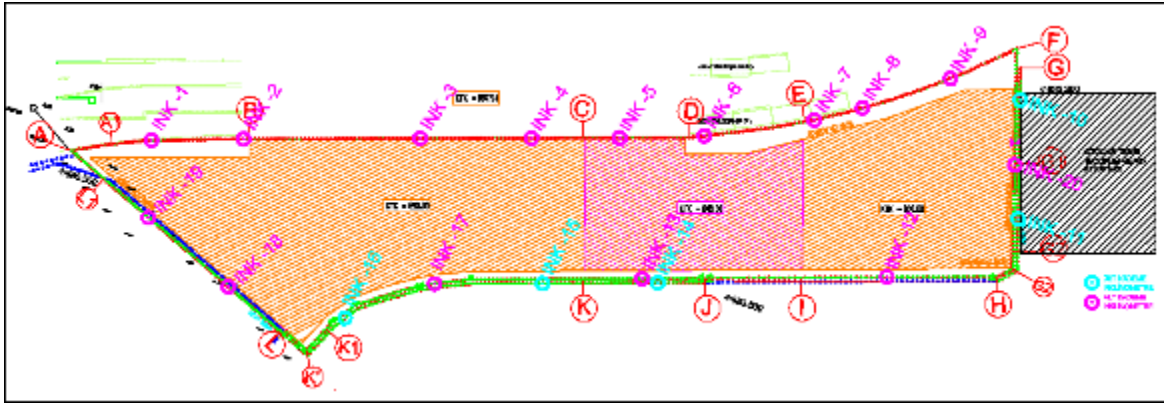
Ankara ili Çankaya ilçesinde yapılacak bir iş merkezi inşaatına ait derin temel kazısının mevcut eski yapıların yıkılarak daha derin bodrumlu yeni bir yapı olarak yapılması planlanmıştır. Eski mevcut bina 3-4 bodrumlu olup, yeni yapılacak binanın daha geniş bir oturum alanında 8 ila 10 bodrumlu olacak şekilde genişletilerek yapılması düşünülmüş ve bu amaçla eski bina temel alt kotlarına kadar 1.kademe, yeni yapılacak kazıların ise 2.kademe fore kazık + ankrajlı iksa sistemi ile yapılmasına karar verilmiştir. İksa sistemleri bu nedenden dolayı kademeli iksa sistemi olarak çözülmüştür. Arazi , yol ve çevre bina üst kotlarınının 883.00 - 884.00 m. mertebesinde olduğu alanın bir cephesinde Ankara-Çayyolu Metrosu bitişik nizamda yer almaktadır. Bu cephede metro alt kotları nedeniyle tek kademe kazıklı sistem ile kazı gerçekleştirilmiştir. Kazı çukurunun diğer cephelerinde ise yollar ile değişik bodrum katlarına sahip yapılar mevcuttur. Yeni yapılacak projede temel alt kotunun 848.50-850.00 m. olmasına karar verilmiştir. Dolayısıyla proje kapsamında H=34.0-35.5m. derinliğinde kazılar yapılacaktır. Derin kazı projesi kapsamında eski yapının oturduğu alanda yapılmış fore kazıklar kısmen kullanılmış, genişletilmiş alan kısmında ise eski kazıklar ile aynı kotlarda ve kademeli olacak şekilde Fore kazık + öngermeli zemin ankrajlarından oluşan bir iksa projesi hazırlanmıştır. Kademeli kazıklar iki sıra olup makale içerisinde analiz edilen kesimde merkezden merkeze 1.80m. ara mesafe olacak şekilde projelendirilmiştir. Bu amaçla analiz edilen kesitte 884.00 m. kotunda L=22.0 m. boyunda Ø=80 cm. fore kazıklar teşkil edilmiş, ve 867.00 m. kotuna kadar çok sıra ankraj destekleriyle ilk kademe kazısı projelendirilmiştir. Bu kademededen sonra ikinci kademe kazıklar benzer şekilde L=23.50 m. boyunda ve Ø=80 cm. çapında teşkil edilmiştir. İksa kazıklarının yatayda merkezden merkeze ara mesafesi 120cm. olup, arada kalan 40cm'nin kil zemin yapısından dolayı yeterli kemerlemeyi sağlayacağı kabul edilmiştir.

Proje alanında yapılan zemin etüt çalışmalarında zemin yapısı Ankara ve çevresinde çok sık rastlanılan ve genelde Ankara kili olarak adlandırılan üst seviyelerde katı-çok katı kıvamlı, derinlere indikçe sertleşen içerisinde kum ve çakıl ara tabakaları içeren kalker konkresyonlu

Siltli Kil zeminlerden oluşmaktadır. Kil zeminler birleştirilmiş zemin sınıflandırmasına göre çoğunlukla CL-CH özelliği göstermekte olup içerisinde geçilen kum ve çakıllı seviyeler ise SC – SM özelliğindedir.

Etüt çalışmaları kapsamında alınan UD numuneleri üzerinde yapılan zemin mekaniği deneyleri ile ve arazi SPT ve Pressiyometre deneyleri sayesinde proje alanı zeminleri net bir şekilde belirlenmiş ve çeşitli literatür önerileri kullanılarak zeminlere ait geoteknik mühendisliği parametreleri idealize edilmiştir.

Kademeli İksa sistemi çok sıralı öngermeli zemin ankrajları ile desteklenmiştir. Bu kapsamda projelendirilen ankrajların boyları $L=15.0$ ile 35.0m . arasında değişmektedir. Ankrajlarda kök boyu çoğunlukla 7.0m . seçilmiş bazı kritik yüksek yük gelen alt seviyelerde kök boyu $9.0\text{m}'$ ye çıkarılmıştır. Ankrajlar yatayla 15° açı yapacak şekilde projelendirilmiştir. Kademeli kazıkların merkezden merkeze ara mesafesi 180cm . olup kademeli kazıklar arasında net 100cm . ara mesafe kalmaktadır. İksa projesi vaziyet planı Şekil.1'de verilmektedir.



Şekil.1. İksa Projesi Kazı Çukuru Genel Vaziyet ve Enstrümantasyon Planı

Bu makalede, temel kazısı tamamlanan ve kazı derinliğinin en yüksek olduğu J-K arası kesim için mühendislik analizleri yapılmış ve kazık içi deplasman ölçümleri inklinometrik olarak iki kademede alınmıştır. Şekil.1'de gösterilen vaziyet planında, J-K arasında, arazi üst kotu 884.00 m . mertebesinde olup kazı taban kotu $848.50'$ dir. Bu cephede makale hazırlandığı aşamada kazı çukuru başarı ile tamamlanmış, üst yapı imalatlarına başlanmıştır. Kademeli fore kazık uygulaması yapılan bu kesimde üst 1. kademe fore kazık içerisine 14 nolu inklinometre, alt sıra 2.kademe fore kazığa ise 13 nolu inklinometre yerleştirilmiştir. Yerleştirilen inklinometreler, kazık+başlık kirişi ile aynı boyda olup sırasıyla $L=22.0$ ve $L=23.50\text{ m}$. boyunda imal edilmiştir. (Şekil.2 – 3)

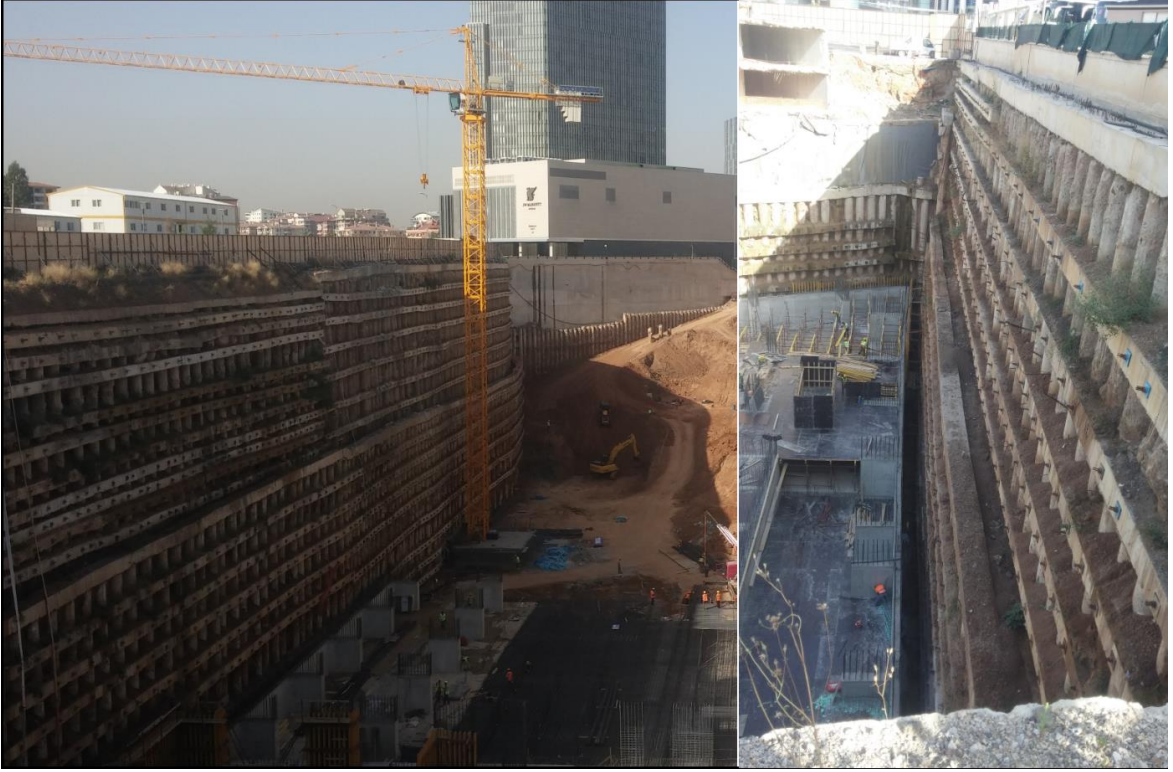


Şekil 2. Kazı Çukuru Havadan Görünüşü (Mayıs 2015)



Şekil 3. Kazı Çukuru Temel Kotundan Görünüşü (Eylül 2015)

Proje kapsamında J-K bölgesinde kazı tamamlanmış olup, bu bölgede üst yapı inşaatına Ağustos 2015 tarihinde başlanmıştır. (Şekil 4.)



Şekil 4. Kazı Çukuru Görüntüsü (Eylül 2015)

2. ZEMİN DURUMU

Proje alanında yapılan sondajlar ve sondajlardan alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar ve arazi deneyleri incelendiğinde proje alanına hakim zemin biriminin içerisinde kum ve çakıl ara tabakaları içeren yüksek kalker konsolide Ankara kili zeminlerinden oluştuğu anlaşılmaktadır. Ankara kili içerisinde farklı derinlik ve kalınlıklarda ince kum ve çakıl ara tabakalarına rastlanmıştır. Zemin yapısı genellikle kahverengili olup yüzeyden 15.00 m. derinliklere kadar orta katı-sert kıvamda ve CL-CH özelliği göstermektedir. 15.00-20.00m. derinlikler arasında ise ANKARA kili sert kıvamda olup , 20.00m'den sonra ise çok sert kıvamdadır.

Yüzeyden 15.00 m. derinliklere kadar yapılan SPT deneylerinde darbe sayısı N genelde $N_{30}=10-50$ arasında, 15.00-20.00m. arasında ise $N_{30}=30-50$ değerleri arasında değişiklik göstermiştir. 20.00 m. derinlikten sonra ise bütün sondajlarda yapılan SPT deneylerinde sürekli refü değeri elde edilmiştir. (Şekil 5.) Sadece SK-6 nolu sondaj eski kazıklar ile eski mevcut bina ara dolgusunda yapılmış olduğu için bu sondajda yüzeyden 15.00m. derinliğe kadar eski iksa sistemi ile bodrum kat perde duvar arası kalan stabilize dolgu malzemeye rastlanmıştır.

Ankara kili zeminlerinden yüzeyden 20.00 m. derinliğe kadar alınabilen UD numuneleri ile daha derinlerden alınan SPT numuneleri üzerinde yapılan zemin mekaniği deneylerinde aşağıdaki değerler elde edilmiştir.

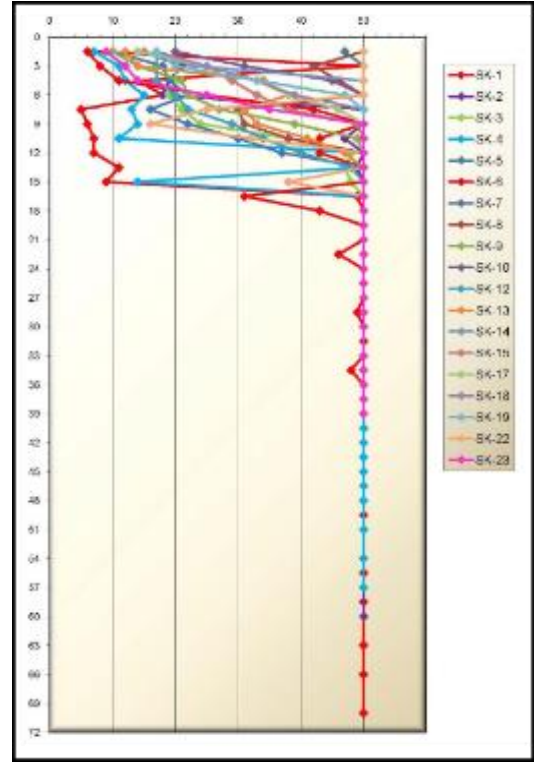
Tabii Birim Ağırlık (γ)	17.0 - 21.0 kN/m ³
Kohezyon , c (kPa)	86.0 - 237.0 kPa
İçsel Sürtünme Açısı , (ϕ)	2 – 5 derece
Plastisite Indisi , PI	19 - 48 %

Proje alanı siltli kil zemin birimleri birleştirilmiş zemin sınıflandırmasına (USCS) göre büyük çoğunlukla CL-CH özelliği göstermiştir. Siltli kil birimler içerisinde nadiren geçilen kumlu seviyelerde ise zemin SC-SM özelliği göstermektedir. Silt oranının fazlaştığı bazı sondaj kuyularında ML-MH özelliği gösteren ara seviyelere de rastlanmıştır.

Proje alanında toplamda 23 adet sondaj yapılmış, sondajlar 60.0m-72.0m. derinliğe kadar devam ettirilmiştir. Sondajlarda yapılan SPT-N değerlerinin derinlikle olan ilişkisi aşağıda yer alan Şekil 5.'de gösterilmiştir.

Proje alanı Siltli kil zeminlerin arazi SPT N deneyleri, pressiyometre deneyleri ve laboratuvar deney sonuçlarına göre aşağıda yer alan ve Tablo.1'de özetlenen zemin profili oluşturulmuştur. İksa sistemin efektif zemin parametreleri ile tasarlanmasına karar verilmiştir.

Kısa dönem parametreleri ile yapılan analizlerde kohezyon etkisi iksa sistemlerinde gerçekçi sonuçlar vermemektedir. Ayrıca iksa çukurunun tamamlanması ve üst yapıların 0.00 kotuna ulaşması minimum 2 yıllık bir süreç alacağından efektif zemin parametreleri ile tasarım yapmanın daha doğru olacağına karar verilmiştir.



Şekil 5. Derinlik-SPT-N₃₀ değeri ilişkisi

Tablo 1. Proje Alanı Zeminleri İdealize Zemin Profili

Zemin Tabakası (m.)	Zemin Parametreleri				
	ϕ'	c' (kPa)	E_{50} (kPa)	ν	γ_n (kN/m ³)
0-15	24	25	50000	0,35	19.0
15-40	26	30	100000	0,35	21.0

3. İKSA SİSTEMİ

Proje alanında aktif bir yeraltısuyu seviyesi olmaması nedeniyle iksa sistemi olarak 120 cm'de 1 adet $\varnothing=80$ cm. çapında fore kazık teşkil edilmiştir. Kazıklar arası kalan 40cm'de kil zeminlerin yeterli kemerlemeyi sağlayacağına karar verilmiştir.

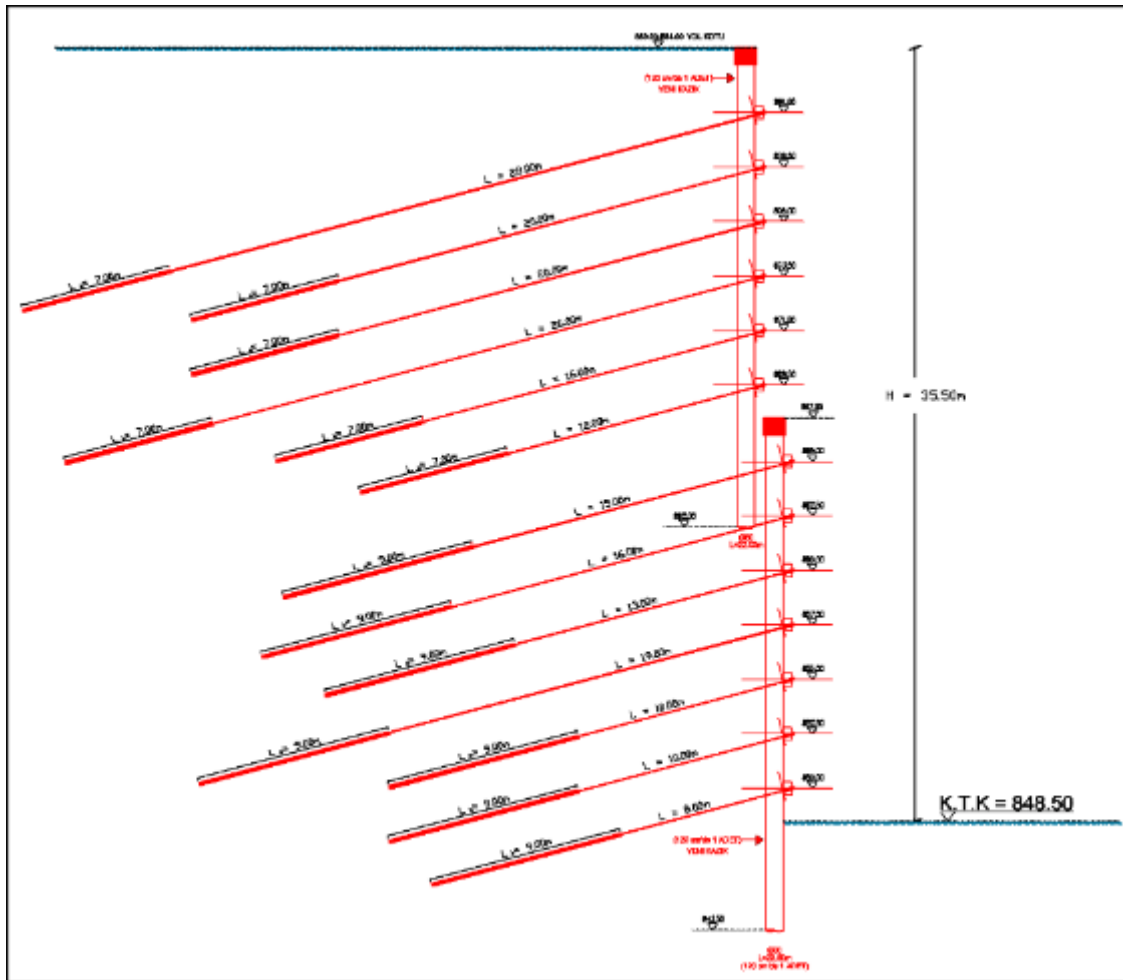
Proje alanı genelde düz bir topografyada olup, arazi kotları 883.00-884.00 m. dolaylarındadır. Proje alanında teşkil edilecek olan yapının temel yapısı 848.50 ve 850.00 m. olmak üzere iki farklı kot üzerinde tamamlanacaktır. Bu kapsamda arazide 34.00-35.50 metreye varan temel kazısı gerçekleştirilmektedir.

Mevcut yıkımı tamamlanan eski bina iksa kazıklarının varlığı ve inşaat aşamasında kolaylıklardan dolayı temel kazısının iki farklı kotta teşkil edilecek olan kademeli fore kazıklar ile teşkil edilmesine karar verilmiştir. Bu kapsamda 884.00 ve 867.00 m. kotlarında birbirinden bağımsız (aralarında net 100cm. zemin kalan) $\varnothing=80$ cm. çapında ve L=22.0-23.50 m. uzunluğunda fore kazıklar teşkil edilmiştir. (Şekil 6.)

Proje alanında teşkil edilen iki kademeli fore kazıklar arasında analizlerde bir bağlantı elamanı oluşturulmamış, iki kazığın 100cm. net ara mesafede ve 1.kademe kazığın net 5.00 m. derinlik boyunca soket bindirmesi düşünülmüştür. Tasarlanmış olan iksa sisteminde ankrajlar düşeyde 2.50 m. ara ile, yatayda ise 1.20 ve 1.80 m. aralıklarla teşkil edilmiştir. Yapılmış olan analiz ve hesaplamalarda, kazı derinliğinin ikinci kademesinde teşkil edilen ankrajlara etki eden yükün ilk kademeye göre bir miktar daha fazla olması nedeniyle, Ankraj kök uzunlukları ilk kademe fore kazık bölgesinde $L=7.00$ m., ikinci kademe fore kazık bölgesinde ise $L=9.00$ m. olarak tasarlanmıştır.

Yapılmış olan tasarımda üst ankrajlar 40 ton proje yükü için tasarlanmış, ankrajların proje yükünün %125'ine BS8081 standartlarına uygun test edilerek proje yükünün %110'una 44.0 ton'a kitlenmesine karar verilmiştir. İkinci kademe ankrajlara gelen yükler 60 ton mertebesinde olup benzer test ve kitleme yükleri ikinci kademe ankrajlar için de uygulanmıştır.

İksa üst kotunda yer alan taşıt trafiği ve yüklemelere açık alan için iksa üst kotunda 15.0 kPa mertebesinde düzgün yayılı sürşarj yükü tanımlanmıştır.



Şekil 6. J-K aksı iksa kesiti

İksa sistemleri proje hesapları PLAXIS Sonlu elemanlar yazılımı ile yapılmıştır. Analizlerde kullanılan parametreler Tablo.1'de idealize edilen zemin profili için Pressiyometre, SPT ve

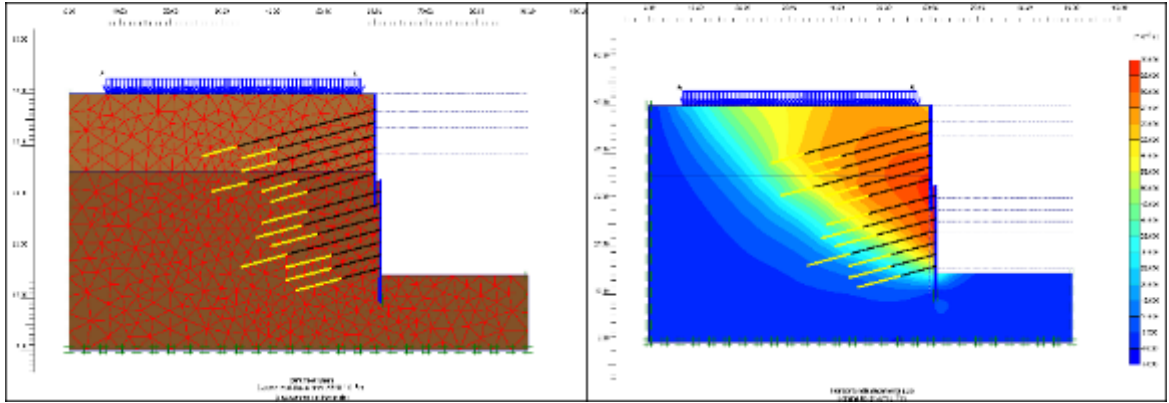
Laboratuvar deney sonuçlarından yaklaşımla hesaplanmıştır. Yapılmış olan analizlerde Hardening Soil Model kullanılmıştır.

Analizlerde kullanılan geoteknik parametreler Tablo.2’de detaylı olarak verilmektedir.

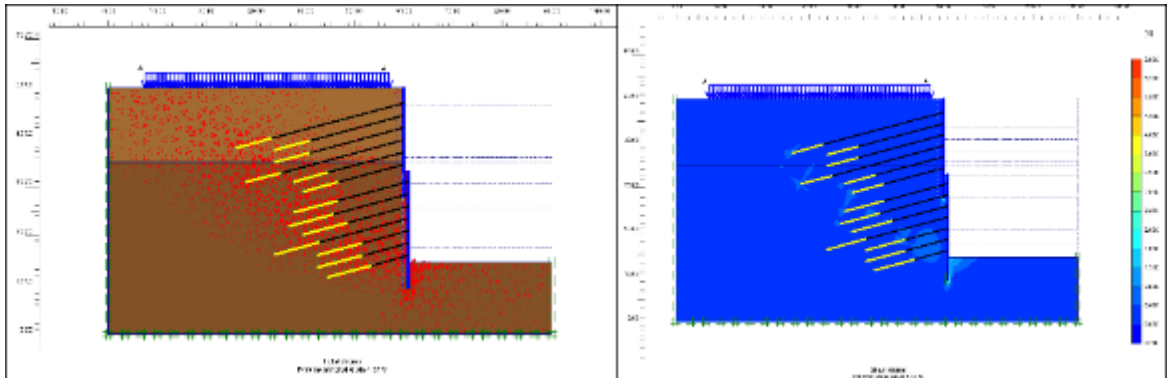
Tablo 2. PLAXIS Analizleri Geoteknik Parametreler

Zemin Profili	γ , kN/m ³	E ₅₀ /E _{oed} (kPa)	E _{ur} (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)	V	R _{int}
Kil Tabakası-1 (0-15 m.)	19.0	50.000	150.000	25	24	0.35	0,67
Kil Tabakası-2 (>15 m.)	21.0	100.000	300.000	30	36	0.35	0,67

Analizlerde üst ankrajlara 40 ton öngerme yükü verilmiş ve elde edilen sonuçların neticesinde alt kademede yer alan ankrajlara 58 ton (482 kN/m.) mertebesine varan yüklerin geldiği gözlenmiştir. Bu amaçla alt kademe ankrajların kök bölgeleri 9 m. olarak projelendirilmiş ve 60 ton’a göre yüklenmiştir.

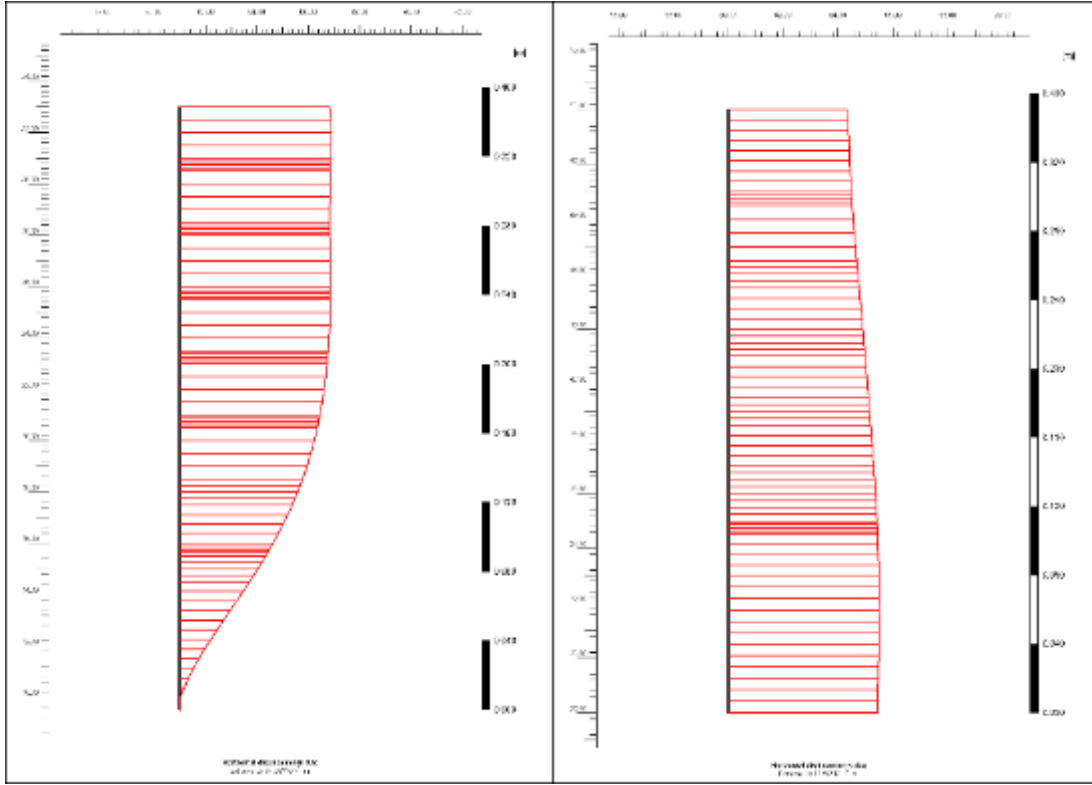


Şekil 7. İksa Kesiti Toplam Deformasyon-Yatay Deformasyon Grafiği



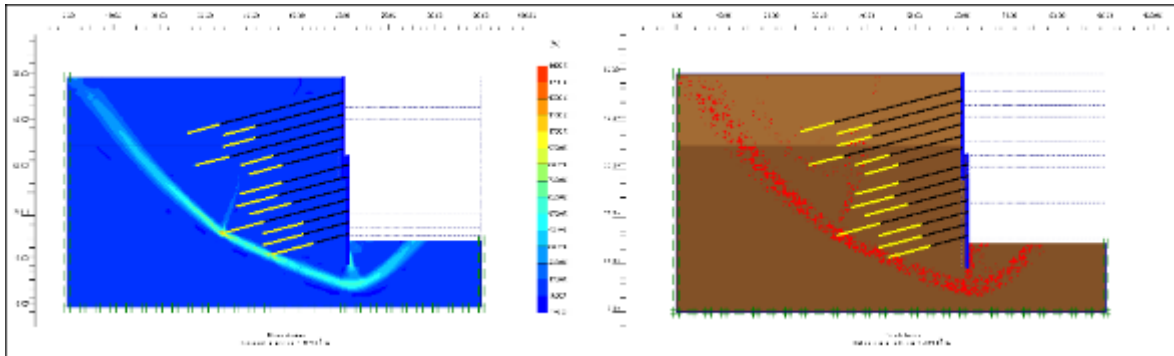
Şekil 8. İksa Kesiti Kisme-Birim Deformasyon Grafiği

Analiz sonuçlarında en kritik J-K arasında alt ve üst kademe kazıklarda meydana gelecek deplasmanlar ve deplasman grafikleri Şekil.9’da verilmiştir.



Şekil 9. Alt-Üst Kademe Fore Kazık Deformasyonları

Analiz sonuçlarında kesme deformasyon yüzdeleri grafiklerinde genel bir kayma düzlemi görülmemiş bu oran genel olarak %1'in altında hesaplanmıştır. Yapılmış olan ϕ/c reduction (güvenlik analizleri) analizlerinde ise en kritik kesit için güvenlik sayısı 1.30 mertebesinde belirlenmiş olup geçici iksa sistemleri için yeterli görülmüştür. Genel stabilite kayma daresi ankraj köklerinin hemen dışında oluşabilecek bir yüzey olarak gözlenmiştir. (Şekil 10.)



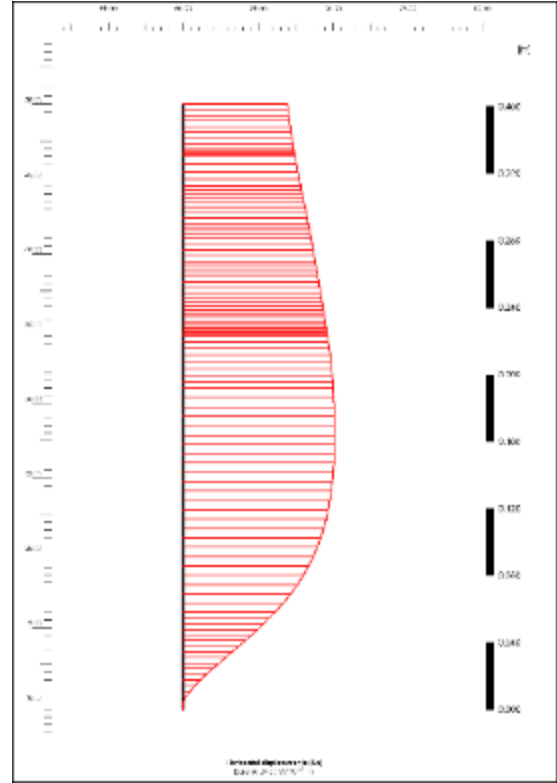
Şekil 10. Yenilme Durumu İksa Kesiti Kesme-Birim Deformasyon Grafiği

PLAXIS programı ile yapılan analizlerde her iki kademedeki kazıklar birbirinden bağımsız olarak modellenmiş ve Şekil 10.'da görülen kazık deplasman profilleri elde edilmiştir. Bununla beraber makalede kazıkların kademeli olarak değil de tek bir kazık olarak yapılması durumunda meydana gelecek yatay deformasyonlar ayrıca analiz edilmiştir. Bu çalışmaya ait kesme deformasyon davranışları ve kazık deplasman profilleri Şekil 11 ve Şekil.12'de verilmiştir.

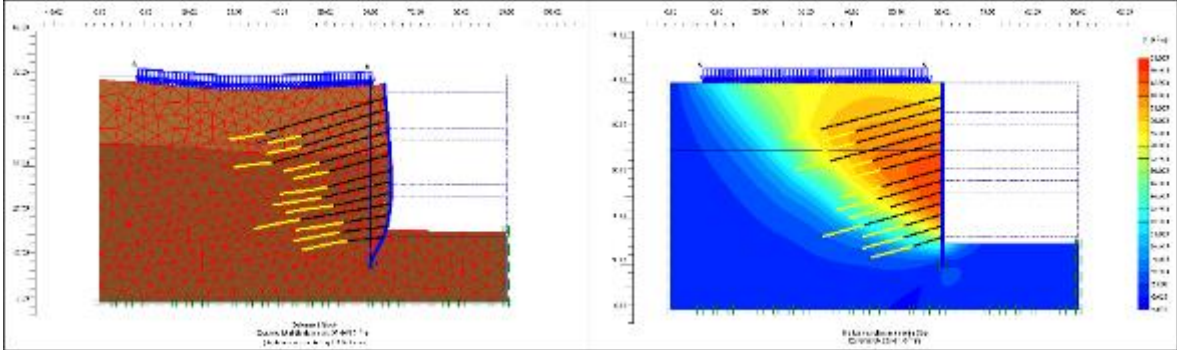
PLAXIS Sonlu Elemanlar yazılımı ile, kademeli olarak teşkil edilen fore kazıkların, tek bir kazık şekilde teşkil edilmesi durumu Şekil 11 ve 12’de gösterilmektedir.

Analiz sonuçları değerlendirildiğinde, kademeli olarak teşkil edilen fore kazıkların tek bir parça kazık olarak yapılması durumuna göre yatay deplasmanlar açısından fark oluşturmadığı gözlenmiştir. Tek bir kazık olarak teşkil edilen iksa sisteminde kazık için toplam 90.55 mm. elde edilen yatay deformasyon, fore kazıkların kademeli olarak teşkil edilmesi durumu için ise 87,59 mm. mertebesindedir.

Analiz sonuçları yorumlandığında fore kazıkların deformasyon mertebesi ve davranışı her iki analiz için aynıdır.



Şekil 11. İksa Kesiti Kesme-Birim Deformasyon Grafiği



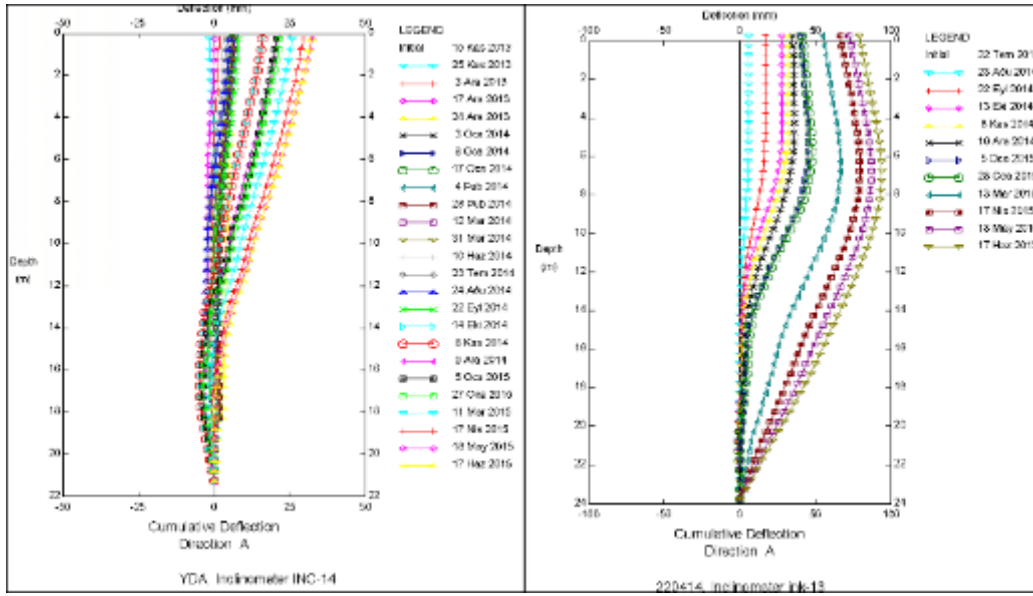
Şekil 12. İksa Kesiti Kesme-Birim Deformasyon Grafiği (Tek Kademe Kazık Analizi)

3. İNKLİNOMETRİK GÖZLEMLER ve ANALİZLERİ

Temel kazısı iksa sistemleri fore kazıklar içerisine tüm cephelerde yerleştirilmiş 20 adet inklinometre enstrümantasyonu ile gözlenmiştir. Aletsel gözlem lokasyonları Şekil.1’de verilmektedir. Kazıklar içerisine yerleştirilen inklinometreler (INK) ile yatay deformasyonlar gözlenmiş olup elde edilen değerler PLAXIS yazılım sonuçları ile mukayese edilmiştir.

Aletsel gözlemler sonucunda tüm cephelerde gözlenen deformasyonlar alt kademe kazıklarda maksimum 90-100 mm. mertebesinde olup üst kademelerde yer alan fore kazıklarda ise 40-50 mm. mertebesinde gerçekleşmiştir. Maksimum yanıl deformasyon temel kazısının en derin olduğu J-K aksı bölgesinde 13 Nolu inklinometrede 98 mm. olarak gözlenmiştir. Toplam kazı derinliğinin 35.50 m. olduğu bu cephede, kazı derinliğine bağlı

olarak yanal deformasyon oranı düşünülduğünde (δ/H), % 2.7 mertebesinde olup dünya standartlarında gerçekleşmiştir.



Şekil 13. Analiz Kesitleri Kazıklarına Yerleştirilen İnklinometre Deplasman Profilleri

Kazı çukuru imalatları Eylül 2015 tarihi itibari ile devam etmekte olup, iksa imalatlarının büyük bir bölümü tamamlanmış ve üst yapı çalışmaları devam etmektedir. J-K kesitinde yer alan İNK-13 ve İNK-14 nolu inklinometrelerin kazı aşamasındaki deplasman profilleri Şekil.13’de verilmiştir.

4. SONUÇLAR

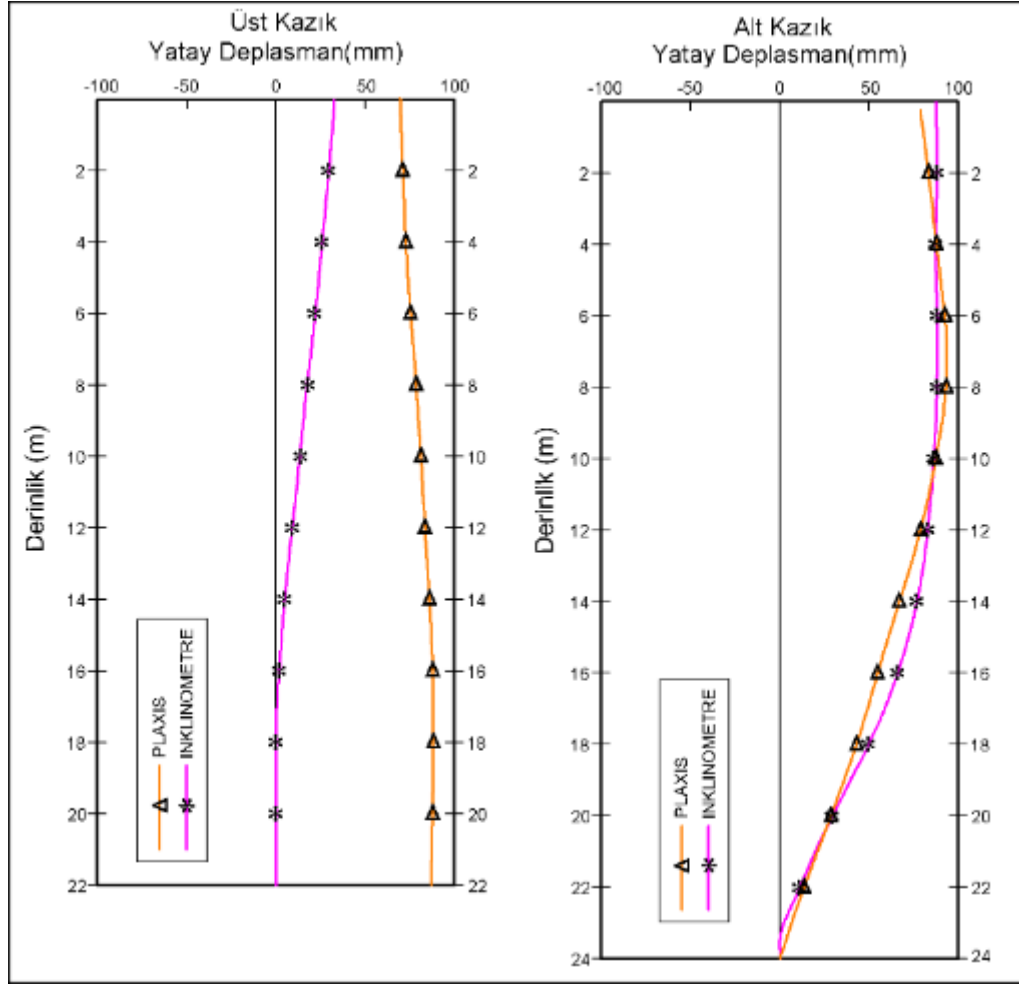
Ankara ili Çankaya ilçesinde Ankara Kili olarak tanımlanan sert kohezyonlu siltli kil birimler içerisinde 35.50 m. derinliğe varan temel kazısı gerçekleştirilmiştir. Kazı sistemi olarak eski yapılardan kalan iksa sistemi mevcudiyeti, yeni yapılacak yapının eski yapılardan çok daha derinde yapılacak olması ve imalat kolaylığı açısından iki kademeli aralıklı fore kazık ve ankrajlarla desteklenmiş iksa sistemi projelendirilmiş ve başarı ile uygulanarak tamamlanmıştır.

Proje alanında gerçekleştirilen kazının en kritik kesimde H=35.50 m. derinliklere ulaşan kesimi analiz edilmiş ve bu kesimde kazıklar içerisine yerleştirilen inklinometreler değerlendirilmiştir. Kazıklar bu kesimde iki kademeli inşa edilmiştir. İlk kademe kazıklar (üst kazıklar) 884.00 kotunda ve L= 22.00 m. boyundadır. 2. kademe fore kazıklar (alt kazıklar) ise 867.00 m. kotunda ve L=23.50 m boyundadır. Kazıklar arası mesafe merkezden merkeze 180 cm. olup 1. kademe üst kazıklar ikinci kademe kazıkların başlangıç kotunda 5.0m. derinliğe kadar socketlenmiştir.

Ankrajlar düşeyde 2.50m., yatayda ise 1.20 - 1.80 m. mesafe olacak şekilde projelendirilmiştir. Ankrajlar üst kademelerde 40.0 ton, alt kademelerde ise 60 ton mertebesinde yüklere göre projelendirilmiştir. Ankrajlar BS8081 standartlarına uygun olarak proje yüklerinin %125’ine test edilmiş, %110’una ise kitlenmiştir. Proje alanında en kritik derinliğe sahip olan ve bu çalışmada esas alınan J-K kesitinde kazı taban kotuna ulaşılmış ve kazı süresi boyunca inklinometreler ile yatay deformasyonlar ölçülmüş ve maksimum doformasyon inklinometre okumalarında 98 mm. olarak belirlenmiştir. Bu değer

yatay deplasman/kazı derinliği oranı göz önüne alındığında ($H=35.50$ m.), % 2.7 mertebesinde (δ/H) olup dünya standart içerisinde verilen değerler arasında gerçekleşmiştir. Üst ve alt kademede teşkil edilen fore kazıkların ölçümlenen yatay deformasyon değerleri tasarım aşamasında kullanılan PLAXIS Programı ile mukayese edilmiş ve sonuçlar Şekil 14.'de verilmiştir. Şekil 14'de yer alan grafikler incelendiğinde alt 2. kademede yer alan fore kazığın PLAXIS Analiz sonuçlarında gözlenen deformasyon miktarı ve deformasyon davranışı uygulamada gerçekleşen deformasyon miktarı ve davranışı ile son derece uyumludur. Ancak üst birinci kademe kazık deplasman miktarı ve en önemlisi kazık deplasman davranışı incelendiğinde çok ciddi farklar gözlenmiştir. Üst 1. kademe kazıklarda gözlenen deplasmanlar PLAXIS analizlerinden yarı yarıya daha az gerçekleşmiştir. Deplasman miktarından daha önemli gözlem ise deplasman davranışdır. PLAXIS analizlerinde üst kazıklar tabandan kazık üst kotuna kadar homojen bir şekilde açmakta, sanki kazıkların pasif dayanım vermediği yorumunu ortaya çıkarmaktadır. Alt kademe kazık başındaki deplasmanların üst kademe kazıklar için geçerli olan pasif dayanımları ortadan kaldırdığı düşünülmektedir.

PLAXIS analizlerinde kademeli kazıklı iksa sistemleri çözümlerinde üst kazılar ile alt kazıkların birleşim yerinde soket pasif dayanımın tam olarak modellenemediği veya davranışı tam olarak gösteremediği, üst kazıkların sanki perde duvar davranışı gösterdiği yorumu yapılmıştır. Alt kademe kazık başındaki ufak bir deplasman program tarafından pasif dayanımları azaltıyor veya göz önüne almıyor yorumu yapılmıştır. PLAXIS alt kazık davranışı ve yatay deplasmanların değerleri ise uygulamada gerçekleşen deplasmanlar ile bire bir uyumlu sonuçlar vermiştir.



Şekil 14. Plaxis – İnklinometre Ölçüm Sonuçları

PLAXIS Programı ile çift kademeli olarak modellenen kesit ayrıca, tek bir kazık olarak modellenerek analiz edilmiş ve her iki tasarıma ait analiz sonuçlarının (yatay deplasman ve kesme deformasyon yüzdelerinin) birbirine oldukça benzer olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- BSI 8081:1989 “ British Standart Code of Practice for Ground Anchorages”
KILCI Mühendislik, “Ankara İli, Çankaya İlçesi, Karakusunlar Mah. 29096 Ada, 6 Parsel Üzerinde Tamamlanamayan Yapıya ait Temel Kazısı İksa Projesi” Ekim 2013
KILCI Mühendislik, “Ankara İli, Çankaya İlçesi, Karakusunlar Mah. 29096 Ada, 6 Parsel Üzerinde Tamamlanamayan Yapıya ait Zemin Etüt ve Temel Mühendisliği Raporu” Mayıs 2013
PLAXIS, “Finite Element Code for Soil and Rock Analysis”

ZEMİN ÇİVİLİ DESTEKLEME SİSTEMLERİNİN 2B SAYISAL ÇÖZÜMÜNE SONLU ELEMAN TİPİNİN ETKİSİ

EFFECT OF FINITE ELEMENT TYPE ON NUMERICAL ANALYSIS OF SOIL NAILED EARTH RETAINING STRUCTURES

Nazife Nilay AĞCAABAT¹

Mehmet M. BERİLGİN²

ABSTRACT

Because of the ability to take into account nonlinear behavior, construction steps and soil-structure interaction, designs based on numerical analysis methods are likely to be more economical and safer. However, the need to use two-dimensional (2D) models in numerical analyses for practical reasons limits realistic solutions. Inability to model nail-soil interaction properly plays an important role. In a plane-strain idealization nail elements can be modeled as plate element, geogrid element and embedded beam row element. This study aims at numerical modeling of soil nails using plate, geogrid and embedded beam row elements. For this purpose, a full-scale model experiment reported in Clouterre 1986 is modeled using Plaxis 2D program with these different elements and the numerical results are compared with the experimental results. These comparisons indicate that use of these elements can be used for soil nails.

Keywords: Soil nail, finite element method, Plaxis 2D.

ÖZET

Günümüzde şevlerin stabilitesini artırmak için kullanılan zemin çivilerinin tasarımında genellikle limit dengeye dayalı tasarım yöntemleri kullanılmaktadır. Bu tasarım yöntemleri ülkelerin zemin çivileri üzerindeki araştırma ve uygulama pratiğinden edinilen tecrübelerle göre geliştirilmekle birlikte temelde yerel ve genel stabilite analizleri esas alınmıştır. Günümüz koşullarında bilgisayarların yaygınlaşması, jeo malzemenin gerilme şekil değiştirme davranışı ve zemin yapı etkileşimini modelleyebilen sayısal analiz tekniklerinin geliştirilmesi ile Geoteknik yapıların tasarımı için sayısal analizlerin kullanımı yaygınlaşmıştır. Sayısal analizlerde gerilme şekil değiştirme davranışı ile birlikte yerel ve genel stabilite durumlarının birlikte gözönüne alınması limit dengeye dayalı klasik analiz yöntemlerine karşı önemli üstünlük sağlamaktadır. Ancak sayısal analizler ile stabilite analizlerindeki sınanmışlık eksikliği gözönünde bulundurulduğunda sayısal analizlerin kullanımını yaygınlaştırmak için farklı zemin koşulları ve geometriye sahip zemin çivisi tasarımlarının analizlerinin yapılarak arazi gözlemleri ile karşılaştırılmasına gerek vardır. Bu çalışmanın amacı zemin çivili duvarınların iki boyutlu sayısal analizlerinde farklı tipteki donatı sonlu elemanların analiz sonuçlarına etkisini göstermektir. Bu amaç için Fransa'da

¹ İnş.Müh., YTÜ Fen Bilimler Enstitüsü İnş. Müh. ABD, Geoteknik Programı YL öğrencisi,

²Prof. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fak. Geoteknik ABD, berilgen@yildiz.edu.tr

Clouterre Projesi kapsamında gerçekleştirilen tam ölçekli bir model deney Plaxis 2D yazılımı ile farklı donatı sonlu elemanları (plak, geogrid ve gömülü kiriş) kullanılarak modellenmiş ve sonuçlar deneysel ölçümler ile karşılaştırılmıştır. Yapılan bu karşılaştırmalar plak, geogrid ve gömülü kiriş elemanların sonuçlarının bir birine yakın çıkmış olup üçünün de zemin çivilerinin modellenmesinde kullanılabilceğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Zemin çivisi, sonlu elemanlar yöntemi, Plaxis 2D.

1. GİRİŞ

Zemin çivileri şevlerin stabilitesini artırmak için tüm dünyada yaygın olarak kullanılan yerinde iyileştirme yöntemlerinden biridir. Bu yöntemde zemin iyileştirmesi, şev üzerinde yapılan delgiler içine yerleştirilen betonarme donatı çeliği veya benzeri donatılara grout uygulanarak zemin içinde rijit elemanlar oluşturulması tekniğine dayanmaktadır. Zemin çivilerinin sıradan malzemeler kullanılarak imal edilmesi, uygulandıktan sonra bakım gerektirmemesi ve içinde yer aldığı zeminle birlikte esnek bir sistem oluşturması nedeni ile yarma şevlerinde ve kazılarda sıkça kullanılmaktadır. Zemin çivileri basit uygulamaya sahip olması yanında sistemi oluşturan donatı, çevresindeki beton (grout) ve çevre zemin arasında karşılıklı bir etkileşim söz konusudur. Zemin çivilerinin davranışının aydınlatılması için çeşitli ülkelerde çok sayıda araştırmacı tarafından model deneyler ve yerinde aletsel gözlemler yapılmıştır. Bugün, bu çalışmalardan elde edilen bulgular ışığında zemin çivilerinin analizi ve tasarımı gerçekleştirilmektedir. İlk zemin çivili duvar 1972 yılında inşa edildikten sonra ilk tam ölçekli model deney Stocker vd. tarafından Almanya'da 1979 yılında gerçekleştirilmiştir. Zemin çivilerinin otoyol yarma şevleri için uygun bir iyileştirme yöntemi olduğunu farkeden Fransız mühendisler bu yeni yöntemin tasarımında ve uygulamasındaki eksiklikleri ortaya çıkarmak ve zemin çivilerinin davranışını anlamak için 1986-1991 arasında bir dizi tam ölçekli model deneyler yapmış ve deneylerden elde edilen bulgular ile bir yönetmelik hazırlamışlardır (CLOUTERRE, 1991).

Günümüzde zemin çivilerinin tasarımında yerel ve genel stabilite analizleri yapılmaktadır. Stabilite analizlerinde limit dengeye dayalı zemin şev analizleri yöntemleri kullanılmaktadır. Bu yöntemlerde ortamın yer değiştirmeleri hesaplanmadığından zemin çivili kazılarda duvar ve çevre yapılarıdaki yer değiştirmelerin hesaplanmasında çoğunlukla sonlu elemanlar, sonlu farklar veya başka bir sayısal analiz yöntemi kullanılması yoluna gidilmektedir. Bu sayısal analiz yöntemleri ile gerçekleştirilen tasarımlarda zeminin yük altında doğrusal olmayan davranışı, kazı inşa adımları ve yapısal elemanlarda zemin/yapı etkileşimi dikkate alındığından tasarımlar diğer analiz yöntemlerine göre daha güvenli ve ekonomik olabilir. Ancak pratik nedenlerden ötürü sayısal analizlerde iki boyutlu (2B) model kullanılması ihtiyacı analiz sonuçlarının gerçekçi olmasını zorlaştırmaktadır. Bunda çivi-zemin etkileşimini doğru modelleyememenin oluşturduğu sıkıntı önemli rol oynamaktadır. Düzlem şekil değiştirme idelazasyonuna göre kurulan bir modelde çivi elemanlar ince bir plak veya levha gibi modellenebilmektedir. Bu durumda gerçekçi yer değiştirmeleri elde etmek için çivi elemanların rijitliklerini uygun oranda azaltma yoluna gidilse de silindirik çivi elemanların gerçek zemin yapı etkileşimini modellemek son derece güçtür. 2B analizlerde bunun önüne geçmek başka bir deyişle 3 boyutlu sayısal problemi 2B olarak çözebilmek için gömülü kiriş veya kazık elemanlar kullanılabilir. Gömülü kiriş elemanlar sayısal analizlerde son bir kaç yıldır yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır (Engin vd., 2007). Gömülü kiriş elemanlarda zemin içindeki kazık veya diğer yapısal elemanlar (çivi, ankraj vb) taşıma gücü

ile birlikte zemin-yapı etkileşimi gözönüne alınarak modellenmektedir. Bu durumda 2B modellerde mevcut donatı elemanların geometrik ve rijitlikleri gözönüne alınarak daha gerçekçi analizler yapılması sağlanmakla birlikte güvenilir taşıma gücü değerlerine gereksinim vardır. Berilgen vd. (2013) yapılan çalışmada gömülü kiriş elemanlar ile zemin çivilerinin modellenmesi durumu incelenmiştir.

Bu çalışmada literatürde yer alan tam ölçekli bir model gözönüne alınarak Plaxis 2D yazılımı ile analizler gerçekleştirilmiştir. Bu sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerde zemin çivileri plak, geogrid ve gömülü sıra kiriş elemanlar ile modellenerek sonuçlar arazi gözlemleri ile karşılaştırılmıştır.

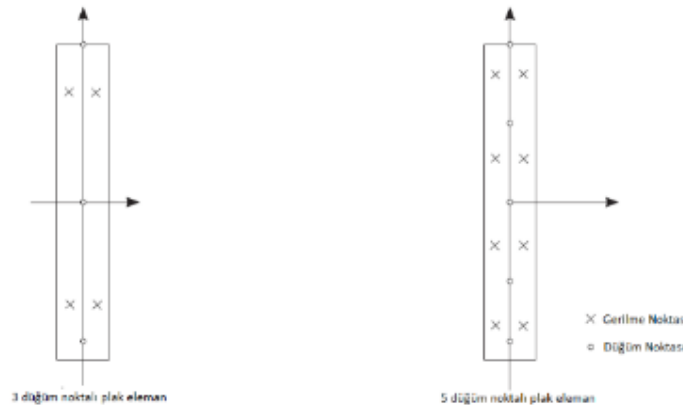
2. ZEMİN DONATISI İÇİN KULLANILAN SONLU ELEMANLAR

Sonlu Elemanlar Yöntemi (SEY) ile yapılan analizlerde zemin çivisi gibi donatı elemanları için özel sonlu eleman tipleri geliştirilmiştir. Bu elemanlar iki boyutlu analizlerde plak, geogrid ve gömülü kiriş elemanlar olabilmektedir. Bu elemanların özellikleri aşağıda açıklanmıştır.

2.1. Plak Elemanlar

Plak elemanlar düğüm noktalarında her düğüm noktasında üç serbestlik derecesine sahip çizgisel (line) elemanlardan oluşmaktadır. Düğümlerdeki serbestlik derecelerinden ikisi yatay ve dikey yer değiştirmeler (u_x , u_y) olurken üçüncüsü x-y düzlemindeki dönmedir. Plaxis 2D’de zemin tabakaları 6 düğümlü düzlem şekil değiştirme ve eksenel simetrik elemanlar ile modellendiğinde plak eleman 3 düğüm noktası ile, zemin tabakaları 15 düğüm noktalı sonlu elemanlar ile modellendiğinde ise 5 düğüm noktalı plak elemanlar kullanılmaktadır. Plak elemanlar Mindlin’in Plaka Teorisine dayanmaktadır. (Bathe, 1982). Bu teoride plak elemanda dönmeden kaynaklı oluşan kesme ve eğilme davranışına izin verilmektedir. Ek olarak, eksenel bir kuvvet uygulandığı zaman eleman boyutlarında değişim olabilmektedir. Plak eleman, ön görülen maksimum eksenel kuvvet ve eğilme momentine ulaşırsa plastik davranış gösterebilmektedir (Brinkgreve, vd., 2015).

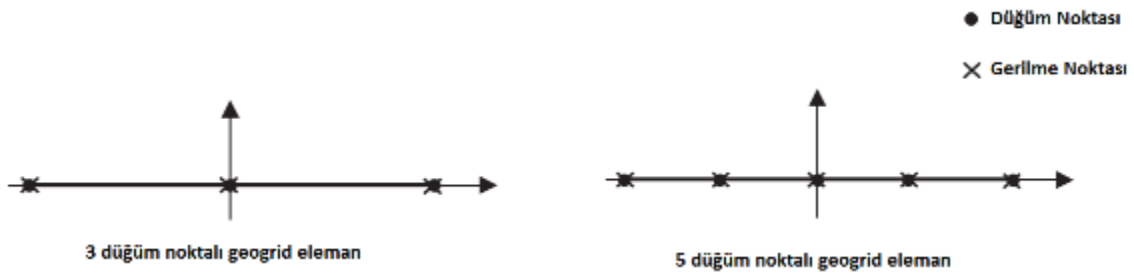
SEY’de plak elemanların eğilme momentleri ve eksenel kuvvetlerinden dolayı oluşan gerilme değerleri, gerilme noktalarında (Gauss noktaları) hesaplandığından 3 düğüm noktalı plak elemanda 2 noktada, 5 düğüm noktalı plak elemanda ise 4 noktada hesaplanabilmektedir. Şekil 1’de 3 düğüm noktalı ve 5 düğüm noktalı plak elemanın düğüm ve gerilme noktaları gösterilmektedir.



Şekil 1. Plak Sonlu Elemanlar Düğüm ve Gerilme Noktaları

2.2. Geogrid Elemanlar

Normal rijitliğe sahip, eğilme rijitliğinin bulunmadığı ve sadece çekme kuvvete alan bir boyutlu levha elemanlar Plaxis yazılımı tarafından Geogrid eleman olarak isimlendirilmiştir. Sonlu elemanlar modelinde yer alan geogridler, her bir düğüm noktasında 2 serbestlik derecesine (u_x , u_y) sahiptir. Plaxis 2D’de zemin tabakaları 6 düğümlü düzlem şekil değiştirme ve aksel simetrik elemanlar ile modellendiğinde geogrid eleman 3 düğüm noktası ile, zemin tabakaları 15 düğüm noktalı sonlu elemanlar ile modellendiğinde ise 5 düğüm noktalı plak elemanlar kullanılmaktadır (Şekil 2).

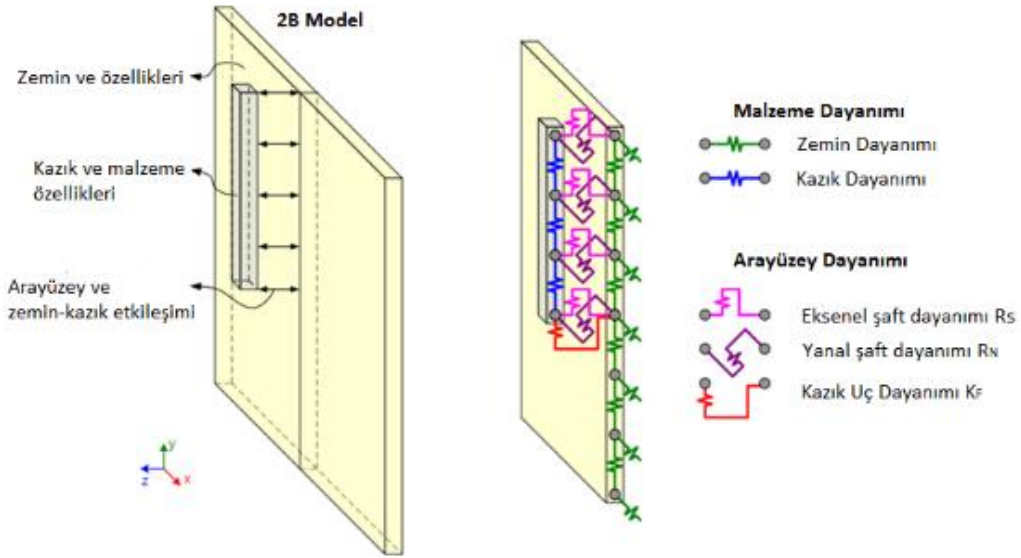


Şekil 2. Geogrid Sonlu Elemanda Düğüm ve Gerilme Noktaları

Geogrid elemanların aksel kuvvetleri Newton-Cotes gerilme noktalarında hesaplanır. Bu gerilme noktaları Şekil 2’de gösterildiği gibi düğüm noktalarına denk gelmektedir (Brinkgreve, vd., 2015).

2.3. Gömülü Sıra Kiriş Elemanlar

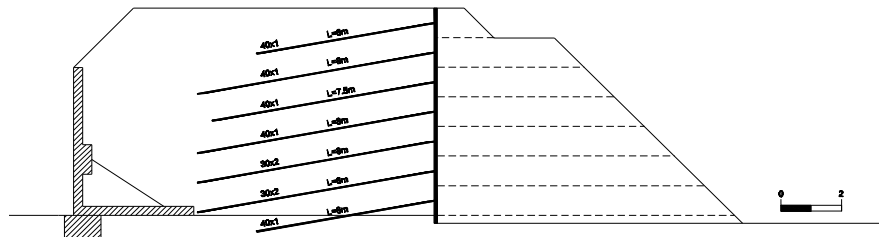
Şekil değiştirme idealizasyonunun yapıldığı 2B analizlerde kazı, ankraj ve çivi gibi zemin tabakaları içine gömülü çok sıralı elemanları modelleyebilmek için zemine gömülü sıra kiriş elemanlar (embedded beam rows) geliştirilmiştir. İlk olarak Sadek ve Shahrour (2004) tarafından kullanılan bu elemanlar Plaxis yazılımına geliştirilerek uyarlanmıştır (Engin, 2007). Gömülü sıra kiriş elemanlar kazık uç ve çevre direnci ile zemin-kazık etkileşimini modelleyen ara yüzey elemanlardan meydana gelmektedir. Bu yaklaşım, gerilme şekil değiştirme analizinde üç boyutlu kazık vb. sıralı elemanların davranışını iki boyutlu düzlem-gerilme modeli ile çözmek için düzlem dışında yer alan kazıkları göz önüne alan basitleştirilmiş bir yaklaşımdır. Buna göre sonlu elemanlar ağı sürekli iken gömülü sıra kiriş eleman iki boyutlu ağı içinde olmayan fakat ağ üzerine eklenerek çözümlenmektedir. Gömülü sıra kiriş elemanda düzlem dışı ve içinde ara yüz elemanlar ile kiriş ve çevre zemin yanında kirişin alt ucundaki zemin elemanlarıyla etkileşim gözönüne alınmaktadır (Şekil 3). Bu etkileşimde kazıklardaki gibi çevre ve uç direnci gözönüne alınmakta olup sonlu elemanlar modelde kiriş aralığı yanında uç direnci değeri ve çevre direncinin değişimi hesap öncesi girdi olarak verilmektedir. Gömülü sıra kiriş elemanlarının düğüm ve serbestlik derecesi sayıları ile gerilme noktaları durumu ve Plak elemanlar ile aynı olup Mindlin’in Plak Teorisi esas alınmıştır (Brinkgreve vd., 2015).



Şekil 3. Gömülü Sıra Kiriş Elemanın Çevre Zemin ile etkileşimi (Brinkgreve, vd., 2015).

3. SONLU ELEMANLAR MODEL

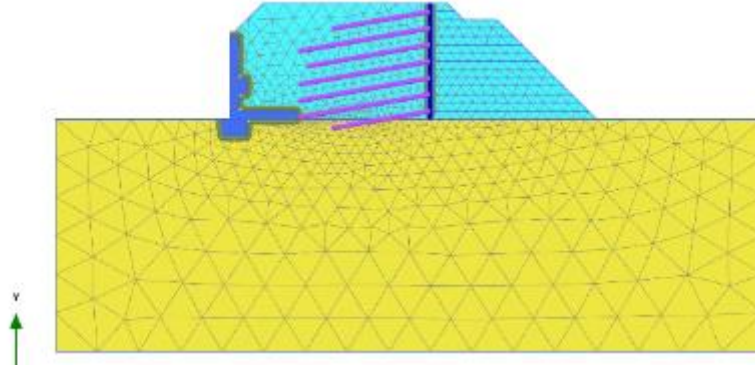
Zemin çivili duvarınların iki boyutlu sayısal analizlerinde farklı tipteki donatı sonlu elemanların analiz sonuçlarına etkisini göstermek için Fransa'da Clouterre kapsamında gerçekleştirilen CEBT-1 olarak adlandırılmış tam ölçekli model deneyden yararlanılmıştır (Unterriener vd. 1995). Bu model deneyde Şekil 4'de görüldüğü gibi 7 m derinlikteki bir diyafram perde yatayla 10° açı yapan 1 m aralıklı farklı uzunluktaki 7 adet zemin çivisi ile desteklenmiştir. Çivi aralıkları yatay ve düşeyde 1 m olup uzunlukları 6-8 m arasında değişmektedir. Zemin çivileri 40-30 mm çapında ve 1-3 mm kalınlıktaki alüminyum boruların groutlanması ile modellenmiştir. Deneyde 10 cm kalınlıktaki betonarme duvar önüne ve arkasına Fountaine Kumu serilerek relatif sıklığı $D_r=0.60$ olacak şekilde sıkıştırılmıştır. Kum dolgu 1-6m içinde farklı derinliklerde yapılan pressiometre deneylerinde limit basıncın $p_l=0.5-1.5$ MPa arasında değiştiği, ortalama pressiometre modülünün ise $E_M=10$ MPa olduğu saptanmıştır (Plumelle, 1987). Deneyin oturtulduğu zemin, içinde yapılan pressiometre deneylerinde, zeminin çok sert olduğunu gözlenmiştir ($p_l \gg 5$ MPa, $E_M \gg 50$) (Schlosser, vd., 1993). Deney sırasında zemin çivileri içinde ve duvar arkasındaki geri dolguda inklinometre ölçümleri yapılmıştır. Inklinometre ölçümleri duvar yüzünde ve duvara 2m, 4m, ve 8m mesafelerde yapılmıştır.



Şekil 4. Deneysel Model (Unterriener vd., 1995).

Deney kumu üzerinde gerçekleştirilen çok sayıda üç eksenli basınç ve çekme deneyi sonucunda 0.60 relatif sıkılıkta kayma mukavemeti açısının $\phi=38^\circ$, kohezyonunun $c=3$ kPa olduğu görülmüştür. Fountaine kumunun %50'ye kadar silt içermesi ve %6-%12 su muhtevasına sahip olması sebebi ile bir miktar kohezyona sahip olduğu anlaşılmaktadır (Petit, 1987).

Şekil 4'de görülen 1:1 ölçekli zemin çivili duvarın farklı donatı sonlu elemanlar kullanılarak geri analizler ile incelenmesi için Plaxis 2D yazılımı kullanılmıştır. Geri analizler için oluşturulan sonlu elemanlar modeli Şekil 5'de verilmiştir.



Şekil 5. Sonlu Elemanlar Modeli

Şekil 5'den görüldüğü gibi sonlu elemanlar modelinde iki farklı zemin tabakası bulunmaktadır. Bu tabakalardan üstteki tabaka model duvarın arkasına yerleştirilen kum, alttaki ise temel zeminini oluşturan tabakadır. Zemin davranışı Hardening Soil malzeme modeli ile modellenmiş olup zemin tabakaları için analizlerde göz önüne alınan malzeme parametreleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Malzeme Parametreleri

Parametre	Sembol	Birim	Fountain kumu	Temel zemini	İstinat duvarı
Malzeme modeli			Hardening Soil Model		Elastik
Tabii Birim Hacim ağırlık	γ	[kN/m ³]	16.6	19.3	24
Sekant Modülü	E_{50}^{ref}	[MPa]	20	70	25000
Ödometre Modülü	E_{oed}^{ref}	[MPa]	20	70	-
Boşaltma Modülü	E_{ur}^{ref}	[MPa]	60	210	-
Kohezyon	c_{ref}	[kPa]	3	0	-
Kayma muk. Açısı	ϕ	[$^\circ$]	38	38	-
Poisson oranı	ν	[-]	0.2	0.2	0.15
Referans gerilme	p_{ref}	[kPa]	100	100	-
Hiperbolik model üstel katsayısı	m	[-]	0.5	0.5	-
Sükuneteki toprak basıncı katsayısı	K_0^{nc}	[-]	0.616	0.616	-
Göçme oranı	R_f	[-]	0.9	0.9	-
Arayüzey oranı	R_{inter}	[-]	1.0	1.0	-

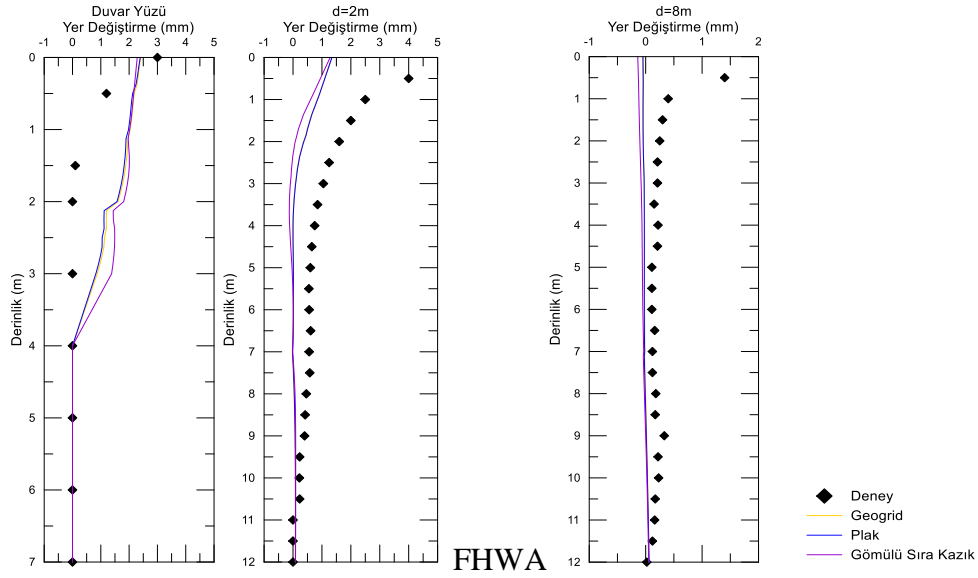
SE analizlerde zemin çivileri için plak, geogrid ve gömülü sıra kiriş elemanlar ile modellenirken shotcrete perde duvarı plak eleman ve istinat duvarı 2B katı eleman ile modellenmiştir. Betonarme inşa edilmiş istinat duvarı için elastik mazleme davranışı kabul ile kullanılan malzeme parametreleri Tablo 1’de verilmiştir. 10 cm kalınlıktaki perde duvar için de elastik malzeme kabulü ile istinat duvarı ile aynı elastik parametreler alınmıştır. Alüminyum borudan üretilen zemin çivileri için analizlerde kullanılan malzeme parametreleri Tablo 2’de verilmiştir. Bu elemanlar için elastisite modülü 70 000 MPa alınmıştır.

Tablo 2. Zemin Çivilerinin Malzeme Özellikleri

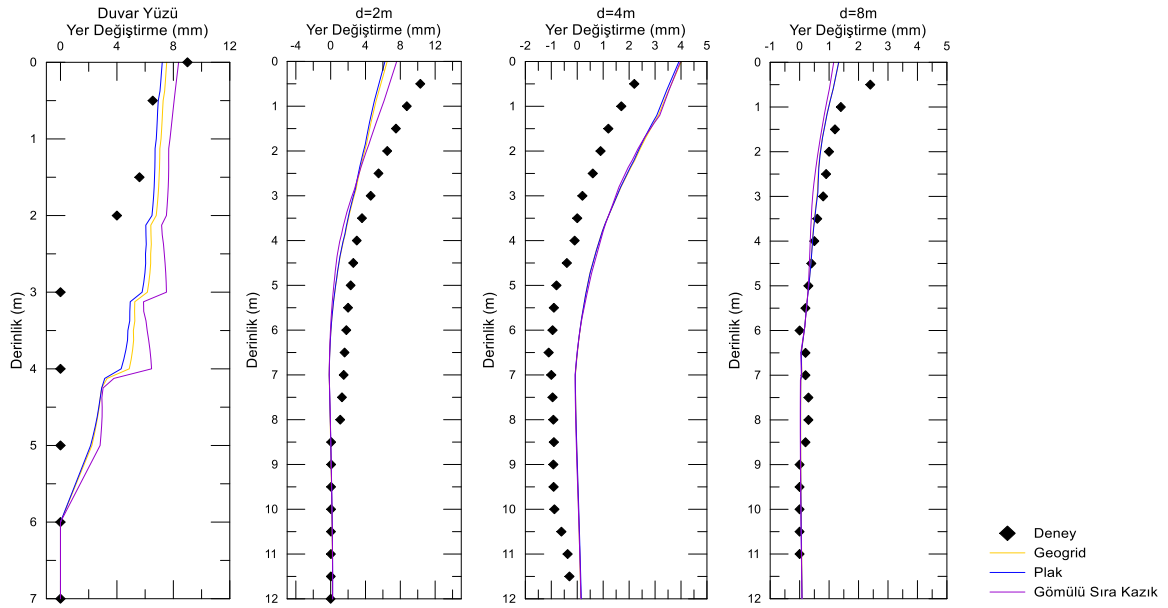
Çivi No	Derinlik	Uzunluk	Çap	Et kalınlığı	Nihaî çevre sürtünmesi kuvveti
-	m	m	mm	mm	kN/m
1	0.5	6	40	1	10
2	1.5	8	40	1	14
3	2.5	7.5	40	1	18
4	3.5	8	40	1	22
5	4.5	8	30	2	26
6	5.5	8	30	2	30
7	6.5	6	40	1	34

3.1. Analiz Sonuçları

Analiz sonuçlarının deneysel ölçümlerle karşılaştırılması Unterriener vd. (1995)’dan edinilen bilgilere göre 3. ve 5. adımlarda yapılabilmektedir. Deney sırasında çivi imalatından sonra duvar yüzünde, duvara 2, 4 ve 8 m mesafelerde alınan inklinometre ölçümleri ile 2B gerilme şekil değiştirme analizleri sonuçlarının karşılaştırılması üçüncü adım için Şekil 6’da, beşinci adım için Şekil 7’de verilmiştir. Şekil 6’da ve Şekil 7’de verilen derinlik-yatay yer değiştirme grafiklerinden görüldüğü gibi farklı donatı sonlu eleman kullanılarak hesaplanan yatay yer değiştirmeler inklinometre ölçümlerine kabul edilebilir ölçüde yakın çıkmıştır. Donatı elemanlarına göre derinlik-yerdeğiştirme değişimleri karşılaştırıldığında ise plak ve geogrid elemanların sonuçları üst üste çıkarken gömülü sıra kiriş elemandan elde edilen sonuçlar bunlardan çok az farklı çıkmıştır.



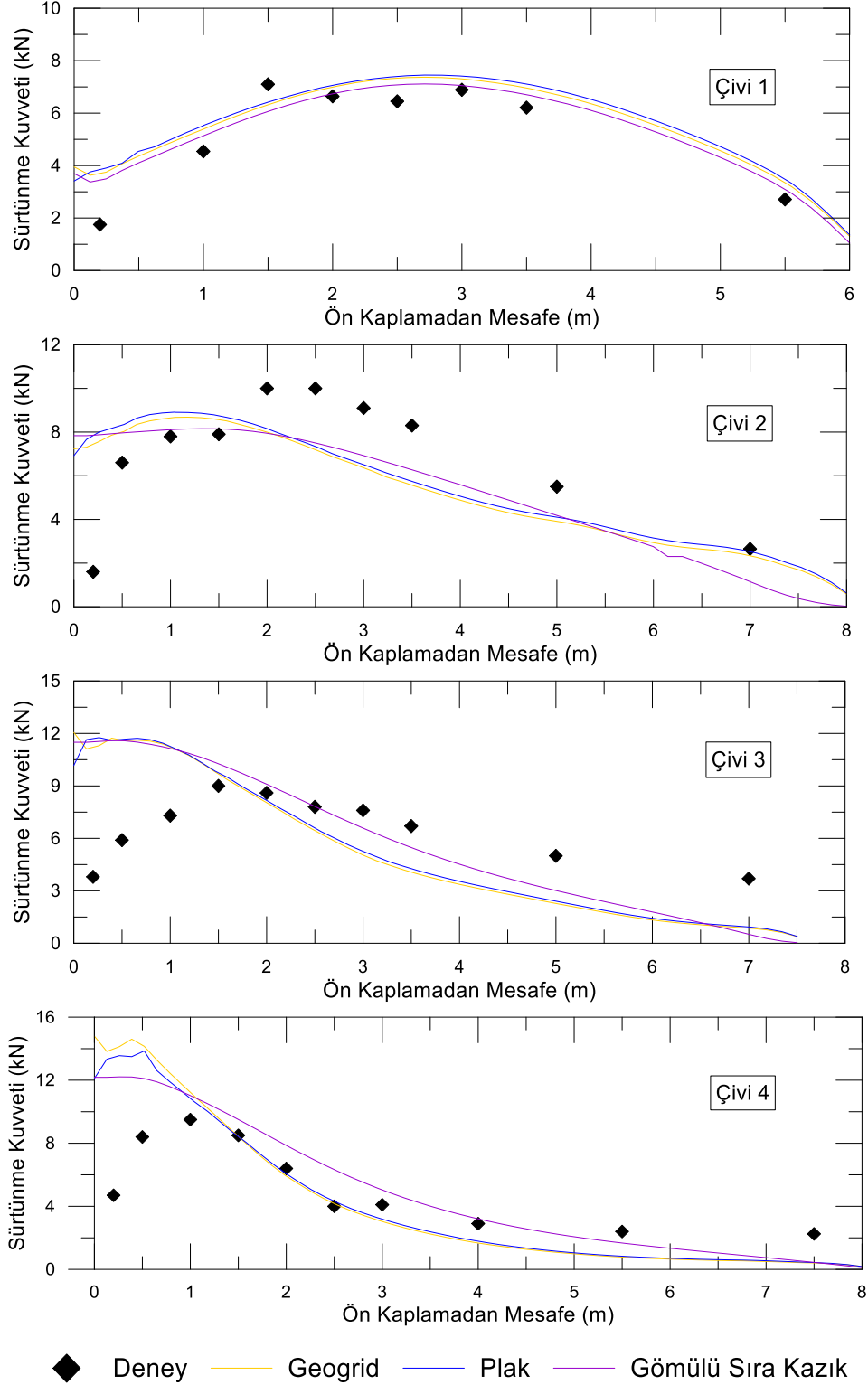
Şekil 6. 3. İnşa Aşamasında Alınan İnklinometre Ölçümlerinin Analizlerle Karşılaştırılması



Şekil 7. 5. İnşa Aşamasında Alınan İnklinometre Ölçümlerinin Analizlerle Karşılaştırılması

Gömülü sıra kiriş eleman ile modellenmiş çivilere gelen sürtünme kuvvetlerinin deneysel ölçümler ile karşılaştırılması Şekil 8’de verilmiştir. Şekil 8’de verilen sürtünme kuvveti eğrilerine bakıldığında çivilerin başlık kısmı hariç, arazi ölçümleri ile farklı donatı elemanlar kullanılarak yapılan sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen sürtünme kuvveti eğrilerinin uyumlu olduğu görülmektedir. Farklı donatı elemanlarının çivi sürtünme kuvvetleri üzerinde etkisi bakımından analiz sonuçları karşılaştırıldığında plak ve geogrid elemanlar kullanılarak modellenen çivilerin sürtünme kuvveti dağılımı birbirine çok yakın ve hemen hemen aynı şekilde olurken gömülü sıra kiriş eleman ile modellenen çivilerde sonuçlar bir miktar farklıdır.

Farklı seviyede yerleştirilmiş çivilerin üç farklı donatı elemanı ile yapılmış sonlu elemanlar analizlerinden bulunan sürtünme kuvveti dağılımlarının başlığa yakın kısımlarda arazi ölçümlerinden farklı çıkması, alüminyum borudan modellenen deney çivilerinin püskürtme beton yüzeyi ile mükemmel bir aderans sağlamadığından kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 8. 5. İnşa Aşamasında Çivilerdeki Sürtünme Kuvvetlerinin Karşılaştırılması

4.SONUÇLAR

Bu bildiride zemin çivili duvarların iki boyutlu sayısal analizlerinde farklı tipteki donatı sonlu elemanların analiz sonuçlarına etkisini göstermek amaçlanmıştır. Bu amaç için Fransa’da Clouterre Projesi kapsamında gerçekleştirilen tam ölçekli bir model deney Plaxis 2D yazılımı ile farklı donatı sonlu elemanları (plak, geogrid ve gömülü kiriş) kullanılarak modellenmiş ve sonuçlar deneysel ölçümler ile karşılaştırılmıştır. Yapılan bu karşılaştırmalar plak, geogrid ve gömülü kiriş elemanların sonuçlarının bir birine yakın çıkmış olup üçünün de zemin çivilerinin modellenmesinde kullanılabilceğini göstermektedir. Elde edilen bu bulgulara göre 2B sayısal analizlerde geogrid, plak ve gömülü sıra kazık elemanların kullanımında aşağıdaki hususlar gözönünde bulundurulmalıdır:

- 1) Geogrid eleman sadece çekme kuvveti etkisinde çalışan elemanlar olup basınç kuvveti ve eğilme momentinin etkin olduğu durumlarda gerçeğinden farklı sonuçlar alınabilir.
- 2) Plak elemanlar eğilme momenti etkisi yanında çekme ve basınç kuvvetleri etkisini de gözönüne aldığından geogrid elemanlara göre zemin çivilerini modellemede geogrid elemanlara göre daha iyi çözümler elde edilir.
- 3) Gömülü sıra kiriş elemanlarda çekme ve basınç kuvvetleri ile birlikte eğilme momentinin etkisi yanında çivi elemanın çevresindeki zeminle etkileşimi sıyrılmaya direnci gözönünde bulundurularak modellendiğinden plak ve geogride göre daha gerçekçi çözümler elde edilebilir. Gömülü sıra kiriş elemanlar ile gerçeğine yakın sonuçlar alınabilmesi için birim çivi sıyrılmaya kuvvetinin bilinmesine ihtiyaç vardır.
- 4) 2B analizlerde gömülü sıra kirişlerin kullanılmasının en uygun mühendislik çözümlerine ulaşılmasını sağlaması düşünülmeyle birlikte yaygınlaşabilmesi için arazi ölçümleri ile karşılaştırma yapılan çalışmaların artmasına ihtiyaç vardır.

KAYNAKLAR

- [1] Berilgen, M., Özaydın, K. ve Tuncer E., (2013). ‘‘Zemin Çivilerin Gömülü Kazık Elemanlar ile Sayısal Analizi ‘’, 5.Geoteknik Sempozyumu , 5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi ,Adana
- [2] Bathe, K.J, (1982), Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice Hall, New Jersey.
- [3] Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy, S., E. ve Swolf , W.M. (ed) (2015) Plaxis Manual , Plaxis BV., Hollanda.
- [4] Clouterre (1991), French National Research Project Clouterre - Recommendations Clouterre (English Translation 1993). Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Washington, D.C., USA, Report No. FHWA-SA-93-026, 321 p.
- [5] Engin, H.K., Septanika E.G. and Brinkgreve R.B.J. (2007), Improved embedded beam elements for the modelling of piles. Proc. 10th Int. Symp. on Numerical Models in Geotechnical Engineering – NUMOG X, Rhodes (Greece). April 2007.
- [6] Petit, G. (1987) Contribution à l’étude expérimentale du comportement des massifs en sol cloné. Rapport de Stage de Fin d’Etudes, CERMES-ENPC.

- [7] Plumelle, C. (1987), “Experimentation en Vraie Grandeur D’une Parol Cloné”, Revue Française de Géotechnique, No.40, 45-50.
- [8] Sadek, M. and Shahrour I. (2004). “A Three Dimensional Embedded Beam Element For Reinforced Geomaterials”, Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 28, 931–946.
- [9] Schlosser, F., Hoteit N., ve Pierce, D. (1993). “Experimentation en vraie grandeur d’un mur Freyssisol-Websol en sol renforce” , C.R. Symposium International sur le Renforcement des Sols: Experimentations des annees 1980, ENPC, Paris, 299-320
- [10] Stocker, M., Körder, G.W., Gassler, G., ve Gudehus, G.(1979), Soil Nailing. C.R. Coll. Intern Reinforcement de sols (2), Paris,ENC Press, 469-474
- [11] Petit, G. (1987) Contrubition à l’étude expérimentale du comportement des massifs en sol cloné. Rapport de Stage de Fin d’Etudes, CERMES-ENPC.
- [12] Unterriener, P, Schlosser, F ve Benhamda, B. (1995) Calculation of the displacements of a full scale experimental soil nailed wall-French National Project Clouterre.

DENİZ KENARINDA YERALTI OTOPARKI İÇİN 3-BOYUTLU ANALİZLER

3D ANALYSES FOR AN UNDERGROUND GARAGE NEAR THE SEA

İ. Burak DURAN¹

Ersin AREL²

Akın ÖNALP³

ABSTRACT

Numerical methods are rapidly replacing the traditional approach to the calculation of structures founded in soil. The finite element method leads the way among these methods in computing stresses and deformations of structures in two and three dimensions. This paper describes the solution for an underground parking facility on the sea front. The soil is a normally consolidated clay, suggesting probable support problems prior to excavation. A three dimensional analysis of the garage of about 500m length was carried out which indicated a maximum diaphragm displacement of 260mm that appeared risky despite the use of props at the corners of each 50m long cell designated to reduce earth pressures. It is suggested that the thickness be increased to bring the deformation to within acceptable limits.

Keywords: Normally loaded clays, diaphragm wall, props, hydrostatic pressure, tension pile, 3D analysis.

ÖZET

Sayısal analiz yöntemleri günümüzde geleneksel hesaplamanın yerini almaktadır. Bunlar arasında sonlu eleman yöntemi (FEM) diğer yöntemlerin önüne geçmiş görünmektedir. FEM'in güncel en önemli özelliği üç boyutta hesap yapma yeteneğidir. Bir yapıda 3 ve 2 boyutlu analiz sonuçları karşılaştırıldığında beliren fark mühendisi üç boyuta yönlendirmektedir. Bu bildiri gerçek normal yüklenmiş bir kil içine oturtulacak çok uzun bir yeraltı yapısının temel ve destek sisteminin FEM ile yapılışını anlatmaktadır. Kazının diyafram duvar ile tutulması, ötelenmeleri azaltmak için de çapraz boru destekler kullanılması öngörülmüştür. Diyafram kalınlığı 50cm tutulduğunda maksimum ötelenme 26cm düzeyinde beliridiğinden bu kalınlığın artırılmasına gidilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Normal yüklenmiş killer, diyafram duvar, iksa, su basıncı, çekme kazıkları, 3D analiz.

¹ İnşaat Yük.Müh. İstanbul Kültür Üniversitesi, b.duran@iku.edu.tr

² Yar. Doç.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, e.arel@iku.edu.tr

³ Prof.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, a.onalp@iku.edu.tr

1. GİRİŞ

YerAltı Su Seviyesi'nin yüksek olduğu bölgelerde inşa edilen birden fazla bodruma sahip ve temel oturum alanı büyük olan yapılara etkiyen kaldırma kuvveti yüksek düzeylere çıkabilmektedir. Kaldırma kuvvetinden kaynaklanacak düşey hareketler, özellikle bina yükünün düşük olduğu bölümlerde taşıyıcı sistem elemanları üzerinde ilave gerilmeler oluşturmaktadır. Bu da aşırı kesit zorlanmalarına neden olmaktadır.

Deniz kenarında yapımı öngörülen bir otopark yapısı için 8.5m'lik kazı yapılması gerekmektedir. Yeraltı su seviyesi -1.5m'de olduğundan garaj yapısı bu boyutları ile yüksek su basınçları/yüzdürme kuvveti yanında zeminin düşük kalitesi nedeniyle ciddi toprak basınçları almaktadır. Bu nedenle problemin çözümünde öncelikle kaldırma kuvvetinden dolayı bina üzerinde oluşacak düşey deformasyonların kontrolü sağlanmış daha sonra ise inşaat alanında kazı güvenliğini sağlayacak destek sistemi modellenmiştir.

Problemin özelliği nedeni ile üç boyutta çözüme gidilmesi kaçınılmaz olmaktadır. Bu amaçla, önce kaldırma kuvvetinin karşılanması için temel ve çekmeye çalışacak kazık analizi, bunu izleyerek kazı stabilitesinin değerlendirilmesi için deformasyon analizi yapılmıştır.

Bu bildiride, konuya yaklaşım ve çözüm evreleri değerlendirilmektedir.

2. YAPININ ÖZELLİKLERİ

Otopark yapısı yeraltında iki katlı, 63x580m boyutludur. Bunun üzerine 3 katlı bir bina planlanmaktadır. Temel altı derinliği -8.5m'de olacağından 180,000m³ lük bir kazı yapılması gerekmektedir. Böylece, alttaki yapının yaklaşık 2.393.532 kN (2m temel + 2 bodrum taşıyıcı elemanlar) ağırlığına karşın, üst yapı inşaatına geçilmeden temel kazısı sonrası en az 25000 kN düzeyinde bir kaldırma kuvvetinin karşılanması gerekmektedir.

Tablo.1'de bodrum katlar için kullanımı gereken taşıyıcı elemanların özellikleri verilmektedir.

Tablo.1 Taşıyıcı Elemanların Özellikleri

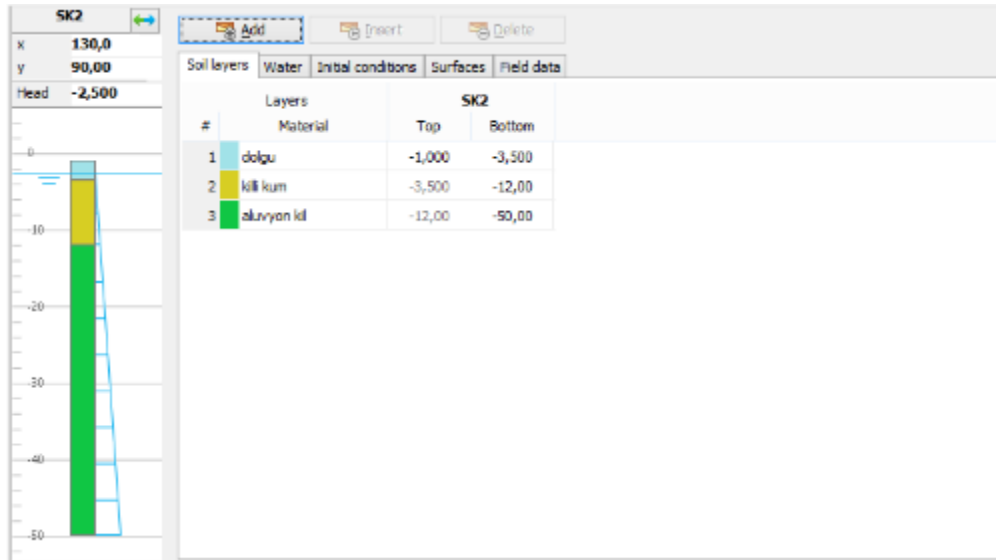
	Döşeme	Duvar	Temel	1.0*1.0 Kolon	0.5*1.0 Kolon	Kazık
Malzeme	Lineer Elastik	Lineer Elastik	Lineer Elastik	Beam	Beam	Embedded piles
d	0.15	0.40	2.00	1.0x1.0	0.5x1.0	1.00
ρ_n (kN/m ³)	24.0	24.0	24.0	24	24	6
E (MPa)	30000	30000	30000	30000	30000	30000
ν	0.2	0.2	0.2	-	-	-
L (m)	-	-	-	-	-	15.0

3. ZEMİNİN ÖZELLİKLERİ

Alandaki zemin profili yüzeyde 10m kalınlıkta aluviyal yeni çökeller altında Kuvaterner yaşlı normal yüklenmiş (NL) denizel kökenli killer olarak belirlenmiştir. Üstteki aluviyal tabakanın karakteristik drenajsız kayma direnci Menard presiyometre sonuçlarına (MPT)

göre $S_u = 30$ kPa, NL kilinki ise $S_u = 60$ kPa olarak ölçülmüştür. Oysa laboratuvarında numune örselenmesine bağlı olarak bunların yarısı kadar değerler ölçülmüş, bu nedenle çalışma öncesinde problem çözümsüz gibi görünmüştür.

Modelde oluşturulan zemin profili Şekil 1'de gösterilmiştir, mevcut 3 tabaka için de pekleşen zemin (*hardening soil*) modeli kullanılmıştır. Tablo 2 ise zemin özelliklerini göstermektedir.



Şekil 1. Zemin Profili

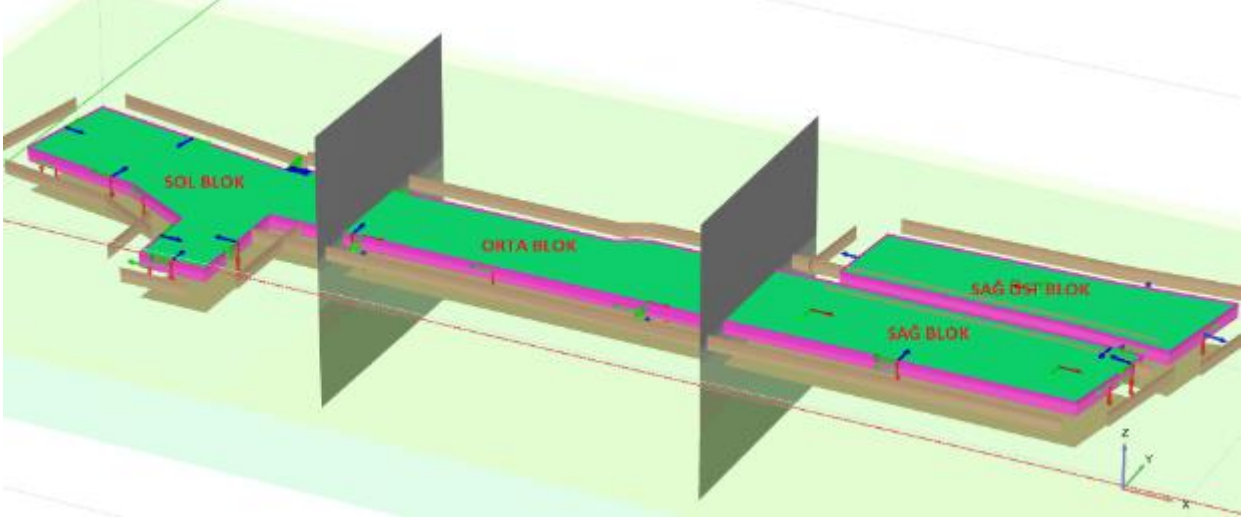
Tablo.2 Zemin Tabakalarının Özellikleri

İsim	Dolgu	Killi Kum	Alüvyon Kil
Malzeme Modeli	Pekleşen Zemin	Pekleşen Zemin	Pekleşen Zemin
Malzeme Tipi	Drenajlı (<i>drained</i>)	Drenajlı (<i>drained</i>)	Drenajlı (<i>drained</i>)
ρ_n (kN/m ³)	17.0	17.0	16.0
ρ_d (kN/m ³)	18.0	18.5	17.5
E_{50}^{ref} (kPa)	8000	10000	12000
E_{oed}^{ref} (kPa)	8000	10000	12000
E_{ur}^{ref} (kPa)	24000	30000	36000
Üstlük, m	0.50	1.00	1.00
c' (kPa)	20	10	15
ϕ' (°)	20	25	30
$K_{0,NL}$	0.658	0.577	0.500

4. ANALİZE YAKLAŞIM

Bu problem yazarların bu güne kadar gerçekleştirmeğe çalıştığı en büyük boyutlu analiz olarak belirlemiştir. Özelliği itibarı ile üç boyutlu çözülmesi gerekmektedir. Ancak çözüm için 3D sonlu eleman yöntemi kullanılmaya teşebbüs edildiğinde, kullanılan büyük kapasiteli bilgisayar ve yazılımın yeterli olmadığı görülmüş, çözümün yine üç boyutta ancak yapının Şekil 2' de gösterildiği gibi 4 parçaya bölünerek yapılmasına karar verilmiştir. Bu yaklaşımla

çözümde büyük ölçüde yakınsama sağlanmıştır. Bu durumda dahi yapı uzunluğu/genişliği oranı 3'ün üzerinde olduğundan böyle bir çözümün (*plane strain*) uygun olacağı düşünülmüştür. İki boyutlu bir çözümün ise her durumda gerçekçi olmayacağı görülmüştür.



Şekil 2. Analiz için Yapının Dört Bölüme Ayrılması

Çözümde önce temel kalınlığının (t) daha sonra ise temel tipinin belirlenmesi üzerinde çalışılmıştır. Kaldırma kuvvetinin öz ağırlıkla dengelenmesi için temel kalınlığının 2m olması gerekmektedir. Her bir yapı bölümü için 4 farklı kombinasyona göre analizler yapılarak temel ve yükleme farklılıklarına göre yapının kaldırma kuvveti etkisi altındaki davranışı incelenmiştir. Oluşturulan modeller;

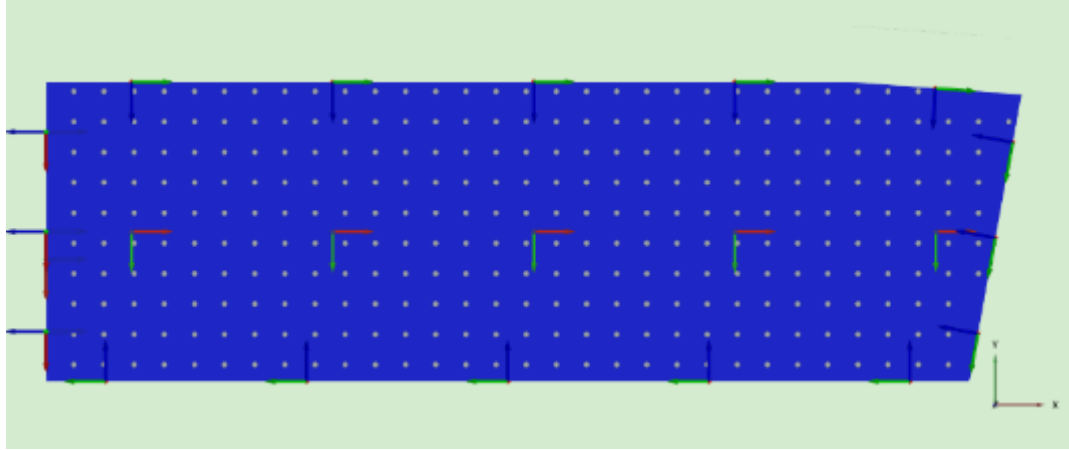
- Yayılı temel (*radyejeneral*) ve 2 katlı bodrumun kendi ağırlığının uygulanması (DL)
- Yayılı temel ve 2 katlı bodrumun kendi ağırlığının uygulanması ile ek üst yapı yükünün uygulanması (DL+60 kPa)
- Kazıklı yayılı temel ve 2 katlı bodrumun kendi ağırlığının uygulanması (DL)
- Kazıklı yayılı temel ve 2 katlı bodrumun öz ağırlığının uygulanması ile ilave üst yapı yükünün uygulanması (DL+60 kPa)

Sistemin düşey dengesini sağlamak için temel altına çekme kazıkları uygulanması öngörülmüştür. Sürtünme yüzeyini yüksek tutmak için $D=1\text{m}$ çaplı, $L=15\text{m}$ boylu kazık uygulandığında beher kazığın kısa vadede direnci $Q_{all} = -800\text{ kN}$ olarak hesaplandığından, gerekli en az kazık sayısı 920 dolayında tahmin edilmiş ve FEM analizi bu tahminle uyumlu başlatılmıştır.

Sayısal analizde önce sağ blok için temel kalınlığı ve kazık aplikasyonunun optimize edilmesi sağlanmıştır. $s_x=s_y=3.00\text{m}$; 6.00m ; 9.00m ve 12.00m olmak üzere 4 farklı karelaj ile çap $D=1.0\text{m}$, boy $L=15.0\text{m}$; kalınlık $t=1.50\text{ m}$ özelliklerine göre DL+60 kPa yük altında kazıklar üzerinde oluşan aksenal yük değerleri incelenmiştir. Bu durumda elde edilen sonuçlara göre (Tablo 3), 2 katlı bodrumun yapısının ölü ağırlığının etkin olması durumu göz önünde tutularak sistemde $6\times 6\text{m}$ karelaj kullanılması uygun görülmüştür.

Tablo 3. Farklı Karelaj ile Kazıklarda Oluşan Eksenel Kuvvetler

Aralık $s_x=s_y$	3.00x3.00	6.00x6.00	9.00x9.00	12.00x12.00
Kazıklarda Oluşan Eksenel Yük (kN)	-207.2	-780.5	-1671	-2399

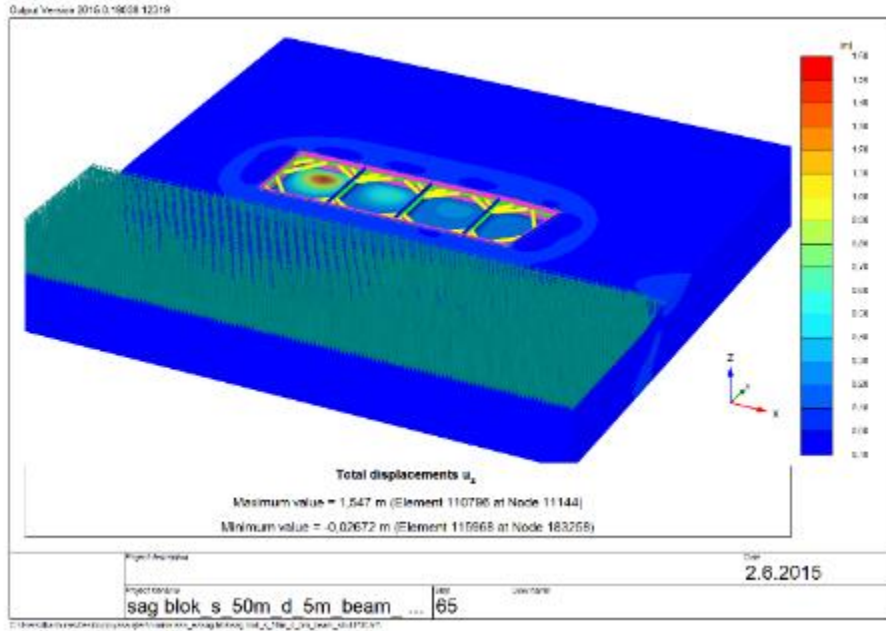


Şekil 3. Sol Blok'ta Kazıkların Dağılımı

Garaj yapısının dengede kalacağı varsayımı ile çalışmanın ikinci aşamasında kazı duvarlarının diyafram tipi yapılması durumunda perdelerde oluşacak ötelenme ve momentler yine Plaxis 3D yazılımı ile hesaplanmıştır. Yapının aşırı uzunluğu nedeniyle perdede büyük ötelenmeler belirdiğinden diyafram duvarların imalini izleyerek, kısa yönde donatısız dikey perdeler de modele eklenmiştir. Bu perdeler de diyafram duvara çapraz boru destekle tutturulmuştur. Diyafram duvarlarda minimum kalınlık genelde 0.80m olarak uygulanmaktadır. Bu analizde duvar kalınlığı 0.60m'de tutulmuştur.

Çalışmada ilk olarak donatısız dikey perdeler arasındaki yatay mesafelerin optimizasyonu üzerinde durulmuştur. Çözümde gözönüne alınan hususlar; kazı destek sisteminde oluşan yatay deformasyonların izin verilebilir aralıkta tutulması ve çapraz bağlar üzerinde beliren eksenel kuvvetlerin kesit kapasitelerinin aşılmasıdır.

Analizde karşılaşılan bir diğer sorun ise birinci bodrum döşemesi hizasına yerleştirilmiş olan ve duvarlar üzerindeki toprak yükünün iletimini sağlayan çapraz desteklerin buldukları yerlerde mesnet olarak çalışmalarıdır. Zemin rijitliğinin düşük olması nedeniyle socket boyu olarak 10.0m ve 5.0m denemelerinde duvarların döndüğü ve kazı taban stabilitesinin kaybolduğu belirlenmiştir (Şekil 4). Bu sorunun çözümü için kaldırma kuvvetine karşı imal edilmesi öngörülen çekme kazıklarının nihai kazı kotuna gelmeden önce imal edilmesi gerekli olacağı görülmüştür. Bu yaklaşıma göre modeller oluşturulduğunda taban stabilitesi sağlanmıştır.



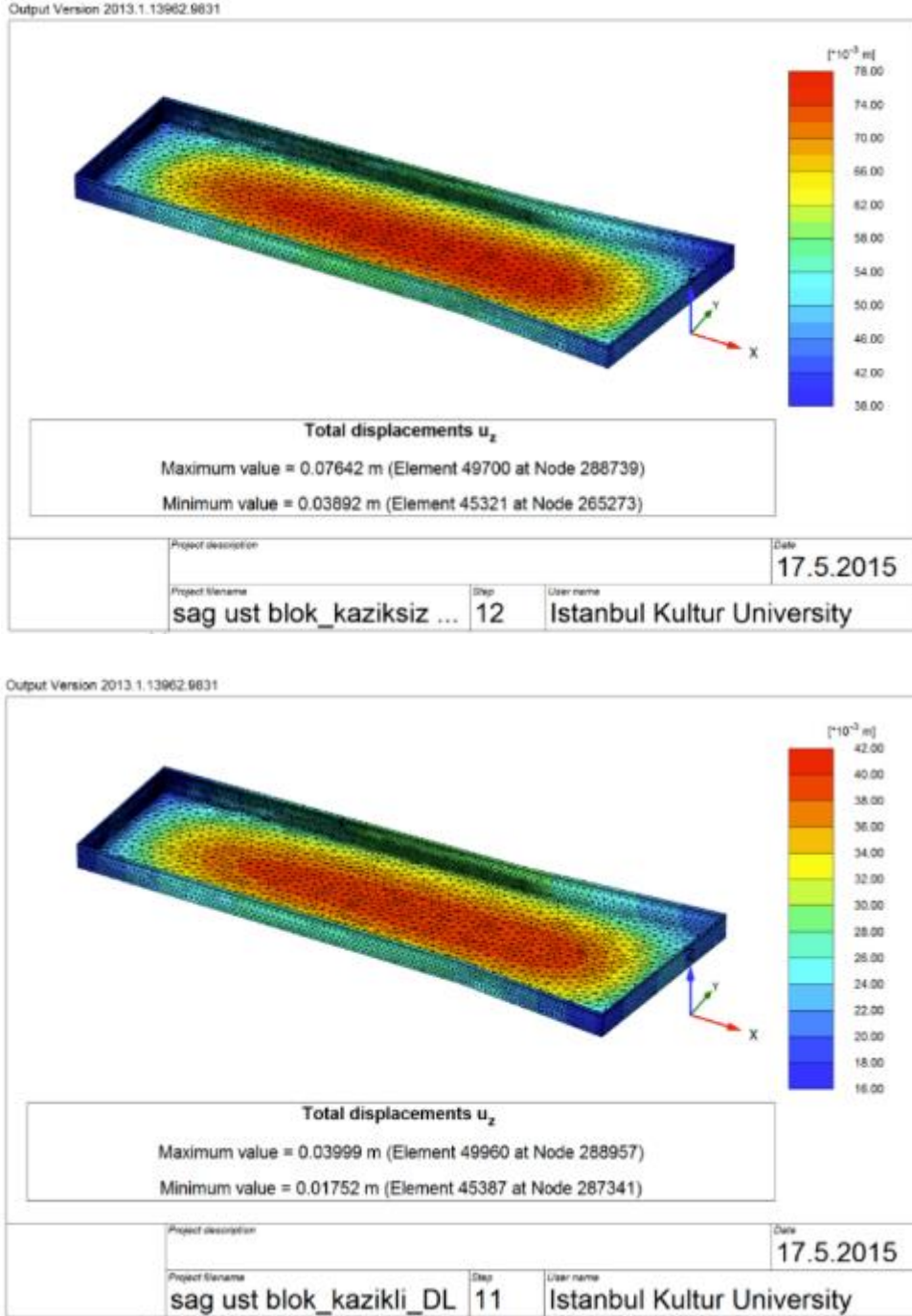
Şekil 4. Kazı taban stabilitesinin bozulması

5. İMALAT

Yapım çalışmasına başlıkları üst kısım boş delgisi ile -8.5 m'den başlayan D=1.0m çaplı kazıkların imalatı ile başlanmıştır. Kazıkların yerleştirilmesinden sonra diyafram duvarlar oluşturulmuş, bunu ara perdelerin yapımı izlemiştir. Tüm elemanların yeterince dayanım kazanmasından sonra her bölümün kazısı sıra ile yapılarak planlanmış derinliğe gelindiğinde çapraz boru destekleri uygulanmıştır. Desteklerden biri 1. bodrum hizasında olmakta ve bodrum döşemesi döküldüğünde kaldırılmıştır.

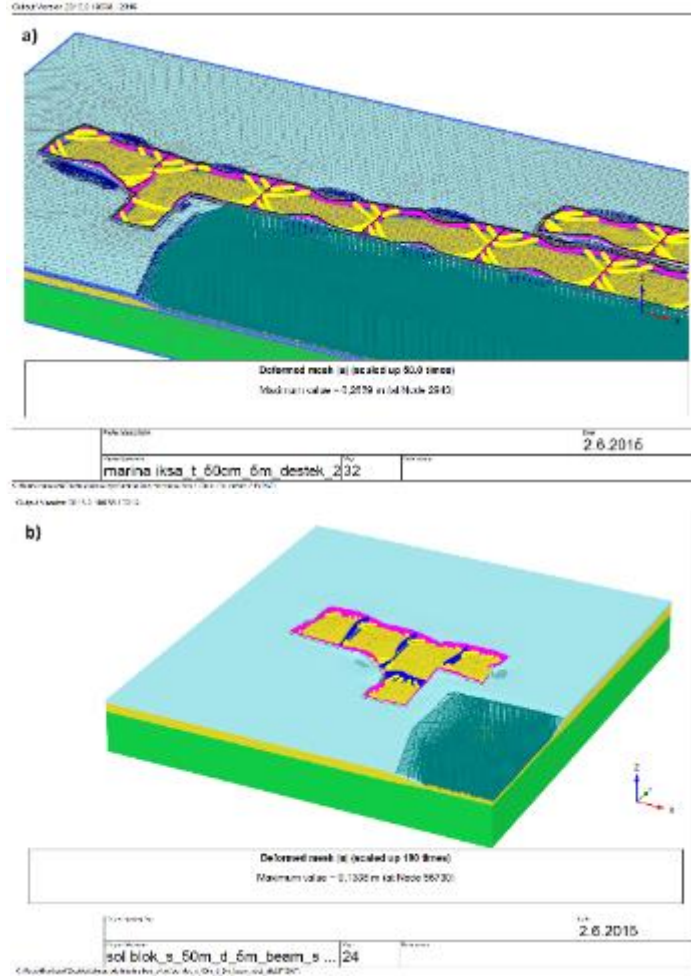
6. SONUÇLAR

Hesaplamalara örnek olarak sağ üst bloktaki davranış Şekil 5'te gösterilmiştir. Temel kazıkları kullanılmadığında bu hücrede düşey hareket 76mm'ye ulaşırken, çekme kazığı uygulaması ile bu değer 40mm'ye düşmekte ve kabul edilebilirlik limitine inmektedir.



Şekil 5. Kazık Uygulamasının Temel Hareketine Etkisi

Şekil 6'da ise tamamlanmış ve desteklenmiş kazının gösterdiği ötelenmeler görülmektedir. Buna göre diyafram kalınlığı 500mm tutulduğunda duvarlarda oluşacak maksimum ötelenme 260mm'yi bulmuştur (Şekil 5a).



Şekil 6. Perde Diziliminde Diyaframda Yatay Deformasyonlar a) $s=100\text{m}$ b) $s=50\text{m}$

Diyafram duvar kalınlığı değiştirilmeden dikey perdeler arasındaki mesafe 100m 'den 50m 'ye düşürüldüğünde ise duvarlar üzerinde oluşan yatay deformasyonların $u_{\text{ymax}}=67\text{mm}$ gibi önemli ölçüde düşük düzeye indiği Şekil 5b'den görülmektedir.

Araştırmanın sonucunda, yatay ötelenmelerin izin verilebilir değerlere gelmesi amacıyla diyafram duvar kalınlığı 50cm olarak modellenmiş ve 50m 'lik hücre uzunlukları oluşturulmuştur. Duvar kalınlığının 80cm olarak uygulanması olumsuz bir etki yapmayacaktır.

KAYNAKLAR

- [1] Brinkgreve, R.B.J., Engin E., Swolfs W.M. (2013), "Plaxis 3D General Information Manual".

POLİMER VE ÇELİK ŞERİTLİ DONATILI ZEMİN DUVAR ALTERNATİFLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI ÜZERİNE BİR ÇALIŞMA

COMPARISON OF REINFORCED EARTH WALL ALTERNATIVES WITH STEEL AND POLIMER STRIP REINFORCEMENTS

Serkan ÜÇER¹

Nebil ERGUN²

ABSTRACT

Soil has almost no tensile strength. However, this can be eliminated by placing various inclusions resistant to tensile stress developed during loading. Since 1970s, retaining walls constructed with elements having high tensile strength like steel and polymer are called as reinforced earth walls. Elements used in this type of walls have some shapes in the form of strips or sheets. There is a false common perception that reinforced earth wall systems having steel strip elements are more safer both under static and seismic conditions compared to polymer equivalent. In addition to the psychological perception that steel is more solid than polymer, the main reason of this situation is related with comparatively high deformation modulus of steel than polymer. In this study, it is shown with case studies and literature that the actual situation is not like the one as it is thought.

Keywords: Reinforced earth wall, polymer strip, steel strip.

ÖZET

Zeminin çekmeye karşı bir direnci yoktur. Ancak, bu durum zeminin içine çekme gerilmelerini karşılayacak çeşitli elemanların yerleştirilmesi ile bertaraf edilebilir. 1970'li yıllardan beri yapılan, çekme mukavemetleri yüksek çelik veya polimerden mamul elemanlar kullanılarak imal edilen istinat duvarlarına donatılı zemin duvarları denilir. Bu duvarlarda kullanılan elemanlar şeritler halinde olabileceği gibi tabakalar halinde de olabilirler. Donatılı zemin yapım sistemleri karşılaştırıldığında çelik donatı elemanların polimerlere göre hem statik hem de sismik koşullar altında daha güvenli olduğu gibi yanlış bir algı vardır. Bu durumun temel sebebi çeliğin daha sağlam olduğu gibi psikolojik bir algının yanında polimerlerin çeliğe göre göreceli düşük deformasyon modülleridir. Bu çalışmada durumun aslında böyle olmadığı literatür ve örnek vaka analizleri ile gösterilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Donatılı zemin duvar, polimer şerit, çelik şerit.

¹ Dr. İnş. Yük. Müh., GEOPRO Müşavirlik İnşaat ve Mühendislik, serkan@geopro.com.tr (Yazışma yapılacak yazar)

² Uzman, EAST İnşaat, nebil.ergun@east.com.tr

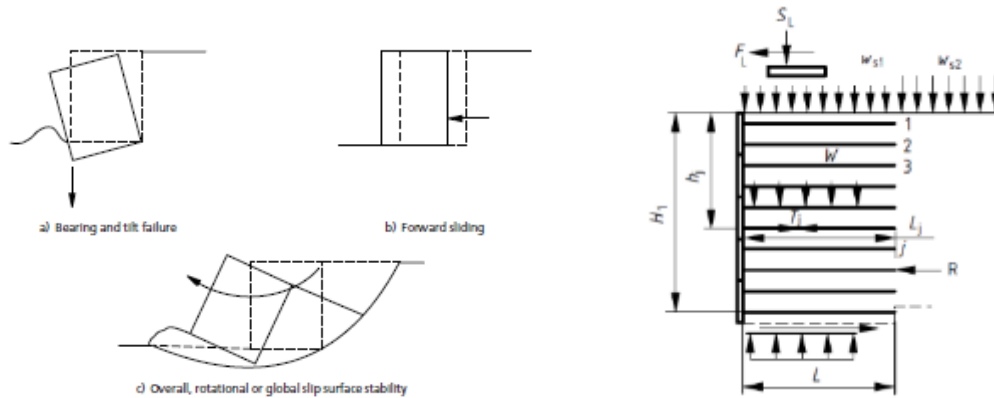
1. GİRİŞ

Zemin çekmeye karşı dayanıklı değildir. Ancak, bu durum zeminin içine çekme gerilmelerini karşılayacak çeşitli elemanların yerleştirilmesi ile bertaraf edilebilir. 1970'li yıllardan beri yapılan, çekme mukavemetleri yüksek çelik veya polimerden mamul elemanlar kullanılarak imal edilen istinat duvarlarına donatılı zemin duvarları denilir. Bu duvarlarda kullanılan elemanlar şeritler halinde olabileceği gibi tabakalar halinde de olabilirler. (Bkz Şekil-1)



Şekil 1. Şerit veya Tabaka Halinde Serilen, Çelik veya Polimerden İmal Edilmiş Çeşitli Donatılı Zemin Duvarı Örnekleri

Komposit bir yapı olan donatılı zemin istinat duvarları, ağırlık duvarları gibi davranırlar. Klasik istinat yapılarına göre ekonomik ve hızlı yapım tekniğine sahip olması gibi pek çok avantajı olan donatılı zemin duvarların en büyük özelliği olabilecek yüksek deformasyonları tolere edebilmesidir. Donatılı zemin duvarlarının tasarımı dış ve iç stabilite olarak ikiye ayrılmaktadır. (Bkz. Şekil-2)



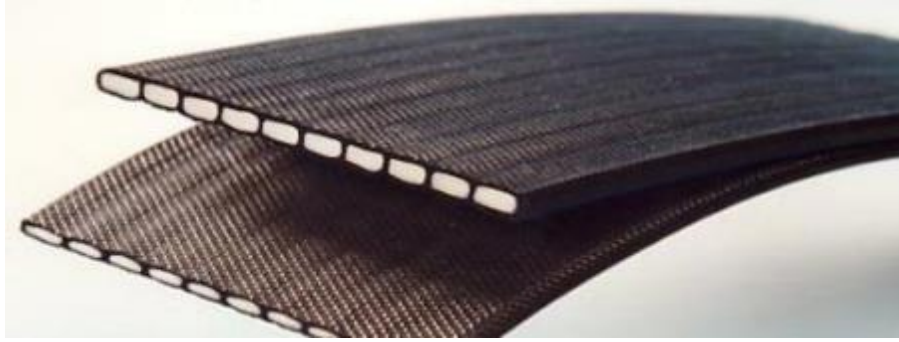
Şekil 2. Donatılı Zemin Duvarlarının Dış ve İç Stabilite Hesaplanma Yöntemleri

Ağırlık duvarı presniplerine göre yapılan dış stabilite analizlerinde devrilme, kayma ve global stabilite tahkikleri yapılır. İç stabilite analizlerinde ise kullanılan elemanın tipine göre sıyrılma ve kopma tahkikleri yapılır. Genelde malzeme ve limit denge güvenlik sayılarının yüksek olmasından dolayı yapılan analizler oldukça konservatif tarafta kalırlar. Bu yüzden donatılı zemin yapıları oldukça güvenlidirler. Sonuçta statik ve sismik durumlar için doğru tasarım kriterleri altında kullanılan donatı elemanının çelik veya polimer olması stabilite açısından fark etmemektir. Stabilite açısından dikkat edilmesi gereken en önemli husus dolgu kriterleridir. Donatılı zemin duvarı tasarımında kullanılacak dolgunun öncelikle serbest drenaj yapabilen granüler bir malzeme olması istenir. Doğru dolgu malzemesi ve yüzey kaplama elemanları ile beraber kullanıldıklarında polimer veya çelik donatı elemanlarının birbirlerine karşı sadece yapım ve ekonomik üstünlükleri tartışılabilir.

2. ÇELİK VE POLİMER DONATI KARŞILAŞTIRMASI

Donatılı zemin duvarı yapım sistemleri karşılaştırıldığında çeliğin polimerlere göre hem statik hem de sismik koşullar altında daha güvenli olduğu gibi yanlış bir algı vardır. Çeliğin daha sağlam olacağı gibi psikolojik bir algının yanında bu durumun temel sebebi polimerlerin çeliğe göre göreceli düşük deformasyon modülleridir. Bu durumun böyle olmadığı farklı ülkelerde yapılan çalışmalarda ortaya konmuştur. Donatılı zemin duvarı sistemindeki komposit yapının davranışını saha ölçümleri ile kalibre etmeden hazırlanan sonlu eleman modelleri genelde tasarımcıları yanıltabilmektedir. Örnek olması açısından ilerleyen paragraflarda polimer ile çelik şerit karşılaştırılması yapılmıştır.

Paraweb ismi verilen Şekil-3'de de görülen polimer şerit, içinde yüksek çekme mukavemetli polyester ipliklerden, dışında ise bu iplikleri korumaya yönelik polietilen kılıftan oluşan komposit bir sistemdir. Bu şeritler 30kN, 50kN, 75kN ve 100kN maksimum çekme mukavemetlerinde fabrikasyon olarak üretilirler. Polimer şeritli donatılı zemin istinat duvarları bir çok faktör göz önünde bulundurularak yaklaşık 2.5 civarında güvenlik sayıları kullanılarak tasarlanırlar. Çelik gibi korozyona karşı hassas değildir ve kullanım ömürleri çok daha uzun olmasına rağmen tasarımda standart olarak 120 yıl olarak kabul edilir. Çelik şeritlerin bağlantı noktalarında kullanılan somundan dolayı kesit kaybı olurken, polimer şeritlerde böyle bir durum yoktur (Bkz. Şekil-4). Buna ek olarak polimer şerit genişlikleri polimerde çeliğe göre 2 kat daha fazla olmasından dolayı daha fazla sürtünme yüzeyine sahiptirler. Donatılı zemin duvarlarının komposit yapısı düşünüldüğünde bu durum polimerin çelik şerite oranla 2 kat daha büyük bir alanda zeminle etkileşime girerek zemin-şerit kompozit yapısının zemin parametrelerini arttırmasında rol oynar. Güvenlik sayıları etki ettirilmiş polimer ve çelik şeritlerin bağlantı noktalarındaki mukavemetleri Tablo-1'de verilmiştir.



Şekil 3. Paraweb Polimer Şerit



Şekil 4. Paraweb Polimer ve Çelik Şerit Bağlantı Detayları

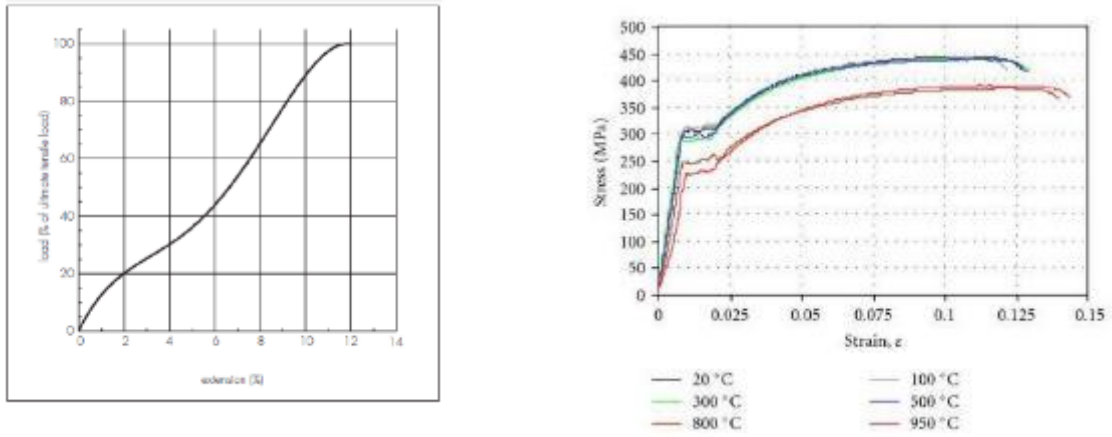
Tablo-1 detaylı incelendiğinde çeliğin polimer şeritlere göre daha mukavemetli ya da daha sağlam olduğu algısı tamamen yıkılmaktadır. Bu tablodan anlaşıldığı üzere polimer şeritler kullanarak eşdeğer tasarım kriterlerine, belki daha fazlasına bile ulaşmak mümkündür.

Tablo 1. Polimer ve çelik şeritlerin bağlantı noktalarındaki tasarım mukavemetlerinin karşılaştırılması

Çelik Şerit Tipi	Mukavemet (ton)	Polimer Şerit Tipi	Mukavemet (ton)
40 x 4	3.93	30 kN	2.41
40 x 5	4.45	50 kN	4.16
50 x 4	5.24	75 kN	6.24
50 x 5	6.60	100 kN	8.32

Polimer şeritli donatılı zemin istinat duvarlarının çelik şerit kullanılan emsallerine göre polimer şeritlerin düşük deformasyon modüllerinden dolayı daha fazla deformasyon yapabileceği yanlış bir algıdır. Çünkü polimer şeritli sistemler çelik şeritli sistemler gibi UZAMAZ (INEXTENSIBLE) kabulü yapılarak tasarlanırlar. Uzamaz kabulüne göre tasarım yükleri altında ankrajların %1 veya daha az birim deformasyon yapması beklenmektedir. Rimoldi ve diğ. [1] tarafından yapılan çalışmalarda bu konu oldukça iyi bir şekilde incelenmiş ve saha ölçümleri ile desteklenip açıklanmıştır. Bu çalışmada sahada ölçülen ankraj kuvvetlerinin hesaplanan değerlerden en az 4 kat daha küçük olduğu

gösterilmiştir. Bu daha önceki paragraflarda bahsedilen yaklaşık 2.5 olarak kullanılan güvenlik sayısının gerçekte 10 mertebesinde olduğu anlamına gelir. Şekil-5'de polimer şerit için verilen tipik birim deformasyon grafiği incelendiğinde 10 civarındaki güvenlik sayısının, yani yaklaşık %10'luk bir kapasite için uzama miktarlarının %1 civarındaki birim deformasyona karşılık geldiği görülür. Bu yüzden sonlu eleman model parametrelerini, saha ölçümlerini göz önünde bulundurarak, %1 birim deformasyondaki sekant değerini ve kompozit yapıyı dikkate alarak yapmakta fayda vardır. Bütün bunlara ek olarak, Şekil-5'de görüldüğü gibi çeliğin ve polimer şeritin kopma uzamaları %12 civarında olup birbirine çok yakın olması da enteresan bir ayrıntıdır.

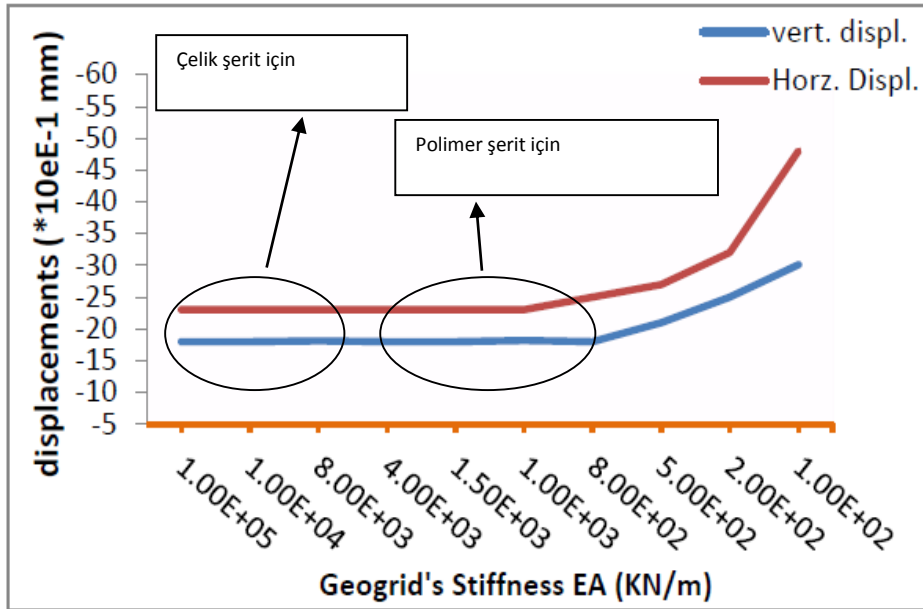


Şekil 5. Polimer ve Çelik Şerit İçin Birim Gerilme Deformasyon Grafikleri [2]

Donatılı zemin yapılar, sıkıştırma teknikleri, dolgu malzemesi, kaplama tipi vb. gibi nedenlere bağlı olarak yapacağı yanal deformasyonların çoğunu imalat sırasında tamamlarlar. Yine aynı kaynaktan donatılı zemin duvarların depreme bağlı yapacağı yanal ötelemeler Şekil-6'da gösterilen ampirik formüller ile verilmiştir. Donatılı zemin duvarlar ağırlık tipi duvarlar gibi davrandığı için bu formülasyonların duvarların polimer veya şerit ankraj tipinde olması ile ilgili herhangi bir koşul yoktur. Bunlara ek olarak farklı ülkelerdeki saygın üniversitelerde, birbirinden bağımsız yapılan çalışmalarda, yanal sismik deformasyonların ve şeritlerdeki gerilme kuvvetlerinin polimer ve çelik şeritler arasındaki göreceli modül farkından etkilenmediği limit denge ve tam dinamik sonlu elemanlar analizleri yardımıyla gösterilmiştir (Ling ve diğ., 1997, [4]; Oyegbile, 2011, [5]; Holst, 2012, [6]). Bu kaynaklara dayanılarak polimer şeritlerin düşük deformasyon modüllerinden dolayı daha fazla deformasyon yapmasının beklenmesi gibi bir yanlış algı tamamen yıkılmış olur (Bkz. Şekil-7). Kaldığı 15m yükseklikleri geçen birçok polimer şeritli donatılı zemin istinat duvarı sismik olarak aktif bölgelerde Şekil-8'de gösterildiği gibi başarıyla uygulanmıştır.

- For WUS soil and rock sites and CEUS soil sites
$$\log(d) = -1.51 - 0.74\log(k_y/k_{max}) + 3.27\log(1 - k_y/k_{max}) - 0.80\log(k_{max}) + 1.59\log(PGV)$$
- For CEUS rock sites
$$\log(d) = -1.31 - 0.93\log(k_y/k_{max}) + 4.52\log(1 - k_y/k_{max}) - 0.46 \log(k_{max}) + 1.12\log(PGV)$$

Şekil 6. Donatılı Zemin Duvarların Sismik Durumdaki Yanal Ötelenmeleri [3]



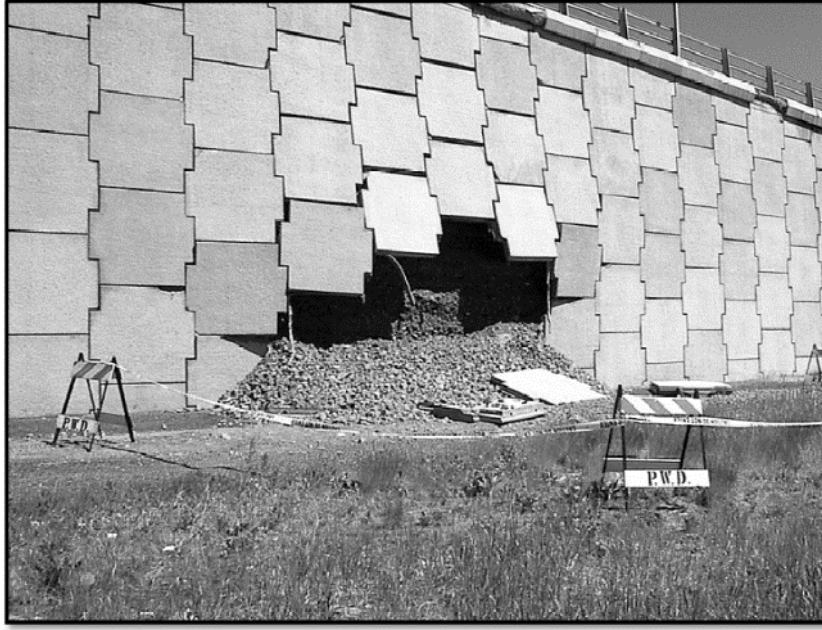
Şekil 7. Örnek Bir Çalışma İçin Deprem Sırasındaki Yatay Deplasmanların Rijitlik Değerlerine Bağlı Deplasmanları [5]



Şekil 8. Muscat Oman'da Panel ve Polimer Şeritler Kullanılarak Yapılan 56 m Yüksekliğindeki Duvarlar [7]

3.SONUÇLAR

Sonuç olarak çelik şeritli istinat duvarlarının polimer şeritli istinat duvarlara karşı teknik anlamda herhangi bir üstünlüğü yoktur. Polimer şeritli duvar imalatları, kalıplarının daha büyük olmasından (polimer şerit kalıbı = $1.6 \times 2.0 = 3.2 \text{ m}^2$, çelik şerit kalıbı = $1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2$) ve şeritlerinin esnek olup tam boy uzunlukları dışında da kullanılabilir olması dolayısı ile daha kısa bir süre zarfında tamamlanır. Bu durum yanında ekonomiyi de getirir. Ayrıca önceki paragraflarda da belirtildiği gibi polimer şeritlerde galvanizli çelik şeritlerin paslanıp koparak kısmı göçmeye sebep vermesi gibi bir durum söz konusu değildir (Bkz. Şekil-9).



Şekil 9. Çelik Şerit-Panel Sistemi ile Yapılan Duvarda Korozyon Sonu Oluşan Kısmi Göçme [8]

KAYNAKLAR

- [1] Rimoldi, P., Leshchinsky, D., Arrigoni, M., and Bortolussi, A., (2013), “Vertical Wall with Concrete Panel Facings and Geostrips Reinforcement: Instrumentation and Data Reduction”, Design and Practice of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures Symposium, 14-16 October 2013, University of Bologna, Bologna, Italy.
- [2] British Board of Agreement (BBA), (2012), “ Linear Composites Retaining Walls and Bridge Abutments Systems - Paraweb Straps for Reinforced Soil Retaining Walls and Bridge Abutments”, HAPAS Certificate 12/H191.
- [3] U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration (FHWA), (2001), “ Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines”, National Highway Institute (NHI) Office of Bridge Technology, Publication No. FHWA-NHI-00-043.
- [4] Ling, H., I., Leshchinsky, D., and Perry, E. B., (1997), “Seismic Design and Performance of Geosynthetic Reinforced Soil Structures”, Geotechnique, Vol. 47 (5), pp. 933-952.
- [5] Oyegbile, B., O., (2011), “Parametric Studies on the Behaviour of Reinforced Soil Retaining Walls under Static and Dynamic Loadings”, MSc thesis, NTU, Athens.
- [6] Holst, M., (2012), “Numerical and Analytical Analysis of Geogrid Reinforced Soil Wall Subjected to Dynamic Loading”, MSc Thesis, NTNU, Trondheim.
- [7] Linear Composites (LC), (2010), “Case Study on Paraweb MSE Reinforced Wall Structures - Muscat Southern Expressway, Oman”, www.linearcomposites.com.
- [8] Mahmood, T., (2009), “Failure Analysis Of A Mechanically Stabilized Earth (MSE) Wall Using Finite Element Program Plaxis”, MSc Thesis, UT, Arlington.

DERİN KAZI MODELLEMESİ VE MALİYET HESABI

DEEP EXCAVATION MODELLING AND COST

Kübra ERDEM¹ Ezgi KARABACAK² Nuray YASAVUL³ Osman SİVRİKAYA⁴

ABSTRACT

Nowadays, the rapid growth of urban population has especially increased the need for high-rise buildings and infrastructure such as sewer, parking. The factors that has compelled the use of available land more efficiently and deep excavations are; -reduction of vacant lots in urban centers, -increase of costs, -limitation of the usage of structure areas above ground by zoning regulations. In addition, due to increased experience in the civil engineering in deep excavation, materials science and the developments of software technology, engineers are encouraged to use the underground. In this study, for three different soil profiles with the same excavation depth, anchored diaphragm walls, pile curtains and sheet piles were modeled by a commercial software based on finite element method. The displacements in retaining structures were examined. In addition cost analysis was performed for different retaining structure type.

Keywords: Deep excavation, retaining structures, sandy soils, cost analysis

ÖZET

Günümüzde kent nüfusunun hızla artması özellikle yüksek katlı yapılar ile kanalizasyon ve otopark gibi altyapı hizmetlerine duyulan ihtiyacı arttırmıştır. Mevcut arazilerin daha verimli kullanılması ve derin kazı yapılmasını zorunlu kılan etmenler şunlardır; -kent merkezlerinde boş parsellerin azalması, -maliyetlerin artması, -imar yönetmeliklerinin zemin üstündeki yapı alanlarını sınırlaması. Ayrıca, derin kazı konusunda inşaat mühendisliği tecrübelerinin artışı, malzeme biliminin ve yazılım teknolojilerinin gelişmesi, mühendisleri yeraltını kullanmaya teşvik etmiştir. Bu çalışmada aynı kazı derinliğine sahip üç farklı zemin profili için sonlu elemanlar yöntemi kullanan ticari yazılımla ankrajlı diyafram duvar, kazıklı perde ve palplanş perde modellenmiştir. Dayanma yapılarında meydana gelen deplasmanlar incelenmiştir. Çalışmada ilave olarak farklı türde dayanma yapıları için maliyet analizi yapılmıştır.

Anahtar kelimeler: Derin kazı, dayanma yapıları, kumlu zeminler, modelleme, maliyet analizi.

¹ Niğde Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, kubraerdem42@gmail.com

² Niğde Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ezgi.061860@gmail.com

³ Niğde Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, yasavulnuray.27@gmail.com

⁴ Prof. Dr. Niğde Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, osivrikaya@nigde.edu.tr

1. GİRİŞ

Geoteknik Mühendisliği'nin temel uğraş alanlarından birisi, doğa ile yapı etkileşimi sonucu oluşabilecek stabilite problemlerine çözüm bulmaktır. Bu problemler, kimi zaman doğal koşullar altında, kimi zaman ise insanların doğaya müdahalesi sonucu oluşabilmektedir. Şevlerin geometrisini değiştirmek, şev kreterlerine yükleme yapmak, hidrolojik dengeyi değiştirmek, tünel inşası, kazı gibi çalışmalar doğal olmayan stabilite problemleri yaratabilecek etmenlere örneklerdir [1].

Yüksek katlı binaların ile alışveriş merkezlerinin temelleri, otoparklar, metro istasyonları ve tünelleri, altgeçitler, yer altı yakıt depoları, atık malzeme depoları gibi birçok yapının inşası yeraltında yapılmaktadır. Dolayısıyla derin kazı iksa sistemleri inşaat mühendisliğinde önemli bir rol almaktadır. Derin kazılarda uygulanan birçok yöntem arasında en uygun iksa sistemini seçmek için kazı alanının zemin koşulları, çevredeki yapılaşmanın durumu, kazı süresi ve bütçesi ile ulaşılabilen kazı makineleri göz önünde bulundurulmalıdır.

Derin kazılar, derinliği genişliğinden fazla olan kazılardır. Kazı derinliği 6m'den az olduğu takdirde kazık veya palpaş perdeler ekonomik olmadığından ilk ifade, Terzaghi ve Peck (1967) tarafından derin kazılar, 6m'den fazla derinliğe sahip kazılar olarak yeniden tanımlanmıştır [2, 3]. Derin kazıların analizi tipik bir yapı-zemin etkileşimi problemidir. Teorik olarak derin kazıların analizi, zeminin elastoplastik davranışı, zemin ile iksa yapısının etkileşimi ve kazı yöntemini içermektedir. Derin kazılarda, kazıyı çevreleyen zeminin içe göçmesini önleme ve komşu yapılarda inşaat süresince olabilecek oturmalar ve yanal hareketlere karşı koruma yöntemleri değerlendirilmelidir. Bu durumlarda kazı çevresinin ve bitişik bölgelerin korunması ve çalışan personelin iş güvenliğinin sağlanması amacıyla kazı cephelerinin desteklenmesi gerekmektedir [4].

Öncelikle, iksa sistemine etkiyen yüklerin karşılanması ve stabilitenin sağlanması için uygun destek sistemlerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması gerekmektedir. Derin kazı yöntemi olarak, önceden sadece serbest şevli kazı yapılabilirken teknolojinin gelişmesiyle derin kazı yöntemleri arasına kuyu tipi duvar, aç – kapa kazı, top – down kazı, ada kazısı, anolu kazı, destekli kazı, zemin çivili (pasif ankrajlı) kazı, öngermeli ankrajlı kazı gibi bir çok yöntem dahil olmuştur. Söz konusu yöntemlerin seçiminde ve iksa sisteminin çözümünde inşaat alanı çevresinde önceden yapılmış binalara ait mevcut zemin etütleri ile inşa edilecek bina için yapılan zemin etütlerinden elde edilecek zeminin jeolojik ve geoteknik özellikleri büyük önem taşımaktadır. Bununla beraber, çevredeki yapılar, çevresel faktörler (gürültü, titreşim, vb.), inşaat bütçesi, inşaat için planlanan zaman, teknik donanım ve tecrübe de kazı yöntemini belirleyen faktörler arasındadır [1].

Derin kazı tercihinin diğer bir nedeni de özellikle büyük şehirlerde inşaat alanlarının daralması, arsa maliyetlerinin veya rantların yüksek olması, kat sınırlamaları gibi nedenlerle derin kazı yapmanın ve kat adedini yerin altına doğru artırmanın yatırımcılara çekici gelmesidir. Yerin altında olmasında, mimari açıdan bir sakınca bulunmayan otopark, alışveriş merkezi, konferans salonu gibi yapılar için derin kazı yapılarak uygun hacimlerin oluşturulması sıklıkla tercih edilmektedir. Derin kazı sistemlerinin inşasında kullanılan yöntemlerin her geçen gün gelişmesi ile beraber kazı derinlikleri de her geçen gün artmaktadır. Ülkemizde, zemin ve çevre koşulları el verdiği ölçüde, derinliği 50 m'yi bulan kazılar yapılabilmektedir [1, 5].

Derin kazılar özel bir inşaat mühendisliği uygulaması olmasının yanında birçok riski de beraberinde getirmektedir. Uygulama yapılacak zeminin özellikleri ile yer altı ve yer üstü sularının kazı esnasındaki davranışı çok iyi etüt edilmeli; çevre binaların ve alt yapı tesislerinin yapısal durumu ve kazı sistemi çevresindeki konumu çok iyi incelenmeli ve bu incelemeler hesap yöntemlerine yansılmalıdır. Aksi takdirde, yapısal ve yapısal olmayan

hasarlar oluşabilmektedir. Bu hasarlardan dolayı alınacak ek tedbirler yüksek maliyetlere sebep olabilecektir. Özellikle kazı derinliği, zemin özellikleri, yer altı suyu ve iksa tipinin kalıcı veya geçici olması gibi değişkenler kazı maliyetlerini önemli ölçüde değiştirmektedir. Bu sebeple uygun iksa sistemi seçimi ve iksa sisteminin inşası esnasında kazı tekniğine uygun hareket etmek gerekmektedir. İksa sisteminde oluşan deplasmanların, binalarda oluşan dönme ve oturma hareketlerinin aletsel olarak gözlenmesi gerekmektedir. Kazıya komşu tesislerin/binaların ve insanların bu olumsuz koşullardan etkilenmesini asgari düzeyde tutacak çalışmaların yürütülmesine ve önemlerin alınmasına özen gösterilmelidir. Bu durumdan dolayı yapılan çalışmaların kısa sürede bitmesine özen gösterilmelidir [5]. Tasarlanan ve inşa edilen iksa sisteminin güvenliği yanında maliyet açısından en ekonomik olana karar vermek, geoteknik mühendislerin vazgeçemeyeceği husustur. Bu bağlamda, iksa sistemi hem güvenli hem de ekonomik olacak şekilde en uygun dayanma yapısı tipine karar verilmelidir.

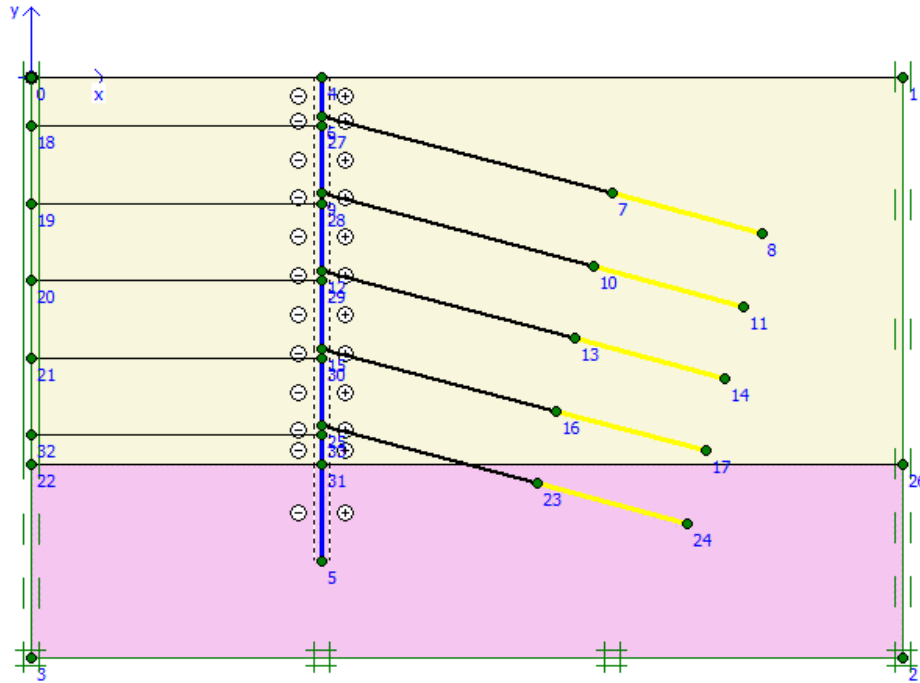
Bu çalışmada derin kazı inşası için, farklı dayanma duvar tiplerinin farklı sıklıktaki kumlu zeminler ile analizleri yapılmış ve hesap sonuçları incelenmiştir. Dayanma yapıları ankrajlı olarak tasarlanmış olup bunlar; diyafram duvar, kazıklı perde ve palplanş perdedir. Zemin parametrelerine göre derin kazı iksa sistemi sonlu elemanlar yöntemi kullanan bir paket programı ile modellenmiştir. Çalışmada, seçilen her bir dayanma yapısının, piyasada özel bir firma referans alınarak birim fiyatlar üzerinden yaklaşık maliyetleri hesaplanmıştır.

2. MATERYAL VE METOD

Bu çalışmada sonlu elemanlar yöntemi kullanan ticari yazılımla derin kazı için modelleme yapılmıştır. Modellemede üç farklı sıklıktaki kumlu zemin durumları için, üç farklı dayanma yapısı kombine edilmiştir. Dayanma yapıları ankrajlı olarak tasarlanmış olup diyafram duvar, kazıklı perde ve palplanş perdedir. Kazı alanı 30*20 m² olup 20 m derinliğinde kazı yapılmıştır.

Gevşek, orta sıkı ve sıkı kum zeminlerde 20×30 m² alanda, 20m kazı derinliğine sahip derin kazı yapılmıştır. Derin kazı iksa sistemlerinden diyafram duvar, palplanş perde ve fore kazık modellenmiştir. Analiz sonuçlarında elde edilen yatay deplasman, yatay gerilme dikkate alınarak maliyet analizleri yapılmıştır.

Bu çalışmada kaba daneli zeminlerde derin kazı inşası için, farklı dayanma duvar tipleri ile analizler yapılmış ve sonuçları incelenmiştir. Dayanma yapıları; diyafram duvar, kazıklı perde ve palplanş perdeden oluşmakta olup 5 sıralı ankrajlı olarak tasarlanmıştır. Kazı alanı 30*20 m² alana sahip 20 m derinlikten oluşmaktadır. Zemin profili, 20 m kumlu zemin ve altında sağlam kumtaşından oluşmaktadır (Şekil 1). Derin kazı iksa sistemi, Plaxis V8 programı ile modellenmiş olup yatay, düşey ve toplam deplasmanlar açısından dayanma yapıları (Diyafram duvar: 60 cm-80 cm kalınlık, Kazıklı perde: 30 cm, 65 cm, 80 cm çapta ve CZ141 Palplanş perde: 6 mm, 10.5 mm kalınlık) irdelenmiştir. Modellemelerde malzeme davranışı olarak zemin “hardening soil”, dayanma yapılarından kazık ve diyafram duvarlar “elastik” ve palplanş perdesi de “elasto-plastik” malzeme olarak seçilmiştir.



Şekil 1. Zemin Profili ve İksa Sisteminin Modellenmesi

Bu çalışmada yapılan analizlerde kullanılan zemin türleri ve dayanma yapılarına ait detaylar Tablo 1’de verilmiştir.

Tablo 1. Belirlenen Kombinasyonlar

	Diyafram Duvar		Kazıklı Perde			Palplanş Perde	
	60 cm	80 cm	30 cm	65 cm	80 cm	6 mm	10 mm
Gevşek Kum	K1	K4	K7	K10	K13	K16	K19
Orta Sıkı Kum	K2	K5	K8	K11	K14	K17	K20
Sıkı Kum	K3	K6	K9	K12	K15	K18	K21

Çeşitli çap ve kalınlıktaki dayanma yapıları 25 m uzunluğundadır (Tablo 1). Sistemi destekleyen öngermeli ankrajlar yatayda 2.5 m ara ile yerleştirilmiş olup, düşey yöndeki beş sıra ankraj için uzunlukları Tablo 2’de verilmiştir. Ankrajların ilk dördü zemin ankraji sonuncusu ise kaya ankrajıdır. Ankrajlar üç halatlı olup her bir halat enkesiti 140 mm² dir.

Tablo 2. Ankraj Boyları

Ankraj	Serbest Boy (m)	Kök Boyu (m)
1	15.5	8
2	14.5	8
3	13.5	8
4	12.5	8
5	11.5	8

Şekil 1’de zemin profili verilmiş olup 20 m kalınlığında kum tabakası altında 10 m kalınlığında kayaç bulunmaktadır. Programa girilen zeminlerin özellikleri Tablo 3’de, dayanma yapılarının özellikleri ise Tablo 4’te verilmiştir.

Tablo 3. Zemin ve Arayüz Özellikleri

Parametreler	Gevşek kum	Orta sıkı kum	Sıkı kum	Kayaç	Birim
<i>Malzeme Modeli</i>	HS	HS	HS	HS	-
<i>Malzeme davranış tipi</i>	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	
γ_{unsat}	16	18	22	17	kN/m ³
γ_{sat}	16.5	18.5	22.5	19	kN/m ³
k_h	0.5	0.5	0.5	0.1	m/day
k_v	0.5	0.5	0.5	0.1	m/day
E_{50}^{ref}	20000	50000	80000	80000	kN/m ²
E_{oed}^{ref}	20000	50000	80000	80000	kN/m ²
E_{ur}^{ref}	60000	150000	240000	240000	kN/m ²
m	0.5	0.5	0.5	0.5	-
p_{ref}	100	100	100	100	kN/m ²
ν	0.23	0.25	0.27	0.33	-
K_0	0.5	0.5	0.5	0.5	
c_{ref}	1.0	1.0	1.0	8.0	kN/m ²
ϕ	28	31	36	29	°
Ψ	0.0	0	0	0.0	°
R_{inter}	0.6	0.6	0.6	Rijid	-

Tablo 4. Dayanma Yapılarının Özellikleri

Diyafram duvar Kalınlık (cm) (Plastik)	EI (kNm/m)	EA (kN/m)	W (kN/m/m)
60	5.40E+05	1.80E+07	2.40
80	1.28E+06	2.40E+07	3.20
CZ141 tipi Palplanş perde Kalınlık (mm) (Elastoplastik)	EI (kNm/m)	EA (kN/m)	W (kN/m/m)
6	8.637E+04	3.637E+06	6
10.5	1.439E+05	6.123E+06	10
Kazıklı perde Kalınlık (cm) (Plastik)	EI (kNm/m)	EA (kN/m)	W (kN/m/m)
30	3.270E+04	7.070E+06	0.94
65	3.330E+05	1.530E+07	2.040
80	6.200E+05	1.880E+07	2.510

Zemin ankrajlarının özellikleri için iki malzeme seti gereklidir. Biri ankraj türü için diğeri ankraj kökü içindir. Bu içerikler Tablo 5 ve Tablo 6’da verilmiştir.

Tablo 5. Ankraj Çubuğunun Özellikleri

Parametre	Değer	Birim
<i>Davranış tipi</i>	Elastik	-
<i>EA</i>	$2*10^5$	kN
<i>L_s</i>	2.5	m
<i>F_{max,comp}</i>	$1*10^{15}$	kN
<i>T_{max,iens}</i>	$1*10^{15}$	kN

Tablo 6. Ankraj Kökü Özellikleri

Parametre	Değer	Birim
<i>Davranış tipi</i>	Elastik	-
<i>EA</i>	$1*10^5$	kN/m

Sonlu elemanlar model ağını oluşturmak için “medium” (orta) olarak seçimi yapılmıştır. Zemin profilinde yer altı suyu bulunmamakta olup, kazı sırasında etkisi incelenmemiştir.

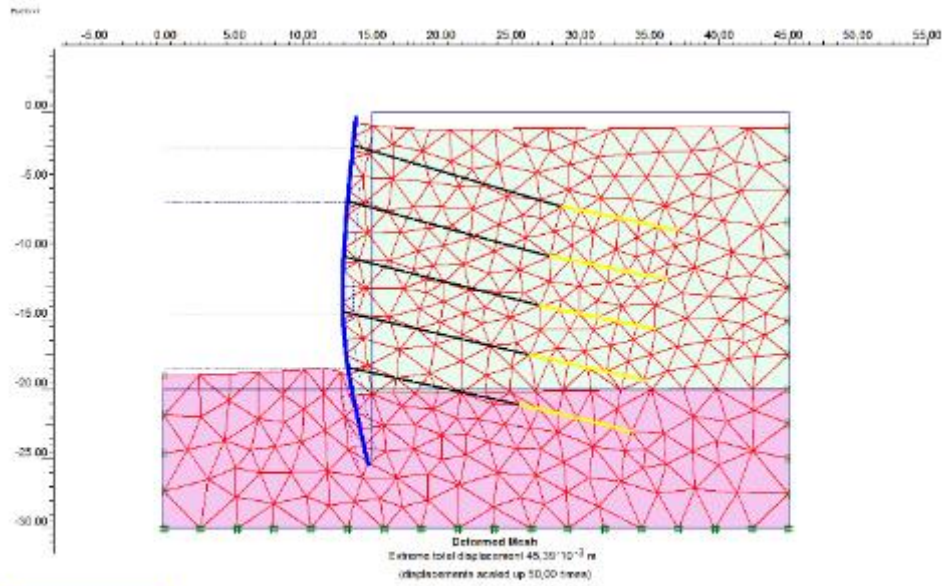
3. ANALİZLER

Hesaplamalar, 12 aşamada oluşturulmuş olup ilk aşamada duvar inşasını yansıtan aktifleştirme yapılmıştır. İkinci aşamada ilk ankraj bağlantısına kadar ve ankraj bağlantısı olmaksızın kazı yapılmıştır. Üçüncü aşamada ankraj bağlantısı yapılarak öngerme verilmiştir. Zemin kademeli olarak kazılacağından, ilk kademe kazıyı temsil eden üst zemin kümesinin aktifliği kaldırılmıştır. Ankraların aktifleştirilmesi iki kademe yapılmış, ilk olarak düğümden düğüme ankraj aktifleştirilmiştir. Uygulanacak ankraj kuvveti, zemin cinsine göre seçilmiştir (Tablo 7).

Tablo 7. Ankraj Kuvveti [6]

Zemin Cinsi	Ankraj Kuvveti (kN/m)
Gevşek Kum	100
Orta Sıkı Kum	145
Sıkı Kum	190

Daha sonra kök kısmı aktifleştirilmiş ve öngerme sağlanmıştır. Bu işlem beş ankraj için tekrarlanmıştır. Son aşamada 5. Ankranın altındaki kazı temsil edilmiştir. Bütün hesaplama aşamaları tanımlandıktan sonra, hesaplama başlatılmıştır. 12. aşama sonunda deforme olmuş ağlar, Şekil 2’de gösterilmiştir.



Şekil 2. Sıkı Kum Kazıklı Perde Sonuçları

Bu çalışmada, farklı dayanma duvar tiplerine ve üç farklı sıklık durumundaki kum zeminlerin özelliklerine ait analizler yapılmış, hesap sonuçları incelenmiştir. Zemin parametrelerine göre derin kazı iksa sistemi sonlu elemanlar yöntemi kullanan paket programı ile modellenmiştir. Bilgisayar programı ile veri girişi yapılmış, analiz ve çıktı sonuçları detaylı bir şekilde incelenmiştir.

Zemin profillerinde zeminde oluşan deplasmanları belirlemek için, paket programından zeminde oluşan maksimum yatay, düşey ve ortalama deplasmanlar belirlenmiştir. Elde edilen maksimum deplasmanlar farklı sıklık durumlarına göre Tablo 8, Tablo 9, Tablo 10 da gösterilmiştir. Gevşek kum zeminler için bulunan maksimum deplasman değerleri Tablo 8’de, orta sık kum zeminler için bulunan maksimum deplasman değerleri Tablo 9 da ve sıkı kum zeminler için bulunan maksimum deplasman değerleri ise Tablo 10 da gösterilmiştir.

Tablo 8. Maksimum Deplasmanlar - Gevşek Kum

	Duvar kalınlığı	Maks. toplam deplasman (mm)	Maks. yatay deplasman (mm)	Maks. düşey deplasman (mm)
Diyafram Duvar	60 cm	100.51	90.64	62.38
	80 cm	87.20	77.06	53.41
Palplanş Perde	6 mm	136.03	123.44	93.79
	10.5 mm	128.09	115.83	85.33
Kazıklı Perde Duvar	30 cm	161.63	145.30	120.44
	65 cm	108.11	97.99	68.62
	80 cm	98.42	88.69	60.77

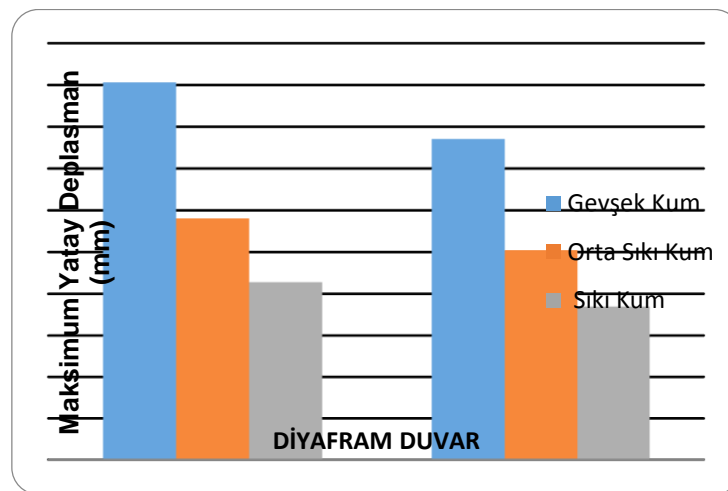
Tablo 9. Maksimum Deplasmanlar - Orta Sıkı Kum

Duvar kalınlığı	Maks. toplam deplasman (mm)	Maks. yatay deplasman (mm)	Maks. düşey deplasman (mm)	
Diyafram Duvar	60 cm	63.88	58.07	39.13
Diyafram Duvar	80 cm	55.58	50.45	32.71
Palplanş Perde	6 mm	93.66	82.89	66.43
Palplanş Perde	10.5 mm	85.3	76.01	57.65
Kazıklı Perde Duvar	30 cm	113.91	98.89	87.84
Kazıklı Perde Duvar	65 cm	69.48	62.93	43.86
Kazıklı Perde Duvar	80 cm	62.44	56.76	38.09

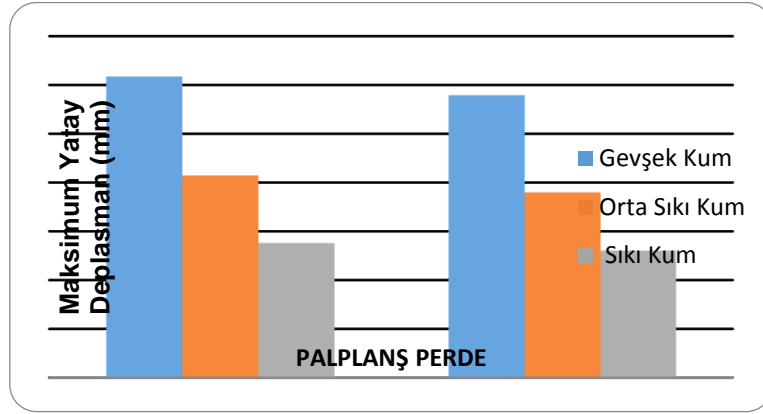
Tablo 10. Maksimum Deplasmanlar - Sıkı Kum

Duvar kalınlığı	Maks. toplam deplasman (mm)	Maks. yatay deplasman (mm)	Maks. düşey deplasman (mm)	
Diyafram Duvar	60 cm	46.23	42.79	30.00
Diyafram Duvar	80 cm	39.96	36.97	28.91
Palplanş Perde	6 mm	62.02	55.19	40.85
Palplanş Perde	10.5 mm	58.07	52.11	36.84
Kazıklı Perde Duvar	30 cm	81.32	68.72	61.76
Kazıklı Perde Duvar	65 cm	48.90	45.11	30.00
Kazıklı Perde Duvar	80 cm	45.39	42.04	29.99

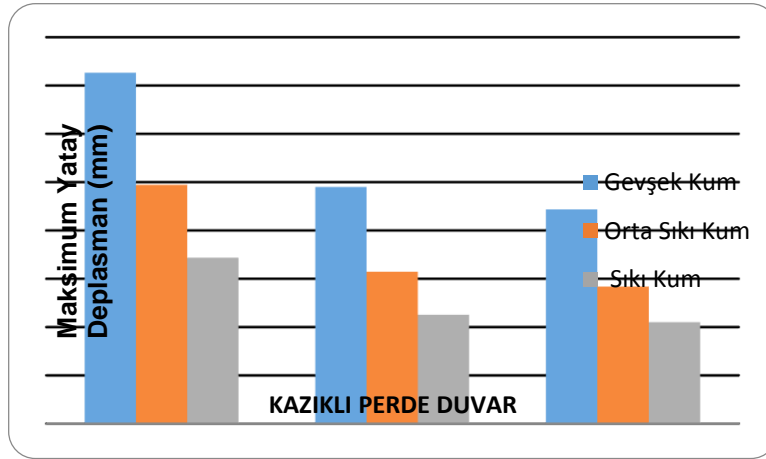
Bu verilere göre zeminde oluşan maksimum yatay deplasmanlar dikkate alınarak, kumun farklı sıklık durumlarında farklı dayanma yapıları için karşılaştırma yapılmış ve sonuçlar sırasıyla Şekil 3, Şekil 4 ve Şekil 5’de gösterilmiştir. Her bir dayanma yapısı için gevşek zeminden sıkı zemine doğru gidildikçe deplasmanların daha düştüğü gözlenmiştir (Şekil 3, Şekil 4, Şekil 5).



Şekil 3. Maksimum Yatay Deplasmanlar - Diyafram Duvar

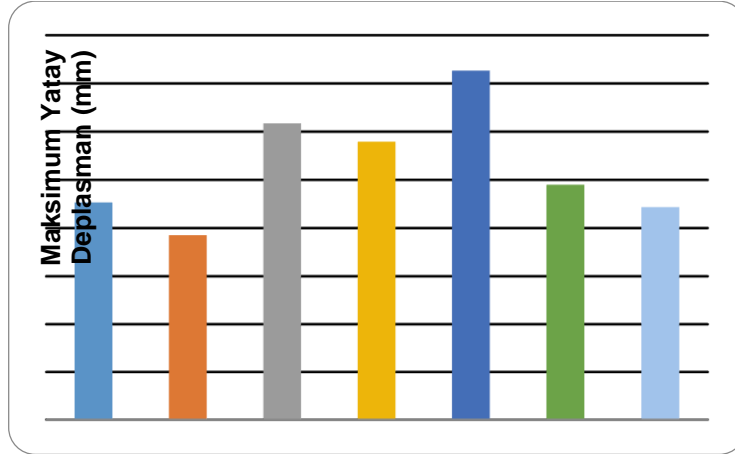


Şekil 4. Maksimum Yatay Deplasmanlar – Palplanş Perde

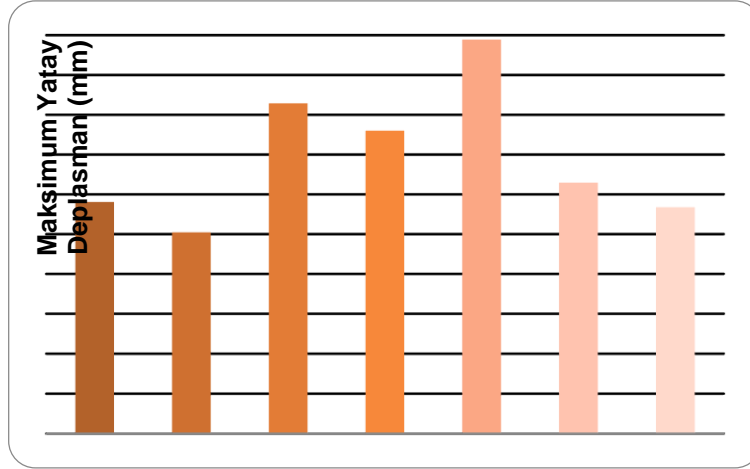


Şekil 5. Maksimum Yatay Deplasmanlar - Kazıklı Perde Duvar

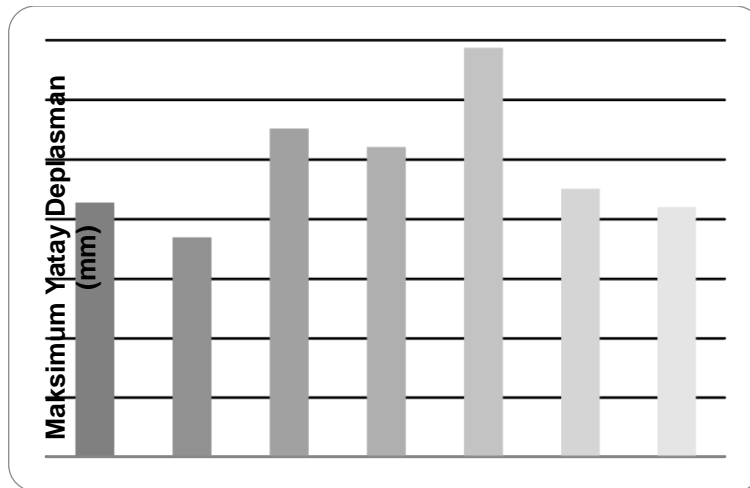
Analizlerde elde edilen maksimum yatay deplasman (mm) açısından, dayanma yapı türlerinde farklı zemin sıklılığı için karşılaştırması Şekil 6, Şekil 7 ve Şekil 8’de gösterilmiştir. Analizler sonucunda tüm zemin şartların için, mini kazık ($D = 30\text{cm}$) için tasarlanan dayanma yapısında bulunan maksimum deplasmanlar diğer dayanma yapılarına göre daha yüksek çıktığı, beklendiği üzere kalınlık (rijitlik) arttıkça deplasmanların azaldığı görülmüştür (Şekil 6, Şekil 7, Şekil 8).



Şekil 6. Maksimum Yatay Deplasmanlar - Gevşek Kum



Şekil 7. Maksimum Yatay Deplasmanlar - Orta Sıkı Kum



Şekil 8. Maksimum Yatay Deplasmanlar - Sıkı Kum

Elde edilen sonuçlara göre, 30 cm çaplı kazıklı perde hariç diğer tüm dayanma yapılarında en fazla maksimum yatay deplasman palplanş perdeli duvarlarda olduğu gözlenmiştir. 80 cm'lik diyafram duvar, tüm zemin çeşitlerinde yatay deplasmanı en düşük değere sahiptir.

4. MALİYET ANALİZİ

Yapılan analizler sonucunda elde edilen maksimum yatay deplasmanlar dikkate alındığında, seçilen kalınlık/çap içerisinde zeminde en düşük deplasmanı veren her bir tip dayanma yapısı için, piyasada özel bir firma referans alınarak Mayıs 2015 tarihi itibari ile birim fiyatlar üzerinden yaklaşık maliyetleri hesaplanmıştır.

Tüm sistemler için modellemesi aynı olan ankraj maliyeti;

- 1 m ankraj 40 TL/m

Toplam 5 sıra ankraj boyu (serbest boy + kök boyu) 95 m'dir. 30 m x 20 m alanda imal edilecek ankrajlar yatayda 2.5 m ara ile yerleştirileceğinden

$$20 / 2,5 * 2 = 16$$

$$30 / 2,5 * 2 = 24$$

Toplam ankraj boyu (16 + 24)* 95 = 3800 m dir. İmalat fiyatı 3800 *40 = 152.000 TL

- Diyafram duvar için

80 cm lik diyafram duvar

$$300 + 250 = 550 \text{ TL/m}^2.$$

$$2500 * 550 = 1.375.000 \text{ TL}$$

$$\text{Toplam imalat fiyatı } 2500 * 550 = 1.375.000 \text{ TL} + 152.000 \text{ TL} = 1.527.000 \text{ TL}$$

- Palplanş perde duvar için

10 mm Palplanş perde

$$4000 \text{ TL/ton} + 35 \text{ TL/ m}^2(\text{işçilik})$$

$$2500 * 141 = 352.500 \text{ kg}$$

$$4000 * 352.5 = 1.410.000 \text{ TL}$$

$$2500 * 35 = 87.500 \text{ TL}(\text{işçilik})$$

$$\text{Toplam imalat fiyatı } 1.410.000 \text{ TL} + 87.500 \text{ TL} + 152.000 \text{ TL} = 1.649.500 \text{ TL}$$

- Kazıklı perde için

80 cm fore kazık

$$160 \text{ TL/m}$$

Kazı çevresine düşen kazık adedi 124 tür.

$$\text{Toplam kazık boyu } 25 * 124 = 3100 \text{ m}$$

$$3100 * 160 = 496.000 \text{ TL}$$

$$\text{Kuşak kirişi } 125 \text{ TL/m}$$

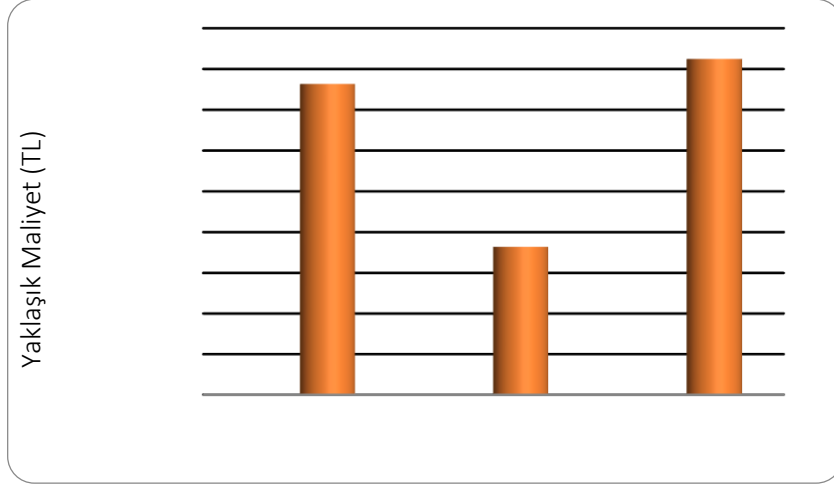
$$2 * (20 + 30) * 125 * 5 = 62.500 \text{ TL}$$

$$\text{Başlık kirişi } 175 \text{ TL/m}$$

$$2 * (20 + 30) * 175 = 17.500 \text{ TL}$$

$$\text{Toplam imalat fiyatı } 496.000 + 62.500 + 17.500 + 152.000 = 728.000 \text{ TL}$$

Analizler sonucunda dayanma tipi dikkate alındığında, yapılan maliyet analizinde elde edilen sonuçlar Şekil 9 da gösterilmiş olup, en ucuz maliyet 80 cm çaplı kazıklı perde iksa sisteminde olduğu görülmüştür.



Şekil 9. Yaklaşık Maliyetlerin Karşılaştırılması

5. SONUÇLAR

Çalışmada, seçilen her bir dayanma yapısının, piyasada özel bir firma referans alınarak, birim fiyatlar üzerinden yaklaşık maliyetleri hesaplanmış ve deplasmanlar dikkate alınarak karşılaştırma yapılmıştır. Sonuç olarak, derin kazı için inşa edilecek dayanma yapısının kalıcı olması, dayanıklılığı, inşa edildiği zeminde neden olduğu deformasyon ve maliyetleri göz önünde bulundurularak analizler sonucunda dayanma tipine karar verilmiştir. Yapılan analiz sonuçlarına göre sıkı kum zeminde maksimum yatay deplasman, diğer zeminlerden daha az olup, tüm farklı sıklığa sahip zemin çeşitlerinde zeminde maksimum yatay deplasmanın en düşük değere sahip olduğu dayanma yapısı 80 cm'lik diyafram duvar olarak elde edilmiştir. Yapılan analizler sonucunda elde edilen yatay deplasman değerleri kıyaslanarak gevşek, orta sıkı ve sıkı kum zeminler için çözümleri yapılan dayanma yapıları tiplerinden 80 cm'lik diyafram duvar, 80 cm'lik kazıklı perde ve 10 mm palplanş perde tercih edilebilir. Sonuç olarak derin kazı için inşa edilecek dayanma yapısının kalıcı olması, dayanıklılığı, inşa edildiği zeminde neden olduğu deformasyon ve maliyet analizleri göz önünde bulundurularak 80 cm'lik kazıklı perde duvar en uygun mühendislik tercihi olarak gözükmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Ük, M. (2009), Derin Kazılar ve Derin Kazılara Bir Örnek: Flame Towers Projesi İksa Sistemi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, İstanbul.
- [2] Terzaghi, K., Peck, R.B. (1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., Wiley, New York.
- [3] Ou, C.Y. (2006), Deep Excavation: Theory and Practice, London.
- [4] Ekici, H. (2011), Derin Kazı Sistemleri ve Derin Kazılara Bir Örnek : Akasya Acıbadem Projesi. Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, İstanbul, 2011.
- [5] Dayıoğlu, M. (2010). Derin Kazıların İncelenmesi ve Derin Kazı Uygulaması Üzerine Bir Örnek: Harbiye Kongre Merkezi Derin Temel Kazısı, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, İstanbul, 2010.
- [6] Sabatini, P.J., Pass, D.G., Bachus, R.C. (1999), "Geotechnical Engineering Circular No.4: Ground Anchors and Anchored Systems", U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Report No: FHWA-IF-99-015.

DERİN KAZILARDA İKSA SİSTEMLERİNİN TASARIMININ VE DEFORMASYONLARININ İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF DESIGN AND DEFORMATION OF SUPPORTING SYSTEM IN DEEP EXCAVATION

Mehmet Bahadır BÜLBÜL¹

Gökhan DEMİR²

ABSTRACT

In today's urbanism; residential, shopping malls, metro stations are due to be made deep excavations, will consist of ground stability problems due to deep excavation supporting structures has become an indispensable. Making structure so as not to threaten the security of neighboring buildings are restricted by regulations. Apart from all these, the areas of concern brought about by urbanization, as well as the use of high ground in an efficient manner, the remaining space under the ground is also possible to use it efficiently it. The old buildings in the form located in the ruins in the northern part of Yokuş apartments, Samsun house reconstruction and landscaping due to be rebuilt under the work hill to ensure the security of the apartment in order to take the necessary measures in respect of supporting system is designed. In addition, the supporting system is designed based on soil investigation data in the report has been changed to modulus of elasticity and cohesion values. In this way the influence on the support system has been investigated. The importance of the design of the soil investigation data in the report are issues raised by this thesis.

Keywords: Supporting system, lateral earth pressure, plaxis, FEM.

ÖZET

Günümüz şehirciliğinde; konut, alışveriş merkezi, metro istasyonları, vb. yapıların yapılması sebebiyle derin kazılar yapılmakta olup, derin kazılarla zeminde oluşacak stabilite problemleri sebebiyle iksa yapıları vazgeçilmez bir hal almıştır. Planlı Alanlar Tip İmar Yönetmeliğinde [1] de bahsedildiği üzere komşu yapıların güvenliğini tehdit etmeyecek bir şekilde yapı yapılması yönetmelikle de kısıtlanmıştır. Tüm bunların dışında emsal kaygıları, şehirleşmenin getirdiği alan kaygısı da, zemin üstünü verimli bir şekilde kullanmanın yanı sıra, zemin altında kalan alanı da verimli bir şekilde kullanmaya itmiştir. Bu çalışmada Samsun İli, İlkadım İlçesi, 100. Yıl Bulvarı Müftü Hamam Sokak'ta yer alan Yokuş apartmanının kuzey kısmında yer alan yıkıntı halindeki eski binaların Samsun Evleri Rekonstrüksiyon ve çevre düzenlemesi işi kapsamında yeniden inşa edilmesi sebebiyle

¹ İnşaat Müh., Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, bahadirbulbul88@hotmail.com

² Yardımcı Doçent., Ondokuz Mayıs Üniversitesi, gokhandemir61@gmail.com

Yokuş Apartmanının güvenliğinin sağlanması hususunda gerekli önlemleri alabilmek adına iksa sistemi tasarlanmıştır. Ayrıca zemin etüt raporundaki verilere göre tasarlanmış olan iksa sisteminin elastisite modülü ve kohezyon değeri, kontrollü olarak değiştirilerek iksa sistemi üzerinde zemin parametrelerinin deformasyonlara ve kesit etkilerine olan etkileri incelenmiştir. Zemin etüt raporundaki verilerin tasarımda ne kadar önemli olduğu, değişimin nelere sebep olduğu ve buna bağlı olarak bu değerlerin elde edilmesinde gerekli hassasiyetin gösterilmemesinin ne gibi sonuçlar doğurabileceği ortaya konulmuştur.

Anahtar Kelimeler: İksa sistemi; zemin basıncı; Plaxis; sonlu elemanlar.

1. GİRİŞ

Şehirlerde her zaman geniş kazı yapılamadığı için dar ve derin kazıların desteklenmesi, komşu yapılarda olumsuz durumların meydana gelmemesi, kazının yanındaki parsellerde kazıdan dolayı oluşabilecek kesit etkilerinin önüne geçebilmek daha doğrusu komşu yapıların stabilitesini sağlamak en önemli zorunluluktur.

Derin kazılarda, kazı sırasında meydana gelen yatay gerilme boşalması yatay yer değiştirmelere neden olmakta ve bu yatay yer değiştirmeler sonucunda zemin yüzeyinde düşey yer değiştirmeler meydana gelmektedir. Bu düşey yer değiştirme değerlerinin civardaki mevcut yapılar için tehlikeli seviyede olup olmayacağı derin kazılarda göz önünde bulundurulması gereken önemli bir husustur. Bu hareketlerin incelenmesi ve minimize edilmesi için derin kazı destekleme sistemlerine gereksinim duyulmaktadır. [2]

İksa sistemlerinin tasarlanması aşamasında öncelikli olarak kazı metodunun belirlenmesi gerekmektedir. İhtiyaçlar doğrultusunda seçilecek olan iksa sistemine etkiyen yanal kuvvetler hesaplanmalıdır. Her bir kazı bölgesi için dikkatli bir şekilde zemin profili incelenmeli ve buna uygun bir tasarım yapılmalıdır.

Yanal etkileri tutacak olan iksa sisteminin düşey ve yatay taşıyıcılarının tipleri belirlenmeli, kesit ve deformasyon tetkikleri yapılmalıdır. Bu hesaplamaları yapmak için günümüzde bir çok bilgisayar programı kullanılmaktadır.

Derin kazı iksa sistemlerinin proje aşaması tamamlandıktan sonra uygulama kısmında inşaat mahalinde çıkabilecek her türlü soruna karşı hazırlıklı olunmalı, deplasmanlar sürekli olarak izlenmelidir. Deplasmanların incelenmesi için inklonometre adı verilen alet kullanılmakta olup zaman tanımlı deplasmanları sunmaktadır.

2. AMAÇ

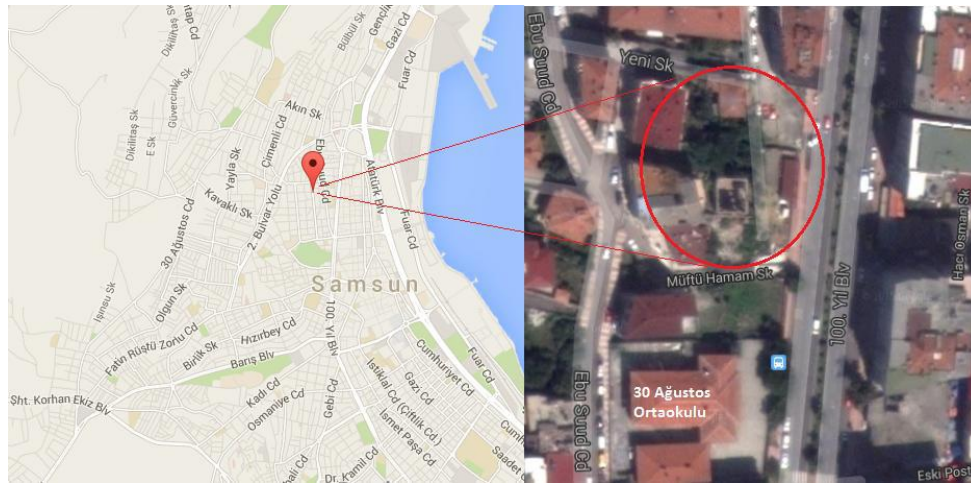
Yapı temel sistemlerinin inşası için gerekli olan derin kazı iksa sistemlerinin tasarımının konu alınacağı bu çalışmada temel çukurunun açılması sırasında zeminde meydana gelebilecek stabilite problemleri, yatay ve düşey deplasmanlar, gerekli arazi ve laboratuvar çalışmaları sonucu elde edilecek zeminlerin fiziksel özellikleri dikkate alınarak bu deformasyonları önleyecek en uygun iksa sisteminin tasarımı ve bunların deformasyonlarının sonlu elemanlar yöntemi ile incelenmesi amaçlanmaktadır.

Ayrıca bu çalışma kapsamında Samsun İli, İlkadım İlçesi, 100. Yıl Bulvarı Ebu Suud Caddesinde bulunan arsa üzerine yapılacak olan yapıların temel çukuru kazısı için yapılacak olan iksa sisteminin sonlu elemanlar yöntemleri ile projelendirilmesi ve projelendirilecek ayrıca tasarımı yapılan kesitlerde elastisite modülü ve kohezyon kontrollü olarak değiştirilerek zemin etüt raporunda hangi hata payıyla çalışılabileceği amaçlanmıştır.

3. YAPILAN ÇALIŞMALAR

3.1. Çalışmanın Tanıtılması

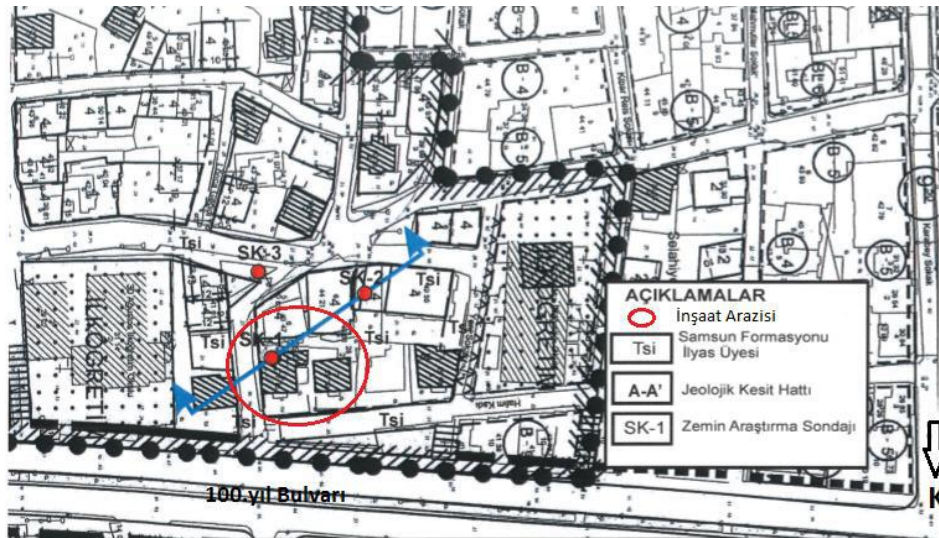
Samsun İli, İlkadım İlçesi, 100. Yıl Bulvarı Müftü Hamam Sokak'ta yer alan Yokuş apartmanının kuzey kısmında yer alan yıkıntı halindeki eski binaların Samsun Evleri Rekonstrüksiyon ve çevre düzenlemesi işi kapsamında yeniden inşa edilmesi sebebiyle Yokuş Apartmanının güvenliğinin sağlanması hususunda gerekli önlemi alabilmek adına iksa sistemi tasarımı Plaxis v.8.2 yazılımı kullanılarak yapılmıştır. Ayrıca zemin etüt raporundaki zemin parametreleri kontrollü olarak değiştirilerek, tasarlanmış olan iksa sisteminin üzerindeki etkileri Plaxis v.8.2 yazılımı kullanılarak incelenmiştir.



Şekil 1. İnşaat Arazisi Yer Bulduru Haritası ve Uydu Görüntüsü

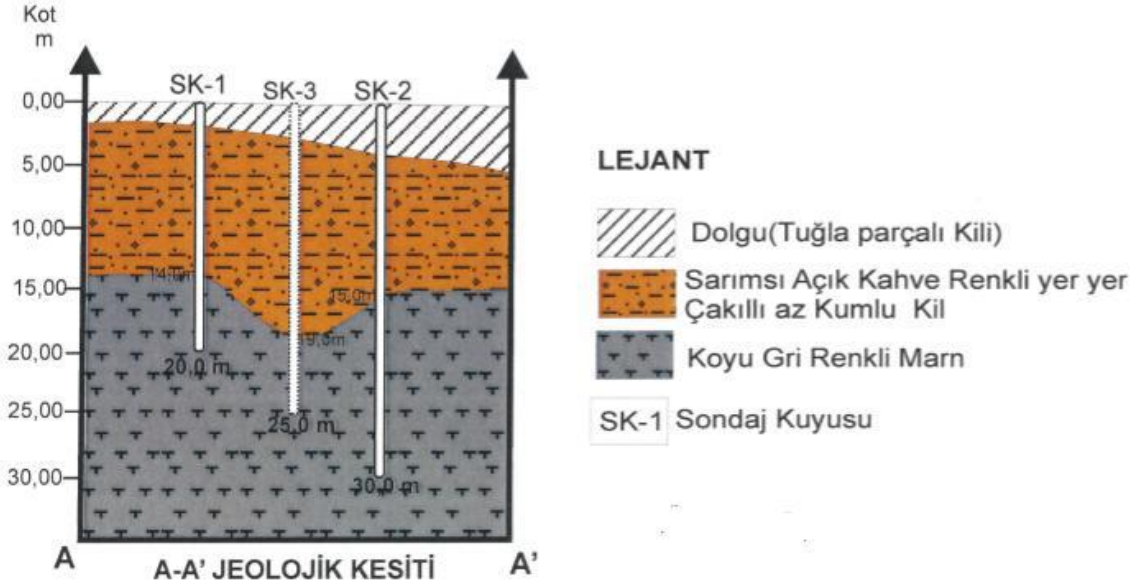
3.1.1. İnceleme Alanının Zemin Profili, Temel Zemini ve Geoteknik Değerlendirmesi

Yerson Ltd. Şti.'nin raporuna göre; zemin etüt çalışması kapsamında arazide 3 adet, derinlikleri 20-30 m arasında değişen sondaj yapılmıştır. 1 numaralı Sondaj kuyusu arazi içerisinde diğer sondaj kuyuları ise arazinin güneyindedir. Yapılan sondaj çalışmaları şekil 2'de gösterilmiştir.



Şekil 2. Sondaj Lokasyonları

Arazi içerisinde yapılan 1 nolu sondaj verilerine göre yüzeyden 1,5m derinliğe kadar dolgu, 1,5-14m arasında kumlu kil ve 14-20 m arasında ve daha derinde ise marn olduğu tespit edilmiştir ve yeraltı suyuna rastlanılmamıştır(Şekil 3).



Şekil 3. Zemin Tabakaları Kesiti

Yerson Ltd. Şti. Laboratuar çalışmaları ile kil zeminin yüksek plastisiteli kil(CH) olduğunu, doğal birim ağırlığının $19,97 \text{ kN/m}^3$ kohezyonunun 70 kN/m^2 , içsel sürtünme açısının 5° , zemin grubunun C, yerel zemin sınıfının Z3, yatak katsayısının 25000 kN/m^3 olduğunu belirlemiştir. Ancak SK1 SPT verilerine göre içsel sürtünme açısının 35° ve üzerinde olması beklenirken çok daha düşük değer çıktığı Yerson Ltd. Şti. sondaj raporunda görülmüştür. Dolayısıyla Tablo 1 'deki zemin parametreleri analizlerde dikkate alınmıştır.

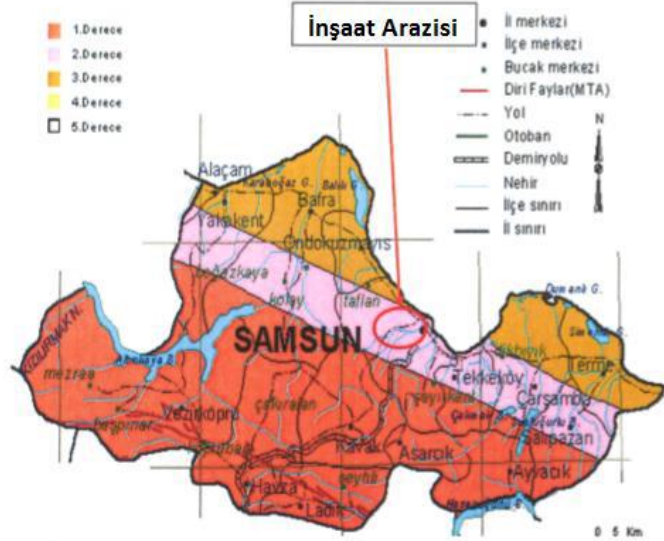
Tablo 1. İnşaat Arazisi Zeminlerinin Fiziksel Özellikleri

Zemin Sınıfı	Doğal birim ağırlık (kN/m^3)	Kohezyon(kN/m^2)	İçsel Sürtünme Açısı($^\circ$)
Kil	19,97	70	10-30
Marn	20,33	--	--

Genel tabakalaşma ve yapıların temel zeminin oluşturan yüksek plastisiteli kil(CH) tabakası temel zemini ve oturmalar açısından güvenilir bir yapılanma göstermemektedir. Bu nedenle genel tabakalaşma durumu dikkate alınarak burada zemin taşıma gücü değerinin az olması nedeniyle arazi güneyindeki mevcut yapıların ve yapılacak yapıların güvenliği için önlem alınmasının kaçınılmaz olduğunu göstermektedir.

3.1.2. Bölgenin Depremselliği

İnşaat arazisi 18 Nisan 1996 ve 96/8109 sayı ile yürürlüğe giren mülga Bayındırlık ve İskan Bakanlığı (Çevre ve Şehircilik Bakanlığı) Türkiye Deprem Bölgeleri haritasına göre ikinci derece deprem bölgesinde bulunmaktadır. Etkin yer ivmesi $A_0=0.30$ olarak belirlenmiştir.

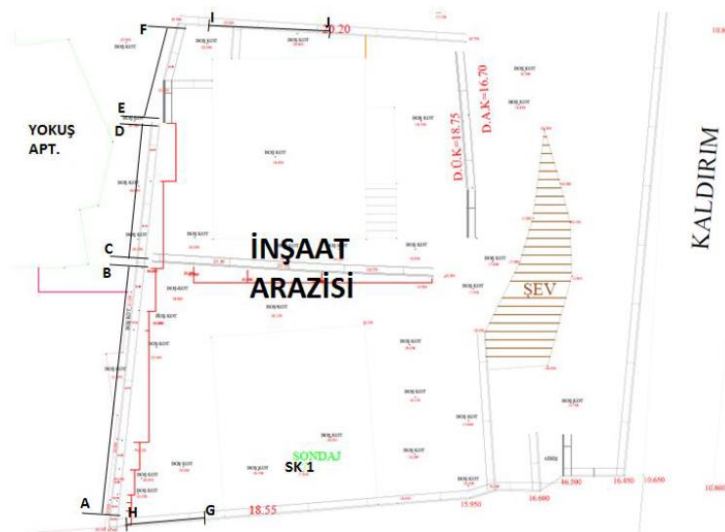


Şekil 4. Deprem Haritası

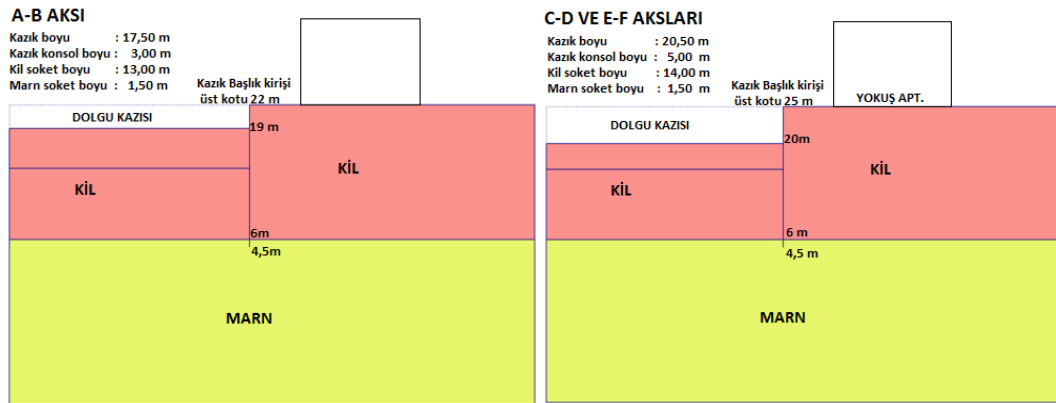
3.2. Önerilen İksa Yöntemi

Samsun Evleri Rekonstrüksiyonu ve Çevre Düzenlemesi Yapılması İşi kapsamında inşaat arazisinin ve güneyinde bulunan Yokuş apartmanının güvenliğinin inşaat süresince ve sonrasında herhangi bir nedenle tehlikeye girmesini önlemek amacı ile A-B, C-D, E-F, aksları üzerinde fore kazıklardan oluşan konsol bir iksa sistemi inşa edilmesi planlanmıştır (Şekil 5). Fore kazıkların analiz aşamasında A-B, C-D, E-F, aksları için Tablo 1'deki zemin parametreleri ve Şekil 3'deki jeolojik kesit dikkate alınarak oluşturulan kesitler kullanılmıştır (Şekil 6).

3.3. Sayısal Analizler



Şekil 5. İnşaat Alanı Plankotesi



Şekil 6. Analizde Kullanılan Zemin Kesitleri

Samsun Evleri Rekonstrüksiyonu ve Çevre Düzenlemesi Yapılması işi kapsamında yapılan yaklaşık 5 metrelik kazının sonlu elemanlar yöntemine göre Plaxis V.8.2 programıyla modellenmesi yapılmıştır.

Plaxis V.8.2. programı sayesinde kazı kademeleri sonucunda zeminde oluşan deformasyonlar, kazının yapılmasıyla birlikte kazıklı duvarda oluşan deplasmanlar ve kazıklı duvarın kesit etkilerini belirlemeye çalışılmıştır.

Öncelikli amaç Samsun evleri işi kapsamında iksa duvarının tasarımını yapmak olup, bunun için A-B aksı üzerindeki 1 nolu kesit ile C-D ve E-F aksları üzerindeki 2 nolu kesitler dikkate alınmıştır. C-D ve E-F aksları aynı özelliklere haiz oldukları için tek bir kesitte çözümlenmeleri yapılmıştır. Ayrıca zemin etüd raporundaki tasarıma esas verilerin iksa sisteminin tasarım ve projelendirilmesindeki önemini belirlemek amacıyla konsol yüksekliği fazla olan C-D aksı üzerindeki kazık kesiti kullanılarak, zemin etüd raporu verilerinden elastisite modülü ve kohezyon(c) kontrollü olarak değiştirilerek kazıklı duvarda oluşan deplasmanlar, kazı kademeleri sonucunda oluşan deformasyonlar ve kazıklı duvardaki kesit etkileri belirlenmiş ve esas veriler ile elde edilen kesitle karşılaştırılması yapılmıştır.

Yapılan zemin etüt raporunda da belirtildiği üzere bölgede yer altı suyu rastlanmaması, ayrıca zeminin kendini tutabilmesi sebebiyle geçirimsizlik perdesine gerek duyulmayacağını ortaya koymuştur. Bu sebeple diyafram duvar, keşişen kazıklı duvar, kuyu tipi betonarme perde vb. iksa sistemlerinin dışında aralıklı kazıklı duvar yapılması en uygun tasarım olarak belirlenmiştir.

Tasarım kazıklarının kesitleri $\Phi 80$ cm, aralıkları ise $s=100$ cm olarak belirlenmiştir. Kullanılacak beton sınıfı C25 olup, Yokuş Apartmanının yükü ise 75 kPa olarak hesaplanmış ve sistem bu yüke göre çözülmüştür. Yerson Ltd. Şti. tarafından yapılan çalışmada elastisite modülü ve poisson oranlarıyla ilgili tablo 2'de yer alan veriler alınmıştır.

Tablo 2. Elastisite Modülü ve Poisson Oranı Verileri

Zemin tanımı	Derinlik-metre	PI	Elastisite modülü Mpa(N/mm ²)	Poisson oranı
Az çakıllı az kumlu KİL	1.50/4.0m.-14.0/21.0 m.	40-44	50	0,45
Marn	>14.0/21.0 m.		90	0,30

İnceleme alanına ait İksa sisteminin Plaxis yazılımında modellenmesi ve projenin yerinde uygulanması sırasında aşağıda sırasıyla belirtilen aşamalar dikkate alınmıştır. Belirtilen aşamaların inşa süresince uygulandığı görülmüştür.

1. Tarihi evlerin yıkılması.
2. İnşaat alanına A-B aksı doğrultusunda +22.00 kotuna kadar, C-D ve E-F aksları doğrultusunda da +25.00 kotuna kadar dolgu yapılması,
3. Dolgu bittikten sonra forajla merkezden merkeze s=100 cm aralıklı 80 cm 'lik kazık foraj imalatının yapılması
4. Forajla boşaltılan alana donatının indirilip, betonlamanın yapılması,
5. Kazık üst bölgesinde kazık başlık kirişi imalatının yapılması,
6. Dolgunun kazılarak kaldırılması.

3.2.1. A-B, C-D ve E-F Aksları İksa Sisteminin Analizlerinin Yapılması

Söz konusu akslarda Plaxis sonlu elemanlar programı kullanılarak yapılan analiz aşamaları aşağıda sıralanmıştır. Buna göre:

1. Tüm analizler Plaxis V.8.2. sonlu elemanlar programında yapılmıştır. Buradaki amaç kazıklı duvarda oluşan deplasmanları, kazı kademeleri sonucunda oluşan deformasyonları ve kazıklı duvardaki kesit etkileri belirlenmeye çalışmaktır. Kesit etkileri elde edilip betonarme tasarımın yapılması aşamasına geçilmesidir.
2. Öncelikli olarak A-B, C-D ve E-F aksları iksa duvarı inşaatı için tasarım yapılmıştır. A-B aksı 1 kesitinde 17,5 m'lik kazık kullanılmış olup kazık üst kotu +22.00'dir. C-D ve E-F aksı 2 kesitindeki kazığın boyu ise 21,5 m olup, kazık üst kotu +25.00'dir. Her iki aksta da kazıklar marn tabakasına soketlenmiştir.
3. İkinci olarak her ne kadar zemin etüd raporu eki olarak tarafımıza ulaştırılan Elastisite modülü ve poisson oranı bulunsa da çoğu zaman farklı kaynaklardan ve farklı deneyimler sonucu elde edilen bu verilerin güvenilirliğine her zaman şüpheli yaklaşmak gereklidir. Bu sebeple Elastisite modülü her iki zemin katmanında %25 oranında arttırılmış, %25 ve %50 oranında azaltılmış, buna göre çözüm yapılmıştır. Ayrıca elastisite modülü sabit tutularak kohezyonlu zemin katmanlarına sahip olan zeminde içsel sürtünme açısı sabit tutularak kohezyon(c) değeri her iki zemin katmanında %25 oranında arttırılıp, %25, %50 ve %75 oranında azaltılmıştır. Tüm bu arttırma ve azaltmalar C-D aksı, 2 kesidi dikkate alınarak yapılmış olup, yukarıda belirtildiği gibi zemin değerlerinin değiştirilmesiyle birlikte oluşacak olan kazıklı duvarda oluşan deplasmanları, kazı kademeleri sonucunda oluşan deformasyonlar ve kazıklı duvardaki kesit etkileri belirlenmeye çalışmak ve bunları karşılaştırmak diğer bir çıktıdır.

A-B aksı 1 kesitinde ve C-D, E-F aksı 2 kesitinde çizelge 3.5'teki zemin parametreleri kullanılarak Plaxis V.8.2'de tasarım yapılmıştır. Ayrıca yukarıda bahsedildiği gibi elastisite modülü ve kohezyon belli oranlarda değiştirilmiştir.

1 kesiti için betonarme tasarım yapılmış olup, donatılandırmaya ait hesaplamalar aşağıda verilmiştir:

Fore kazık betonarme kesit hesabı

Beton sınıfı: C25, Çelik: S420

Fore Kazık Donatı Hesabı

Boy donatı hesabı:

$$M_{max} = 52,40 \text{ kNm}$$

$$D \text{ (cm)} = 80 \text{ cm}$$

$$M_d = M_{max} \times 1.60 = 83,84 \text{ kNm}$$

$$A_p = \pi D^2 / 4 = 5026 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10 \times M_d (A_p/d^3) = 8,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,01 \times \pi D^2 / 4 = 50,26 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı : 14 Φ 22 (53.22 cm²)

Etriye Hesabı:

$$b = 80 \text{ cm}, d = 70 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 365 \text{ MPa}, f_{cd} = 25 \text{ MPa}, f_{ctd} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$V = 20,16 \text{ kN}$$

$$V_d = V \times 1.60 = 32,26 \text{ kN}$$

$$V_{max} > V_d$$

$$V_{max} = 0,65 \times f_{cd} \times b \times d = 425,88 \text{ kN}$$

Etriye gerekmektedir.

Seçilen etriye: Φ 10/15

$\rho_w = A_{swso.n}/(s.b_w) > \rho_{min} = 0.30 f_{ctd}/ f_{ywd}$ olması nedeni ile:

$$\rho_w = 2.a/(s.D) = 0,00195$$

$$\rho_{min} = (0,30 \times 1170)/365000 = 9,62 \times 10^{-4}$$

$\rho_w > \rho_{min}$ seçilen etriye uygundur.

2 kesiti için betonarme tasarım yapılmış olup, donatılandırmaya ait hesaplamalar aşağıda verilmiştir:

Fore kazık betonarme kesit hesabı

Beton sınıfı: C25, Çelik: S420

a) Fore Kazık Donatı Hesabı

Boy donatı hesabı

$$M_{max} = 59,28 \text{ kNm}$$

$$D \text{ (cm)} = 80 \text{ cm}$$

$$M_d = M_{max} \times 1.60 = 94,85 \text{ kNm}$$

$$A_p = \pi D^2 / 4 = 5026 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10 \times M_d (A_p/d^3) = 9,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,01 \times \pi D^2 / 4 = 50,26 \text{ cm}^2$$

Seçilen Donatı : 14 Φ 22 (53.22 cm²)

Etriye Hesabı

$$b = 80 \text{ cm}, d = 70 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 365 \text{ MPa}, f_{cd} = 25 \text{ MPa}, f_{ctd} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$V = 83,38 \text{ kN}$$

$$V_d = V \times 1.60 = 133,408 \text{ kN}$$

$$V_{max} > V_d$$

$$V_{max} = 0,65 \times f_{cd} \times b \times d = 425,88 \text{ kN}$$

Etriye gerekmektedir.

Seçilen etriye: Φ 10/15

$\rho_w = A_{swso.n}/(s.b_w) > \rho_{min} = 0.30 f_{ctd}/ f_{ywd}$ olması nedeni ile:

$$\rho_w = 2.a/(s.D) = 0,00195$$

$$\rho_{min} = (0,30 \times 1170)/365000 = 9,62 \times 10^{-4}$$

$\rho_w > \rho_{min}$ seçilen etriye uygundur.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında, Samsun İli, İlkadım İlçesi, 100. Yıl Bulvarı Müftü Hamam Sokak'ta yer alan Yokuş apartmanının kuzey kısmında yer alan yıkıntı halindeki eski binaların Samsun Evleri Rekonstrüksiyon ve çevre düzenlemesi işi kapsamında yeniden inşa edilmesi sebebiyle Yokuş Apartmanının güvenliğinin sağlanması hususunda gerekli önlemi alabilmek adına iksa sistemi tasarımı Plaxis v.8.2. yazılımı kullanılarak tasarlanmıştır. Ayrıca zemin etüt raporundaki zemin parametrelerine göre tasarlanmış olan iksa sisteminin zemin verilerinden elastisite modülü ve kohezyon değeri, kontrollü olarak değiştirilerek iksa sistemi üzerinde zemin parametrelerinin deformasyonlara ve kesit etkilerine olan etkileri incelenmiş ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

1. A-B aksı ve C-D, E-F akslarından analizi yapılan iki farklı kesitte iksa sistemi olarak; merkezden merkeze 100 cm aralıklı 80 cm'lik kazık sisteminin uygun olduğu, A-B aksındaki 1 nolu kesitte 17,5 m'lik kazık boyunun, C-D, E-F 2 nolu kesit akslarında ise 21,5 m'lik kazık boyunun uygun olduğu tespit edilmiştir.
2. Her iki kesitte boyuna donatının 14Φ22, enine donatının da Φ10/15 olması gerektiği sonucuna varılmıştır.
3. A-B aksındaki 1 nolu kesitte yatay deformasyonun 0,009 m, düşey deformasyonun 0,014 m ve toplam deformasyon da 0,015 m olduğu tespit edilmiştir. A-B aksındaki kesitte 0,015 m altında gerçekleşmesi gerektiği değerlendirilecek olursa iksa sisteminin söz konusu kesite uygun olduğu belirlenmiştir.
4. A-B aksındaki 1 nolu kesitte maksimum moment 52,40 kNm/m, kesme kuvveti -20,16 kN/m, eksenel kuvvet ise -87,23 kN/m olduğu Plaxis v.8.2. yazılımı ile belirlenmiştir.
5. C-D, E-F aksındaki 2 nolu kesitte yatay deformasyonun 0,017 m, düşey deformasyonun 0,026 m ve toplam deformasyon da 0,027 m olduğu tespit edilmiştir. C-D, E-F aksındaki kesitte 0,025 m altında gerçekleşmesi gerektiği değerlendirilecek olursa iksa sisteminin söz konusu kesite uygun olduğu belirlenmiştir.
6. C-D, E-F aksındaki 2 nolu kesitte maksimum moment -59,28 kNm/m, kesme kuvveti 63,70 kN/m, eksenel kuvvet ise -154,20 kN/m olduğu Plaxis v.8.2. yazılımı ile belirlenmiştir.
7. Yüksek plastisiteli kil tabakası için sırasıyla 25 MPa, 37,5 MPa ve 62,5 MPa elastisite modülü değerleri kullanılmış, Marn tabakası için ise sırasıyla 45 MPa, 67,5 MPa ve 112,5 MPa elastisite modülü değerleri kullanılmıştır. Yüksek plastisiteli kil ve marn tabakasının elastisite modülü değişimi sonucu yatay yerdeğiştirme değerleri sırasıyla 0,013, 0,022, 0,033 olarak elde edilmiştir. Buradan da anlaşıldığı üzere mevcut elastisite modülünün artırılarak alınması kesit etkilerinde ve deformasyonlarda olumlu etkiler yaratırken, elastisite modülünün azaltılarak kullanılması ise olumsuz sonuçlar doğurmakta olup, deformasyonların ve moment değerlerinin artmasına sebep olduğu tespit edilmiştir. 2 nolu kesitte gerçekleşmesi olabilecek maksimum deformasyonun 0,015 m olması gerektiği dikkate alınırse elastisite modülünün %50 azaltılarak kullanılması mevcut sistemin kullanılamayacağı durumunu ortaya çıkarmaktadır. Bundan dolayı tasarımcının elastisite modülü değerini kullanırken son derece dikkatli olması gerektiği tespit edilmiştir.
8. Yüksek plastisiteli kil için sırasıyla 17,5, 35, 52,5 kN/m²'lik ve 87,5 kN/m² değerleri kullanılmış, aynı şekilde Marn tabakası için de 50, 100, 150 kN/m² ve 250 kN/m² değerleri kullanılmış olup, diğer parametreler tasarımda kullanılan değerleriyle aynı kalmıştır. Yüksek plastisiteli kil ve marn tabakasının kohezyon değeri değişimi sonucu

yatay yer değiştirme değerleri sırasıyla 0,017, 0,017, 0,019, 0,396 olarak elde edilmiştir. Kohezyon değerinin %50'ye kadar azaltılarak kullanılmasının yatay ve düşey deplasman değerlerini çok fazla değiştirmediği, Kohezyon değerinin %75 değerine kadar azaltılması sistemin deformasyonlarının artmasına ve kullanılmayacak duruma gelmesine neden olmaktadır. 2 nolu kesitte izin verilebilir maksimum deformasyonun 0,025 m olması gerektiği dikkate alınırse elastisite modülünün %75 azaltılarak kullanılması sistemin kullanılmayacağı durumunu ortaya çıkarmaktadır. Sistemin göçmemesi için ya kazık en kesitinin arttırılması ya da yardımcı elemanların kullanılmasının gerekeceği tespit edilmiştir. Yardımcı eleman olarak ankraj, strut, zemin çivisi vb. uygulamaların tasarımda dikkate alınarak kullanılabilceği önerilmektedir.

9. Projelendirme kapsamında parsele özel olarak tasarım yapılmış, kazıkların imalatının yapılabilmesi için öncelikli olarak eski yapıların yıkılması yerine tasarımı yapılan kazık üst kotuna yani A-B aksı için +22.00 B-C ve E-F aksı içinse +25.00 kotuna kadar dolgu yapılması önerilmiştir. Kazık imalatı bittikten sonra dolgunun yerinden kaldırılması ve inşai faaliyetlere başlanması ifade edilmiştir. Kazı sırasında yapılan hesaplamaların doğruluğunu ölçmek ve herhangi olumsuz bir durumda müdahale edebilmek için inklonometre kullanılması ve fore kazık imalatı tamamlandıktan sonra yapılacak temel kazısı kazı yüzeylerinin 1 m derinlikleri için püskürtme beton(shotcrete) uygulanması da önerilmiştir.

Sonuç olarak bu çalışma kapsamında; Yokuş apartmanının kuzey kısmında yer alan yıkıntı halindeki eski binaların Samsun Evleri Rekonstrüksiyon ve çevre düzenlemesi işi kapsamında iksa sistemi tasarımı ve çözümlemesi Plaxis V.8.2 sonlu elemanlar programıyla yapılmış olup bunun dışında elastisite modülü ve kohezyon değerlerinin herhangi bir şekilde yanlış alınmasının tasarımı nasıl etkileyeceği ve farklı en kesite sahip bir iksa ile çalışmanın ne tür etkilere sebep olacağı incelenmiştir.

Tablo 3. C-D Aksı 2 Kesiti Değerleri(Elastisite Modülü Değişimi İçin)

	Yatay deformasyon	Düşey deformasyon	Toplam deformasyon	Moment	Kesme kuvveti	Eksenel kuvvet
C-D ve E-F aksı 2 kesiti tasarım verileri	0,017 m	0,026 m	0,027 m	-59,28 kNm/m	63,70 kN/m	-154,20 kN/m
2 kesiti elastisite modülünün %25 artması durumu	0,013 m	0,021 m	0,022 m	-57,52 kNm/m	63,23 kN/m	-153,40 kN/m
2 kesiti elastisite modülünün %25 azalması durumu	0,022 m	0,035 m	0,036 m	65,10 kNm/m	63,67 kN/m	-154,10 kN/m
2 kesiti elastisite modülünün %50 azalması durumu	0,033 m	0,053 m	0,054 m	90,69 kNm/m	63,91 kN/m	-155,50 kN/m

Tablo 4. C-D aksı 2 kesiti değerleri(kohezyon değişimi için)

	Yatay deformasyon	Düsey deformasyon	Toplam deformasyon	Moment	Kesme kuvveti	Eksenel kuvvet
C-D ve E-F aksı 2 kesiti tasarım verileri	0,017 m	0,026 m	0,027 m	-59,28 kNm/m	63,70 kN/m	-154,20 kN/m
2 kesiti kohezyonun %25 artması durumu	0,017 m	0,026 m	0,027 m	-69,91 kNm/m	62,98 kN/m	-151,33 kN/m
2 kesiti kohezyonun %25 azalması durumu	0,017 m	0,026 m	0,027 m	-64,96 kNm/m	61,80 kN/m	-153,25 kN/m
2 kesiti kohezyonun %50 azalması durumu	0,019 m	0,026 m	0,27 m	-88,04 kNm/m	69,46 kN/m	-144,92 kN/m
2 kesiti kohezyonun %75 azalması durumu	0,396 m	0,324 m	0,400 m	-1780 kNm/m	-302,65 kN/m	-143,66 kN/m

KAYNAKLAR

- [1] Planlı Alanlar Tip İmar Yönetmeliği, Resmi Gazete Tarihi: 02.11.1985, Resmi Gazete Sayısı: 18916 mükerrer
- [2] Long, M., (2001). "Database For Retaining Wall and Ground Movements Due to Deep Excavations", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, (3), 203.

DERİN KAZI VE DERİN KAZI İKSA YÖNTEMLERİ

DEEP EXCAVATION AND DEEP EXCAVATION SUPPORT TECHNIQS

Gülay Uysal AKIN¹ Ender BAŞARI² Seda DURUKAN³ Zafer GÜRSOY⁴

ABSTRACT

The subway system of İzmir has been constructed recently. It has been investigated that tunnel and station excavation effects on the buildings which located in the neighborhood of subway line. In the course of time, new and higher buildings are being constructed instead of those present old buildings which lay on the subway line. Sometimes these constructions may be so close to the tunnel and stations of the subway system. These constructions may have influences on the stability of tunnel and stations of the subway system. In this paper, a case study from İzmir subway was analysed and investigated whether the construction of new buildings instead of the older ones has any influences on the stability of the subway tunnel and stations.

Keywords: Tunnel, subway, subway station

ÖZET

İzmir hafif raylı sistemi yakın bir geçmişte kurulmuş olup ulaşım sistemine ait tünel ve istasyonlar için yapılan kazı çalışmalarının yakın civarda bulunan yapılara etkileri üzerine çalışılmış ve hala çalışılmasına devam edilmektedir. Hat civarında yer alan mevcut eski binaların yerine daha yüksek yapılar inşaa edilmeye başlanmıştır. Bazen inşaat faaliyetleri kurulan ulaşım sistemine ait istasyon ve tünel yapılarına çok yakın mesafede olabilmektedir. Dolayısı ile bu inşaat faaliyetlerinin ulaşım hattındaki istasyon ve tünel gibi yapıları etkilemeleri söz konusudur. Bu bildiride İzmir Hafif Raylı sistemi tünel hattının yakın civarında bulunan eski yapıların yıkılarak yerine daha yüksek yapıların inşa edilmesinin mevcut tünel hattına ve istasyonlarına etkileri analiz edilmiş ve incelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Tünel, hafif raylı sistem, metro istasyonu

¹ İnşaat Mühendisi, Celal Bayar Üniversitesi İnşaat Müh. Böl. Geoteknik ABD, gulayuyusal84@hotmail.com

² Yrd. Doç. Dr. Ender Başarı, Celal Bayar Üniversitesi İnşaat Müh. Böl. Geoteknik ABD, ender.basari@cbu.edu.tr

³ Yrd. Doç. Dr. Seda Durukan, Celal Bayar Üniversitesi Manisa Meslek Yüksek Okulu, seda.durukan@cbu.edu.tr

⁴ İnşaat Mühendisi, Celal Bayar Üniversitesi İnşaat Müh. Böl. Geoteknik ABD, zafer_gursoy35@hotmail.com

1. GİRİŞ

Son yıllarda ülkemizde bir çok büyük şehirde kent içi ulaşım problemlerinin çözümüne yönelik olarak raylı sistemler inşaa edilmektedir. Ülkemizde büyük kentlerde toplu ulaşım amacı ile inşaa edilen çoğu raylı sistemin bir kısmı zemin yüzeyinde bir kısımda zemin içinde tünellerden oluşmaktadır. Raylı sistemlerin tünellerden oluşan kısımlarının inşaatı çevredeki mevcut yapıları önemli derecede etkileyebilmektedir. Şehir içinde inşaa edilen tünellerden dolayı zemin yüzeyindeki üst yapılarda hasarlar meydana gelebilmektedir ve bunun örnekleri ülkemizde yaşanmıştır. Yaşanan olumlu ve olumsuz tecrübeler ile kent içinde inşaa edilecek tüneller hususunda ülkemizde bilgi birikimi oluşmaya başlamıştır. Son yıllarda kent içi tünel inşaatlarında tünel inşaatlarının zemin yüzeyindeki yapılarda meydana getirebileceği etkiler ciddi şekilde önemsenmeye başlanmıştır.

Yerleşim alanı içinde inşaa edilen tünellerin üst yapılara etkisinin yanında zemin yüzeyindeki inşaat faaliyetleride tünelleri etkileyebilmektedir. Artan nüfus ve teknoloji ile birlikte her geçen gün zemin yüzeyinde daha yüksek yapılar inşaa edilmektedir. Yükselen bu yapılar sıklıkla mevcut olan daha alçak eski yapıların yerine inşaa edilmektedir. Bu yapılaşma faaliyeti zemin yüzeyinde eski yapının yıkılması ve yerine daha yüksek bir yapının inşaa edilmesi olarak gerçekleşmektedir. Yerleşim alanlarındaki tünel inşaatları ve yeni inşaa edilen daha yüksek yapılar etkileşim içinde olup inşaat faaliyetleri esnasında birlikte ele alınıp birbirlerine etkilerinin irdelenmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada günümüzde eski yapıların yıkılarak daha yüksek yapıların inşaa edilme sürecinin hızlı bir şekilde yaşandığı İzmir Hafif Raylı Sistemi Hatay İstasyonu civarı (Şekil 1) ele alınmıştır. Söz konusu bölgedeki inşaat faaliyetlerinin ele alınmasının bir diğer nedenide, inceleme sahası zemin özellikleri ve metro hattı hakkında analiz ve hesaplamalar için literatürde yeterince bilgi olmasıdır. İnceleme konusunu oluşturan inşaat faaliyeti; metro istasyonu ve hattına oldukça yakın konumda bulunan yedi katlı bir konutun yıkılarak yerine daha yüksek bir yapının inşaa edilmesidir.


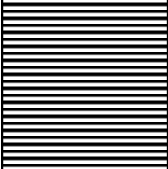
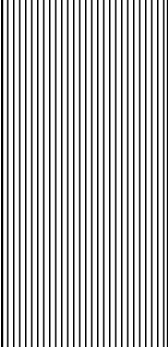


Şekil 1. İnceleme Konusu Saha Ve Yakın Civarı

İlerleyen bölümlerde ilk olarak inceleme sahasının zemin özellikleri ve yapı bilgileri verilmiştir. Ardından bu çalışmanın konusunu teşkil eden ve uygulamaya örnek teşkil edebilecek inşaat faaliyeti ve safhalarına değinilmiştir. Daha sonra analizler için oluşturulan üç boyutlu sonlu elemanlar modeli hakkında bilgi verilmiş olup, devamında analiz sonuçları takdim edilmiştir. Son olarak çalışma sonunda ulaşılan neticelere ve önerilere yer verilmiştir.

2. İNCELEME ALANININ JEOLJİSİ VE ZEMİN ÖZELLİKLERİ

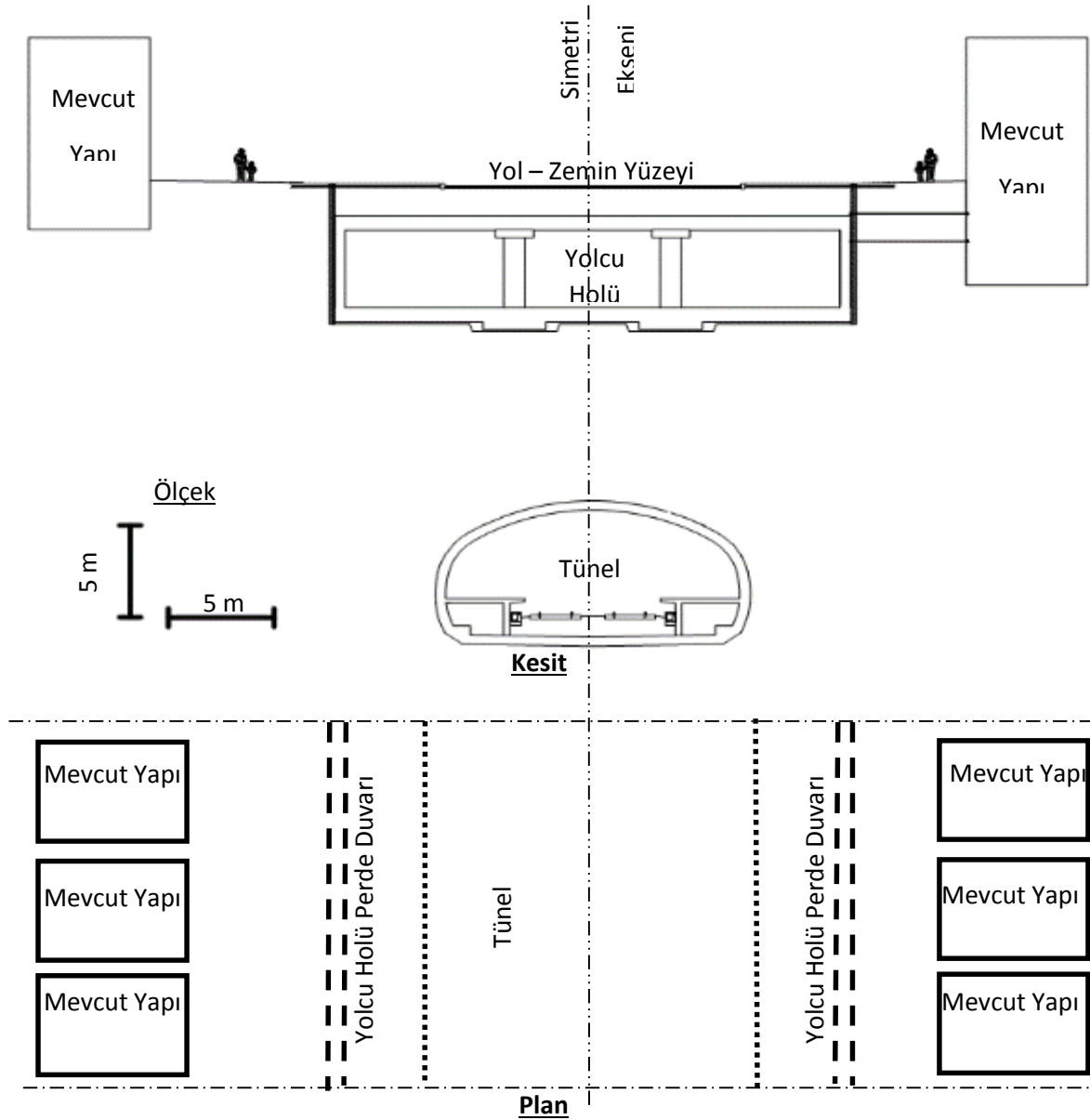
İnceleme sahasının yakın civarında yapılan ve literatürde yer almış çalışma, inceleme ve araştırmalardan [1,2,3,4,5] sahanın jeolojisi ve zemin özellikleri oldukça iyi belirlenmiştir. Genel olarak tünel güzergâhında ayrılmış andezit ürünü olan killer ve onun üzerinde genç yaşlı denizel çökeller bulunmaktadır. İnceleme sahasında gözlenen zemin birimleri üst seviyelerde az ve orta derecelerde ayrılmış andezit ve alt seviyelerde gözenekli ve killeşme özellikleri gözlenen aglomera. Zemin profilinde en üstteki bir iki metrelik kısımda, ayrışma derecesi yüksek kahve renkli siltli killi kum şeklinde tanımlanabilecek ve andezit parçalarında içeren bir tabaka mevcuttur. Bu tabakanın altında yaklaşık 13 m seviyelerine kadar az-orta derecede ayrılmış andezit birimi gelmektedir. Andezit biriminin altında ise pembe-gri renkli gözenekli aglomera (andezit çakıl ve blokları içeren) yer almaktadır. Zemin profilinde 13 m – 14 m seviyelerine kadar yer alan pembemsi – gri renkli andezitin Elastisite modülü sondajla desteklenen araştırmalarda [2,3,4] 300 kg/cm² ile 500 kg/cm² arasında değişmektedir. Daha aşağılarda yer alan aglomera biriminin Elastisite modülü ise 300 kg/cm² ile 500 kg/cm² arasında değişmektedir. Analizlerde andezit birimi için Elastisite modülü 350 kg/cm² (35000 kPa) aglomera birimi içinde 400 kg/cm² (40000 kPa) değerleri alınmıştır. Söz konusu araştırmalar referans alındığında sahadaki zeminler için içsel sürtünme açısının 36° alınması uygun olmaktadır. Analizlerde esas alınan zemin profili ve özellikleri Şekil 2’de verilmiştir.

Derinlik (m)	Zemin Profili	Zemin Tanımı	Birim Hacim Ağırlık	İçsel Sürtünme Açısı	Yapı - Zemin Sürtünme Açısı	Elastisite Modülü	Poisson Oranı	Malzeme Modeli
			(γ)	(ϕ)	(δ)	(E)	(ν)	
0.0			(kN/m ³)	(°)	(°)	(kN/m ²)		
2.0		Siltli killi kum	18	30	(2/3)* ϕ	15000	0.40	Mohr - Coulomb
13.0		Az-orta derecede ayrılmış andezit	20	36	(2/3)* ϕ	35000	0.30	Mohr - Coulomb
		Pembe-gri renkli gözenekli aglomera	20	36	(2/3)* ϕ	45000	0.30	Mohr - Coulomb

Şekil 2. Analizlerde Esas Alınan Zemin Profili Ve Zemin Parametreleri.

3. TÜNEL VE YAPI ÖZELLİKLERİ

İnceleme sahasındaki mevcut eski yapıların yaşı 30 ila 50 yıl arasında değişmekte olup, söz konusu yapılar zemin yüzeyinden itibaren 7-8 katlı ve temel derinlikleri 2 m ile 3 m civarında inşaa edilmişlerdir [2]. Halihazırda söz konusu bölgedeki mevcut imar uygulamasından dolayı yeni yapıların taban alanı eski yapılar ile aynı kalmakta ve zemin yüzeyinden itibaren 12 kat olarak inşa edilebilmektedir. Yeni yapıların temel derinlikleri ise yüksek iksa masraflarından kaçınmak ve ekonomi sağlamak amacı ile genelde eski yapıların temel derinlikleri ile aynı seviyelerde tutulmaktadır. Analizlerde eski yapıları temsilen temel taban seviyesi derinliği 2.5 m ve zemin yüzeyinden itibaren 7 katlı olan bir yapı göz önüne alınmıştır. İnceleme sahasındaki metro hattı ve eski yapıların konumlarını gösteren örnek bir kesit aşağıda Şekil 3'de verilmektedir. Yeni inşa edilecek yapıları temsilen temel taban derinliği eski yapı ile aynı olan, zemin yüzeyinden itibaren 9, 10, 11, 12, 13 ve 14 katlı yapılar göz önüne alınmıştır. Şekil 3'de gösterilen yapılara ait malzeme özellikleri ve modelleri Tablo 1 ile verilmektedir.



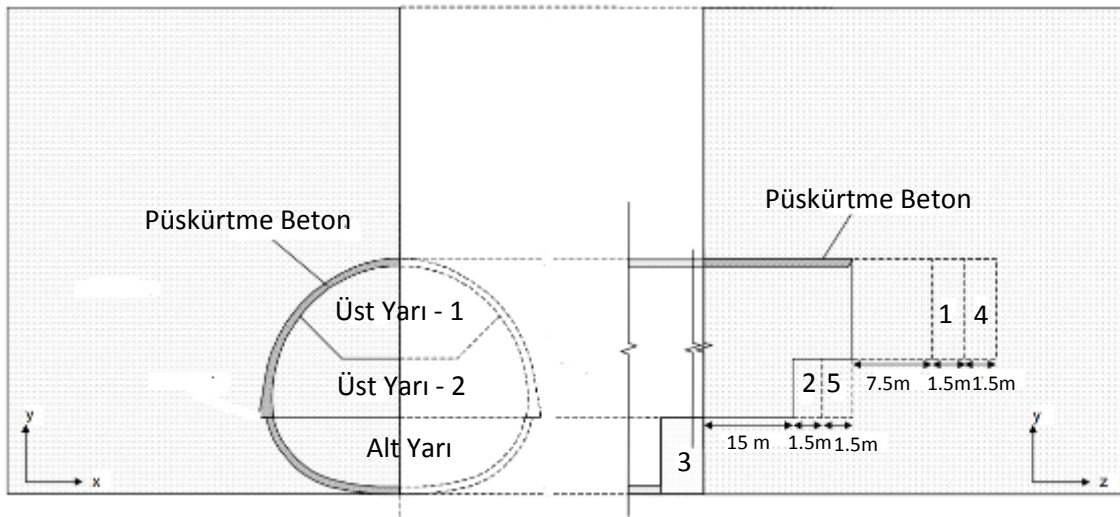
Şekil 3. Hafif Raylı Sistemi Tünel Ve Yakın Yapıların Konumları

Tablo 1. Sonlu Elemanlar Modeli İçin Malzeme Ve Yük Özellikleri

	Birim Hacim Ağırlık	Elastisite Modülü	Kalınlık	Poisson Oranı
	(kN/m ³)	(kPa)	(m)	
Yapı Temelleri	24	32000000	0.80	0.20
Yapıların Bodrum Kat Perde Duvarları	24	32000000	0.40	0.20
Yolcu Holü Temeli	24	32000000	1.00	0.20
Yolcu Holü Perde Duvarları	24	32000000	0.80	0.20
Yolcu Holü Tavani	24	32000000	0.80	0.20
Tünel Temeli	24	32000000	0.50	0.20
Tünel Püskürtme Betonu	24	32000000	0.35	0.20

Sahadaki tüneller Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu (NATM) ile inşa edilmiş olup [4], NATM yöntemi zemin koşulları el verdiği durumlarda farklı jeolojik koşullarda ve farklı tünel geometrileri için uygulanabilmektedir. Yöntemin temel esası, örtü yükünü tünelin içinde açıldığı kaya zemine taşıtmaktır. Yeni Avusturya Tünel Açma Metodunda tünel boşluğu etrafındaki kaya zemin taşıyıcı vazifesi görür. NATM belirli bir destek ve kazı sisteminden bağımsız olarak uygulanabilmektedir. NATM yönteminde gecici destekler ile deformasyonlar belirli bir mertebelerde tutulur ve tünel etrafında oluşacak gerilmeler azaltılır. Daha sonra söz konusu gerilmelerin tünel boşluğu etrafındaki kaya zeminde dağılması ve ana destekleme sistemine daha az yük gelmesi sağlanır. Yöntem ile kesintiye uğramadan ve ekonomik bir şekilde tünel inşa edilebilmektedir [6].

Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu günümüzde bazı sonlu elemanlar yazılımlarında seçenek olarak sunulmakta veya işlem safhaları modellenebilmektedir [7]. Burada yapılan analizlerde tünel kazısının üç kademe gerçekleştirildiği göz önüne alınarak sonlu elemanlarda modellenmiştir. Sonlu elemanlarda oluşturulan modelde Üst Yarı - 1, Üst Yarı - 2 ve Alt Yarı tünel kesitinde kazı ile 1.5 m ilerletilmekte daha sonra kazı ile ilerlenen kısımlarda 35 cm kalınlığında püskürtme beton ile destek sistemi oluşturulmaktadır. Sonlu elemanlar modelinde Üst Yarı - 2 kazısı, Üst Yarı - 1 kazısını 7.5 m geriden takip etmekte, benzer şekilde Alt Yarı kazısı da Üst Yarı - 2 kazısını 15 m geriden takip etmektedir. Sonlu elemanlar modelinde oluşturulan Üst Yarı - 1, Üst Yarı - 2 ve Alt Yarı kazı safhaları Şekil 4 ile verilmektedir.



Şekil 4. Oluşturulan Sonlu Elemanlar Modelinde Tünel Kazı Safhaları [4]

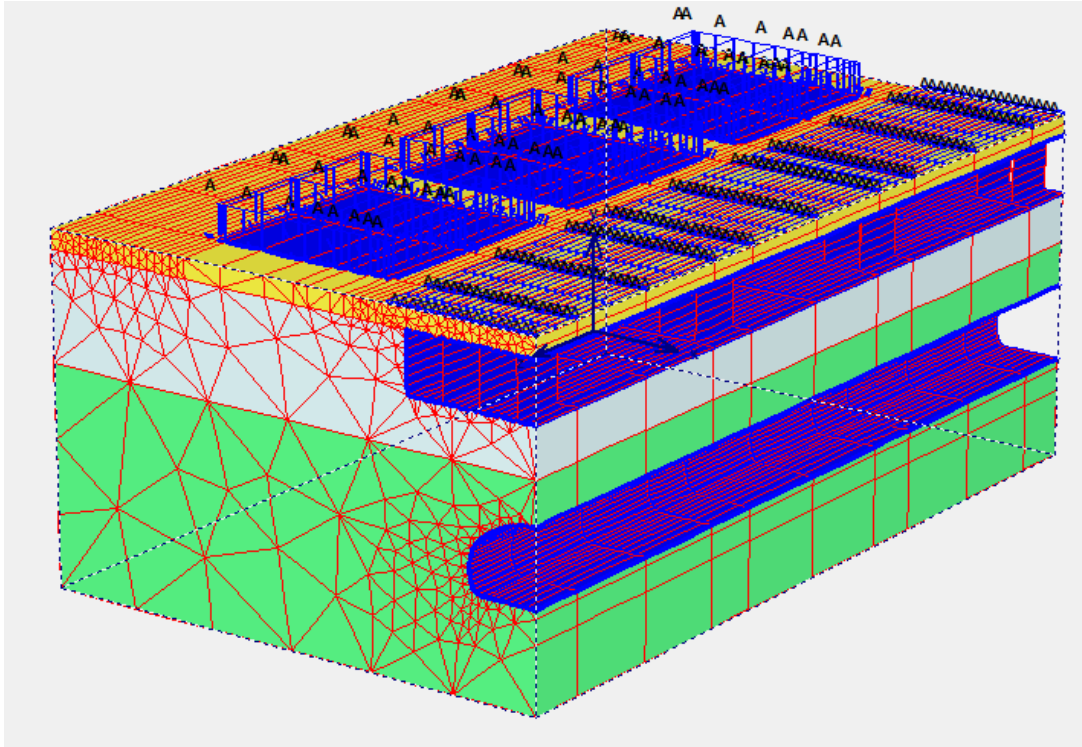
Yukarıda Verilen İlerleme Ve Kazı Takip Mesafeleri Tünellerin İnşaatı Esnasında Farklı Değerlerde Seçilmiş Ve Uygulanmış Olabilir. Bu Durum Tünel İnşaatı Neticesinde Oluşacak

deformasyonlar ile hesaplanan deformasyonlar arasında bir miktar farklılığa yol açabilir. Ancak bu çalışmanın esas konusu tünel inşaatından kaynaklanacak deformasyonlar olmayıp zemin yüzeyinde gerçekleştirilecek inşaat faaliyetlerinin tünele olan etkilerinin incelenmesidir. Tünel inşaatı esnasındaki uygulamalar ile sonlu elemanlar modeli arasındaki deformasyon farklarını ortadan kaldırmak ve zemin yüzeyindeki inşaat faaliyetlerinin tünel üzerindeki etkilerinin daha iyi görülebilmesi amacı ile sayısal analizlerde tünel inşaatının tamamlanmasından sonra deformasyonlar sıfırlanmıştır. Böylece tünel inşaatından sonra zemin yüzeyinde gerçekleşen inşaat faaliyetlerinin tünel üzerindeki etkilerinin doğru bir şekilde tahmin edilmesi amaçlanmıştır.

4. OLUŞTURULAN ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR MODELİ

Sonlu elemanlar modelinin üç boyutlu geometrisi Şekil 3’de verilen plan ve kesitlere uygun olarak Plaxis 3D Tunnel sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak oluşturulmuştur. Şekil 3 ile verilen plan ve kesit geometrilerinin simetrik olduğu dikkate alınarak sonlu elemanlar geometrisi bu duruma uygun olarak oluşturulmuştur. Sonlu elemanlar yazılımında oluşturulan geometri Şekil 5 ile gösterilmektedir. Sonlu elemanlar analizleri için takip edilen hesap silsilesi ise Tablo 2 ile verilmiştir.

Çevre bina yüklerini karşılamak amacı ile temel yükü için 20 kN/m^2 ve her kat için 15 kN/m^2 sürşarj yükü dikkate alınmıştır. Metro hattı istasyonu etrafında var olan 7-8 katlı binalar için toplam 125 kN/m^2 sürşarj yükü tanımlanmıştır. Yeni inşaa edilecek daha yüksek yapıların ilave her katı için 15 kN/m^2 sürşarj yükü tanımlanmıştır. Trafik sürşarj yükü için 15 kN/m^2 yük göz önüne alınmıştır.



Şekil 5. Sonlu Elemanlar Analizi İçin Oluşturulan Geometri

Tablo 2. Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Analizinde Takip Edilen Hesap Adımları

Hesap Silsilesi	Açıklama
Başlangıç koşulları için geostatik gerilmelerin hesabı	
Bina ve yol sürşarj yüklerinin etkimesi	
Yol sürşarj yükünün kaldırılması	Uygulamada yolcu holü ve tünel inşaatı esnasında trafik durdurulmuştur.
Yolcu Holü inşaatı için kazı yapılması	Uygulamada yolcu holü inşaatı için kazı yapılmıştır.
Yolcu Holü inşaatı	
Yolcu Holü inşaatı için yapılan kazının geri dolgusu	
Trafik yükünün uygulanması	
Tünel inşaatı (NATM yöntemi ile)	Tünel inşaatı safhası, önceki bölümlerde bahsedilen NATM yöntemi için gerekli işlem adımlarını içerecek şekilde alt safhalardan oluşmaktadır.
Deformasyonların sıfırlanması	
İnşaatı yapılacak bina yüklerinin kaldırılması	Yeni bina inşaatı için eski binanın yıkılması
Eski Bina yükünün geri uygulanması	Yeni bina inşaatında eski binaya denk ilk 7 katlık kısmın inşaatı
Yeni inşaa edilecek binanın ilave her katı için 15 kN/m ² lik yük artışının uygulanması	Her kat artışı bir safha olarak tanımlanmış olup ondördüncü kata kadar artış yapılmıştır

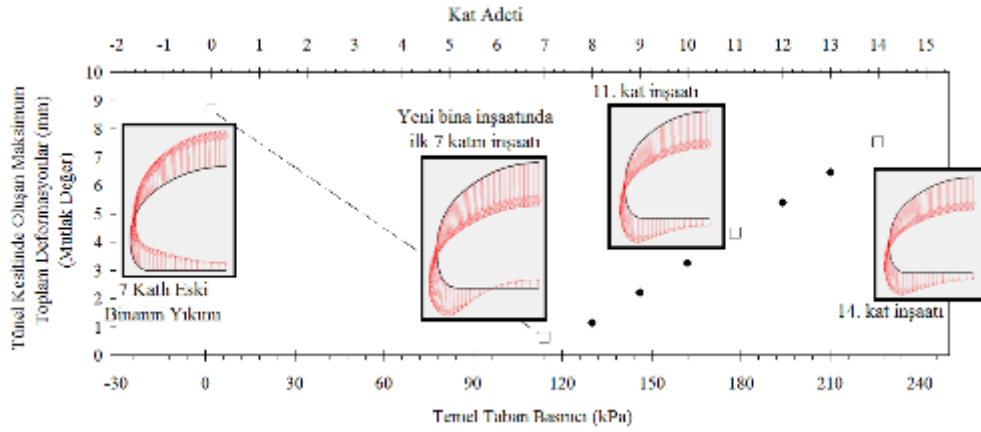
6. ANALİZ SONUÇLARI

Sonlu elemanlar yazılımları ile yapılan analizlerde daha yüksek yapılardan kaynaklanacak ve tünel kesitinde meydana gelecek ilave deformasyonların doğru bir şekilde belirlenebilmesi amacı ile oluşturulan modelde tünel inşaatının tamamlanmasından sonra deformasyonlar sıfırlanmıştır. Böylece tünel hattına yakın eski binaların yıkılarak yerine daha yüksek binaların yapılmasından tünelin etkilenme miktarı doğru bir şekilde tahmin edilmeye çalışılmıştır.

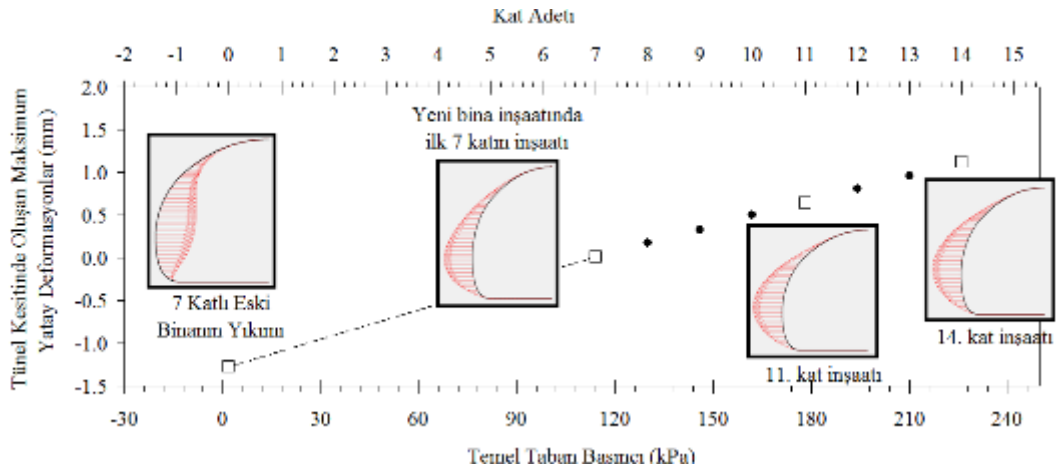
Zemin yüzeyinde inşa edilen yeni binaların kat yüksekliği ve temel taban basınçlarına karşılık üç boyutlu sonlu elemanlar yazılımı ile hesaplanan en büyük toplam, yatay ve düşey yer değiştirme miktarları sırasıyla Şekil 6, Şekil 7 ve Şekil 8 ile verilmektedir.

Deformasyonlar ile verilen şekiller incelendiğinde inşaat faaliyeti için eski binaların yıkıldığı durumda deformasyonlarda ani bir değişim olduğu görülmektedir. Ancak bu ani değişim sahadaki gerçek uygulamalarda muhtemelen gerçekleşmeyecektir. Zira eski yapıların daha yüksek yapılara dönüşümü bir anda oluşmayacak yavaş bir şekilde ve muhtemelen birer birer gerçekleşecektir. Bundan dolayı gerçek uygulamada gözlenecek olan deformasyonlar eski binaların eşdeğer yüklerinin uygulanmasından sonraki deformasyonlar olacaktır. Tünel kesitindeki kuvvetlerin değişimi de benzer şekilde gözlenecektir.

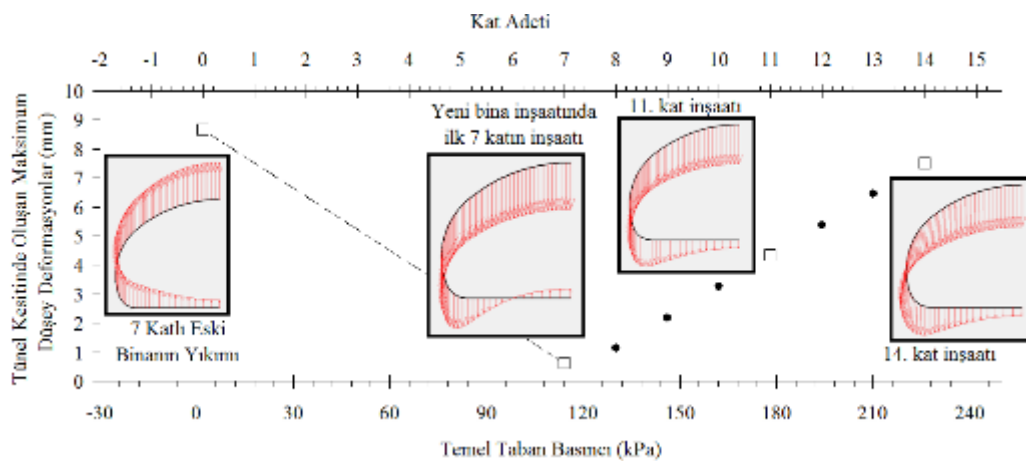
Tünel hattına yakın civardaki yapıların tümünün 7 kat seviyesinden 11 kat seviyesine çıkması durumunda (günümüzde sıklıkla sahada gerçekleşen durum) toplam, yatay ve düşey deformasyonlarda meydana gelecek artışların sırasıyla 4 mm, 0.6 mm ve 4 mm mertebelerinde oluşacağı tahmin edilmiştir. Tünel hattına yakın yapıların 14 kat seviyesine çıkması durumunda ise toplam, yatay ve düşey deformasyonlarda gerçekleşecek artışlar sırasıyla 7.5 mm, 1 mm ve 7.5 mm mertebelerinde olacağı tahmin edilmiştir.



Şekil 6. Tünel Kesitinde Oluşması Beklenen Toplam Deformasyonların İnşaat Safhaları İle Değişimi



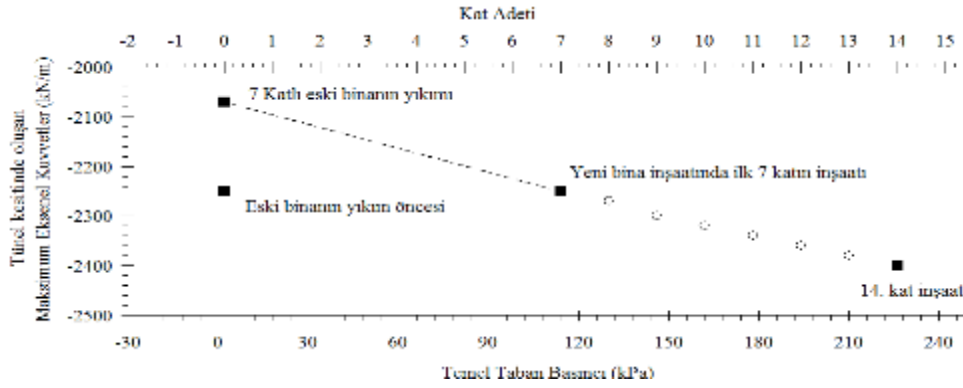
Şekil 7. Tünel Kesitinde Oluşması Beklenen Yatay Deformasyonların İnşaat Safhaları İle Değişimi



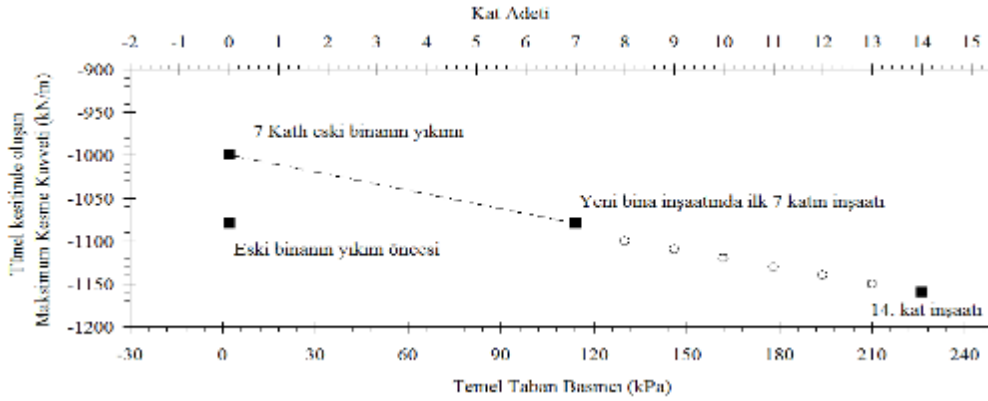
Şekil 8. Tünel Kesitinde Oluşması Beklenen Düşey Deformasyonların İnşaat Safhaları İle Değişimi

Tünel hattına yakın eski binaların daha yüksek yapılara dönüşmesi halinde tünel kesitinde oluşacak kuvvetlerin muhtemel en büyük değerleri aşağıda normal kuvvet için Şekil 9, kesme

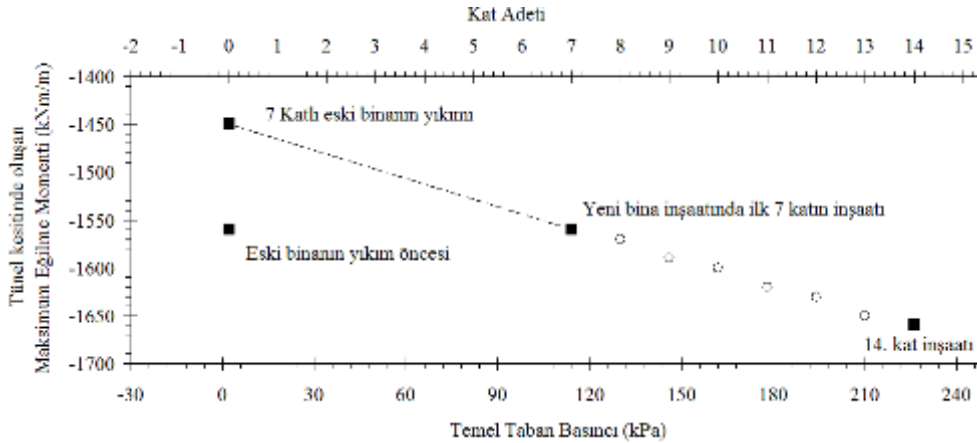
kuvveti için Şekil 10 ve Eğilme momenti için Şekil 11 ile verilmiştir. Grafikler incelendiğinde tünel hattına yakın yapıların kat yüksekliği arttıkça beklendiği gibi tünel kesitinde oluşacak kuvvetlerde artmaktadır. Grafikler incelendiğinde tünel hattına yakın binaların 11 kat seviyesine çıkması durumunda en büyük eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerinin sırasıyla 2360 kN/m, 1140 kN/m ve 1630 kNm/m mertebelerinde oluşabileceği hesaplanmıştır. Tünel hattına yakın binaların 14 kat seviyesine çıkması durumunda ise en büyük eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerinin sırasıyla 2400 kN/m, 1160 kN/m ve 1660 kNm/m mertebelerinde oluşabileceği hesaplanmıştır.



Şekil 9. Tünel Kesitinde Oluşması Beklenen En Büyük Eksenel Kuvvet Değerleri.



Şekil 10. Tünel Kesitinde Oluşması Beklenen En Büyük Kesme Kuvvet Değerleri.



Şekil 11. Tünel Kesitinde Oluşması Beklenen En Büyük Kesme Kuvvet Değerleri

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Günümüzde metro hattı civarında eski 7 katlı yapılar yıkılarak yerine yaklaşık olarak 11 katlı yapılar inşaa edilmektedir. Günümüzdeki mevcut durum göz önüne alındığında kısa süre içinde metro hattına yakın yapıların tümünün 11 kat seviyesine çıkması en muhtemel durumdur. Bu durum gerçekleştiğinde tünelde toplamda 4 mm, yatayda 0.6 mm ve düşeyde ise 4 mm civarlarında yer değiştirmelerin oluşacağı tahmin edilmiştir. Tünel hattına yakın mesafedeki yapıların 14 kat seviyesine çıkması durumunda ise toplam 7.5 mm, yatayda 1 mm ve düşeyde ise 7.5 mm civarlarında yer değiştirmelerin oluşacağı hesaplanmıştır.

İzmir Büyükşehir Belediyesinin günümüzdeki imar uygulaması ile deformasyonların makul seviyelerde kalacağı analizler sonucunda görülmüştür. Hesaplanan yer değiştirmeler göz önüne alındığında 11 kat seviyesinden daha fazla kat seviyelerinde inşee edilen yapıların tünel hattı için problem yaratabileceği anlaşılmaktadır.

Tünel hattına yakın mesafede ve 11 kattan daha yüksek yapıların özel önlemler alınarak inşaat faaliyetlerinin yürütülmesi metro hattı tünelinin güvenliği için gerekli olmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] BOZKURT, B.H., A Geotechnical Earthquake Engineering Investigation For Soils Of Southern Coast Of İzmir Bay, Dokuz Eylül Üniv., İzmir, M.Thesis, 2010.
- [2] DAUM, TUBİTAK-106G159,2008 Projesi, 2009. Dokuz Eylül Üniversitesi İzmir Hafif Raylı Sistemi Projesi 2.Aşama (Üçyol- F.Altay Arası Sorunlu Kesimlerde) Tünel ve İstasyonların Yüzey Deformasyon Projesi, 2006.
- [3] KAMAG, TÜBİTAK İzmir Metropolü ile Aliğa ve Menemen İlçelerinde Güvenli Yapı Tasarımı İçin Zeminin Sismik Davranışlarının Modellenmesi Projesi, 2012, 4s.
- [4] ÖNGEN, Ö., İzmir Üçyol F. Altay Hafif Raylı Sistem Güzergahı Stabil Olmayan Zemin Şartlarında Tünel Kazı ve Destek Uygulamaları, Celal Bayar Üniversitesi, Manisa, Yüksek Lisans Tezi, 2015.
- [5] KURUOĞLU, M., Geographic Information System (GIS) Based Database Development and Evaluation Study For Soils of Northern Coast of İzmir Bay.Ph.D.Thesis, Graduate School of Natural and Applied Sciences of Dokuz Eylül University, İzmir, Turkey, 2004.
- [6] İNCECİK, M., Yeni Avusturya Tünel İnşaa Yöntemine Uygun Kaplama Hesapları, Tünellerin Projelendirilmesi ve İnşası Semineri, 1986.
- [7] OSMANOĞLU, D.Tünellerde Zemin İyileştirilmesi ve Stabilitenin Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Plaxis Programında Analiz Edilmesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Yüksek Lisans Tezi, 2007.

DERİN KAZILARDA SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI İLE GERÇEKLEŞEN İKSA YANAL DEPLASMANLARININ MUKAYESESİNE İLİŞKİN BİR VAKA ANALİZİ

A CASE STUDY ABOUT COMPARISON OF NUMERICAL ANALYSIS RESULTS AND ACTUAL SHORING WALL DISPLACEMENTS IN DEEP EXCAVATION

Mehtap TUNCA¹ Abdil CİDDİ² Şahin Çağlar TUNA³ Ramazan YILDIZ⁴

ABSTRACT

In deep excavation, shoring systems are built in order to support excavation pits. During the construction of buildings requiring deep excavation, it is significant to ensure excavation sensitivity and displacements that may occur around excavations. This study examines the comparison of numerical analysis results and actual shoring wall displacements in deep excavation. Numerical analysis are calculated by Plaxis V8.2 finite element software package. The results indicated that there is a relationship between maximum lateral deformation occurring in shoring (δ_{hm}) and inclinometer measurements taken from inclinometer wells.

Keywords: Deep excavations, numerical analysis, shoring wall displacements, inclinometer.

ÖZET

Derin kazılarda iksa sistemleri, kazı çukurunun desteklenmesi için inşa edilir. Derin kazılar gerektiren yapıların inşası boyunca kazının duyarlılığının sağlanması ve kazı çevresinde oluşabilecek yer değiştirmeler oldukça önemlidir. Bu çalışmada, uygulama öncesi yapılan sayısal analizler ile imalat esnasında inklinometre ölçümleri ile elde edilen yanall deplasmanların birbiri ile ne kadar uyumlu olduğu konusunda bir mukayese yapılmıştır. Sayısal analizler Plaxis V8.2 sonlu elemanlar paket programı ile gerçekleştirilmiştir. Yapılan analizler sonucunda iksada meydana gelen maksimum yanall deformasyon (δ_{hm}) ile inklinometre kuyularından alınan ölçümler arasındaki ilişki ortaya konulmuştur.

Anahtar kelimeler: Derin kazılar, sayısal analiz, iksa yanall deplasmanları, inklinometre.

¹ İnş. Yük. Müh., Egezemin İnş. Müh. Tic. A.Ş., mtunca@egezemin.com

² İnş. Müh., Egezemin İnş. Müh. Tic. A.Ş., aciddi@egezemin.com

³ Dr. İnş. Müh., Egezemin İnş. Müh. Tic. A.Ş., sctuna@egezemin.com

⁴ İnş. Müh., Egezemin İnş. Müh. Tic. A.Ş., ryildiz@egezemin.com

1. GİRİŞ

Derin kazılar gerektiren yapıların inşası boyunca kazının düşey olarak teşkilini sağlamak, kazı sahasının çevresinde bulunan bina, yol ve mevcut tesislerde oluşabilecek hasar riskini en aza indirmek ve zemin yer değiştirmelerini kabul edilebilir sınırlar ölçüsünde tutmak için göçme, kayma ve şekil değiştirmelere engel olacak bir destekleme sistemi seçilmelidir.

Bu çalışmada, diyafram duvar ve yanal destek elemanı olarak ankraj elemanları ile tasarlanmış kazıda diyafram duvarda oluşan yanal deplasmanlar projelendirme aşamasında sonlu elemanlar yöntemi hesaplanmış ve elde edilen analiz sonuçları ile inklinometre okuma sonuçları karşılaştırılması amaçlanmıştır.

Projelendirme esnasındaki sayısal analizler için uygun zemin parametreleri seçilmiştir. Analizlerde Plaxis V8.2 programı kullanılarak düzlem şekil değiştirme idealizasyonu ile sonlu elemanlar analizleri yapılmıştır. Analizlerde gerçekçi sonuçlar verdiği bilinen Hardening Soil malzeme modeli kullanılmış ve kumlu modellerde drenajlı, killi modellerde ise drenajsız durum göz önüne alınmıştır.

2. DERİN KAZILARDA ZEMİN HAREKETLERİ

Derin kazılar sırasında ortaya çıkan zemin hareketlerinin belirlenmesi geoteknik mühendisliğinde göz önüne alınması gereken problemlerden biridir. Kazı içindeki ve çevresindeki zemin hareketleri, kazılan bölgedeki gerilme boşalmasından kaynaklanır. Ayrıca kazık veya palplanş çakma, sondaj, enjeksiyon, yer altı suyu seviyesinin düşürülmesi, planlanandan fazla kazı yapılması, yetersiz destek kullanımı, kazı bölgesinin uzun süre açık kalması, projede öngörülmeleyen trafik veya benzeri etkiler, gibi etmenler kazı bölgesinde oluşacak zemin hareketlerinin artmasına yol açmaktadır.

Kazı bölgesindeki zemin hareketi, duvarın yanal yer değiştirmesinden kaynaklanan yatay hareket, duvar arkasında oluşan düşey hareket (oturma) ve kazı tabanında ortaya çıkan kabarma olarak sınıflandırılabilir.

2.1. Yatay Hareket

Yatay hareketler, kazının yapıldığı zeminin ve dayanma yapısının mekanik özelliklerine bağlı olarak oluşur. Bu mekanik özellikler zemin için rijitlik ve kayma mukavemeti değerleri olurken, dayanma yapısını oluşturan duvar ve destekler için ise rijitlik olmaktadır. Dayanma yapısı tasarımcısı, ortaya çıkacak şekil ve yer değiştirmelerin tahmini için yukarıdaki faktörlerin bir veya ikisini dikkate alabilir. Bununla birlikte yapım uygulamaları ile ilgili faktörler kazı çalışmaları boyunca sahada karşılaşılan durumlar nedeniyle genellikle tahmin edilemezler.

Dayanma yapısının rijitliği onu meydana getiren destek yanal elemanların (içten destekler ve ankrajlar) rijitliği ile duvar elemanlarının rijitliğine bağlıdır. Yanal destek kullanılmış bir dayanma yapısında, deformasyonların çoğu yanal destekler yerleştirilmeden önce meydana gelir ve duvar ile kazının yapıldığı zeminin rijitliğine bağlıdır. Kalıcı desteklere sahip diyafram duvarlarda gözlemlenen toplam deformasyonların %75-85'inin kazının çeşitli derinliklerinde o derinlik için destek yerleştirilmeden önce meydana geldiği Burland ve Hancock (1977) tarafından rapor edilmiştir. Benzer durum Day (1994) tarafından ankraj sistemli Berlin duvarı ile desteklenmiş bir kazıda oluşan şekil değiştirmelerin önemli bir kısmının (%50'sinden fazlası) duvar yüzeyinin alt yarısının üstünde destek yerleştirilmeden önce gerçekleştiği bildirilmiştir. Yanal desteğin yerleştirilmesinden sonraki zemin hareketi, desteklerin yatay rijitliği tarafından kontrol edilir (Day 1994). Bu durum sadece yanal destek elemanının rijitliğine bağlı olmayıp aynı zamanda zemine etkileyen yükün şiddetine de bağlı olmaktadır.

Clough ve O'Rourke'a (1990) göre sert killerde, rezidüel zeminlerde ve kumlarda duvarın maksimum yatay dönmesi ortalama olarak kazı derinliğinin % 0.2 sine eşittir. Ayrıca, FHWA tarafından öneri mahiyetinde sunulan teknik şartnamelerde, deplasman kriterinin %0.5H olarak alınabileceği belirtilmiştir. Bu çalışmada Plaxis V8.2 programı kullanılarak, sonlu elemanlar yöntemi ile hesaplanmış konsol duvarlar için kazı derinliği ile duvarda meydana gelen maksimum yanıl deformasyon karşılaştırılmıştır.

3. İZMİR, BAYRAKLI, VAKA ANALİZİ

3.1. Proje Bilgileri

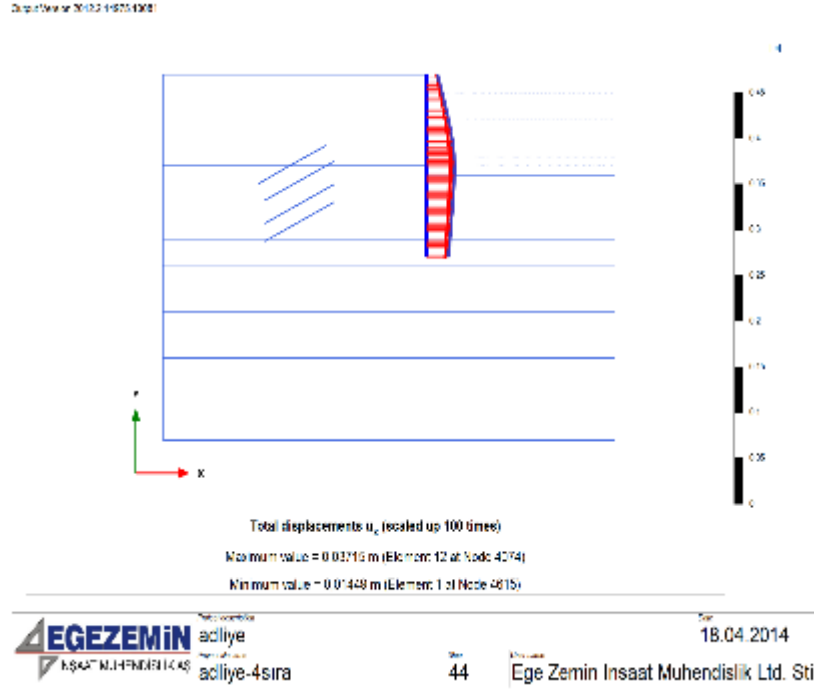
Proje kapsamında ihale öncesinde toplam 10 adet sondaj çalışması yapılmıştır. İhale sonrasında ilave olarak 1 adet sondaj çalışması ve 1 adet de CPT deneyi yapılmıştır. Yapılan sondajlardan elde edilen bilgiler ve zemin katmanları paralellik göstermektedir. Buna göre proje sahasında gözlenen alüvyonel çökeller genel olarak açık kahverenkli, yeşilimsi kahverenkli, orta-yüksek plastisiteli, yumuşak-katı kil grubunda ve bunların arasında yer alan kum-çakıl mercceklerinden oluşmaktadır.

İnceleme alanında genel idealize zemin kesitinde 0.00-1.00 arasında bitkisel toprak, 1.00 -11.00 arasında yumuşak-orta katı siltli kil; 11.00-15.00 arasında kumlu kil, 15.00-20.00 arasında yer yer çakıllı katı kil ve devamında kumlu-çakıllı kil aralanmaları yer almaktadır. Yer altı su seviyesi zeminden yaklaşık 2.50 m aşağıda yer almakla beraber, yapılan gözlem çukuru kazılarında yeraltı suyunun daha yüksekte olduğu gözlenmiştir.

İdealize zemin profili aşağıda verilmiştir.

0.00	_____
	Siltli Kil SPT-N30 = 5; PI = 30-40; $c_u = 30$ kPa; $E = 7500$ kPa; $c' = 5$ kPa; $Q = 25^\circ$
10.00	_____
	Kumlu Kil ; SPT N30 = 16; PI=40-50 $c_u = 70$ kPa $E = 17500$ kPa; $c' = 5$ kPa; $Q = 25^\circ$
18.00	_____
	Kumlu Çakıllı Kil ; SPT N30 = 22; $c_u = 100$ kPa $E = 25000$ kPa; $c' = 5$ kPa; $Q = 30$
21.00	_____
	Kumlu Kil ; SPT N30 = 18; PI=40-50 $c_u = 90$ kPa $E = 17500$ kPa; $c' = 5$ kPa; $Q = 25^\circ$
25.00	_____
	Kumlu Çakıllı Kil ; SPT N30 = 25; $c_u = 125$ kPa $E = 32000$ kPa; $c' = 5$ kPa; $Q = 30$
30.00	_____
	Siltli Kil ; SPT N 30 = 15; $c_u = 75$ kPa $E_{50} = 20000$ kPa; $c' = 10$ kPa; $Q = 20$

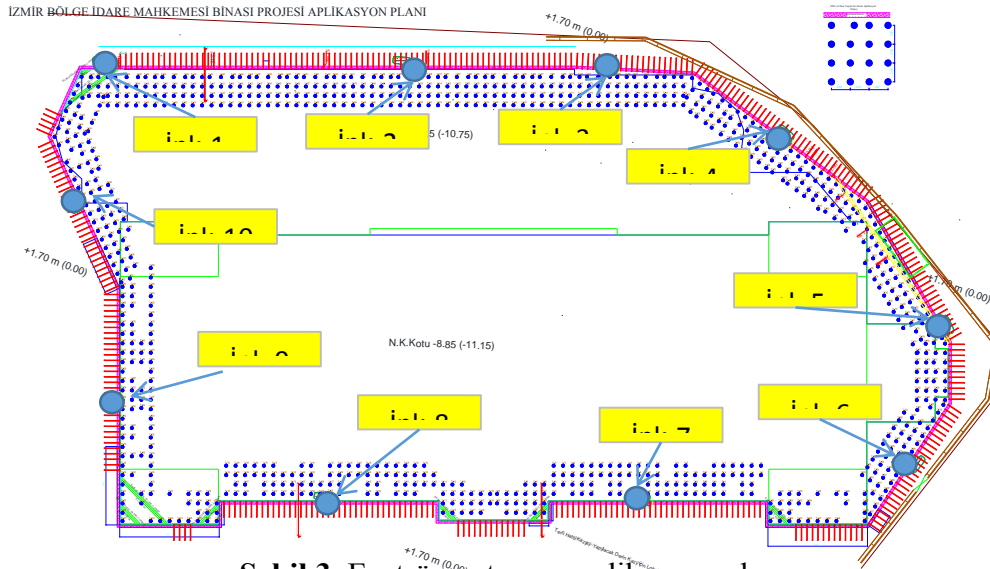
Tablo 1. İdealize Zemin Profili



Şekil 2. Toplam Yerdeğiştirme

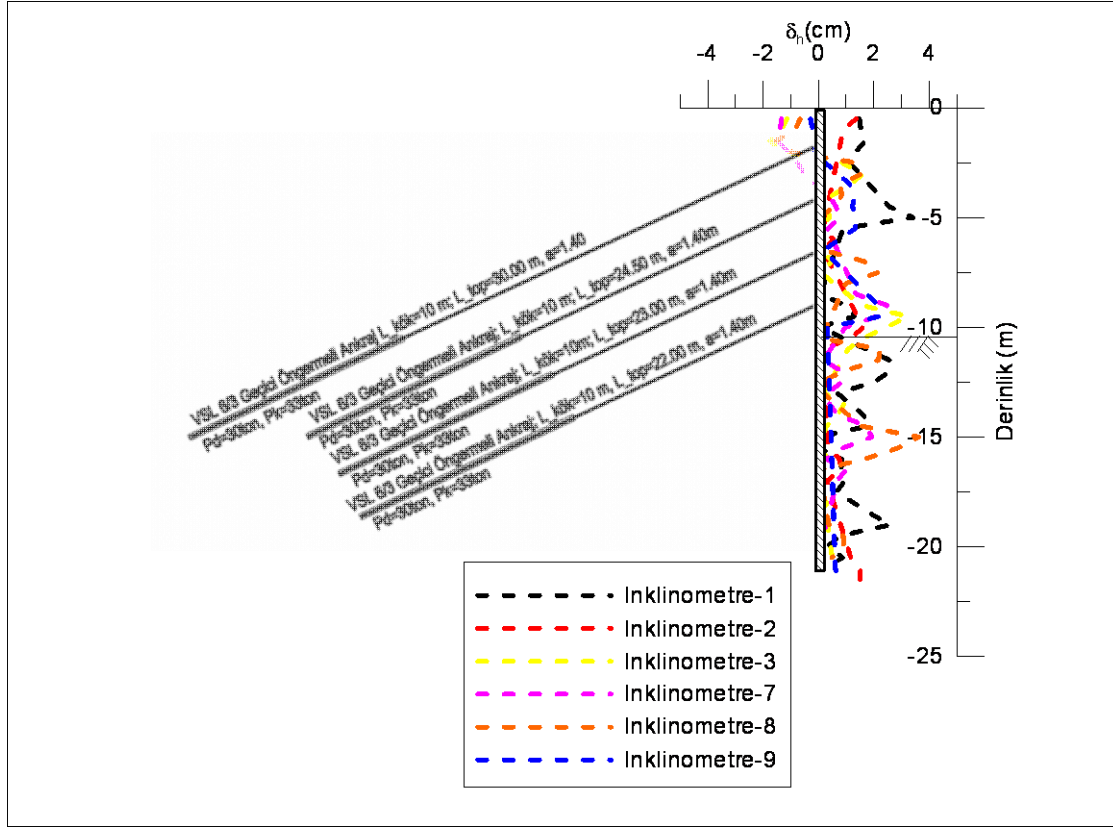
3.3. İnklinometre Okumaları

Proje kapsamında, geniş bir enstrümantasyon ağı kullanılmıştır. Bu kapsamda, Şekil 3'te verilen inklinometre yerleşimleri ile kazı sürekli takip edilmiştir.



Şekil 3. Enstrümantasyon aplikasyon planı

İnklinometre okumalarından elde edilen maksimum yanal deplasman değerleri (Şekil 4) 3.4cm olup sonlu elemanlar sistemi ile hesaplanmış maksimum yanal deplasman değeri ile uyumludur.



Şekil 4. İnklinometre Okuması Sonuçları

4.SONUÇLAR

Bu bildiriye, uygulama öncesi sonlu elemanlar programı ile yapılan sayısal analizler ile imalat esnasında inklinometre ölçümleri ile elde edilen yanal deplasmanların birbiri ile ne kadar uyumlu olduğu konusunda bir mukayese yapılmıştır. Sayısal analizler Plaxis V8.2 sonlu elemanlar paket programı ile gerçekleştirilmiştir. Yapılan analizler sonucunda iksada meydana gelen maksimum yanal deformasyon (δ_{hm}) ile inklinometre kuyularından alınan ölçümler arasındaki ilişki ortaya konulmuştur.

Sonlu elemanlar analizlerinden konsol duvarlar için elde edilen maksimum duvar sehimi değerleri (δ_{hm}) literatürde destekli duvarlar için önerilen $0.002H_e-0.005H_e$ değeri ile karşılaştırılmıştır. Toplam yanal yer değiştirme değeri sonlu eleman analiz sonuçlarına göre 3.7cm olarak belirlenmiştir. Bu deplasman değeri literatürdeki kabul edilebilir değerler arasında yer almaktadır (2.03cm – 5.07cm).

İnklinometre okumalarından elde edilen maksimum yanal deplasman değeri 3.4cm olup sonlu elemanlar sistemi ile hesaplanmış maksimum yanal deplasman değeri ile uyumludur.

KAYNAKLAR

Clough, G.W. ve O'Rourke, T.D., (1990), "Wall Deflection and Ground Surface Settlement Induced by Excavation", In Proceedings of the 4th National Geotechnical Conference, Hawlin, Taiwan.

Day, P.W. (1994), Factors Influencing the Movement of Retaining Structures. 8th ICSMFE, New Delhi, pp109-114,
Geotechnical engineering circular no. 4 ground anchors and anchored systems “Publication No. FHWA-IF-99-015”

KISA KÖK BOYUNA SAHİP YÜKSEK KAPASİTELİ ANKRAJLARIN ZAYIF KAYADA DAVRANIŞLARI BİR VAKA ÇALIŞMASI

BEHAVIOR OF HIGH CAPACITY ANCHORS WITH SHORT BOND LENGTHS IN WEAK ROCK – A CASE STUDY

M. Erdem İSPİR¹

Mazen C. ISMAIL ZADA²

ABSTRACT

Anchor investigation load tests are applied on test anchors before the commencement of the construction, providing information about the expected capacity of the service anchors, confirmation of the design and safety levels of the project. In this proceeding, six proof load tests applied on high capacity test anchors constructed in weak rock with short fixed length, will be explained and some evaluations shall be made on the test results. The test anchors were constructed in highly weathered, very poor-poor quality rocks with high variability, composed of residual tuffs, basalt, volcanic lava, and agglomerate formations. The maximum test load was 2073 kN and two cyclic loading test procedure was applied. Displacement readings were done by 3 vibrating wire type LVDT. The loading stages were also followed by VW type load cell at 3000 kN capacity. For the evaluation of the test results load-deformation, load-time and creep-load graphs were plotted; apparent free tendon length, anchor pull-out resistance, ultimate unit friction and critical creep load values were calculated. The ultimate anchor capacities in different rock formations, present in the site, are determined regarding these results.

Keywords: Anchor, critical creep, load test.

ÖZET

Ankraj araştırma testleri, proje başlangıcından önce imal edilen deneme ankrajları üzerinde yapılan testlerdir ve servis ankrajlarının beklenen kapasiteleri, tasarımın uygunluğu ve güvenlik seviyeleri ile ilgili bilgi sağlar. Bu bildiriye bir heyelan önleme projesine ait zayıf ve ayrışmış kayalarda imal edilen yüksek kapasiteli kısa kök boyuna sahip 6 adet kalıcı deneme ankrajı üzerinde yapılan araştırma testleri anlatılacak ve sonuçları üzerinde değerlendirmeler yapılacaktır. Deneme ankrajları, çok ayrışmış, çok kötü-kötü kaya kalitesinde rezidüel tuf, bazalt, volkanik lav ve aglomera formasyonlarından oluşan çok değişken bir zemin profilinde gerçekleştirilmiştir. Maksimum test yükü 2073 kN olup, iki tur yüklemeli prosedür izlenmiştir. Deplasman ölçümleri 3 adet VW tip LVDT ile yapılmıştır. Yük kademeleri 3000 kN kapasiteli yine VW tipi yük hücresi ile takip edilmiştir. Test sonuçlarının değerlendirilmesinde yük-deformasyon, yük-zaman ve sünme-yük grafikleri çizilmiş, görünen tendon serbest boyu, ankraj çekme kapasitesi, nihai birim yüzey sürtünme ve kritik sünme yükü hesapları yapılmıştır.

¹ İnşaat Yüksek Mühendisi, Sonar Sondaj ve Jeo. Arş. Geoteknik Hizmetleri A.Ş., erdem@sonarsondaj.com

² Dr. İnşaat Yüksek Mühendisi, Sonar Sondaj ve Jeo. Arş. Geoteknik Hizmetleri A.Ş., mazen@sonarsondaj.com

Bu sonuçlara göre sahada mevcut farklı kaya formasyonlarındaki nihai ankraj kapasiteleri belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Ankraj, kritik sünme, yükleme deneyi.

1. GİRİŞ

Ankraj araştırma/kanıt testleri, proje başlangıcından önce imal edilen deneme ankrajları üzerinde yapılan testlerdir ve servis ankrajlarının beklenen kapasiteleri, tasarımın uygunluğu ve güvenlik seviyeleri ile ilgili bilgi sağlar. Araştırma testlerinin amacı, imalatlara başlamadan önce proje tasarımının gözden geçirilmesi, kök bölgesindeki nihai birim yüzey sürtünmesinin belirlenmesi, dolayısıyla ankraj boylarının optimize edilmesidir.

Bu bildiri kapsamında, bir heyelan önleme projesi kapsamındaki kalıcı test ankrajlarında gerçekleştirilen araştırma testleri anlatılacak ve sonuçlarına ilişkin değerlendirmeler yapılacaktır.

2. ZEMİN PROFİLİ

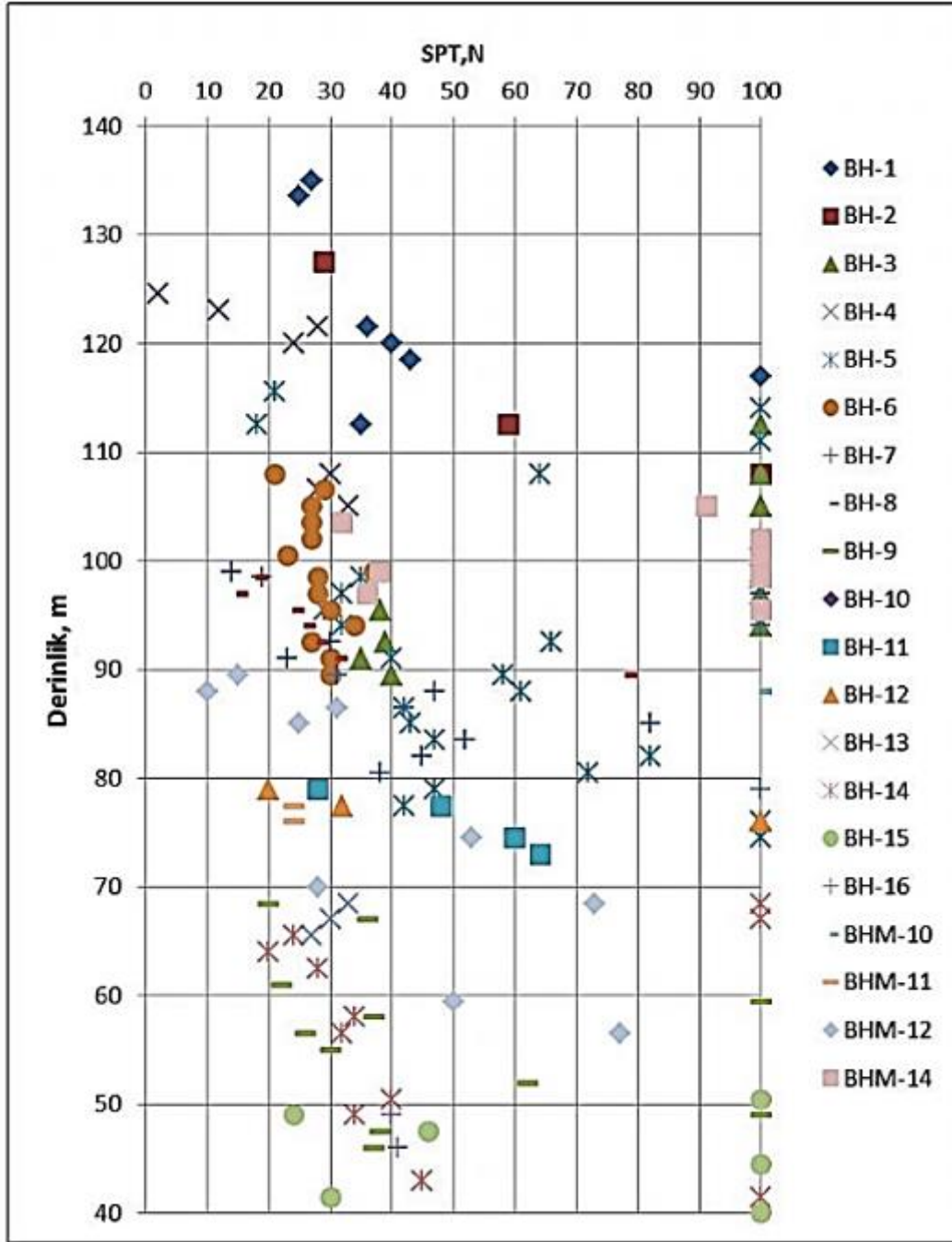
Test ankrajları imalatından önce proje sahasında 2013 ve 2014 senelerinde farklı firmalar tarafından zemin etütleri gerçekleştirilmiştir. Her iki etüt kapsamında da sahada çok değişken, heterojen bir zemin profili tanımlanmıştır. Başlıca dört formasyon tanımlanan profile, şev üst kotlarında tuf ve çakıllı siltli kil ve siltli çakıllı kil olarak tariflenen rezidüel tuf, daha alt kotlarda ise iç içe geçmiş tabakalanmalar halinde bazalt, volkanik lav ve aglomera formasyonları yer almaktadır. Tüm kaya formasyonları çok ayrılmış, çok kötü-kötü kaya kalitesinde rapor edilmiştir.

Şevin üst kotlarından itibaren yaklaşık 20 m derinlikte SPT-N değerleri 10 ile Refü arasında kaydedilmiştir (Refü değeri SPT-N=100 ile sınırlandırılmıştır). Daha alt kotlarda ise SPT-N değerleri yine çok geniş bir aralıkta değişkenlik göstermiş ve 20-R arasında bulunmuştur. Derinliğe bağlı SPT-N dağılım grafiği Şekil-1’de sunulmuştur. Bu sondajlardan BH-8, BH-10, BH-11, BHM-10, BHM-11 ve BHM-12 test ankrajlarının imal edildiği bölgeleri tanımlamaktadır.

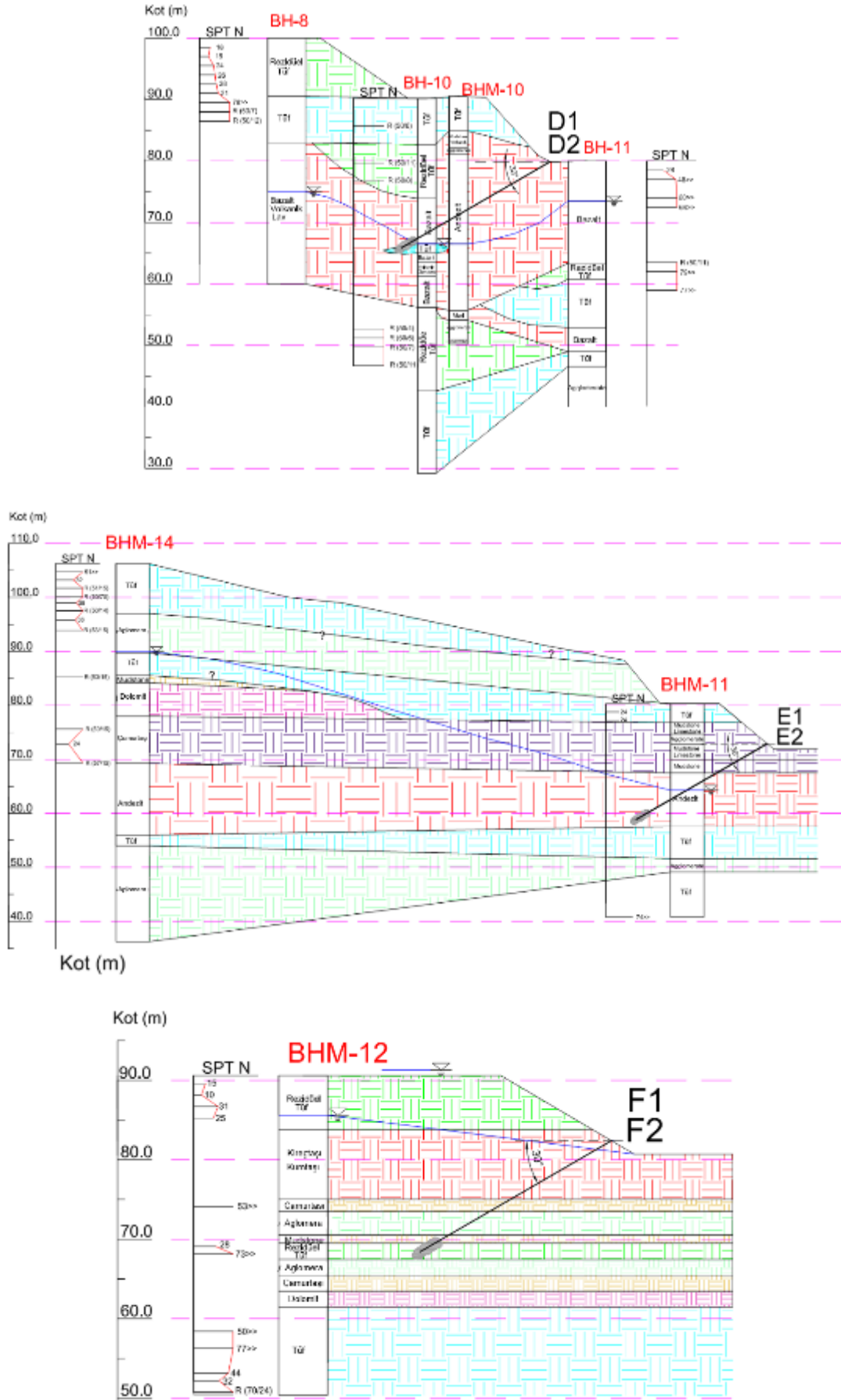
Nokta yükleme deneyleri sonucunda basınç mukavemeti değerleri 0.4 ile 96.4 MPa arasında bulunmuştur. Test ankrajlarının imal edildiği bölgede yer alan BH-8, BH-10 ve BH-11’de yapılan testlerde ise mukavemet değerlerinin 1.8 ile 13.3 MPa arasında değiştiği ve ortalama 8.4 MPa olduğu görülmüştür.

Etütlerden elde edilen bilgiler çerçevesinde test ankrajları yapılacak bölgelerde zemin profilleri oluşturulmuş ve bu profiller Şekil 2’de verilmiştir.

Tespit edilen zemin profillerinin ve zemine ait mekanik özelliklerin çok farklı özelliklerde olması sebebi ile ankraj kapasitelerinin belirlenmesi için araştırma testleri yapılmasına karar verilmiştir.



Şekil 1. Derinliğe Bağlı SPT-N Dağılım Grafikleri



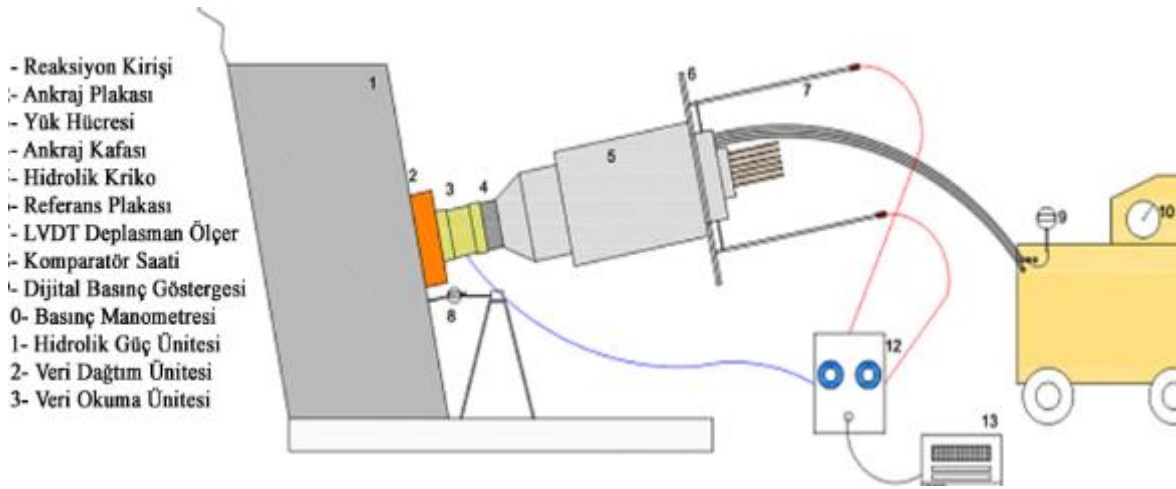
Şekil 2. Deneme Ankraji Bölgelerinde Zemin Profilleri

3. ANKRAJ TESTLERİNİN YAPILMASI

Ankraj araştırma testleri, 25 m serbest, 3 m kök boyuna sahip deneme ankrajlarında gerçekleştirilmiştir. Delgi çapı 0.2 m olup ankrajlar çift korozyon korumalı olarak 10x0.6" sarmal çelik halatlı imal edilmişlerdir. 30° delgi açısı ile delinen ankrajların bir kısmında ön enjeksiyon uygulaması yapılmıştır.

Çimento/su oranı 0.38 olan enjeksiyonun 7 günlük dayanımının 40 MPa olması için çimentonun %2'si oranında katkı malzemesi kullanılmıştır. Testler enjeksiyonun 40 MPa dayanıma sahip olduğu tespit edildikten sonra gerçekleştirilmiştir. Ankrajin enjeksiyonlama işlemi iki kademeli olarak yapılmıştır; birincil enjeksiyon koruge boru içinden ikincil enjeksiyon ise koruge boru ve zemin arasında, tremi metodu ile sıralı olarak gerçekleştirilmiştir.

Testlerde halatların uzama miktarları 3 adet titreşen teller tipi deplasman dönüştürücüler (LVDT) ile ölçülmüştür. Yük kademeleri 3000 kN kapasiteli yine titreşen teller tipi yük hücresi ile takip edilmiştir. Test düzeneğinin şematik görünüşü Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 3. Test Düzeneği Şeması

Maksimum test yükü 2073 kN olup iki tur yüklemeli prosedür izlenmiştir.

60 dakikalık her bir yük kademesinde aşağıda verilen şekilde hesaplanan α değeri kontrol edilmiş, 30. dakikada $\alpha < 1$ mm değerine ulaşıldığı takdirde diğer kademeye geçilmiştir.

Test, α değerinin 5 mm'yi aştığı yük kademesinde veya açık bir şekilde göçme gözlemlendiği takdirde sonlandırılmıştır.

$$\alpha = (s_1 - s_2) / \log(t_2 / t_1)$$

s_1 : t_1 zamanındaki deplasman

s_2 : t_2 zamanındaki deplasman

t_1 : Yük artışını uyguladıktan sonra geçen zaman

t_2 : Sabit yük altında gözlenen periyot sonundaki zaman

4. TEST SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

6 adet deneme ankrajında gerçekleştirilen araştırma testleri sonucunda;

- Görünen serbest tendon uzunluğu
- Ankraj çekme mukavemeti

- Kritik sünme yükü
- Enjeksiyon/zemin arayüzündeki ankraj mukavemeti değerleri hesaplanmıştır.

Ankrajların çoğu maksimum test yüküne ulaşmadan farklı yük kademelerinde göçmüştür. Bunun sebepleri test sonuçlarında değerlendirilmiştir.

4.1 Görünen Serbest Tendon Uzunluğunun Değerlendirilmesi

Ankrajın görünen serbest tendon uzunluğu hesabı aşağıdaki gibi yapılmıştır:

$$L_{app} = \frac{A_t * E_t * \Delta s}{\Delta P}$$

- L_{app} : görünen serbest tendon uzunluğu
 A_t : tendonların toplam kesit alanı = $10 * 140 = 1400 \text{ mm}^2$
 E_t : ankraj tendolarının Elastisite Modülü değeri $\approx 201 \text{ kN/mm}^2$
 Δs : tendonların elastik uzama boyu (ort. net uzama)
 ΔP : test yükü – başlangıç yükü

Görünen serbest tendon boyunun alt ve üst limitleri aşağıda verildiği şekilde hesaplanmıştır (EN 1537):

Üst Limit $L_{app} \leq L_{tf} + L_e + 0.5 L_{tb}$ (1)
 $L_{app} \leq 1.10 L_{tf} + L_e$ (2)
(hangisi daha büyükse)

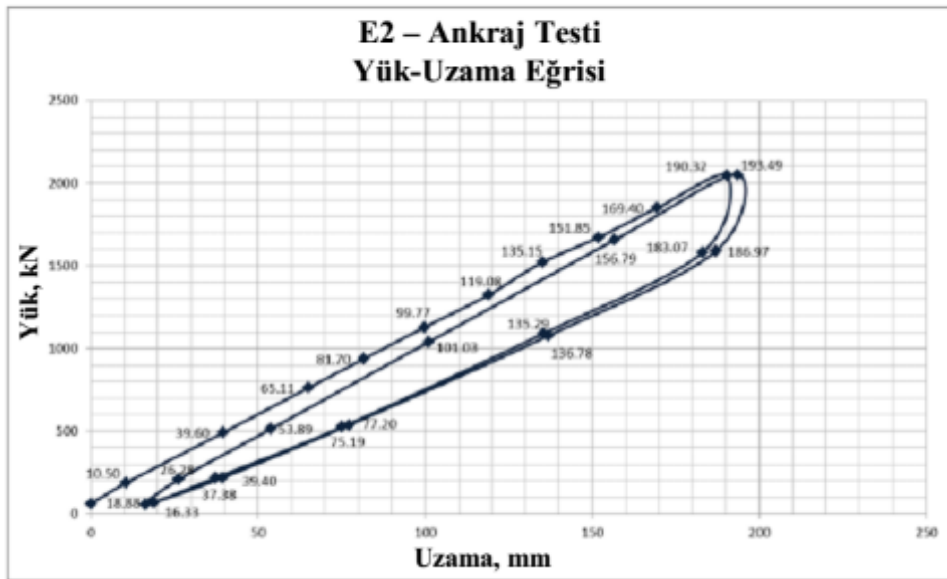
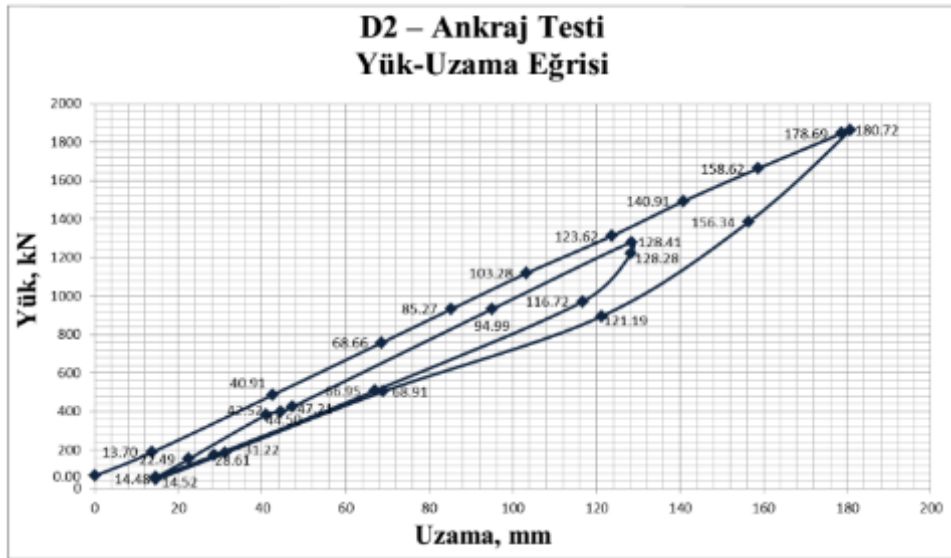
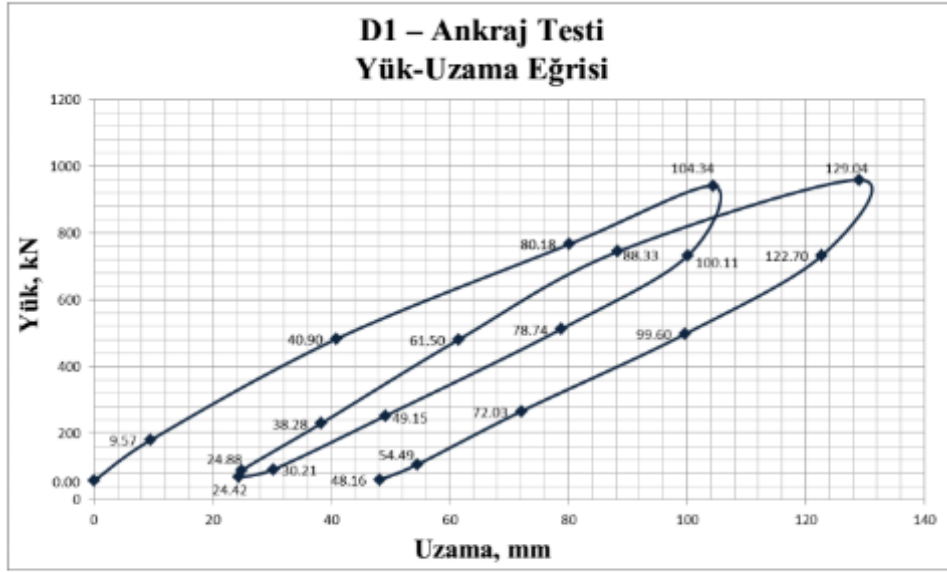
Alt Limit $L_{app} \geq 0.80 L_{tf} + L_e$

L_{tf} ankraj kafası ve tendon serbest boyu sonu (veya kök boyu başlangıcı) arasında kalan uzunluktur.

L_{tb} tendonun kök boyudur.

L_e ankraj kafası ile hidrolik kriko (kenetleme noktası) arasında kalan mesafedir.

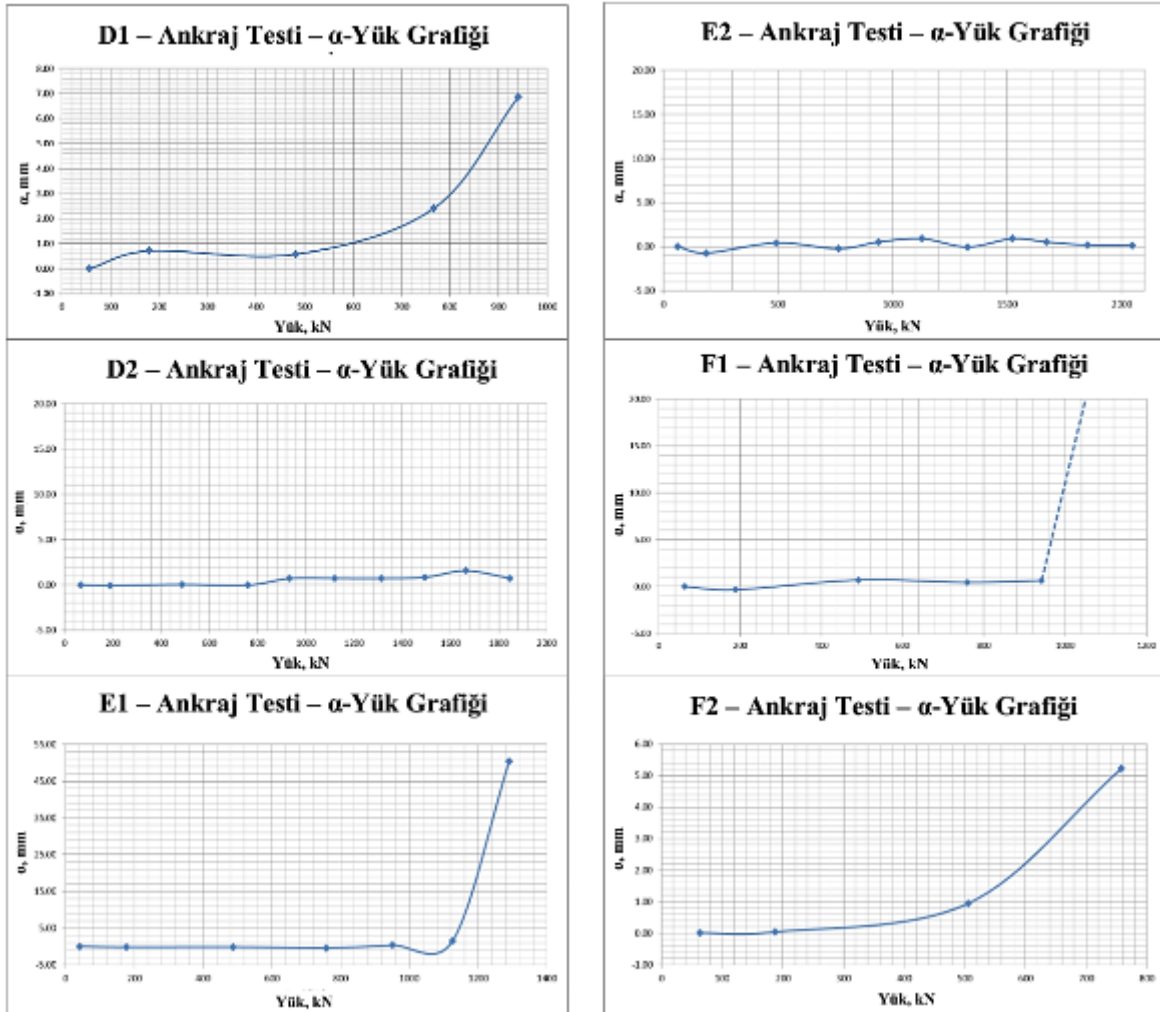
Her test için Yük-Uzama grafikleri çizilmiştir. Test sonuçlarından elde edilen yük-deformasyon ilişkisi Şekil 4'te verilmiştir.



Şekil 4. Test Ankrajlarının Yük-Deformasyon Grafikleri

4.2 Ankraj Çekme Mukavemetinin Değerlendirilmesi

Deneme ankrajlarında yapılan testlerde her bir yük kademesinde 1, 2, 3, 4, 5, 7, 10, 15, 20, 30, 45, 60. dakikalarda ankraj uzamaları kaydedilmiş ve deformasyon-log zaman grafikleri çizilmiştir. Ayrıca, α – yük grafikleri oluşturulmuş ve bu grafikler üzerinde düşey asimptot aranarak, α değerinin 5 olduğu nokta ankraj çekme mukavemeti olarak belirlenmiştir. Grafikler Şekil 5'te, test sonuçlarından elde edilen ankraj çekme mukavemeti değerleri Tablo 1'de özetlenmiştir.



Şekil 5. Test Ankrajlarının α -Yük Grafikleri

Tablo 1. Ankraj Çekme Mukavemeti Değerleri

Test Ankraji	Kök Bölgesi Formasyonu	R _a (kN)
D1	Tüf	880
D2	Bazalt / Andezit	> 1886
E1	Andezit	1143
E2	Andezit	> 2070
F1	Rezidüel Tüf - Çamurtaşı	942 ~ 1131
F2	Rezidüel Tüf - Çamurtaşı	744

4.3 Ankraj Enjeksiyon/Zemin Arayüzündeki Mukavemetin Değerlendirilmesi

Deneme ankrajlarının dördü maksimum test yüküne ulaşmadan göçmüştür. Ankraj çekme mukavemet değerleri 744 ve >2070 kN arasında bulunmuştur.

Enjeksiyon/Zemin arayüzündeki ankraj mukavemeti aşağıda bağıntı ile hesaplanmış ve sonuçlar Tablo 2’de özetlenmiştir.

$$f_{su} = \frac{R_a}{(\pi * D * L_b)}$$

- f_{su} Nihai birim yüzey sürtünmesi (enjeksiyon/zemin arayüzü boyunca)
 R_a Ankraj mukavemeti
 D Delgi çapı (200 mm)
 L_b Ankraj kök boyu (3.0 m)

Tablo 2. Ankraj Nihai Birim Yüzey Sürtünmesi Değerleri

Test Ankraji	R_a (kN)	f_{su} (kPa)
D1	880	467
D2	> 1885	> 1001
E1	1143	607
E2	> 2070	> 1100
F1	942 ~ 1131	500 ~ 600
F2	744	395

4.4 Kritik Sünme Yükünün Değerlendirilmesi

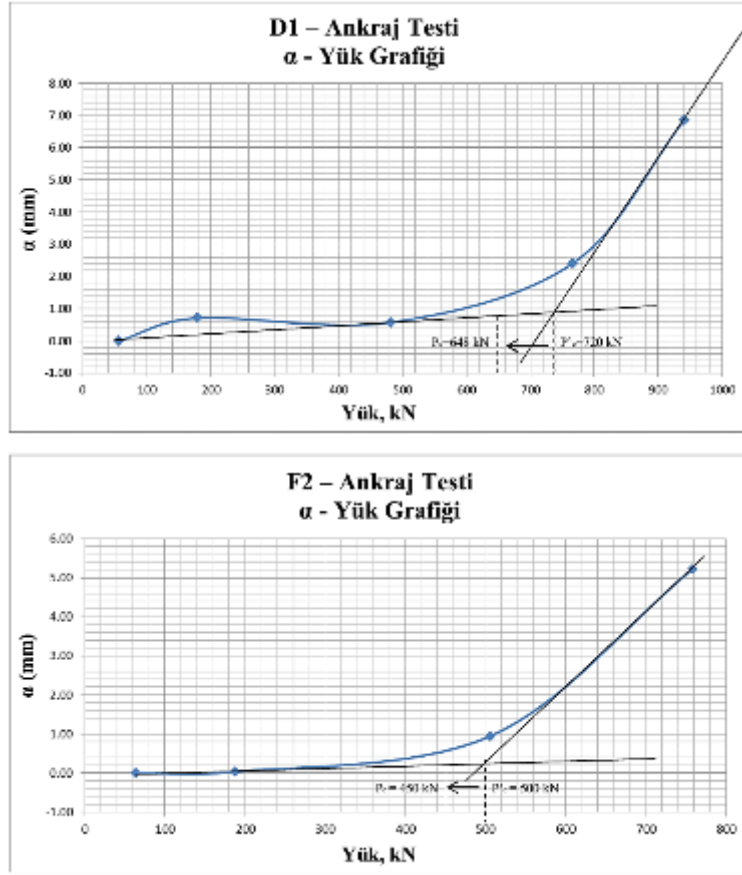
Ankraj kritik sünme yükü, P_c , α - Yük grafiğindeki ilk pseudo lineer kısmın sonuna denk gelen yüküdür. Genellikle P_c 'yi bu şekilde belirlemek zordur, bu nedenle aşağıdaki alternatif metot ile kritik sünme yükü belirlenebilmektedir. Bu alternatif metotta P'_c ilk pseudo lineer kısım ile α - Yük grafiğinin son noktasının kesişimi ile belirlenmektedir.

$$P_c = 0.9 P'_c$$

Şekil 6’da α - yük grafiklerinden D1 ve F2 numaralı test ankrajlarında kritik sünme yükü hesaplanması gösterilmiştir. Tablo 3’te ise ilgili değerler özetlenmiştir.

Tablo 3. Kritik Sünme Yükü Değerleri

Test Ankraji	P'_c (kN)	P_c (kN)
D1	720	648
F2	500	450



Şekil 6. Ankraj Kritik Sünme Yükünün Belirlenmesi

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

- Bu bildiri kapsamında, zayıf ayrılmış kayalarda 3 m kök boyuna sahip deneme ankrajlarında gerçekleştirilen araştırma testleri anlatılmış ve sonuçlarına ilişkin değerlendirmeler yapılmıştır.
- Zemin profilleri heterojen bir yapıya sahip olup, basalt, volkanik lav, andezit, tuf ve aglomera aralanmaları ile ayrılmış / rezidüel tuf formasyonu gözlenmiştir.
- Test sonuçlarından elde edilen ankraj çekme mukavemet değerleri 744 ~ >2070 kN gibi geniş bir aralıkta yer almaktadır. Bunun sebebinin ankraj kök bölgelerinin yer aldığı zemin profilleri arasındaki değişkenlik olduğu belirlenmiştir. Rezidüel tuf formasyonunda yer alan test ankrajları maksimum test yüküne çıkmadan (744 ~ 1131 ton) göçmüştür. Test yüküne ulaşan iki ankrajın kök bölgelerinin ise andezitte yer aldığı gözlenmiştir.
- Ankraj çekme mukavemetlerine bağlı olarak hesaplanan nihai birim yüzey sürtünmesi değerleri ise 395 - >1100 kPa arasında değerlendirilmiştir.
- Bu bölgede, ön enjeksiyon yapılmış ve yapılmamış ankrajlar arasında kapasite açısından farklılık olup olmadığı, zeminin heterojen yapısı ve muhtemelen buna bağlı olarak test sayısının yeterli olmaması sebebi ile gözlemlenememiştir.
- Test sonuçları ile proje değerlerinin tekrardan gözden geçirilmesi sağlanmıştır.
- Bu vaka çalışması ile zayıf kayalarda yüksek kapasiteli ankraj araştırma testlerinin uygulama ve sonuçlarının değerlendirilmesine ilişkin bilgi ve görüşler aktarılmıştır. Yüksek kapasiteli ve/veya heterojen zemin koşullarının mevcut olduğu sahalarda, ankraj tasarımlarında uygulamadan önce araştırma testlerinin yapılması, ankraj nihai yüklerinin

belirlenmesi, tasarımın doğruluğunun ispatı ve mümkünse projenin optimize edilmesi için gereklidir.

KAYNAKLAR

BS 8081:1989 – “Code of practice for ground anchorages”

BS EN 1537:2013 – “Execution of special geotechnical works. Ground anchors”

prEN ISO 22477-5 – “Testing of Geotechnical Structures – Part 5: Testing of Anchorages”

HARMONİ ARAMA ALGORİTMASI İLE BETONARME KONSOL DAYANMA DUVARLARININ OPTİMUM TASARIMI

OPTIMUM DESIGN OF CONCRETE CANTILEVER RETAINING WALLS WITH THE HARMONY SEARCH ALGORITHM

Esra URAY¹ Serdar ÇARBAŞ² İ. Hakkı ERKAN³ Özcan TAN⁴

ABSTRACT

Nowadays, math-based deterministic methods have been inadequate in solution of some encountered complex engineering problems. In these cases, metaheuristic optimization methods have been used to gain reliable results in shorter time. Harmony search algorithm is a recently improved metaheuristic optimization method. This algorithm is based on principle of finding the best harmony during music performance. Harmony search algorithm uses random search instead of gradient search. In this algorithm, any initial value for the design variables does not require. In this work, optimum design of reinforced concrete cantilever retaining wall has been carried out by using harmony search algorithm. In the mathematical model of the design problem, base width, toe width, thickness of base slab and angle of wall have been used as design variables. The values of these variables have been selected from predetermined design pool. These values consist of discrete variables, which have lower and upper bounds with a certain amount of increase. Analyses have been conducted according to certain values of wall height, angle of internal friction and weight per unit of volume of backfill. The design constrains are sliding and overturning safety factors and geometric constrains due to wall geometry. In design, minimum weight of wall has been taken as objective function. In analyses, optimum wall dimensions, which are given minimum weight of wall, have been determined for different soil and slope parameter values. In addition, five examples have been presented to demonstrate efficient and productive of the design algorithm.

Keywords: Concrete cantilever retaining wall, optimization, harmony search algorithm.

ÖZET

Günümüzde, karşılaşılan bazı karmaşık mühendislik problemlerinin çözümünde matematik tabanlı deterministik yöntemler yetersiz kalabilmektedir. Bu tür durumlarda daha kısa sürede güvenilir sonuçlara ulaşmak için sezgisel optimizasyon yöntemleri kullanılmaktadır. Harmoni arama algoritması, son zamanlarda geliştirilen bir sezgisel optimizasyon yöntemidir. Bu algoritma, müzik icrası sırasında en iyi harmoniyi bulma prensibine dayanmaktadır. Harmoni arama algoritması, gradyan arama yerine rastgele aramayı kullanır. Yöntemde tasarımı

¹ Araştırma Görevlisi, KTO Karatay Üniversitesi, esra.uray@karatay.edu.tr

² Yardımcı Doçent, Karamanoğlu MehmetBey Üniversitesi, scarbas@kmu.edu.tr

³ Yardımcı Doçent, Necmettin Erbakan Üniversitesi, herkan@konya.edu.tr

⁴ Profesör Doktor, Selçuk Üniversitesi, ozcantan@selcuk.edu.tr

değişkenleri için herhangi bir başlangıç değerine ihtiyaç duyulmaz. Bu çalışmada, betonarme konsol dayanma duvarının optimum tasarımı harmoni arama algoritması kullanılarak yapılmıştır. Optimum tasarım probleminin matematik modelinde; temel genişliği, gövdeden çıkma mesafesi, temel plağının kalınlığı ve duvar eğimi tasarım değişkenleri olarak alınmıştır. Bu değişkenlerin değerleri önceden belirlenmiş tasarım havuzundan seçilmiştir. Bu değerler belli bir artım miktarıyla alt ve üst sınırlara sahip ayrıık değişkenlerden oluşmaktadır. Analizler, belirli duvar yüksekliği, içsel sürtünme açısı ve dolgu birim hacim ağırlık değerlerine göre yapılmıştır. Tasarım sınırlayıcıları, kayma ve devrilme güvenlik sayıları ile duvarın geometrisinden kaynaklanan geometrik sınırlayıcılarıdır. Tasarımda, amaç fonksiyonu olarak duvarın minimum ağırlığı alınmıştır. Yapılan analizler ile farklı zemin ve şev parametre değerleri için minimum duvar ağırlığını veren optimum duvar boyutları belirlenmiştir. Ayrıca, algoritmanın etkili ve verimli bir algoritma olduğunu gösteren beş adet tasarım örneği verilmiştir.

Anahtar Kelime: Konsol dayanma duvarı, optimizasyon, harmoni arama algoritması.

1. GİRİŞ

Farklı iki zemin seviyesinin stabilite koşullarını sağlayacak şekilde birbirine bağlanması geoteknik mühendisliğinde oldukça sık karşılaşılan problemlerdendir. Uygulamanın yapılacağı bölgede yeterli kazı alanının bulunmaması ya da rıhtım inşaatı gibi düşey bağlantı elemanlarının kullanılması gerektiği durumlarda, iki zemin seviyesinin birbirine şevli olarak bağlanması çözümü geçersiz olmaktadır. Farklı iki seviyedeki zemini statik ya da dinamik yüklerin oluşturduğu yatay zemin basınçlarına karşı dengede tutan yapılar dayanma yapıları olarak tanımlanmaktadır. Dayanma yapılarının tasarımını çok sayıda parametre etkilemektedir. Zeminler arası kot farkı, yeraltı suyu durumu, inşaat alanı, kullanım amacı, maliyet ve alandaki zeminin özellikleri ile tabakalanma durumu dayanma yapısı tasarımını çok bilinmeyenli ve sınırlayıcı bir problem haline getirmektedir. Bu problemin çözümünde, tasarımın gerekli yönetmeliklere uygunluğu ve stabilite koşullarını sağlamasıyla birlikte minimum duvar ağırlığını veren en iyi duvar boyutlarının bulunmasında optimizasyon yöntemleri de kullanılmaktadır.

Mühendislikte optimizasyon; fayda sağlayan sistemi minimum maliyetle imal etmek ya da işletmek veya maksimum kazanç ya da verim elde etmek için gerekli tasarımların oluşturulması olarak tanımlanmaktadır. Optimizasyon yöntemleri genel olarak deterministik ve sezgisel olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Matematik tabanlı deterministik yöntemler, problemin çok bilinmeyenli karmaşık yapısı, sonsuz çözüm uzayı ya da iterasyon sayısının fazla olması gibi bazı durumlarda yetersiz kalabilmektedir. Bu durumlar son zamanlarda etkili bir şekilde kullanılan ve bilimsel çalışmaları yapılan sezgisel yöntemleri ön plana çıkarmıştır. Sezgisel yöntemler, zor problemler karşısında doğanın ürettiği çözümlerden esinlenerek, karmaşık optimizasyon problemlerine çözüm üreten ve kesin çözümü garanti etmemekle birlikte kabul edilebilir zaman diliminde global çözüme yakınsayan algoritmalarıdır.

İlk olarak Geem ve diğ. [1] tarafından yapılan çalışmada müzik geliştirme sırasında en iyi harmoniyi bulma prensibi temeline dayanan harmoni arama algoritmasının teorisi ve bazı örnek optimizasyon uygulamaları verilmiştir. Lee ve diğ. [2-3] tarafından yapılan çalışmalarda bu optimizasyon algoritmasının birçok mühendislik optimizasyon problemlerinin çözümü için güçlü ve etkili bir teknik olduğu gösterilmiştir. Mahdavi ve diğ. [4] tarafından yapılan çalışmada ise harmoni arama algoritması parametrelerinin sonuç üzerine etkisi araştırılmış ve geliştirilmiş algoritma önerilmiştir. Harmoni arama algoritması, yapısal optimizasyon [5-6-7-8], hidrolik [9-10], araç rotalama [11] ve geoteknik gibi bir çok alanda optimizasyon

problemlerinin çözümünde kullanılmıştır. Özellikle geoteknik mühendisliğinde şevlerde kritik kayma yüzeyinin belirlenmesi [12-13-14-15], ekonomik temel tasarımı [16] ve betonarme konsol dayanma duvar maliyet optimizasyonu [17] gibi konularda harmoni arama algoritması ve harmoni arama algoritması ile birlikte kullanılan parçacık sürü algoritması ile ilgili çalışmalar yapılmıştır. Ayrıca konsol dayanma duvarının tasarımı ile ilgili birçok çalışma yapılmış ve Tan ve diğ. [18] tarafından yapılan çalışmada konsol dayanma duvarlarının tasarımını etkileyen faktörler araştırılmıştır.

Bu çalışmada, sezgisel optimizasyon yöntemlerinden biri olan ve müzikte en iyi uyumu bulma sürecini temel alan harmoni arama algoritması kullanılarak konsol dayanma duvarının ağırlığı optimize edilmiştir. Konsol dayanma duvarı tasarımında, ön boyutlandırma sürecinde seçilen bu boyutlara göre duvarın stabilite koşullarını sağlaması ve ekonomik olması gerekmektedir. Ön boyutlandırma sürecinde stabilite koşullarını sağlayan ideal boyutların bulunması çok sayıda iterasyon ve zaman gerektirmektedir. Bu yüzden tasarım aşamasında az sayıda iterasyonla kabul edilebilir zaman zarfında analize olanak veren ön tasarım kılavuzuna ihtiyaç duyulmaktadır. Bu optimizasyon probleminde, duvar arka dolgusunun zemin özellikleri etkisinde dayanma duvarının boyutları tasarım değişkeni olarak alınmış ve bir ön tasarım kılavuz çalışması yapılmıştır. Duvarın kaymaya ve devrilmeye karşı güvenlik sayıları ile duvarın geometrisinden kaynaklanan sınırlayıcılar göz önünde bulundurularak minimum duvar ağırlığını veren duvar boyutları elde edilmiştir. Dayanma duvarının tasarımında duvarın ağırlığının optimizasyonu sürecinde sadece beton ağırlığı göz önünde bulundurulmuştur.

2. KONSOL DAYANMA DUVARININ OPTİMUM TASARIMI

Herhangi bir yapının optimizasyonu, yapının modellenmesi, optimum tasarım probleminin matematik modelinin oluşturulması ve probleme ait optimum değerleri bulması beklenen optimizasyon algoritmasının seçimi olmak üzere üç genel adımdan oluşmaktadır.

Dayanma yapıları arasında en yaygın olarak kullanılan konsol dayanma duvarının optimum ağırlık tasarımı harmoni arama algoritması kullanılarak yapılmıştır. Konsol dayanma duvarı yapısal analiz ve gerekli yönetmelikler göz önünde bulundurularak modellendiği için statik açıdan bir problem teşkil etmemektedir. Optimum tasarım modellemesinde, tasarım değişkenleri, amaç fonksiyonu ve sınırlayıcılar belirlenmiştir. Bu konular ve optimizasyon metodolojisi sonraki bölümlerde açıklanmıştır. Optimum tasarım problemlerinin genel formülasyonu matematiksel olarak 1 nolu bağıntıda verilmiştir.

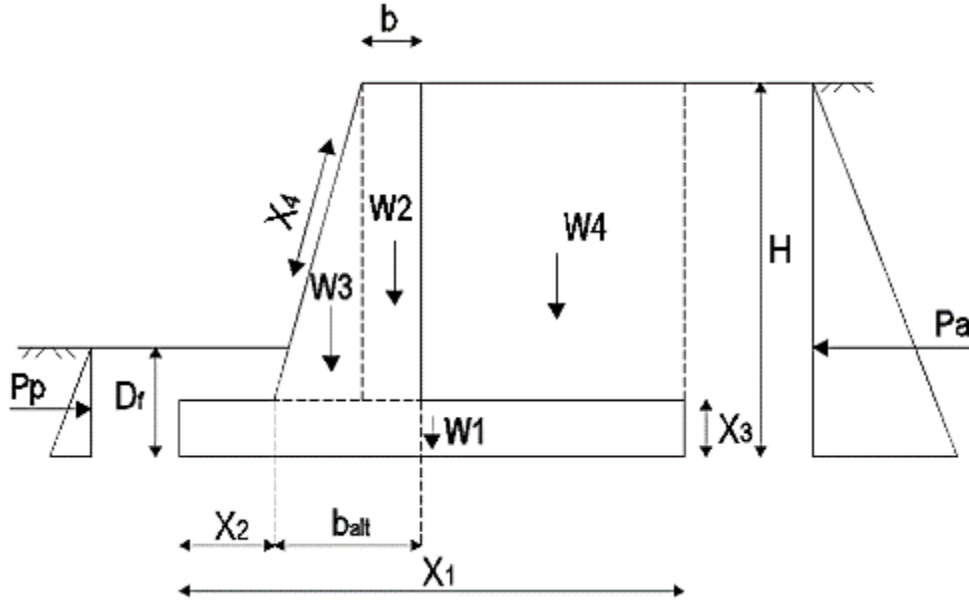
Amaç fonksiyonu: $f(x)$

$$\text{Sınırlayıcılar: } g_i(x) \leq 0 \quad i=1, \dots, n \quad (x^l \leq x \leq x^u) \quad (1)$$

Burada, x , tasarım değişkenleri, x^l ve x^u ise tasarım değişkenlerinin alt ve üst sınırlarını göstermektedir.

2.1. Tasarım Değişkenleri

Optimizasyon probleminde, tasarım değişkenleri duvar elemanlarının bazı boyutları olarak alınmıştır. Harmoni arama algoritması ile yapılan optimizasyon probleminin çözümünde, toplam temel genişliği (X_1), gövdeden çıkma mesafesi (X_2), temel plağının kalınlığı (X_3) ve duvar eğimi (X_4) olmak üzere dört tasarım değişkeni dikkate alınmıştır (Şekil 1).



Şekil 1. Konsol Dayanma Duvarı ve Tasarım Değişkenleri

Bu tasarım değişkenlerine ait alt ve üst sınırlar Tablo 1' de verilmiştir. Bu tasarım değişkenlerinden X_1 ve X_3 , H ' a bağlı olarak değişirken, X_2 , değişkeni X_1 'e bağlı olarak değişmektedir. Seçilen alt ve üst sınırlar TS 7994 [19] de belirtilen ön boyutlandırma tasarım kılavuzunda belirtilen değerler dikkate alınarak belirlenmiştir. Farklı duvar yüksekliklerinde, farklı içsel sürtünme açısı ve dolgu birim hacim ağırlık değerleri kullanılarak kayma ve devrilme güvenlik sayısı ile geometrik sınırlayıcılarını sağlayan ve minimum duvar ağırlığını veren optimum duvar boyutları harmoni arama algoritması kullanılarak belirlenmiştir. Duvar yüksekliği, $H= 4-5-6-7-8$ m, için belirli değerlerde alınan birim hacim ağırlık (γ_{zemin}) ve içsel sürtünme açısı (δ) değerlerine göre analiz yapılmıştır. Seçilen içsel sürtünme açısı değerleri, $\delta = 20-25-30-35-40-45^\circ$ ve dolgu zemin birim ağırlık değerleri, $\gamma_{zemin} = 16-18-20$ kN/m³ tür. Üst gövde kalınlığı, $b=0,25$ m ve temel derinliği, $D_f=1,5$ m olarak alınmıştır. Alt gövde kalınlığı, b_{alt} Bağıntı 2 ile verilmiştir. Beton birim hacim ağırlığı, $\gamma_{beton} = 25$ kN/m³ ve duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısı, $\delta=\delta$ olarak alınmıştır.

Tablo 1. Tasarım Değişkenleri ve Sınırları

Tasarım Değişkenleri	Alt Sınır	Üst Sınır	Artım Miktarı
X_1 Toplam temel genişliği	0,30 H	1,0 H	0,02 H
X_2 Gövdeden çıkma mesafesi	0,15 X_1	0,55 X_1	0,02 X_1
X_3 Temel plağının kalınlığı	0,06 H	0,16 H	0,005 H
X_4 Duvar eğimi	0,02	0,07	0,005

* H: Duvar Yüksekliği

$$b_{alt} = (H - X_3) * X_4 + b \quad (2)$$

2.2. Amaç Fonksiyonu

Amaç fonksiyonu, betonarme konsol dayanma duvarının toplam ağırlığının minimum değerini veren matematiksel ifadedir (Bağıntı 3). Duvarın toplam ağırlığını oluşturan W_1 , W_2 ve W_3 sırasıyla Bağıntı 4-6' da verilmiştir. Duvarın stabilite analizi için yapılan tahkiklerde kullanılan temel üzerinde kalan zemin ağırlığı (W_4), duvar arkası aktif zemin basıncı (P_a), pasif zemin basıncı (P_p), aktif zemin basınç katsayısı, K_a ve pasif zemin basınç katsayısı K_p sırasıyla Bağıntı 7-11 'de verilmiştir.

$$f_{\min}(x) = W_1 + W_2 + W_3 \quad (3)$$

$$W_1 = X_1 * H * \gamma_{\text{beton}} \quad (4)$$

$$W_2 = b * (H - X_3) * \gamma_{\text{beton}} \quad (5)$$

$$W_3 = (b_{\text{alt}} - b) * (H - X_3) * \gamma_{\text{beton}} \quad (6)$$

$$W_4 = (B - B_{\text{ön}} - b_{\text{alt}}) * (H - X_3) * \gamma_{\text{zemin}} \quad (7)$$

$$P_a = (\gamma_{\text{zemin}} * H^2 * 0,5) * K_a \quad (8)$$

$$P_p = (\gamma_{\text{zemin}} * D_f^2 * 0,5) * K_p \quad (9)$$

$$K_a = \tan^2(45 - \theta/2) \quad (10)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \theta/2) \quad (11)$$

2.3. Sınırlayıcılar

Duvarın optimum tasarımında kullanılan sınırlayıcılar, duvarın stabilitesini sağlayan kaymaya ve devrilmeye karşı güvenlik sayıları ile tasarımında duvarın geometrisinden kaynaklanan sınırlayıcılardır. Kaymaya ve devrilmeye karşı güvenlik sayısı sınırlayıcısı 1,3 olarak alınmış ve bu sınırlayıcılara ait normalize edilmiş matematiksel ifadeleri sırasıyla Bağıntı 12-13'te verilmiştir.

$$g_1(x) = 1 - \frac{(W_1 + W_2 + W_3 + W_4) * \tan \delta + P_p}{1,3 * P_a} \leq 0 \quad (12)$$

$$g_2(x) = 1 - \frac{W_1 * (X_1/2) + W_2 * (b_{\text{alt}} - \frac{b}{2} + X_2) + W_3 * (\frac{2}{3} * (b_{\text{alt}} - b) + X_2) + W_4 * \frac{X_1 + X_2 + b_{\text{alt}}}{2} + P_p * \frac{D_f}{3}}{1,3 * P_a * H/3} \leq 0 \quad (13)$$

Duvarın geometrisinden kaynaklanan sınırlayıcıların normalize edilmiş matematiksel ifadesi Bağıntı 14-15' te verilmiştir.

$$g_3(x) = \frac{b}{b_{alt}} - 1 \leq 0$$

(14)

$$g_4(x) = \frac{X_2 + b_{alt}}{X_1} - 1 \leq 0 \quad (15)$$

2.4. Sezgisel Yöntemler

Optimum tasarım probleminin, Bölüm 2.1.' de tanımlanan tasarım değişkenlerinin değerlerine uygun olarak Bağıntı 12-15' te verilen tasarım eşitsizlik sınırlayıcılarının sağlanması ve Bağıntı 3' te verilen amaç fonksiyonunun minimum değerinin bulunması gerekmektedir. Tasarım değişkenlerinin değerleri, Tablo 1' de verilen alt ve üst sınırlara sahip ayrık değişkenlerin oluşturduğu tasarım havuzundan seçilmiştir. Eşitsizlik sınırlayıcılı ve ayrık değişkenlere sahip tasarım problemini çözebilecek ve amaç fonksiyon değerini verimli bir şekilde elde edebilecek olan optimizasyon yöntemi olarak harmoni arama algoritması kullanılmıştır. Harmoni arama algoritması basit bir algorithmaya sahip olması, iterasyon sayısının fazla olduğu durumlarda makul zamanda sonuç vermesi, sürekli ya da ayrık değişkenler için kullanılabilmesi ve optimizasyon sürecinde lokal çözümlere takılmadan global çözüme ulaşması gibi kolaylıklardan dolayı diğer sezgisel yöntemlere göre daha avantajlı bir algoritmadır.

3. HARMONİ ARAMA ALGORİTMASI

Bir önce ki bölümde tanımlanmış olan optimum tasarım probleminin çözümü harmoni arama algoritması kullanılarak elde edilmiştir. Detaylı açıklamaları referans [1]'de verilen bu algoritma aşağıdaki gibi özetlenebilir;

Adım 1. Harmoni arama parametreleri başlatılır. Optimum tasarım problemindeki her bir tasarım değişkeni için geçerli bir değer aralığı tanımlanır. Bu değerlerden alınarak algoritmanın tasarım değişkenleri için seçeceği değerleri içeren bir havuz oluşturulur. Daha sonra harmoni hafıza matrisinin boyutlarını (HMS) oluşturan harmoni hafızasındaki çözüm vektörlerinin sayısı, harmoni hesaba katma oranı (HMCR) , iki değer arasındaki ayarlama oranı (PAR) ve maksimum arama sayısı da bu adımda seçilir.

Adım 2. Harmoni hafıza matrisi (HM) başlatılır. Harmoni hafıza matrisine ilk değerler atanır. Bu matrisin her satırı belirli bir tasarım değişkeni için olası çözümler içeren ve tasarım havuzundan rastgele seçilen değerleri muhteva eder. Bu yüzden, bu matris toplam tasarım değişkenlerinin sayısını gösteren N sütuna ve ilk adımda seçilen HMS satıra sahiptir. Harmoni hafıza matrisi aşağıdaki yapıdadır;

$$[H] = \begin{bmatrix} x_{1,1} & x_{2,1} & \dots & \dots & x_{n-1,1} & x_{n,1} \\ x_{1,2} & x_{2,2} & \dots & \dots & x_{n-1,2} & x_{n,2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{1,hms-1} & x_{2,hms-1} & \dots & \dots & x_{n-1,hms-1} & x_{n,hms-1} \\ x_{1,hms} & x_{2,hms} & \dots & \dots & x_{n-1,hms} & x_{n,hms} \end{bmatrix} \quad (16)$$

$X_{i,j}$, rastgele seçilen j 'inci olası çözümde i 'nci tasarım değişkeninin değeridir. Bu aday çözüm, amaç fonksiyonunun değeri ilk çözüm vektöründe minimum olacak şekilde sıralanır. Başka bir deyişle, harmoni hafıza matrisinde çözüm vektörleri, amaç fonksiyonlarının değerleri minimumdan maksimuma doğru giden bir şekilde sıralanırlar. Burada sadece olası çözüm vektörleri değil küçük elverişsizlikler içeren çözüm değerleri de çözüm matrisine dahil edilir.

Adım 3. Yeni harmoni hafıza matrisi geliştirilir. Harmoni arama yönteminde yeni bir çözüm vektörünün oluşturulması bu yöntemin temel iki parametresi (HMCR ve PAR) ile kontrol edilir. HMCR, algoritmayı bir tasarım değişkenine değer seçmek için ya harmoni hafızasına ya da tüm değerler kümesine yönlendiren bir olasılık değeridir. Başka bir ifadeyle, bu parametre yeni çözümler oluşturulurken yeni tasarım sahasının araştırılması ile daha önce sıkça bulunan favori çözümlerin ne ölçüde dikkate alınarak kıyaslanması gerektiğini kararlaştırır. Bazen tasarım değişkeni harmoni hafızasından seçildiği zaman bu değişkenin en yakın alt ve üst komşuları ile yer değiştirip değiştirmeyeceği kontrol edilir. Buradaki amaç güncel bir çözüm çevresindeki geçişleri sağlayarak daha detaylı bir arama yapmaktır. Harmoni arama yöntemindeki bu olgu iki değer arasındaki ayarlama (PAR) olarak bilinir.

Sınırlayıcı Kullanımı: Yukarıda belirtilen adımlar çerçevesinde yeni bir harmoni vektörü elde edildiği zaman bunun problem sınırlarını ihlal edip etmediği kontrol edilir. Eğer yeni harmoni vektörü kati bir şekilde elverişsiz bir çözüm vektörü ise atılır. Eğer hafif bir elverişsizliği varsa yeni oluşturulan harmoni hafıza matrisine dahil edilir. Bu yolla sadece birkaç sınırlayıcıyı hafifçe ihlal eden harmoni vektörü PAR operasyonuna tabi tutularak elverişli yeni bir harmoni vektörü sağlanmaya çalışılır. Bu durum tasarım vektörünün kabulü için başlangıçta 0.08 gibi geniş bir hata değeri kullanılarak uygulanır ve tasarım döngüsü süresince dereceli olarak azaltılır ve sonuçta 0.001 gibi bir hata değeri alınır. Bu uyarlamalı hata stratejisi büyük ölçekli tasarım problemlerinde sınırlayıcı kullanımı için oldukça etkilidir.

Adım 4. Harmoni hafıza matrisi güncellenir. Her bir tasarım değişkeni için yeni değerler elde edildikten sonra yeni harmoni vektörü için amaç fonksiyonu değeri hesaplanır. Eğer bu değer harmoni hafıza matrisindeki en kötü harmoni vektörü değerinden iyi ise matrise dahil edilir ve en kötü değer matristen çıkarılır.

Adım 5. Sonlandırma kriteri olan maksimum döngü sayısına ulaşılan kadar Adım 3 ve Adım 4 tekrar edilir.

4. TASARIM ÖRNEKLERİ

Harmoni arama algoritması, Şekil 1'de verilen konsol dayanma duvarının optimum ağırlığının bulunmasında kullanılmış ve yapılan analizlerden algoritmanın etkili ve verimli bir yöntem olduğunu gösteren beş adet tasarım örneği verilmiştir. Tablo 2'de verilen örnek tasarımlar için analizde kullanılan giriş değerleri ve analiz sonucunda elde edilen optimum duvar boyutları verilmiştir. Aynı tabloda, tasarımda kullanılan her duvar yüksekliği değeri verilirken, içsel sürtünme açısı ve dolgu birim hacim ağırlık değerleri için belirli değerler verilmiştir. Analiz sonuçları incelendiğinde, dolgu birim hacim ağırlık değerlerinin değişimi elde edilen optimum ağırlık değerlerini önemli derecede etkilemediği için $\gamma_{zemin} = 18 \text{ kN/m}^3$ ortalama değer olarak seçilmiştir. Tasarım örneklerinde, optimum duvar ağırlığının elde edildiği ve sonrasındaki analizlerde sonucun değişmediği içsel sürtünme açısı değerleri alınmıştır. Tablo 3'de örnek tasarımlar için optimum duvar ağırlık değerleri ve bu değerlere karşılık gelen kayma ve devrilme güvenlik sayıları verilmiştir.

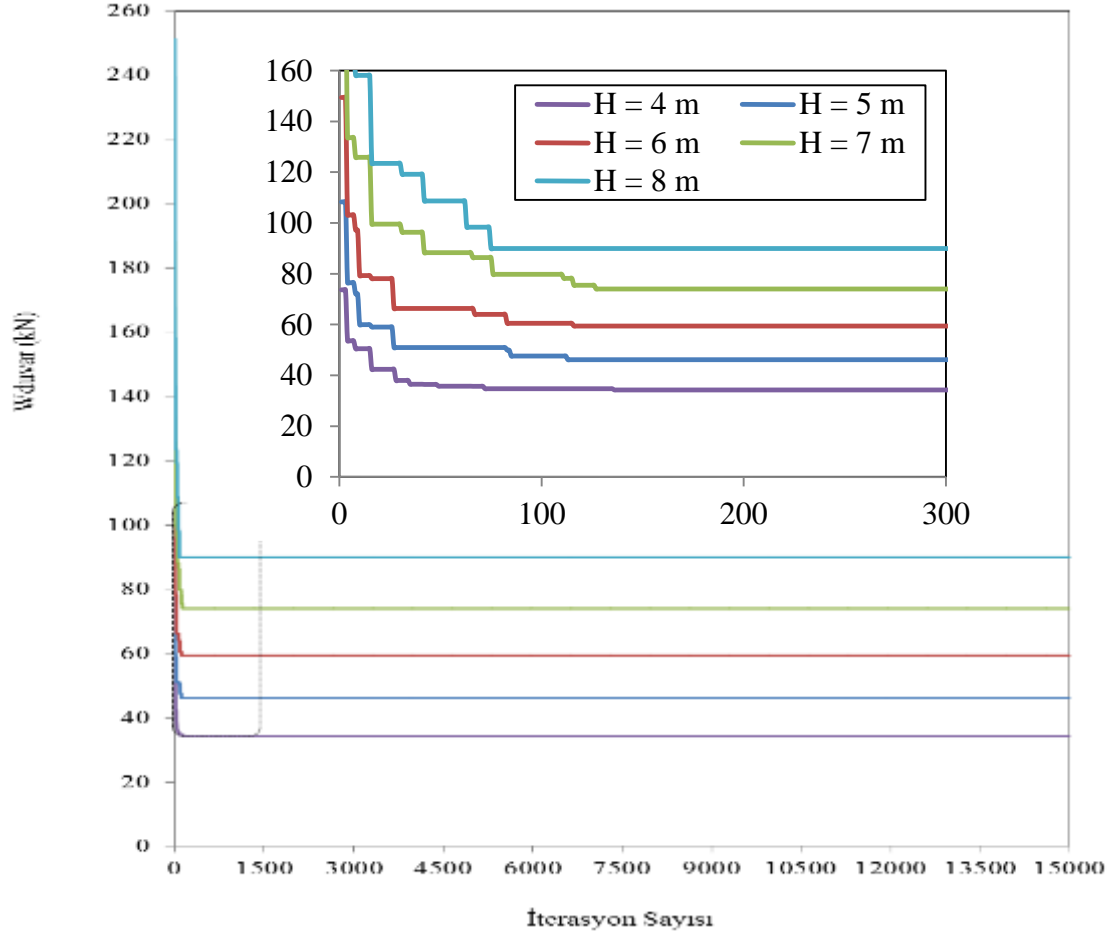
Tablo 2. Tasarım Örnekleri için Giriş ve Optimum Değerler

		Birim	Örnek 1	Örnek 2	Örnek 3	Örnek 4	Örnek 5
Giriş Değerleri	H	(m)	4	5	6	7	8
	Ø	(°)	30	35	40	40	40
	γzemin	(kN/m ³)	18	18	18	18	18
Optimum Değerler	X₁	(m)	2,16	3,50	4,80	5,88	7,04
	X₂	(m)	0,324	0,525	0,720	0,882	1,056
	X₃	(m)	0,24	0,30	0,36	0,42	0,48
	X₄	(m)	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02

Tablo 3. Optimum Duvar Ağırlığı ve Kayma-Devrilme Güvenlik Sayıları

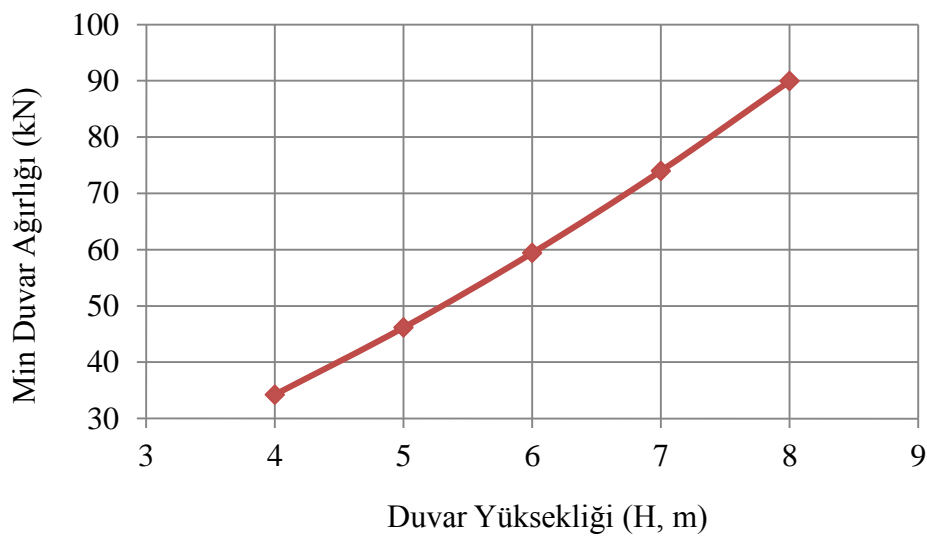
	W_{duvar} (kN)	F_s (kayma)	F_s(devrilme)
Örnek 1	34,2344	2,22	1,32
Örnek 2	46,1475	2,66	1,40
Örnek 3	59,4024	3,40	1,60
Örnek 4	73,9991	3,07	1,47
Örnek 5	89,9376	2,83	1,40

Bu çalışma için, harmoni arama algoritması parametreleri, HMS= 20, HMCR= 0,95 ve PAR= 0,15 olarak seçilmiştir. Algoritmadan elde edilen global ya da globale yakın optimum değerlerin doğruluğundan emin olmak için iterasyonlar yapılmış ve optimum değerler 15000 iterasyon sonucunda elde edilmiştir. Bu sayı, fazla sayıda iterasyonla birçok analizin gerçekleştirilmesinden sonra belirlenmiş ve daha sonraki analizlerde elde edilen değerlerin 15000 iterasyonla elde edilen sonuç ile aynı kaldığı görülmüştür. Şekil 2’de duvar ağırlığı ile iterasyon sayısı arasındaki değişim incelendiğinde duvar ağırlığının harmoni arama sürecinde artan iterasyon sayısı ile birlikte azaldığını ve yaklaşık 150 iterasyonda optimum duvar ağırlığına ulaşıldığı görülmektedir.

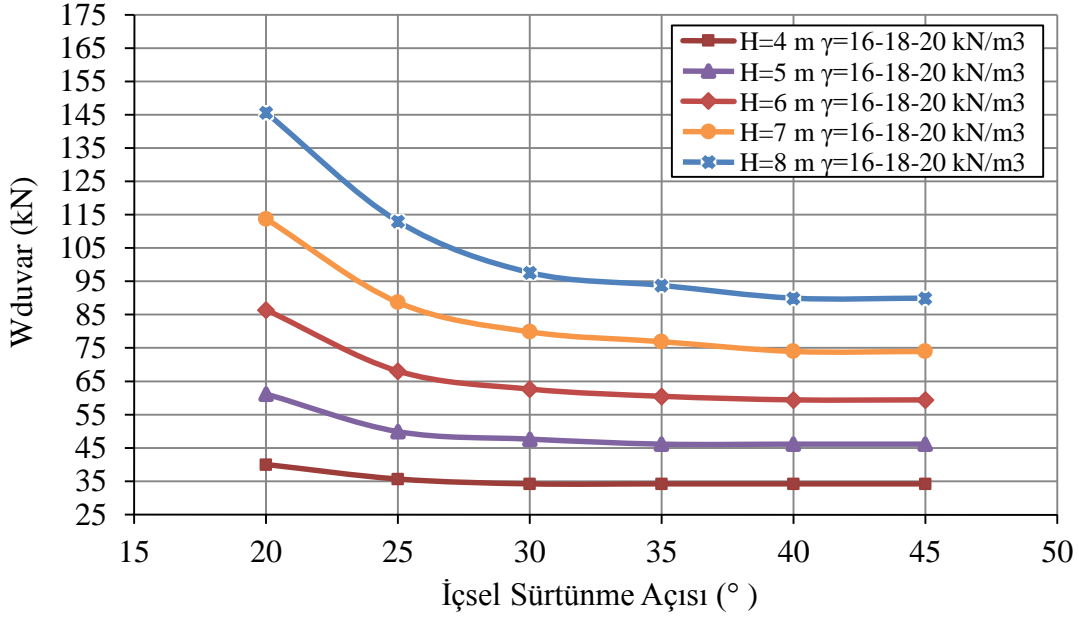


Şekil 2. Duvar Ağırlığı ile İterasyon Sayısı Arasındaki Değişim

Analizlerden elde edilen optimum duvar ağırlıkları duvar yüksekliği arttıkça artış göstermiştir (Şekil 3).



Şekil 3. Duvar Yüksekliği ile Minimum Duvar Ağırlığı Arasındaki Değişim



Şekil 4. Duvar Ağırlığı ile İçsel Sürtünme Açısı Arasındaki Değişim

Şekil 4' te duvar ağırlığı ile içsel sürtünme açısı arasındaki değişim verilmiştir. Tüm duvar yükseklikleri için içsel sürtünme açısının artmasıyla duvar ağırlığının azaldığı görülmüştür.

5.SONUÇLAR

Çalışmada son yıllarda geliştirilmiş ve başarılı bir optimizasyon tekniği olan harmoni arama algoritması kullanılarak, betonarme konsol dayanma duvarlarının optimum tasarımı için parametrik analizler yapılmış, minimum ağırlığı veren duvar boyutları bulunmuştur. Tasarım probleminin formülasyonunda, amaç fonksiyonu olarak duvarın ağırlığı alınmıştır. Elde edilen optimum duvar boyutları tasarım değişkenleri için verilen alt ve üst sınırları sağlamaktadır. Klasik konsol duvar tasarımlarında ön boyutlandırma yapılarak, seçilen boyutların kayma veya devrilmeye karşı güvenlik sayıları hesaplanmaktadır. Bu şekilde yapılan tasarım ile ekonomik duvar boyutlarını belirlemek mümkün olmayıp ancak çok sayıda ön boyutlandırma ile hesaplamaların yapılması sonucunda optimum duvar boyutları elde edilebilecektir. Bir örnekle açıklamak gerekirse; şev geometrisi ve zemin özellikleri değişmeyen iki farklı ön tasarım için yapılan kayma ve devrilme kontrolleri sonrasında güvenlik sayılarının;

1. Ön boyutlandırma için $FS_{(kayma)}=1.5$ ve $FS_{(devrilme)}=4$
2. Ön boyutlandırma için $FS_{(kayma)}=2.5$ ve $FS_{(devrilme)}=3$

olduğu durumlardan hangisinin ekonomik olduğuna birkaç ön boyutlandırma yaparak karar vermek oldukça zordur. Yapılan çalışma ile optimum duvar boyutlarının elde edilmesi için kayma veya devrilmeye karşı güvenlik sayılarından birisinin istenilen minimum değerde (1.3 veya 1.5) olmasının yeterli olmadığı görülmüştür. Bunun için uygun bir yöntem seçilerek optimizasyon çalışmalarının yapılması gerekmektedir.

Tasarım problemlerinde, kayma ve devrilmeye karşı güvenlik sayıları sınırlayıcı olarak alındığından dolayı belirlenen optimum ağırlıklar için konsol dayanma duvarının stabilitesi sağlanmıştır. Analizler için etkili bilgisayar programı geliştirilmiş ve yeterli sayıda iterasyonla

duvarın optimum ağırlığı elde edilmiştir. Çalışma ile bu tür sezgisel yöntemlerin geoteknik mühendisliği yapılarının optimum tasarımında kullanılabileceği gösterilmiştir. Harmoni arama algoritması kullanılarak yapılan analizlerin kapsamının genişletilmesi ile tasarımlarda kolaylıkla kullanılabilecek ve optimum boyutları verebilecek ön tasarım kılavuzlarının elde edilmesi mümkün olabilecektir. Önerilen optimizasyon algoritması matematiksel olarak basit ve geleneksel optimizasyon yöntemlerinden daha kolay olup konsol dayanma duvarı tasarımlarında etkili ve güvenilir bir şekilde kullanılabileceği gösterilmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Geem, Z. W., Kim, J. H., Loganathan, G. V., "A New Heuristic Optimization Algorithm: Harmony Search", Simulations, 76(2), 60-68, 2001.
- [2] Lee, K. S., Geem, Z. W., "A New Structural Optimization Method Based on the Harmony Search Algorithm", Computers and Structures, Vol. 82, No.1, pp. 781–798, 2004.
- [3] Lee, K. S., Geem, Z. W., "A New Meta-Heuristic Algorithm for Continuous Engineering Optimization: Harmony Search Theory and Practice", Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., Vol.194, No.1, pp. 3902–3933, 2005.
- [4] Mahdavi, M., Fesanghary, M., Damangir, E., "An Improved Harmony Search Algorithm for Solving Optimization Problems", Applied Mathematics and Computation, Vol. 188, No.1, pp. 1567–1579, 2007, Washington, DC, USA.
- [5] Geem, Z. W., Lee, K. S., and Tseng, C., Li., "Harmony search for structural design." Proceedings of the 7th annual conference on Genetic and evolutionary computation. ACM, 25 – 29 June 2005, .
- [6] Çarbaş, S., and M. P. Saka., "Optimum design of single layer network domes using harmony search method", Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) 10.1 97-112, 2009.
- [7] Çarbaş, S. and Saka. M. P., "Optimum design of cold-formed open thin-walled sections using harmony search algorithm", In 9th International Congress on Advances in Civil Engineering, 27-30 September 2010, Karadeniz Technical University, Trabzon, Turkey.
- [8] Akin, A., and M. P. Saka. "Harmony search algorithm based optimum detailed design of reinforced concrete plane frames subject to ACI 318-05 provisions." Computers & Structures 147, 79-95, 2015.
- [9] Geem, Zong Woo. "Optimal cost design of water distribution networks using harmony search." Engineering Optimization 38.03, 259-277, 2006.
- [10] Ayvaz, M. Tamer, and Alper Elçi. "A groundwater management tool for solving the pumping cost minimization problem for the Tahtali watershed (Izmir-Turkey) using hybrid HS-Solver optimization algorithm." Journal of Hydrology 478, 63-76, 2013.
- [11] Geem, Zong Woo, Kang Seok Lee, and Yongjin Park. "Application of harmony search to vehicle routing." American Journal of Applied Sciences 2.12, 1552-1557, 2005.
- [12] Cheng, Y.M. (2009), "Music-Inspired Harmony Search Algorithm: Modified harmony methods for slope stability problems", Springer Berlin Heidelberg
- [13] Fattahi, H., "Prediction of Slope Stability State for Circular Failure: A Hybrid Support Vector Machine with Harmony Search Algorithm." Int. J. Optim. Civil Eng 5.1, 103-115, 2015.
- [14] Cheng, Y. M., Li, L., Sun, Y. J., and Au, S. K., "A coupled particle swarm and harmony search optimization algorithm for difficult geotechnical problems.", Structural and Multidisciplinary Optimization, 45(4), 489-501, 2012.

- [15] Cheng, Y. M., L. Li, and S. S. Fang. "Improved harmony search methods to replace variational principle in geotechnical problems." *Journal of Mechanics*, 27.01, 107-119, 2011.
- [16] Khajehzadeh, M., Taha, M. R., El-shafie, A., and Eslami, M., "Economic design of foundation using harmony search algorithm." *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 5.6, 936-943., 2011.
- [17] Akın, A., and Saka, P., "Optimum Design of Concrete Cantilever Retaining Walls using the Harmony Search Algorithm.", *Civil-Comp Press*, 10.4203, ccp.93.130, 2010
- [18] Tan, Ö., Çelebi, K., İ., ve Erkan, İ., H., "Konsol Dayanma Duvarlarının Tasarımını Etkileyen Faktörlerin Arastırılması", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 13. Ulusal Kongresi*, 30 Eylül-1 Ekim 2010, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul.
- [19] TS 7994/Şubat 1990 "Zemin Dayanma Yapıları, Sınıflandırma, Özellikler ve Projelendirme Esasları".

ERDEMİR ELMATEPE ŞEV ISLAHI PASİF ANKRAJ ZEMİN ÇİVİSİ VE MİNİ KAZIK-KALICI ANKRAJ SAHA UYGULAMASI

ERDEMİR ELMATEPE SLOPE IMPROVEMENT PASSIVE ANCHOR SOIL NAIL AND MINI PILES-PERMANENT ANCHORS FILED APPLICATION

Saner YURDUMAKAN¹ Eyüp ŞİŞMAN² Tayfun ÜNVER³
Serhan ÖZDOĞAN⁴ Sevil KAÇAR⁵

ABSTRACT

On the Ereğli-Alaplı Highway's slope part of inside the factory site has been re-organized due to save a place for New Galvanization Line and access roads of factory site which is planned to be constructed by Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş (ERDEMİR). The system which consists soil nails-passive anchors has been designed and started to be implemented. In the part of project field about 50 m project revisions were required due to soil parameters does not meet the default soil values in the design. For the revised field additional ground survey performed, and has been proposed slope stability system consisting permanent anchors and shotcrete wall. Within the project 40 mm diameter 12-14-16 m length anchors, geocomposite drainage plate and 35 cm thick shotcrete wall are located in the soil nail-passive anchors system. In the permanent anchored mini piles system 30 cm diameter bored piles and in the field GWT level is high injection piles have been applied.

This report has been prepared for provide to share of experiences during implemented process, submit problems encountered and solution methods with application examples, specially to contribute for researches and sciences.

Keywords : Soil nails, mini piles, permanent anchor, geotechnical field application.

ÖZET

Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş (ERDEMİR) tarafından planlanan 2. Galvanizleme tesis inşaatını yapılabilmek amacıyla, fabrika sahasında yer kazanabilmek için Ereğli-Alaplı devlet karayolunun eteğini oluşturan Elmatepe şevinde bir düzenleme yapılmıştır. Zemin çivili pasif ankraj sistemli bir tasarım ile ihaleye çıkmış ve proje uygulamasına başlanılmıştır. Proje uygulama alanının bir bölümünde zemin parametreleri tasarımda varsayılan zemin değerlerini karşılamadığı için, yaklaşık 50 metrelik bir bölgede tasarım projeleri revize edilmiştir. Sorunlu

¹ İnşaat Müh., Geotem Jeoteknik Müh. Müş. Ltd. Şti., saneryurdumakan@geotem.com

² İnşaat Yük Müh.- Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr

³ Jeoloji Müh., Geotem Jeoteknik Müh. Müş. Ltd. Şti., tayfun.unver@geotem.com

⁴ İnşaat Müh., Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr

⁵ İnşaat Müh.-Jeofizik Müh., Geotem Jeoteknik Müh. Müş. Ltd. Şti., sevilkacar@geotem.com

bölge için, yeni ilave zemin etütlerine dayandırılan mini kazık-ön germeli kalıcı ankraj ve püskürtme betondan oluşan bir şev stabilite yapısı önerilmiştir. Proje kapsamındaki zemin çivili pasif ankraj sistemi, Ø40 mm çapta ve 12-14-16 m boyda ankraj elemanlarından, drenaj için kullanılan geokompozit levhadan ve yüzeyin korunması için kullanılan 35 cm kalınlığında püskürtme betondan oluşmaktadır. Mini kazık-öngermeli kalıcı ankraj sistemi için 30 cm çapında yerinde dökme betonarme kazık ve uygulama sürecinde yeraltı su seviyesinin yükseldiği durumda enjeksiyon kazığı uygulaması yapılmıştır. Uygulamalardan elde edilen deneyimlerin paylaşılması, karşılaştığımız sorunlar ve çözümlerini uygulama ile örneklendirmek, aynı zamanda bilimsel çalışmalara ve yapılan araştırmalara uygulama katkısı sunabilmek amacıyla bu bildiri hazırlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Zemin çivisi, mini kazık, kalıcı ankraj, geoteknik saha uygulaması.

1. GİRİŞ

Zonguldak İli, Ereğli İlçesi'nde yer alan Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş (ERDEMİR) bünyesinde yapımı planlanan 2. Sürekli Galvanizleme Hattı için, fabrika sahası sınırı dışından geçen Ereğli-Alaplı devlet karayolunun eteğini oluşturan Elmatepe şevinde bir düzenleme yapılması planlanmıştır.

Yolun etek kısmındaki şevde dike yakın bir yarma açılacağı için karayolunun ve yeni fabrika binası önünde oluşturulacak yolun, güvenliğini sağlamak amacıyla kalıcı şev destek sistemlerinden oluşan bir uygulama gerçekleştirilmiştir. Sahanın doğu sınırına paralel kuzey-güney doğrultusunda Ereğli-Alaplı devlet karayolu uzanmaktadır. Karayolu yüzey kotu yaklaşık +30 m olup, yolun fabrika sahası tarafında yatayla hemen hemen 35°açı yapan eğime sahip bir şev bulunmaktadır. Yüksekliği aşağı yukarı yer yer 25 m olan bu şevin topuğunda yaklaşık 330 m uzunluğunda ve 20 m genişliğinde düşey bir kazı yapılması planlanmıştır.

Kazılacak bölgede 1988-1990 yıllarında yapılan sondajlar ve hazırlanan iki farklı zemin etüt raporu esas alınarak tasarımlar yapılmıştır. Sondajlara göre, jeolojik ortam kumtaşı-silttaşı ara tabakalı, az ayrışmış kiltası-marn ardaalanmalarından oluşmaktadır.(1) İnşaata başlandıktan sonra yapının aplikasyonu sonrası ön etütler sırasında, zemin raporlarıyla öngörülen zemin sınıfının dışında, yaklaşık 50 m bir bölgenin varlığı tespit edilmiş ve sondajlar yenilenecek kısmi dizayn değişikliğine gidilmiştir.

Geçmiş tarihli sondajlara göre tasarım ve projeler hazırlanmış olup, Pasif Ankrajlı zemin çivisinden oluşan sistem tercih edilmiştir. İnşaatin kazı işlerine başlandıktan sonra, ankraj işlerine başlanılmadan duvarın olduğu bölge işaretlenmiş ve ankrajların yapılacağı makine ile kullanılan zemin parametrelerinin teyit edilmesi amacıyla arazide ön çalışma yapılmıştır. Bu çalışma sayesinde zeminde yerel olarak 50 metrelik bir bölgede büyük değişiklikler olduğu ve proje hesaplarının sağlanamayacağı belirlenmiştir. Bu incelemelerde seçilmiş olan yapı tipinin bir bölgede değiştirilmesinin gerektiği ve uygulama projelerinde yeralan en üst sıra ilk kademe zemin çivisinin boşa çıkacağı tespit edilmiştir. Geri sahanın ileride kullanımı düşünülerek ve kot farkı göz önünde bulundurularak ilave olarak üst kısımda ikinci bir kademe şev yapısı planlanmıştır. Üst 1. kademe genelinde 3 sıra 6 metre boyunda zemin çivisi uygulaması, alt2. kademe ise, 8 sıra zemin çivisi yerine yüksekliğe göre en fazla 7 sıra zemin çivisi imalatı yapılmasına karar verilmiştir. 50 m' lik bölgede yeniden detaylı sondajlar yapılarak zemin raporu hazırlanmıştır. Rapordaki yeni zemin değerlerine göre hazırlanan alternatif tasarımlar içinden inşaat sırasında yaşanabilecek olumsuzluklar, yapım maliyeti, projenin tamamlanma süresi, eldeki mevcut ekipmanlar, deneyim ve tecrübeler ışığında Mini kazık-Kalıcı Ankraj sisteminden oluşan bir şev stabilite yapısına karar verilmiştir.

İlave taleplerle işin sonunda planda kuzeyden 280 metre pasif ankraj zemin çivisi ve güneyden 50 metre mini kazık-kalıcı ankraj uygulaması yapılarak toplam 330 metre boyunda yapının inşaatıyla proje tamamlanmıştır. Proje kapsamında yaklaşık 11.000 m zemin çivisi, 1.000 m mini kazık, 1.500 m kalıcı ankraj, yaklaşık 5000 m² alanda 35 cm kalınlığında, zayıf ile 5000 ton, püskürtme beton imalatı yapılmıştır. Yapılan imalatlar, inklinometre okumaları, kazık süreklilik testleri, püskürtme beton testleri, betondan alınan karot örnek sonuçları ve şantiye uygulamaları bu bildiri kapsamında değerlendirilmiştir.

2. ZEMİN ÖZELLİKLERİ VE İKSA SİSTEMLERİ

2.1. Zemin Özellikleri

Çalışma alanında yapılan sondajlardan alınan zemin örnekleri üzerinde gerçekleştirilen deneylerden ve arazideki presiyometre deneylerinden, tasarımda kullanılacak zemin parametreleri belirlenmiştir.

Tablo 1 Zemin Parametreleri

	Dolgu	Kil	Kiltaşı
c, kN/m ²	3	20	15
θ, °	20	25	35
γ, kN/m ³	19	18,5	20
E, kN/m ²	15	35	60

2.2. Pasif Ankraj Zemin Çivisi

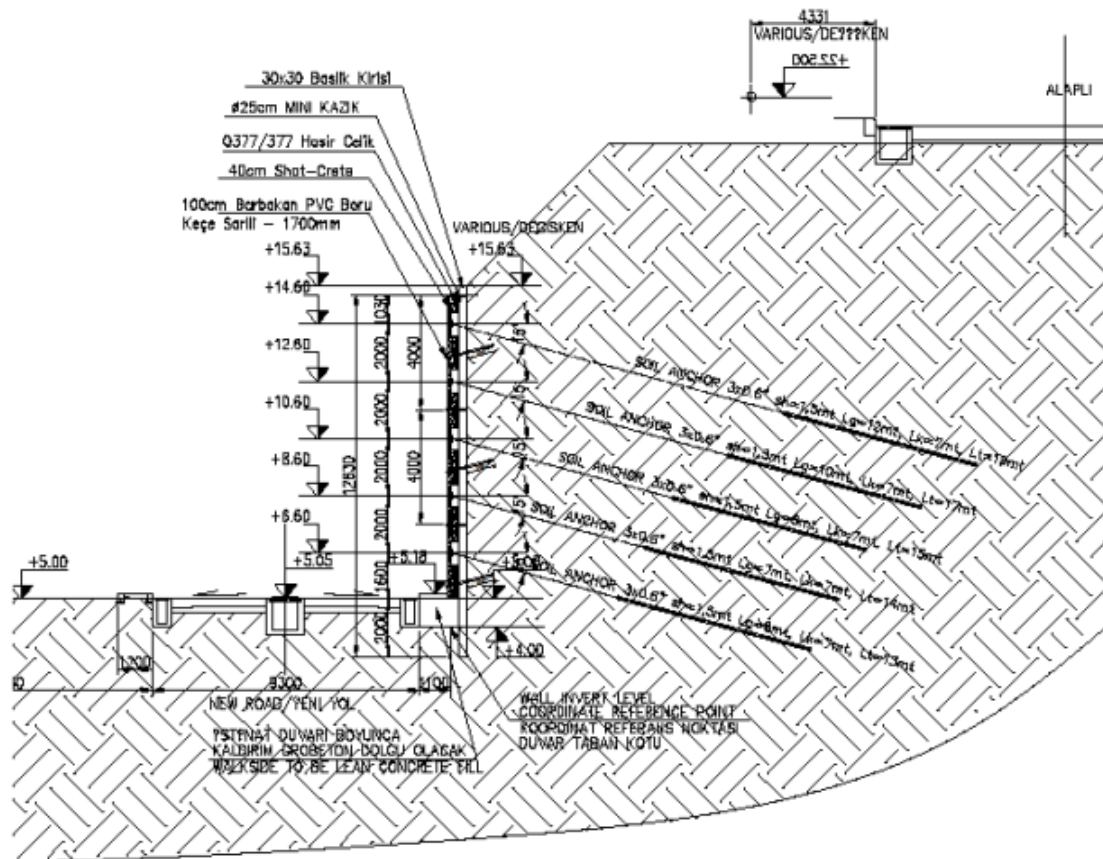
Duvar yüzünün %10 eğimli olması ve çivilerin yatayla 10° eğimli (aşağı doğru) imal edilmesinin uygun olacağı düşünülmüştür. Duvar yüksekliği ve arkasında eğik yüzeyli bir zemin olması göz önüne alınarak, φ 40 mm çapındaki çivi boylarının derinlikle sabit olmaması tercih edilmiş ve derinlikle azalan üç farklı çivi boyu öngörülmüştür. Stabilite analizleri sonucunda en uygun (güvenli ve ekonomik) çivi boy ve aralıkları seçilmiştir. Yatay aralıkları 2.0m olan, en yüksek kot farkı olan kesitte 7 sıra (boyları yukarıdan aşağıya doğru, L=16m, 16m, 14m, 14m, 12m ve 12m) zemin çivisi kullanılarak pasif ankraj sistemi tasarlanmıştır. (1)

2.3. Mini Kazık-Kalıcı Ankraj Sistemi

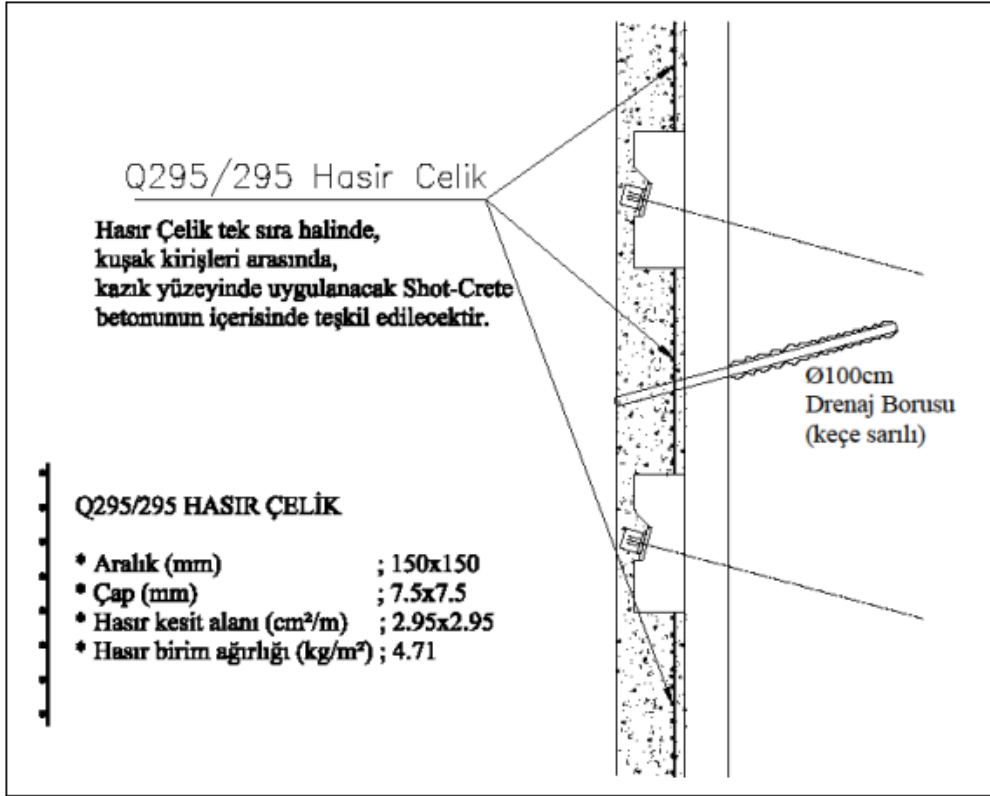
Bu iksa sisteminde cephede mini kazıklar 30 cm çapında ve 50 cm' de bir adet olacak şekilde seçilmiştir. Kalıcı ankraj olarak 3 x 0,6'''lik ön germe çelik halatlar kullanılmıştır. Kök boyları 7 m olan ankrajların, toplam boyları 13 m-14 m-15 m-17 m ve 19 m olarak 5 farklı kademede ve boyda tasarlanmıştır. ASTM A-416 standartlarına uygun 270K sınıfı düşük gevşemeli ankraj halatları tercih edilmiştir. Başlık kirişleri 30x30 cm, kuşak kirişleri 30x80 cm olarak dizayn edilmiştir. İksa sistemi hesabında, sistemin davranışı ve oluşacak deformasyonları belirleyebilmek için sonlu elemanlar programı PLAXIS 3D kullanılmıştır.

Tablo 2. Mini Kazık Kalıcı Ankraj Sistemi Detayları

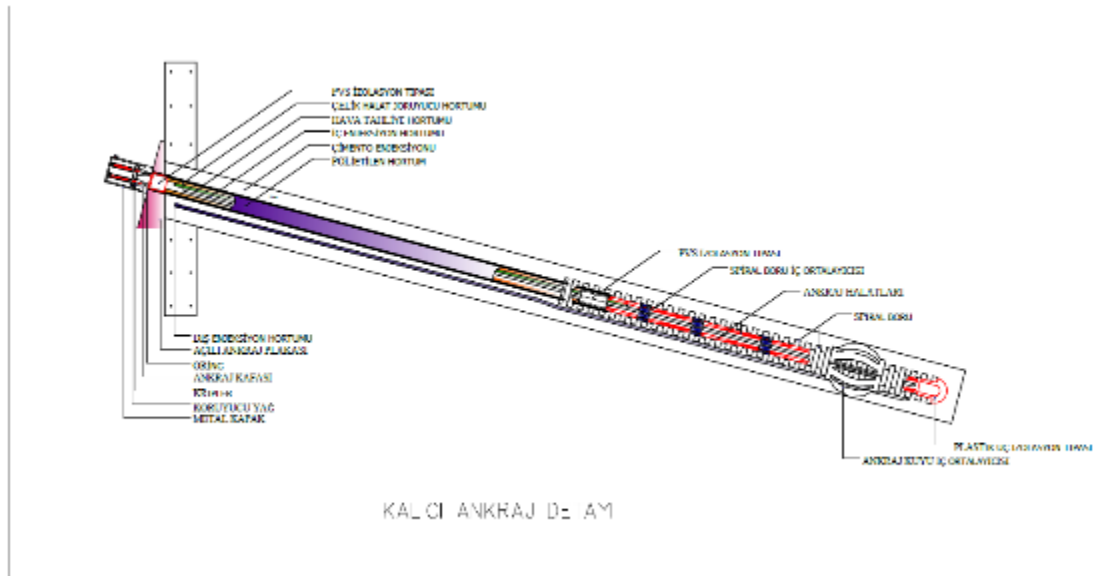
Ankraj Sırası	Ankraj Kotu (metre)	Ankraj Boyu (metre)	Yatay Aralık (metre)	Ankrajın Yatayla açısı	Halat Adet& Çapı	Öngerme (ton)
1	+14,60	19	1,50	15°	3x0,6''	25
2	+12,60	17	1,50	15°	3x0,6''	25
3	+10,60	15	1,50	15°	3x0,6''	25
4	+8,60	14	1,50	15°	3x0,6''	25
5	+6,60	13	1,50	15°	3x0,6''	25



Şekil 3. Mini Kazık Kalıcı Ankraj Sistem Kesiti



Şekil 4. Mini Kazık Kalıcı Ankraj Drenaj Detayı



Şekil 5. Kalıcı Ankraj Detayı

3.SAHA UYGULAMALARI



Şekil 6. Şantiye Kurulum Çalışmaları

3.1. Pasif Ankraj Zemin Çivisi Uygulaması

Ankraj delgi makinesinin verdiği dönme hareketi, kafada bulunan çekiç ve tijler vasıtası ile zemine aktarılarak 133 mm çapında delikler açılmıştır. Açılan deliklerde etkin şekilde ilerleyebilmek için, delik dibinde biriken kesilmiş malzeme devamlı olarak hava ile dışarı atılarak deliğin temiz tutulması sağlanmıştır.

Delgi işleminden sonra projede tarif edilen $\phi 40$ mm çapındaki zemin çivisi montajı yapılarak kılavuz hortum yardımıyla tabandan yukarıya doğru kuyu çimento enjeksiyonu ile doldurulmuştur. Yaklaşık (~)1 saat sonra kılavuz hortum ile 2. enjeksiyon yapılmıştır. Enjeksiyon için su/çimento oranı = 0,4 - 0,45 seçilmiştir.



Şekil 7 Kazı – Pasif Ankraj – İnklinometre Çalışması

3.2. Mini Kazık-Kalıcı Ankraj Uygulaması

Mini kazıklarda dikey ve 15 derece açılı kalıcı ankrajlarda ise yatay delgi işleri Auger (**Burgu**) ile gerçekleştirilmiştir. Auger ile yapılan delgilerde kuyu dip temizliği için alt ucu geniş kanatlı Auger kullanılmıştır.

Kazık beton dökümünlerinde hazır beton kullanılmış veya enjeksiyon kazığı uygulaması yapılmıştır. 30 cm çapındaki mini kazık göbek kesitinden tremi borusunun indirilemediği veya ilave ek yapılarak kuyu tabanına indirilen beton pompası hortumunun kuyu içerisinde sağlıklı şekilde kontrol edilemediği durumlarda ve bu olumsuzlukların yanı sıra yeraltı su seviyesinin yükseldiği zamanlarda enjeksiyon kazığı uygulaması yapılmıştır.

1 adet tam boy ve alt kısımdan itibaren her metreye bir küçük delik bırakılarak, diğer 2. enjeksiyon hortumu kuyunun ortasına gelecek boyda yine küçük delikler bırakılarak indirilmiştir. 8-15 mm temiz kırmataş malzeme bir oluk yardımı ile kuyuya doldurulmuştur. Bu doldurma işlemi sırasında donatılar el yardımı ile belli kademelerde sallanarak çakıl malzemesinin kuyu içinde tamamen oturması sağlanmıştır.

Enjeksiyon kazıkları için çimento enjeksiyonunda CEM1 42.5 sınıfı çimento kullanılmıştır. Enjeksiyon karışımı su/çimento oranı 1/1 olarak tercih edilmiştir. Priz hızlandırıcı, priz geciktirici vs. herhangi bir beton katkı malzemesi kullanılmamıştır.

400 dozlu Enjeksiyon harcı ilk önce 1 no' lu uzun PVC hortumundan, sonra 2 numaralı kısa hortum yardımıyla tabandan yukarıya doğru doldurulup; çimento şerbeti kuyu ağzından ilk önce köpük halinde bilahere koyu ve temiz bir biçimde çıkana dek enjeksiyon işlemine devam edilmiştir. Kazı sonrası imal edilen kazıkların genelinde kazık yüzeylerinin düzgün ve boşluksuz olduğu gözlenmiştir.

Kazıkların hazır beton veya çimento enjeksiyonu ile yapımına delgi işlemi sonrasında şartlara göre yerinde karar verilmiştir. Her iki döküm şeklinde gerek segregasyon, gerek enjeksiyon basıncının yeterli gelemeyişi, zeminde yıllar önce çakılan ve bırakılan palplanşların olumsuz etkisi, yer yer blok ve cüruf aralarından enjeksiyonun bir boşluk bulup kaybolması sebebiyle kazıklarda ortaya çıkan kusurlar kazı sonrası uygun yöntemlerle giderilmiştir. Bunun için;

- Derin olmayan yüzeylerde HENKEL Cerast (CD22) veya SİKADUR 43 gibi kimyasal harçlarla tamir uygulaması,
- Açılan yüzeyde derinlemesine boşluklarda çimento enjeksiyon uygulaması,
- Mini kazık arkasındaki toprak yüzeye kadar büyük boşluklarda püskürtme beton uygulama yöntemi kullanılmıştır.
-

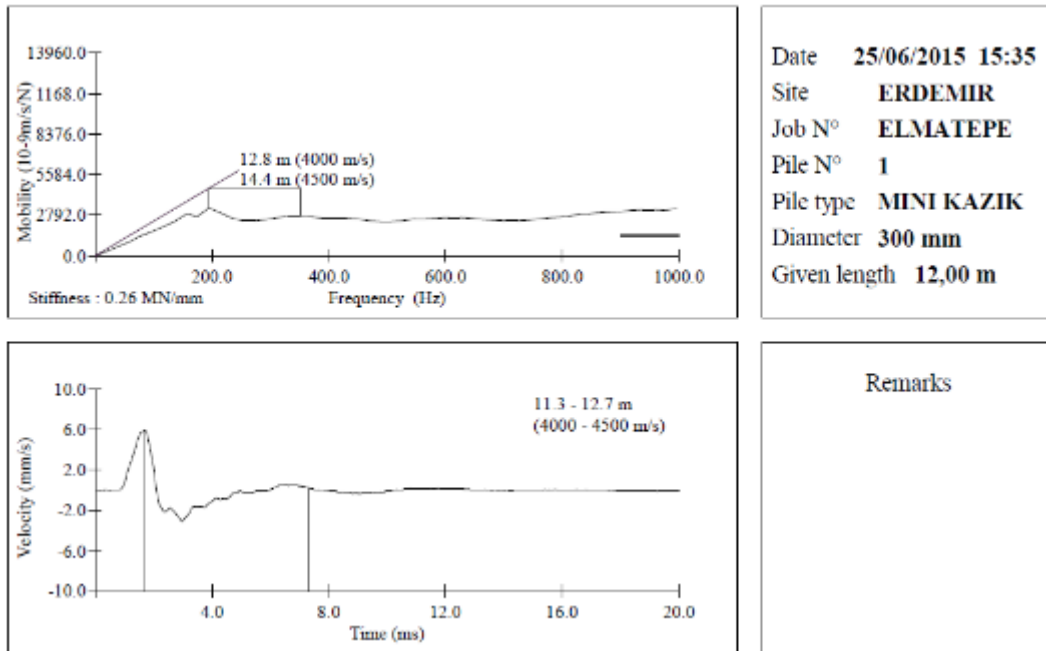


Şekil 8. Mini Kazık Kalıcı Ankraj Uygulaması

22 adet Mini Kazıkta süreklilik (bütünlük) testleri yapılmıştır. Süreklilik deneylerinde Test Consult TDR-2 marka cihaz kullanılmıştır. Deneylerde her kazık için 4 ayrı kayıt alınmıştır. Deney süresince ortamdaki çevresel değişikliklerin etkisi en aza indirilmeye çalışılmıştır. Bu deneylerden elde edilen verilerin yorumunda; zemin yapısı, kazık tasarım özellikleri, kazık imalat yöntemi ve imalat yönteminin kazık formuna olası etkileri göz önünde bulundurulmuştur. Yapılan testlerde kazık çapının yeterli olmaması nedeniyle sinyal algılayıcı (geofon) ve sinyal kaynağı (hammer) arasında yeterli mesafe olmamasından dolayı yüksek mobility değerleri (>2000 mm/sn) ve yüksek velocity değerleri (>10 mm/sn) elde edilmiştir. Bu değerler yorumlamada sağlıklı sonuçlar elde edilmesini engellemiştir. Buna rağmen en olumsuz durumlar için yorumlar yapılmış ve grafikler hazırlanmıştır.

Tablo 3. Kazık Süreklilik Deney Sonuçları

Kazık No	Pile Head Stiffness (MN/mm)	Primary response depth (m) For C=		Proje Kazık Boyu (metre)
		4000 m/sn	4500 m/sn	
1	0,26	12,8	14,4	12,00
2	0,07	10,2	11,5	12,00
6	0,37	13	14,6	12,00
7	0,35	8,5	9,6	12,00
8	0,22	13,4	15	12,00
9	0,10	11,4	12,8	12,00
13	0,27	13,2	14,9	12,00
15	0,43	11,5	13,4	12,00
16	0,20	12,0	13,6	12,00
18	0,33	8,1	9,1	12,00



Şekil 9. Süreklilik Deney Çıktısı

3.3. Püskürtme Beton Uygulaması

Projede tarif edilen 10 derece eğimde açılmış kaya ayna yüzeylerinde sırasıyla delgi, zemin çivisi yerleşimi ve enjeksiyon işlemleri tamamlandıktan sonra yüzeyler hava ile temizlenerek geo-kompozit malzeme serilmiş ve demir donatı montajı yapılmıştır.

Açılan ayna yüzeylerde sürekli döküntü olduğundan zeminin hava ile temasını kesme maksatlı, drenaj levhası montajından önce, yaklaşık (~)5 cm kalınlıkta püskürtme beton uygulaması yapılmıştır..

Projede istenen 35 cm kalınlıkta püskürtme beton imalatı ıslak karışım ve % 8 oranında katkı malzemesi kullanılarak uygulanmıştır.



Şekil 10. Şantiye Güneyden Görünüm



Şekil 11. Geokompozit Levha ve Donatı Montajı

3.4 Testler

Zemin çivileri üzerinde uygunluk deneyleri yapılmıştır. Uygunluk deneylerinde aşağıda görülen germe krikosu ve güç ünitesi kullanılmıştır.



Şekil 12. Germe Krikosu ve Güç Ünitesi

Zemin çivisi çekme testleri üretim öncesi malzeme çekme testleri ve uygulama sonrası proje hesap doğrulama çekme testleri olarak yapılmıştır.

Uygulamada, Zemin çivisi Tasarım Test Yükünün (TTY) 1,5 katına kadar kademe kademe yüklenmiştir. Yüklemede aşağıdaki tablo esas alınmıştır.

<u>Yük</u>	<u>Yükleme Zamanı</u>
0,05 TTY	Kararlı okuma yapana kadar
0,25TTY	Kararlı okuma yapana kadar
0,50TTY	Kararlı okuma yapana kadar
0,75TTY	Kararlı okuma yapana kadar
1,00TTY	Kararlı okuma yapana kadar
1,25TTY	Kararlı okuma yapana kadar
1,50TTY (maks. Test yükü)	Kararlı okuma yapana kadar

Yüklemeye başladığımız 0,05 TTY, test aparatını ayarlamak için kullandığımız yüküdür ve okuma cihazları (komparatörler) bu yük ayarlandıktan sonra sıfıra getirilmiştir. Çivinin performansına bağlı olarak 10 dakikada ve 60 dakikada deformasyon testleri yapılmıştır. Deformasyon periyoduna maksimum test yükü uygulandıktan hemen sonra başlanmış ve 1., 2., 3., 5., 6. ve 10. dakikalarda çivinin hareketi kaydedilmiştir. 1. ve 10. dakikalar arasındaki çivi hareketi 1,0 mm' yi aştığında, maksimum test yüküne ek olarak 60 dakika daha uygulamaya devam edilmiş ve deformasyonlar 20., 30., 50. ve 60. dakikalarda kaydedilmiştir.

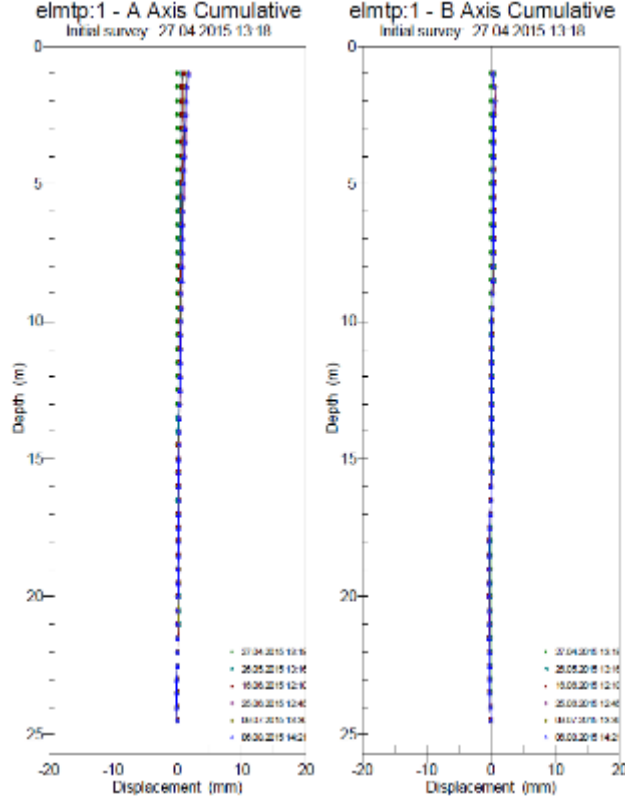
3.5 İnklinometre Ölçümleri

İksa yapısının deformasyonlarını belirlemek amacıyla inklinometre ölçümleri planlanmış ve kazı aynası arkasında 5 farklı yerde inklinometre boruları yerleştirilmiştir.

Çalışmada 500 mm boyunda ve 28,5 mm çapında düşey inklinometre algılayıcısı kullanılmıştır. İnklinometre borularının içerisinde bulunan ve birbiriyle 90° açı yapan oluk çiftlerinden birisi A0, A180 oluk çifti, diğeri ise B0, B180 oluk çifti olarak kabul edilmiştir. Söz konusu sahada A0 yönü iksa duvarına dik olacak şekilde (muhtemel hareketin referans yönü) yerleştirilmiştir. Yapılan inklinometre ölçümlerinde, okuma aralığı 50 cm olarak alınmış ve kuyu tabanından itibaren yüzeye kadar her 50 cm' de bir A0 ve B0 ölçüm değerleri okunarak portatif kayıt

cihazına kaydedilmiştir. Ölçümlerin doğruluğunun kontrol edilmesi amacı ile algılayıcı yüzeye çıktığında 180° çevrilerek tekrar kuyu tabanına indirilerek ilk grup ölçümlerin alınması sırasında yapılan işlemler tekrar edilmiş ve A180, B180 ölçümleri portatif kayıt cihazına kaydedilmiştir.

Arazide kayıt cihazına depolanmış ölçüm değerlerine göre mevcut hazır programlar yardımıyla ortaya çıkmış olan hareketler grafiksel olarak gösterilmiştir.



Şekil 13. İnklinometre Yerdeğiştirme Grafiği

4.SONUÇLAR

Mühendisliğin tüm alanlarında olduğu gibi Geoteknik Mühendisliğinde de güvenli ve ekonomik tasarımlar yaparak, uygulama sürecinin belirlenen kriterlerine göre tamamlanmasını sağlamak önemlidir. Elmatepe projesi örneğiyle, tasarım öncesinden uygulama sonrasına geçen süreçte, yaşanan deneyimler bu bildiride ana hatlarıyla özetlenmeye çalışılmıştır.

Zemin Mühendisliği esas konularından olan ve son yıllarda daha sık uygulanan; Kaya Kazısı, Mini Kazık, Kalıcı Ankraj, Zemin Çivisi, Shotcrete beton imalatları ve inklinometre ölçümleri sonucunda kısaca,

- Pasif Ankraj test sonuçlarının tasarım değerlerini sağladığı,
- İnklinometre ölçümlerine göre hareket olmadığı,
- Kalıcı Ankraj test sonuçlarının proje kriterlerine uygun olduğu,
- Püskürtme beton numunelerinin beton basınç dayanımlarını karşıladığı,
- Kaplama betonda yerinden alınan karot sonuçlarının laboratuvar sonuçlarını desteklediği,

- Geokompozit drenaj levhasının duvar arkasında biriken suyu hızlı şekilde uzaklaştırdığı tespit edilmiştir.



Şekil 14. Püskürtme Beton Uygulaması



Şekil 15. Yüksek Gerilim Hattı Altında Yapılan İksa Yapısı Görünümü

KAYNAKLAR

- [1] Özaydın, K., Berilgen, M., (2013), “ERDEMİR 2.Sürekli Galvenizleme Hattı Elmatepe Şev Düzenleme İnşaat Tasarım Hesap Raporu”, YTÜ Geoteknik Anabilim Dalı

AVRASYA TÜNELİ TBM GİRİŞ VE ÇIKIŞ YAPILARI KAZI DESTEK SİSTEMİ UYGULAMALARI

CONSTRUCTION OF SHORING SYSTEM FOR TBM LAUNCH AND RECEIVE STRUCTURES OF EURASIA TUNNEL

Rasin DÜZCEER¹

Alp GÖKALP²

Şenol ADATEPE³

ABSTRACT

Within the scope of Eurasia Tunnel Project (İstanbul Strait Road Tube Crossing Project) that will connect Asian and European continents with highway tunnel under the seabed for the first time; Asian and European continents will be connected to each other with TBM (Tunnel Boring Machine) which was specially designed for this project and will be 6th place in the world with its 13.7 m excavation diameter and 2nd place in the world with high hydrostatic pressure (~11 bars). In line with this purpose; a temporary excavation support system, named as transition box; whose depth varies between 30-35m, was executed for launch shaft of TBM in Haydarpaşa at Asia side; as for receive shaft in Çatladıkapı at European side. This paper presents the design and construction stages of deep excavation support system and the quality control tests performed during construction works.

Keywords: TBM, shoring system, deep excavation.

ÖZET

Asya ve Avrupa kıtalarını deniz tabanının altından karayolu tüneliyle birleştirecek ilk proje olan Avrasya Tüneli Projesi (İstanbul Boğazı Karayolu Tüp Geçişi Projesi) kapsamında, Asya ve Avrupa kıtaları, bu projeye özel olarak tasarlanan ve 13,7 metre kazı çapı ile dünyada 6'ncı sırada ve 11 Bar su basıncı altında çalışması açısından da dünyada 2'nci sırada yer alan TBM (Tunnel Boring Machine – Tünel Delme Makinesi) ile birbirine bağlanacaktır. Bu kapsamda TBM girişi için Asya yakasında Haydarpaşa gümrük sahasında, çıkışı için ise Avrupa yakasında Çatladıkapı ' da derinlikleri 30-35 m arasında değişen geçiş kutusu (Transition Box) adı verilen geçici yapıların kazı destek sistemi uygulamaları yapılmıştır. Bu bildiri kapsamında, uygulanan derin kazı destek sisteminin tasarımı, yapım aşamaları ve uygulama sırasında takip edilen kalite kontrol testleri hakkında bilgi verilmesi amaçlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: TBM, destek sistemi, derin kazı.

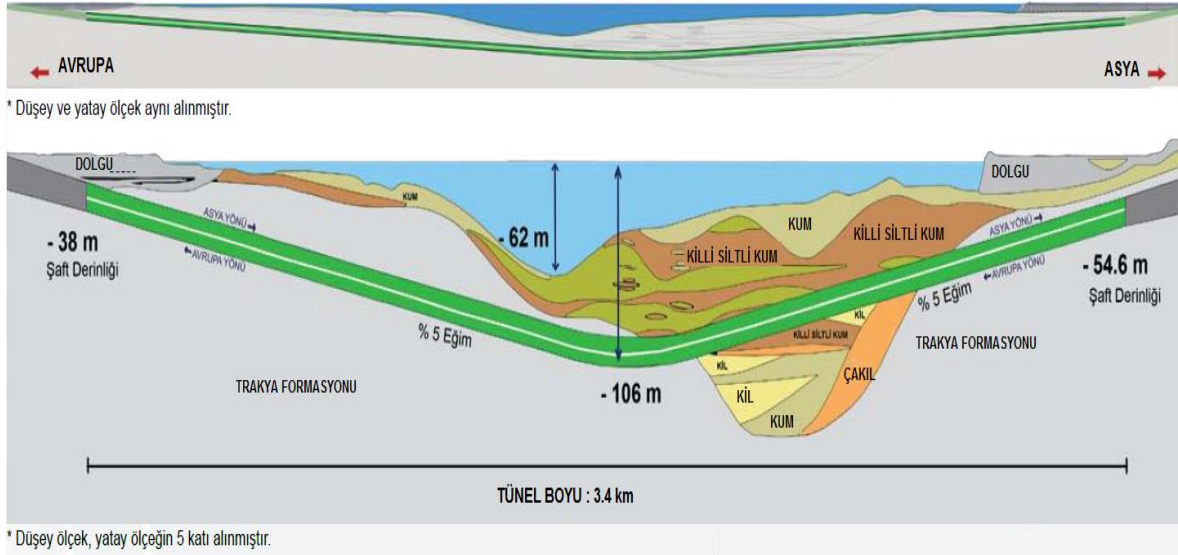
¹ Ph. D. C.E., Kasktas A.S., rasin@kasktas.com.tr

² MS. C.E., Kasktas A.S., alp@kasktas.com.tr

³ MS. C.E., Kasktas A.S., adatepe@kasktas.com.tr

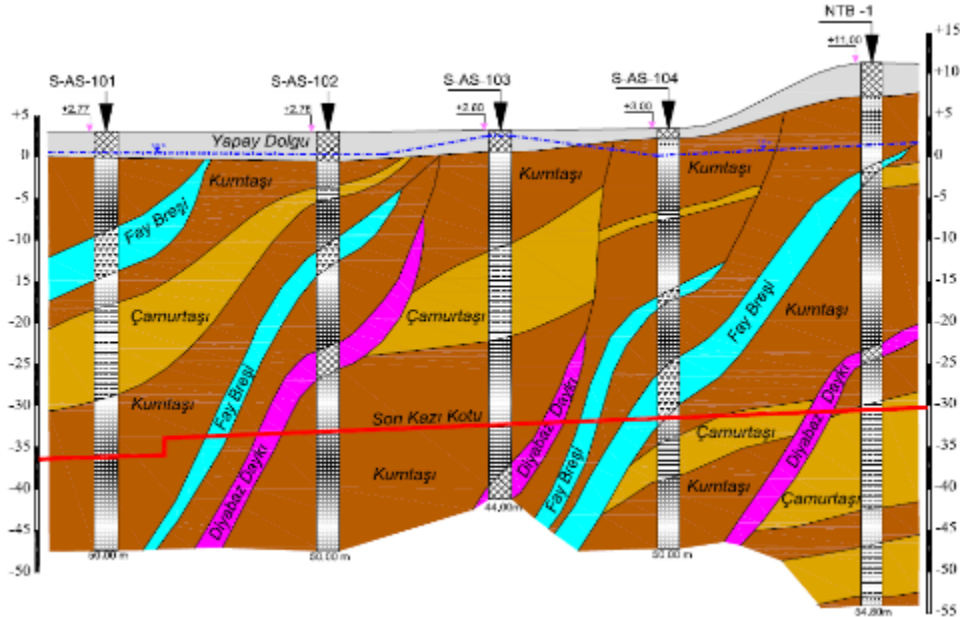
2. ÇALIŞMA ALANININ JEOLJİSİ

Avrasya Tüneli, Asya ve Avrupa yakalarında genel olarak Paleozoik yaşlı Trakya formasyonu içinde, Boğazın orta bölümünde ise genç deniz çökelleri içinde yer almaktadır. Tünel boyunca genel jeolojik kesit aşağıda Şekil 2’de verilmiştir.



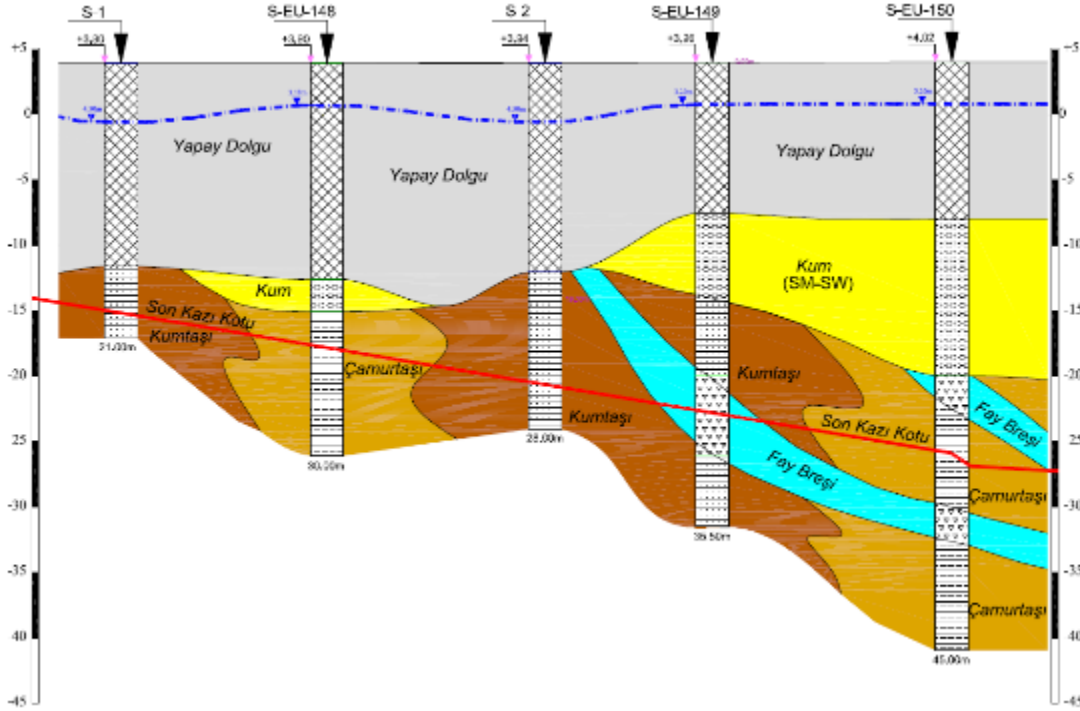
Şekil 2. Avrasya Tüneli Genel Jeolojik Profili

Tünelin Asya kıtası geçiş kutusu (Asya Transition Box, ATB) Haydarpaşa limanı gümrük sahasında yer almaktadır. Zemin profili maksimum 5 m derinliğe kadar kontrolsüz dolgu ve altında, paleozoik yaşlı Trakya Formasyonu üyesi kumtaşı ve çamurtaşlarından oluşmaktadır. Trakya Formasyonu içerisinde değişik seviyelerde fay breşleri ve diyabaz daykları yer almaktadır. ATB sahası genel zemin kesiti aşağıda Şekil 3’ de verilmiştir.



Şekil 3. ATB (Asia Transition Box) Sahası Zemin Kesiti

Tünelin Avrupa kıtası tarafındaki geçiş kutusu (European Transition Box, ETB) Çatlaklıkapı'da yer almaktadır. Zemin profili yüzeyden itibaren 10-15 m kalınlıkta kontrolsüz dolgu tabakası altında, 8-12 m kalınlıkta kum tabakası ve en altta Paleozoik yaşlı, Trakya Formasyonu üyesi, çamurtaşı ve kumtaşı tabakalarından oluşmaktadır. Trakya Formasyonu içerisinde değişik seviyelerde fay breşleri yer almaktadır. ETB sahası genel zemin kesiti aşağıda Şekil 4' de verilmiştir.

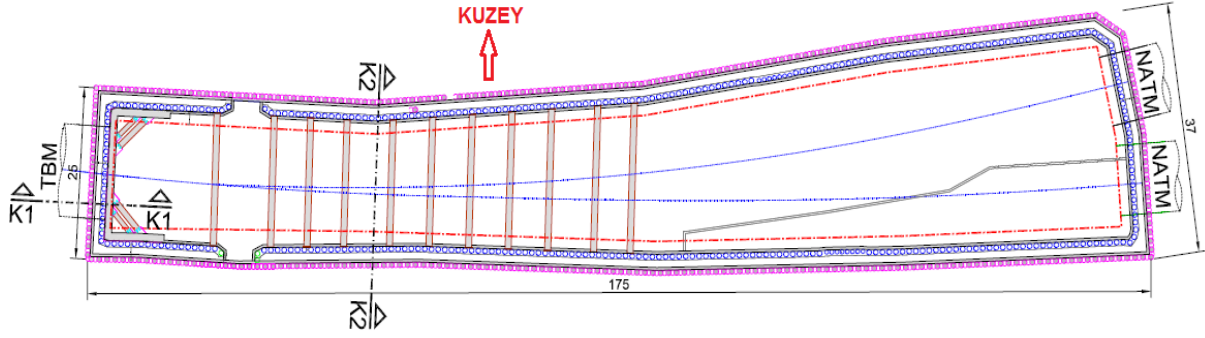


Şekil 4. ETB (European Transition Box) Sahası Zemin Kesiti

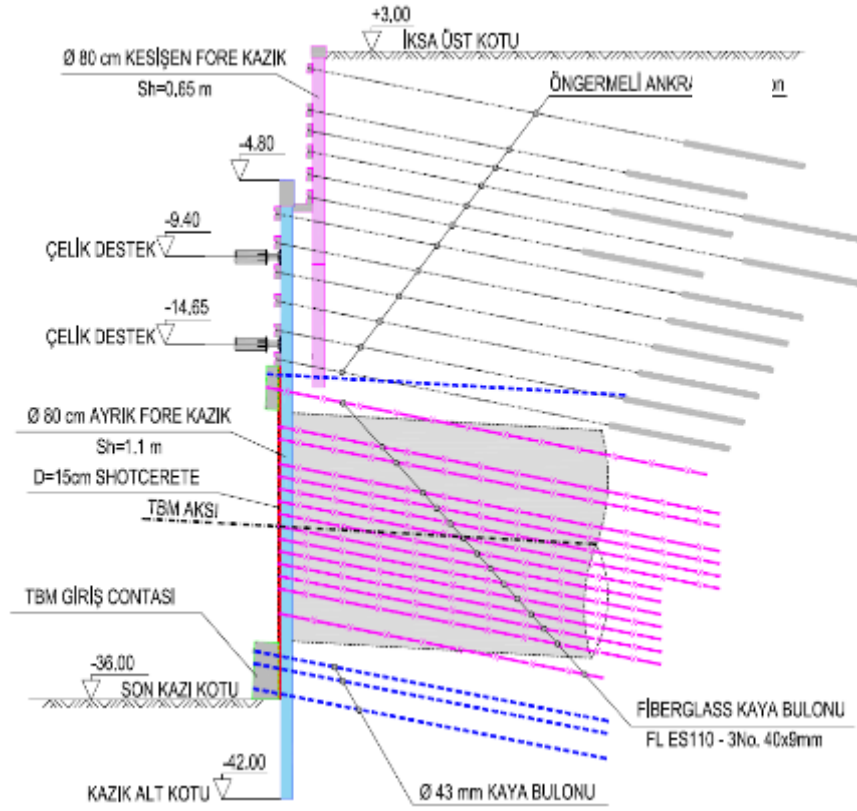
3. İKSA SİSTEMİ UYGULAMALARI

3.1. ATB (Asia Transition Box) İksa Uygulamaları

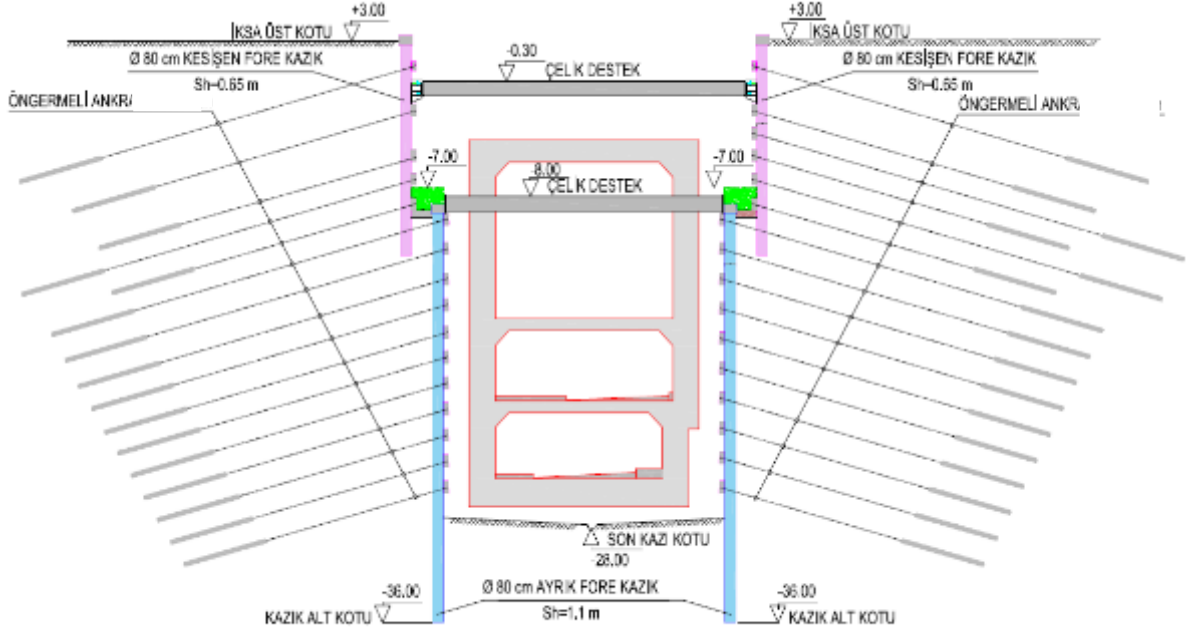
Tünelin Asya kıtası geçiş kutusu, 170 m x 25 m boyutlarında olup, kazı derinliği maksimum 40 m'dir. Bu bölümde iksa sistemi olarak, tasarımcı (PBI) tarafından 60-75 ton kapasiteli öngermeli ankrajlarla desteklenen, 1. kademede kesişen, 2. kademede ise aralıklı fore kazıklı, iki kademeli bir sistem projelendirilmiştir. TBM ve NATM tünellerinin giriş bölgelerinde öngermeli ankraj yerine kaya bulonları kullanılmıştır. TBM çıkış bölgesinde kazık donatıları ve kaya bulonları fiberglass donatı kullanılarak imal edilmiştir. İksa planı Şekil 5'de ve tipik sistem kesitleri ise Şekil 6 ve Şekil 7'de verilmiştir.



Şekil 5. ATB İksa Yerleşim Planı



Şekil 6. ATB İksa - K1 Kesiti



Şekil 7. ATB İksa - K2 Kesiti

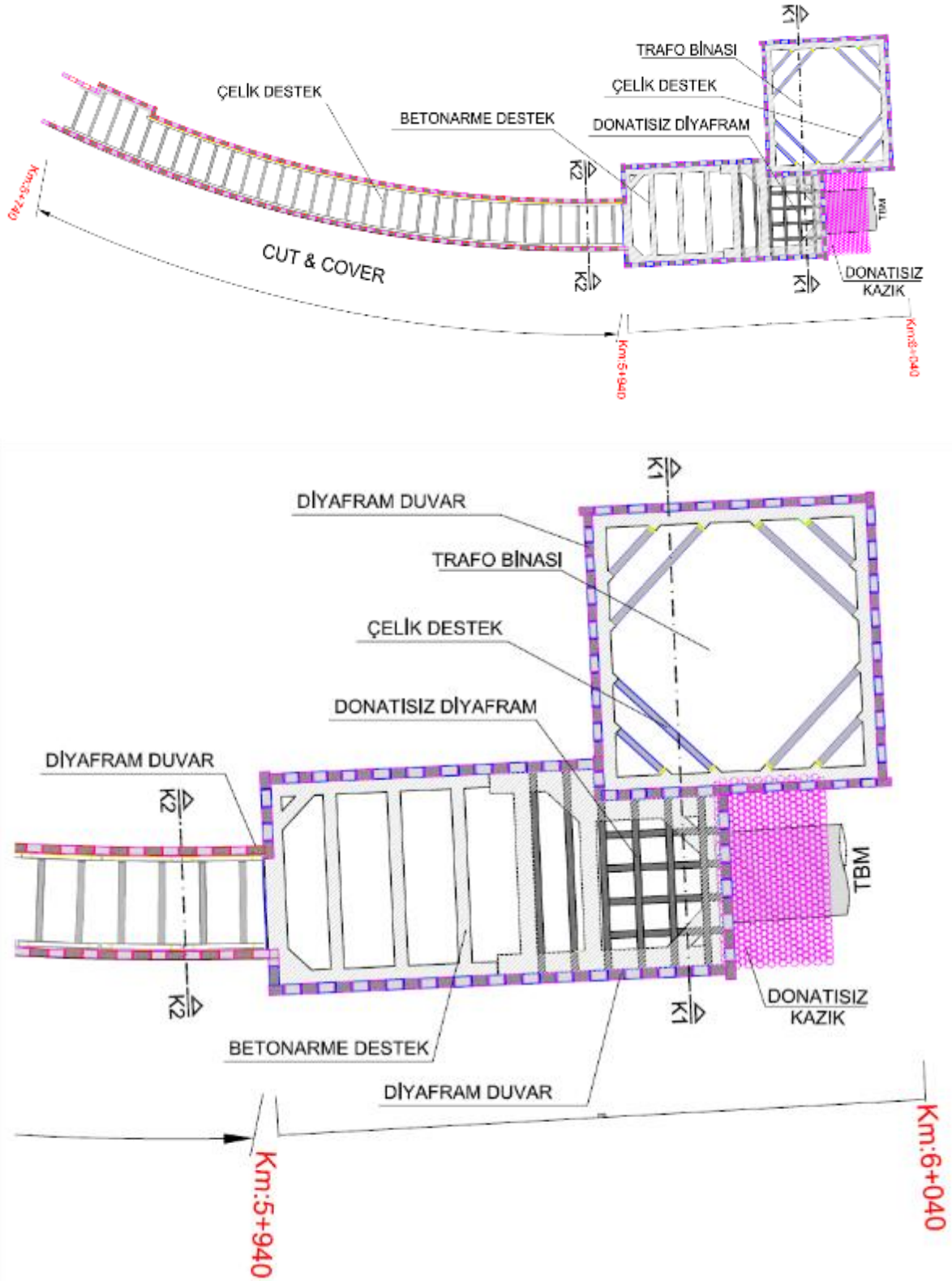
ATB İksa Sistemi kapsamında yapılan toplam imalat miktarları Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. ATB İksa İmalat Miktarları

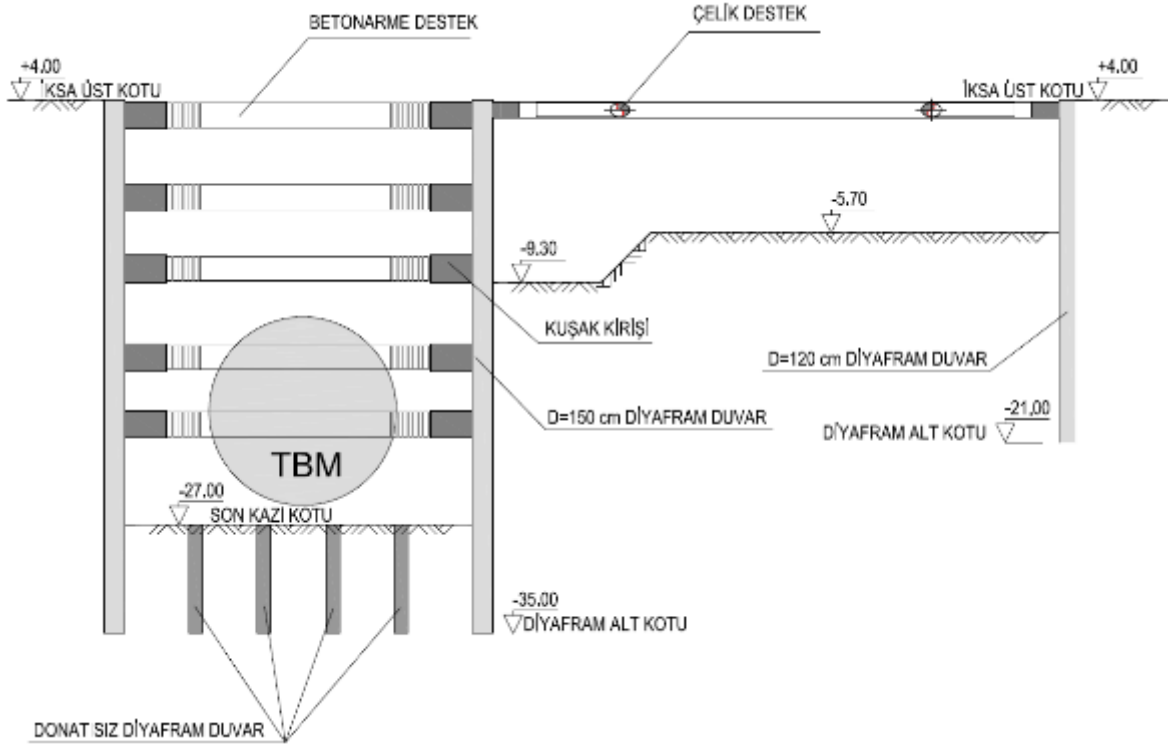
İşin Tanımı	Birim	İmalat Miktarı
Kesişen Kazık (Ø80 cm)	Lm	20,675
Kaya Bulonu & Fiber Kaya Bulonu	Lm	10,150
Öngermeli Ankraj	Lm	83,200

3.2. ETB (European Transition Box) İksa Uygulamaları

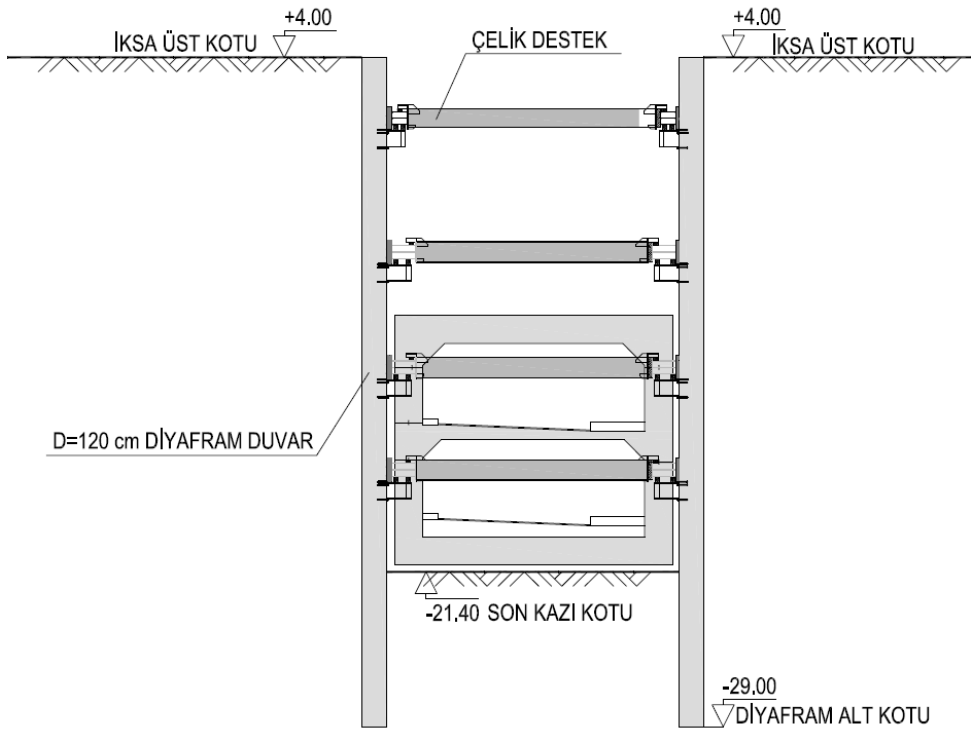
Avrupa kıtası geçiş kutusu, yaklaşık 70 m x 30 m dikdörtgen geometriye sahiptir, aynı bölgede yer alan Trafo Binası ise 45 m x 45 m olup ayrıca yaklaşık 600 m uzunlukta bağlantı yolundan oluşmaktadır. Bu bölgedeki maksimum kazı derinliği 30 m olup iksa sistemi olarak, tasarımcı (PBI) tarafından, çelik ve betonarme destekler ile yatay yüklerin karşılandığı diyafram duvarlı bir iksa sistemi projelendirilmiştir. TBM çıkış bölgesinde, TBM'in çıkışı esnasında su gelişine engel olmak için D=120 cm çaplı donatısız kazıklar ile geçirimsizlik bloğu oluşturulmuştur. Ayrıca kazı tabanında gelen büyük yanıl itkiler nedeniyle, D=100 cm donatısız duvarlar kullanılarak kazı tabanı altında yeraltı destek sistemi oluşturulmuştur. TBM giriş bölgesinde diyafram imalatlarında fiberglass donatı kullanılmıştır. İksa planı Şekil 8'de ve tipik sistem kesitleri ise Şekil 9 ve 10'da verilmiştir. ETB İksa Sistemi kapsamında yapılan toplam imalat miktarları Tablo 2'de verilmiştir.



Şekil 8. ETB İksa Yerleşim Planı



Şekil 9. ETB İksa - K1 Kesiti



Şekil 10. ETB İksa - K2 Kesiti

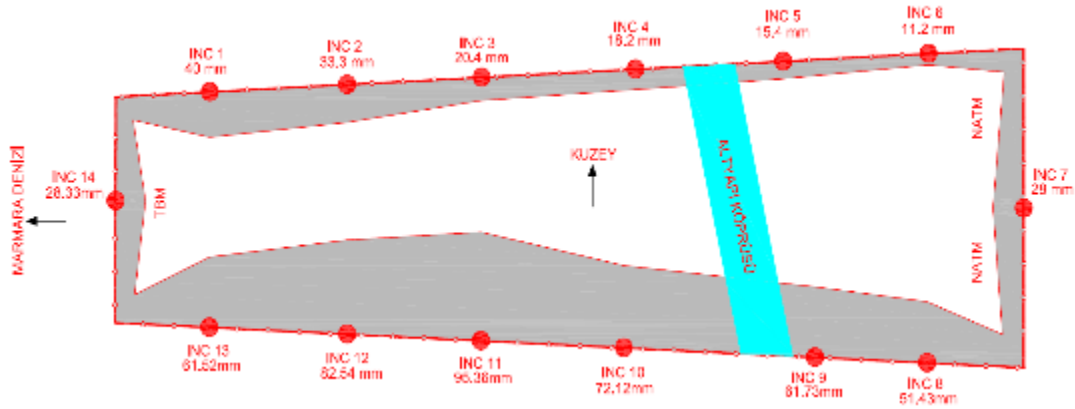
Tablo 2. ETB İksa İmalat Miktarları

İşin Tanımı	Birim	İmalat Miktarı
Diyafram Duvar D=150cm; ETB	m ²	6,860
Diyafram Duvar D=100-120cm; Aç Kapa & Trafo	m ²	25,900
Donatısız Diyafram Duvar D=100cm; ETB	m ²	10,000
Donatısız Kesişen Kazık Ø120cm; ETB	Lm	19,500

4. KALİTE KONTROL DENEYLERİ

ATB sahasında imalat öncesinde her cephede farklı zemin katmanlarındaki ankrajları temsil etmek üzere 4 farklı bölgede test ankrajları imal edilmiş ve bu ankrajların proje yükünü güvenle taşıdığı saha deneyleri ile doğrulanmıştır. Kuşak kirişi ve ankraj enjeksiyonlarının mukavemet değerleri kontrol edilmiş ve germe testleri öncesi gerekli kriterleri sağladıkları belirlenmiştir. Ankrajlar TS 1537 ye uygun olarak test edilmiş, uzun vadeli sünme testleri test sırasında yük hücreleri kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Fore kazık imalatları 1/100 düşeylilik limiti içinde kalacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Kazık Süreklilik Testi (PIT) yapılarak kazık süreklilikleri kontrol edilmiştir.

ATB kazı çukurunda gerçekleşen deformasyonlar 14 adet inklinometre ile takip edilmiştir. Kazı kademeleri ile birlikte ölçülen deformasyonların Tasarımcı tarafından verilen hesaplarla uyumu kontrol edilmiştir. Ölçülen maksimum deformasyonlar Şekil 11’de verilmiştir. Güney cephede palye kotundan itibaren, kalınlığı 8-12 m arasında değişen fay zonu nedeniyle, 1. Palye kotuna inildiğinde, ölçülen deformasyonların ve ankraj yüklerinin artması sonucunda proje revize edilerek ankraj düşey kademeleri azaltılmıştır. Nihai kazı kotuna inildiğinde maksimum deformasyonlar, Güney cephede %0.24H, Kuzeyde %0.1H, Doğu ve Batı cephelerinde ise %0.07H olarak gerçekleşmiştir.



Şekil 11. ATB Sahası Gerçekleşen Deformasyonlar



Şekil 12. ATB Kazı Çukuru Genel Görünüşü

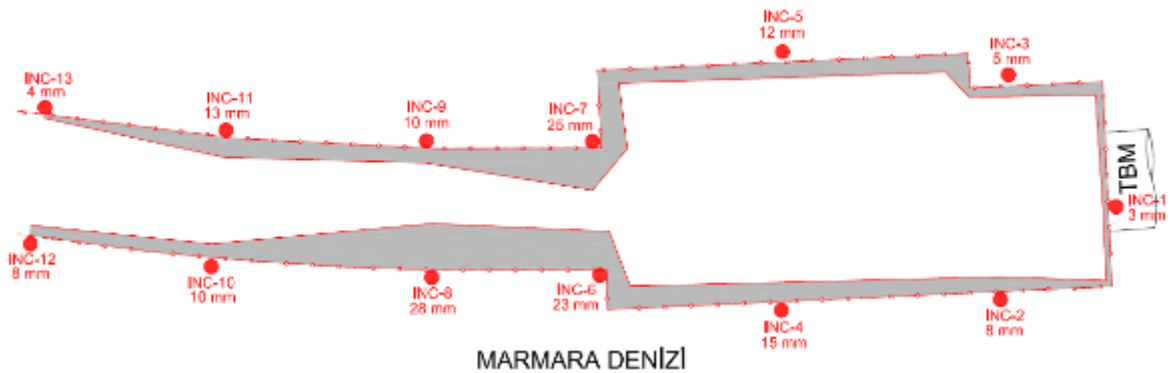


Şekil 13. ATB Sahası Giriş Ağzında TBM Makinesinin İndirilmesi



Şekil 14. ATB Kazı Çukuru Tamamlanan TBM Delgisinin Görünüşü

ETB sahasında diyafram duvar delgileri sırasında düşeylik kontrolleri titizlikle yapılmış ve 1/200 limitinin içinde kalındığı gösterilmiştir. Bentonit testleri (yoğunluk, viskozite, akışkanlık, PH, kum içeriği, filtre kalınlığı) imalatın her aşamasında yapılarak bentonitin uygunluğu sürekli olarak kontrol edilmiştir. Donatıların hazırlanması ve kaldırılması sırasında, kalite kontrol planı uyarınca gerekli güvenlik önlemleri alınmış ve ağır donatı kafesleri güvenle yerleştirilmiştir. ETB kazı çukurunda gerçekleşen deformasyonlar 13 adet inklinometre ile takip edilmiştir. Kazı kademeleri ile birlikte ölçülen deformasyonların tasarımcı tarafından verilen hesaplarla uyumu kontrol edilmiştir. Ölçülen nihai deformasyonlar Şekil 15’de verilmiştir. Nihai kazı kotuna inildiğinde maksimum deformasyonlar, betonarme desteklerin kullanıldığı TBM çıkış bölümünde %0.04H, çelik boru desteklerin kullanıldığı bağlantı yolu bölümünde ise %0.1H olarak gerçekleşmiştir.



Şekil 15. ETB Sahası Gerçekleşen Deformasyonlar



Şekil 16. ETB Kazı Çukuru Genel Görünüşü



Şekil 17. ETB Kazı Çukuru TBM Çıkış

5. SONUÇLAR

Bu bildiriye, Avrasya Tüneli Projesi kapsamında yer alan ATB (Asia Transition Box) ve ETB (European Transition Box) iksa projelerinin tasarımı, yapım aşamaları ve uygulama sırasında takip edilen sıkı kalite kontrol ve iş sağlığı & güvenliği programlarına uygun bir şekilde ve planlanan süre içerisinde tamamlanmıştır. Zor ve değişken zemin koşullarında karşılaşılan güçlükler, ileri mühendislik çözümleriyle aşılarak, Marmara Denizi'nin kıyısında 40 m'ye varan derin kazılar çevre yol ve yapılara zarar vermeden başarıyla tamamlanmıştır. Projenin her aşamasında periyodik olarak deplasman ve ankraj yük ölçümleri yapılarak tasarım kriterlerinden farklılık gözlenen aşamalarda gerekli önlemler alınmıştır.

TEŞEKKÜR

Bu bildiriye proje ile ilgili bilgilerin yayınlanmasına izin veren Yapı Merkezi ve SK E&C Yetkililerine teşekkür ederiz.

GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE ALETSEL GÖZLEM VE UYGULAMA TEKNİKLERİ – I DEFORMASYON GÖZLEMİ (İNKLINOMETRE VE SAA)

GEOTECHNICAL MONITORING AND MEASUREMENT TECHNIQUES - I DEFORMATION MONITORING (INCLINOMETER AND SAA)

Orhan Esat İNANIR¹

Müge İNANIR²

ABSTRACT

Every Geotechnical design is hypothetical to some extent, and every construction job involving soil and rock runs the risk of encountering surprises. In the history and today there are many examples of failed structures which behaved differently than expected in design such as bridges, dams, tunnels, fills, etc. Due to realization requirements of those discrepancies, the performance of many sub and superstructure behaviours have been monitored with observatory and instrumental methods. Soil/Rock material is not homogenous in the nature and difficult to expect the behaviour. Because of the uncertainties of the soil/rock parameters, mostly they are idealized into simple forms for design purposes. Although it is possible to perform very sophisticated and complex numerical analysis, still we need field monitoring programs for sound solutions. In the scope of this paper, manual inclinometer and automatic SAA (Shape Accelerometer Array) systems are summarized as most commonly preferred deformation monitoring systems in the geotechnical engineering world.

Keywords : Instrumentation, monitoring, inclinometer, shape accelerometer array, mems.

ÖZET

Her geoteknik dizayn az yada çok kuramsaldır. Zemin ve kaya bulunan bütün inşaat işlerinde her zaman sürprizlerle karşılaşma riski vardır. Köprü, baraj, yol, tünel v.b. yapı inşaatlarında hesaplanan ve planlanandan farklı davranış sergileyen yapı örnekleri tarihte ve günümüz mühendislik uygulamalarında bolca görülebilmektedir. Bu nedenle tasarlanan ve dizayn edilen yapıda öngörülen davranışın, uygulamadaki performansının gözlemlenmesi tarih boyunca görsel ve sayısal yöntemlerle gerçekleştirilmiştir. Zemin ve kaya genellikle doğada homojen değildir ve davranışının tahmin edilmesi güçtür. Geoteknik problemleri idealleştirerek basit formlarda çözülebilir hale getirebilmekteyiz. Bu nedenle, geoteknik mühendisliğinde geliştirilmiş güçlü teori ve karmaşık nümerik modellere rağmen, sağlıklı uygulama için sahada güvenilir ölçümlere ihtiyaç duyulmaktadır. Bu çalışma kapsamında, ülkemizde ve dünyada genellikle geoteknik sektöründe deformasyon ölçümü için sıklıkla tercih edilen manuel ölçüm için inklinometre ve otomatik ölçüm için ise SAA (Shape Accelerometer Array) sistemleri ve yerleştirme ve okuma metodları özetlenmiştir.

¹ İnş. Yük. Müh., GEOgrup İnşaat A.Ş., oinanir@geogrup.com.tr

² İnş. Yük. Müh., GEOgrup İnşaat A.Ş., minanir@geogrup.com.tr

Anahtar Kelimeler: Enstrümantasyon, aletsel gözlem, inklinometre, SAA.

1. GİRİŞ

Her geoteknik dizayn az yada çok kuramsaldır. Zemin ve kaya bulunan bütün inşaat işlerinde her zaman sürprizlerle karşılaşma riski vardır. Köprü, baraj, yol, tünel v.b. yapı inşaatlarında hesaplanan ve planlanandan farklı davranış sergileyen yapı örnekleri tarihte ve günümüz mühendislik uygulamalarında bolca görülebilmektedir. Bu nedenle tasarlanan ve dizayn edilen yapıda öngörülen davranışın, uygulamadaki performansının gözlemlenmesi tarih boyunca bir ihtiyaç olmuş ve görsel-sayısal yöntemlerle gerçekleştirilmeye çalışılmıştır.

2. NEDEN ALETSEL GÖZLEM

Zemin/kaya genellikle doğada homojen değildir ve davranışının tahmin edilmesi güçtür (Şekil 1). Geoteknik problemleri ancak idealleştirerek basit formlarda çözülebilir hale getirebilmekteyiz. Bu nedenle, geoteknik mühendisliğinde geliştirilmiş güçlü teori ve karmaşık nümerik modellere rağmen, sağlıklı uygulama için sahada güvenilir ölçümlere ihtiyaç duyulmaktadır.

⌘ IDEAL ORTAM	⌘ GERÇEK ORTAM
☑ Sürekli Ortam	☑ Süreksiz
☑ Homojen	☑ Heterojen
☑ İzotropik	☑ Anizotropik
☑ Lineer	☑ Non-Lineer
☑ Elastik	☑ Elasto-Plastik

+ YERALTI SUYU

Şekil 1. İdeal & Gerçek Ortam Değerlendirmesi

Hayati önemine rağmen, aletsel gözlem (enstrümantasyon) tek başına iyi dizayn ve problemsiz uygulamayı garanti etmemektedir. **Yanlış** yere yerleştirilen **Yanlış** enstrüman en iyi koşulla kafa karıştırır en kötü koşulda ise problemi gölgelemesi nedeniyle amaçtan uzaklaştırır ve **TEHLİKELİDİR**. Aşırı miktarda enstrüman yerleştirmek para ziyanına buna karşılık tasarruf etmek amacıyla gereğinden az enstrüman yerleştirmek ise yanlış tasarruftan fazlasına neden olabilir. Bazı durumlarda problemi gizleyerek tehlikeli dahi olabilir. Geoteknik davranışı kontrol eden mekanizmanın belirlenmesini müteakip, projelendirme aşamasında takip edilebilecek parametreler, kıyaslama yapılabilecek şekilde gözlemlenmelidir.

“Bir projede seçilen ve yerleştirilen her ölçüm aleti, bir geoteknik soruya cevap vermelidir.”

[1]

3. ALETSEL GÖZLEM İÇİN SİSTEMATİK PLANLAMA

Geoteknik aletsel gözlem projesi sadece enstrüman seçmekten ve muhtelif yerlere serpiştirmekten ibaret değildir. Aksine projenin amaçlarının tanımlanması ile başlayan,

geoteknik davranışı kontrol eden mekanizmanın belirlenmesiyle ve ilgili parametrelerin gözlemine uygun ölçüm aletlerinin seçimi ve yerleştirilmesiyle devam eden ve elde edilen verilerin değerlendirilerek, sonuçlarının gerekmesi halinde proje revizyonu amaçlı kullanılmasına kadar uzanan adimsal ve geniş kapsamlı bir mühendislik sürecidir.

Projeye özel aletsel gözlem planı hazırlanması gerekmektedir. **Doğru Enstrümantasyon Sistematik Planlama Gerektirmektedir.**

Geoteknik Aletsel Gözlem Sistematik Planlama Adımları [2];

- *Proje koşullarının belirlenmesi,*
- *Geoteknik davranışı kontrol eden mekanizmanın belirlenmesi,*
- *Cevaplanması gereken geoteknik soruların belirlenmesi,*
- *Enstrümantasyonun amacının belirlenmesi,*
- *Gözlemlenecek parametrelerin belirlenmesi,*
- *Gözlemlenecek parametredeki değişimin boyutunun belirlenmesi,*
- *Dizayn, Uygulama ve İşletme aşamalarındaki görev atamalarının belirlenmesi,*
- *Ölçüm aleti seçimi,*
- *Ölçüm aleti noktalarının belirlenmesi,*
- *Gözlem kayıtlarının etkileyen faktörlerin gözlemlenmesi veya etkilerinin ortadan kaldırılması (kar, yağmur, güneş, v.d.)*
- *Doğru ölçüm alınabilmesinin sağlanması için ölçüm prosedürünün belirlenmesi,*
- *Her ölçüm aletinin özel maksadının belirlenmesi,*
- *Bütçe belirlenmesi (gerekmesi halinde alet seçimi revizyonu),*
- *Alet yerleştirme işinin inşaat aşamalarına göre planlanması,*
- *Planlı bakım ve kalibrasyon programının belirlenmesi,*
- *Veri toplama, veri işlenmesi, veri sunumu, değerlendirme, raporlama ve uygulamanın planlanması,*

aşamalarından oluşmaktadır. Bu aşamalar dikkate alınmadan yapılan aletsel gözlem çalışmaları, bir bütünlük sergilemez ve doğru amaca hizmet etmemektedir.

4. ALETSEL GÖZLEM AMACI

Enstrümantasyon Amacı;

- **Güvenlik**
 - *İnşaat faaliyetleri ve çevre üst/alt yapıları olumsuz yönde etkileyebilecek olağanüstü bir davranış oluşumunu önceden belirleyebilmek üzere “Erken Uyarı Sistemi”*
- **İmalat Kontrol**
 - *İnşaat Faaliyetlerinin etkisinin gözlemlenmesi. Proje faaliyetlerinin göçme riski oluşmadan sürdürülebilmesine yardımcı olmak.*
- **Kalite Güvence**
 - *Aletsel gözlem, inşaat faaliyetlerinde kaliteli işçiliğin temini ve şartnamelerde belirtilen şekilde imalatların yapılmasının güvence altına alınması.*
- **Hukuksal Veri**
 - *Aletsel gözlem verisi, çevre yapılar da hasar oluşması ve hukuksal sürece girmesi halinde proje dizayn müellifi, müteahhit ve işverenin doğru bilgi sağlama ve haklarını koruma amaçlı veri olarak kullanılabilir.*

başlıklarından oluşmaktadır. Sistematik planlama aşamasında belirlenerek gerekli tercihlerin bu amaçlara göre düzenlenmesi gerekmektedir.

5. GÖZLEMLENEN GEOTEKNİK PARAMETRELER

Gözlemlenecek parametreler ve alet seçimi ve yerleştirilmesi sistematik planlama mantığı ile projeye özel olarak belirlenmeli ve tasarıma esas parametrelerle (toplam gerilme, boşluksuyu basıncı, efektif gerilme v.b.) kıyaslanabilir olmalı ve paralellik arz etmelidir. ;

Su Basıncı Ölçümü

- *Yeraltı Su Seviyesi ve Boşluksuyu Basıncı Ölçümü*
 - *Piyezometer, (Piezometer),*
 - *Casagrande Tipi Piyezometer (SPZ, StandPipe Piezometer),*

Toplam Basıncı Ölçümü

- *Gerilme Ölçer Hücresi (Stress Cell),*
- *Toplam Basıncı Ölçer (Total Pressure Cell),*

Deformasyon Ölçümü

- *Deformasyonlar ve Dönme Ölçümü*
 - *Jeodezik Gözlem (Robotik Total-Station ile Otomatik Gözlem),*
 - *İnklinometre (Inclinometer),*
 - *SAA (Shape Accelerometer Array),*
 - *Eğim Ölçer (Tiltmeter/Submersible Tiltmeter/Portable Tiltmeter),*
 - *MPBX Çok Noktalı Kuyu Tipi Uzama Ölçer (MultiPointBorehole Extensometer),*
 - *Prob Tipi Ekstansometre,*
 - *Çatlak Ölçer (Crackmeter),*
 - *Pendulum (Düz-Ters Pendulum),*
 - *Hidrolik Oturma Ölçer,*
 - *Manyetik Oturma Ölçer,*
 - *Uzun Mesafe Çatlak Ölçer (Long Range Crackmeter),*
 - **Çeşitli Deformasyon Ölçerler**

Yapısal Elemanlarda Yük ve Birim Deformasyon Ölçümü

- *Yük Ölçer (Load Cell),*
- *Birim Deformasyon Ölçer (Strain Gauge),*

Sıcaklık Ölçümü

- *Thermister,*
- *Thermo Couple,*

Yardımcı Ölçümler

- **İnşaat çalışmalarından ve çevresel etkilerden kaynaklanan Vibrasyon & Gürültü Ölçümü**
 - *Titreşim Ölçer (VIBRA),*
 - *Ses Ölçer,*
- **Rezervuar Su Seviyesi ve Debi Ölçümü**
 - *Su seviye Ölçümü (rezervuar v.b.),*
 - *Rezervuarlı Debi Ölçer ve Açık Kanal Debi Ölçer (V Notch, Open Channel Doppler Ultrasonic Flowmeter, v.b.),*
 - *Basınçlı Hat Debi Ölçümü (Flow meter, Ultrasonic Flowmeter, v.b.),*
- **Meteorolojik Ölçüm**
 - *Rüzgar Hız ve Yön Ölçer,*
 - *Sıcaklık ve Relatif Rutubet (Temperature & Relative Humidity),*
 - *Barometrik Basınç,*
 - *Yağmur & Kar Miktar Ölçer,*

Veri Toplama Sistemleri

- Manuel Ölçüm Sistemleri (Mekanik, Hidrolik, Pnömatik, Elektrikli ve Fiber Optik Sistemler)
 - *Taşınabilir Veri Okuma Üniteleri (Read-Out Units)*
- Otomatik Ölçüm Sistemleri (Elektrikli ve Fiber Optik Sistemler)
 - *Çok Kanallı Otomatik Veri Toplama Üniteleri (Data Logger)*

6. GEOTEKNİK UYGULAMALARDA DEFORMASYON ÖLÇÜMÜ İÇİN SIKLIKLA TERCİH EDİLEN BAZI ÖLÇÜM ALETİ TİPLERİ VE YERLEŞTİRME METODLARI

Yukarıda belirtilen ölçüm aletleri kategorilerinde mekanik, hidrolik, pnömatik, elektrikli (titreşim telli-vibrating wire, gerinim pullu-foil type strain gauge, MEMS-Mikro Elektro Mekanik, Manyetik v.b.) ve fiber optik farklı tipte ölçüm aletleri proje koşullarına uygun olarak tercih edilebilir. Günümüzde geoteknik sektöründe ağırlıklı mekanik, titreşim telli ve MEMS tipi sensörler olmak üzere, çok farklı tipte ölçüm sistemleri proje koşullarına göre tercih edilebilmektedir. Bu çalışmada, ülkemizde ve dünyada genellikle geoteknik sektöründe deformasyon ölçümü için sıklıkla tercih edilen manuel ölçüm için inklinometre ve otomatik ölçüm için ise SAA (Shape Accelerometer Array) sistemleri ve yerleştirme metodları özetlenmiştir.

6.1. İNKLINOMETRE (INCLINOMETER)

Zemin/Kayadaki yatay ve düşey deformasyonu gözlemlenmesi amaçlı en yaygın olarak kullanılan enstrüman inklinometredir. İnklinometre sistemi ile gözlem özel inklinometre borusu kullanımını gerektirir. Borunun içerisindeki oluklar probun yönlenmesini kontrol eder ve tekrarlı ölçüm alınabilmesini sağlar. ABS plastik inklinometre boruları için standart malzemedir. ABS plastik büyük sıcaklık aralıklarında şeklini ve esnekliğini korur. ABS Plastik kullanımı ve montajı oldukça kolay olup bütün zemin tipleri, enjeksiyon tipleri ve su seviyeleri için uygundur. Standart olarak OD70mm, L=3m uzunluğundaki ABS İnklinometre Borusu kullanılır. Ancak, amaca özel OD60mm veya OD85mm, L=3m uzunluğundaki ABS

İnklinometre Borusu kullanılabilir. Standart ekstrüde borular manşonlar ile perçinlenerek birleştirilmeli ve mastik (tercihen PU, poliüretan mastik, v.b.) ile sızdırmazlığı sağlanmalı ve izolasyon bandı ile içine çimento/bentonit harcı-enjeksiyon kaçağı önlenmelidir. Ayrıca, çabuk bağlantı manşonlu (quick coupling, contalı ve ABS tutkallı birleşimlerde) borularda perçin kullanılmayabilir.

İnklinometre Borusu Düşey Yerleştirilmesi:

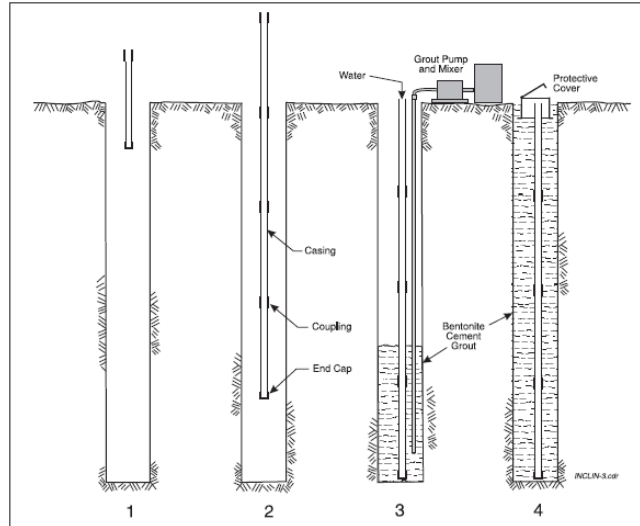
Delgi sırasında kuyudaki sondaj çamuru ve yıkıntı malzeme su devirdaimi ile temizlenir. İnklinometre borusu, alt kapağı ve enjeksiyon hortumu ile kuyuya indirilir. Belirlenen inklinometre kuyusu derinliğine erişilinceye kadar inklinometre boruları parça parça eklenir (Şekil 2., Şekil 3.). İnklinometre borusu, bir çift oluk beklenen hareket doğrultusu ile aynı yönde olacak şekilde ayarlanmalıdır. Uygun yönlendirme yerleştirme işlemi boyunca korunmalıdır. Su/Çimento/Bentonit Harcı-(enjeksiyon malzemesi) zeminin mukavemetine yakın bir mukavemet elde edilcek şekilde hazırlanmalıdır. Gerekmesi halinde yerleştirme öncesi deneme karışımları hazırlanarak Su-Çimento-Bentonit karışımlarının drenajsız kayma mukavemetleri (el veyn aleti ile) test edilerek ortalama zemin mukavemetine en yakın oran tespit edilmelidir (Tablo 1.). Bu nedenle karışımda bentonite kullanımı önemlidir. Boruları su dolu kuyulara indirirken boruların yüzmesini önlemek için boruların içi su doldurulur. Kuru kuyularda borular kuru olarak yerleştirilir. Enjeksiyon başlarken yüzmeyi önlemek için boruların içi su doldurulmalı ve kuyu içerisine çelik bir çubuk veya boru indirilmelidir. Pratik bir tedbir olarak boruların içine ağırlık yapması için zincir koyularak boru dipten tutulmalıdır. Borular hiçbir zaman yüzmeye karşı üst ucundan tutularak enjeksiyon yapılmamalı ve borunun kuyu içerisinde kuyu cidarlarına yaslanarak esneme yapması engellenmelidir. Bu amaçla büyük çaplı kuyularda ekstra tedbir olarak inklinometre borusu etrafına yaylı merkezleyici kullanılabilir. İnklinometre borusu yerleştirildikten hemen sonra ve 1 gün sonra su devir daim edilerek olası enjeksiyon kaçağına karşı boru içinin temiz olması temin edilebilir.

Enjeksiyonun oturmasından dolayı borunun ilk yüzeyden 1-2m'lik kısmında genellikle bir-iki gün içerisinde, koruyucu kapak yerleştirilme öncesinde genellikle kuyuya bir miktar yukarıdan dökülerek enjeksiyon ilave edilmesi gerekmektedir.

Okumalar esnasında probun aynı yönde kuyuya indirilmesini sağlamak amacı ile inklinometre borusunun üst tarafı işaretlenmeli (testere ile çentik atılabilir) ve bir Alet Künyesi yerleştirilmelidir. Alet Künyesi'nde A+ yönünün kuzey ile yaptığı açı, ana ölçme doğrultusu ile yaptığı açı ve inklinometre kuyusu kot-koordinatları, kuyu derinliği ve kuyu numarası belirtilmelidir. İnklinometre kuyuları içerisine yabancı madde düşmemesi için tıpa ile kapatılmalı ve zemin yüzeyinde kilitli numaralanmış kapaklarla korunmalıdır (Şekil 4).

Tablo 1. Enjeksiyon Karışım Oranı Deneme ve Testleri için Örnek Tablo

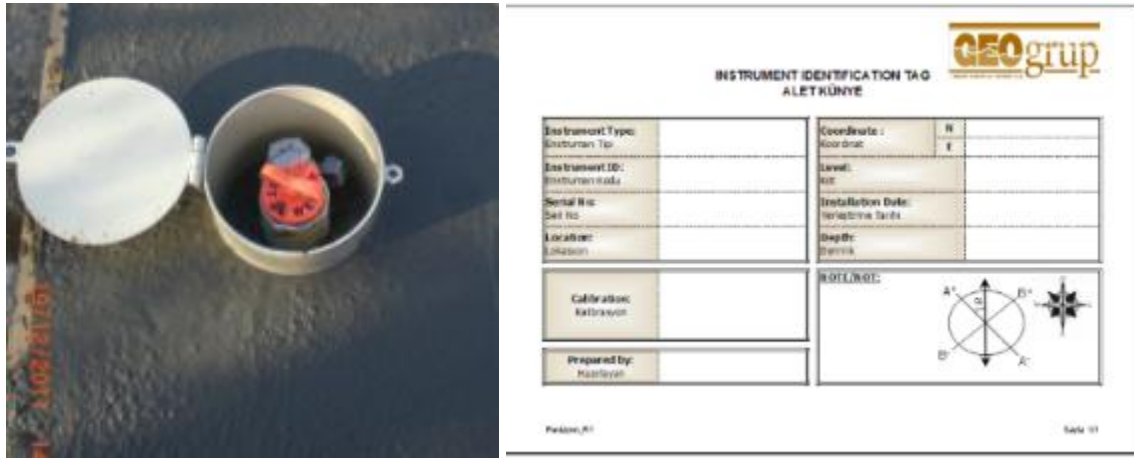
Numune No	Numune Tarihi	Karışım Oranı (Ağırlıkça): su/çimento/bentonit			El Veyni ile Drenajsız Kayma Mukavemeti (kPa)			Açıklama
					3 gün	7 gün	21 gün	
1	10.09.2012	8	1	2	38	42	36	Karışım-I
					32	44	60	
					34	38	112	
2	10.09.2012	6	1	1.5	40	58	116	Karışım-II
					26	54	126	
					32	62	104	
3	10.09.2012	4	1	1	35	68	168	Karışım-III
					42	76	186	
					33	66	172	



Şekil 2. İnklinometre Borusu Düşey Yerleştirme Adımlarının Şematik Görünümü



Şekil 3. İnklinometre Borusu Düşey Yerleştirme ve Okuma Aşamalarından (inklinometre borularının birleştirilmesi ve izolasyonu, enjeksiyon hazırlanması, numune alınması, numunelerden test yapılması, okuması alınması v.b.) Genel Görünüş



Şekil 4. İnklinometre Koruma Kapağı ve Künyesi Tipik Görünüş

Yerleştirme sonrasında enjeksiyon yeterli mukavemete eriştikten sonra (takriben 3 gün) inklinometre borusu üst kot-koordinatları ölçülmeli, boru yerleştirme esnasında oluşabilecek spirallenmeyi tespit etmek için spiral okuması (özellikle uzun inklinometre kuyularında önemli) ve sıfır okuması alınmalı ve sonuçlar grafik ve tablo formatında raporlanmalıdır.

XXXXXXXXXXXXX PROJESİ
REGISTRATION FORM OF INCLINOMETER INSTALLATION
İNKLINOMETRE YERLEŞTİRME KAYIT FORMU

GEOgrup

Instrument ID:
Alet Kodu: INK-2/E-F/E2'-E2' Start Date: 20.03.2013
Başlangıç Tarihi: 20.03.2013
Area: XXXXXXXX PROJECT Finish Date: 20.03.2013
Bitiş Tarihi: 20.03.2013
Location: E2' - E2' Instrument Type: İNKLINOMETRE
Alet Tipi: İNKLINOMETRE
KM/Coordinate: XXXX86.636E - XXX7690.369N Instrument No: INK-2
Alet No: INK-2
Elevation: 71.30 Serial Number:
Kot: 71.30 Seri No:

Drilling Machine: SOILMEC SM-400
Borhole Diameter (mm): 127 mm
Borhole Depth (m): 45 metre
Instrument Depth (m): 45 metre
Mixed to Grout (kg): 1140 kg
Cement (kg): 200 kg
Water (lt): 800 kg
Bentonite (kg): 140 kg

REMARKS:
AÇIKLAMALAR

Grout Mix/Grout Karışımı:

	Soft Soil/Yumuşak Zemin		Hard Soil/Sert Zemin	
	Kg	Rate/Oran	Kg	Rate/Oran
Cement/Çimento	50	1	50	1
Water/Su	300	6	125	2.5
Bentonite/Bentonit	20	0.4	15	0.3

Prepared by: Hazırlayan Approved by: Onaylayan

hw-R3_03.05.2010 Sayfa 1 / 1

REGISTRATION FORM OF FENCING
ÇİT YERLEŞTİRME KAYIT FORMU

GEOgrup

FENCE ID:
Kafes Kodu: FC_108 Start Date: 03.05.2013
Başlangıç Tarihi: 03.05.2013
Area: Erzincan Finish Date: 07.05.2013
Bitiş Tarihi: 07.05.2013
Location: 350
Lokasyon: 350
KM/Coordinate: Nothing
Easting: 0
Elevation: 0 BH No: BH108
Kuyu Numarası: BH108

Mixed to Concrete*(kg): 1442kg
Water*(lt): 98lt
Cement*(kg): 294kg
Agregate*(kg): 1050kg

CONCRETE MIX/BETON KARIŞIMI:

	Rate/Oran
Cement/Çimento	21
Water/Su	7
Agregate/Agrega	75

Prepared by: Hazırlayan Approved by: Onaylayan Approved by: Onaylayan

Şekil 5. Tipik İnklinometre Borusu ve Çevre Koruma Çiti Yerleştirme Föyleri

Düsey İnklinometre Okuması Alınması

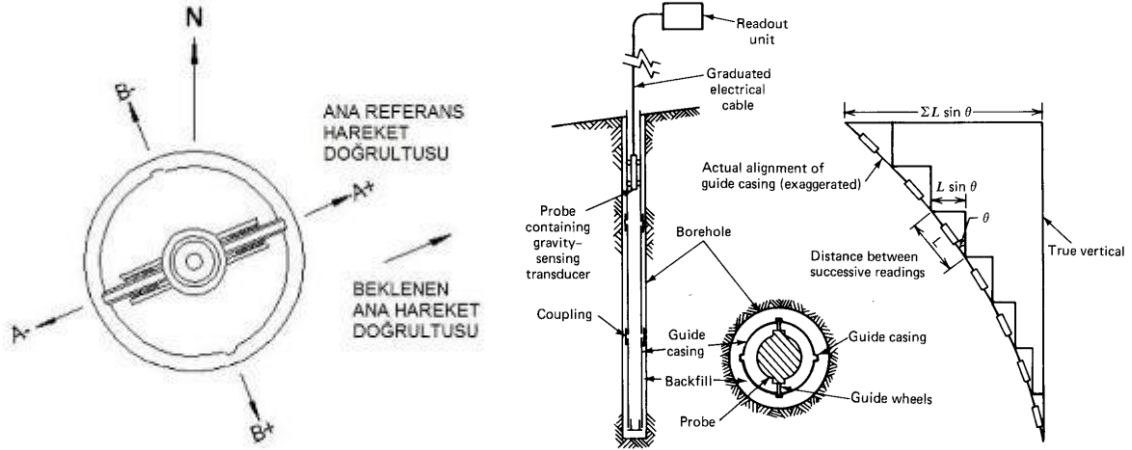
Günümüzde MEMS (Mikro Elektro Mekanik Sistem) dijital tip inklinometreler endüstri standardı olmuştur. Tipik olarak böyle bir sistem ile alınan okuma sistematigi aşağıda belirtildiği şekildedir;

Tekerlekli inklinometre probu borunun içerisindeki düşey oluklardan geçmektedir. Probu içerisinde iki adet MEMS (Mikro Elektro Mekanik Sistem) akselerometresi bulunmaktadır. İvme ölçerlerden biri tekerleklerle aynı düzlemdeki dönmeyi ölçer. Bu düzlem A eksenini kabul edilir. Diğer ivme ölçer tekerleklerle dik doğrultudaki dönmeyi ölçer. Bu düzlem B eksenini kabul edilir. A+ pozitif ölçme yönü ana ölçme doğrultusu olacak şekilde alet pozisyona alınır.

Genellikle eğim okumaları, prob kuyununun en alt noktasından yukarı doğru çekilerek tipik olarak 0.5 m aralıklarla (prob boyuna eşit olmalıdır) alınır. Kontrol kablosu inklinometre probunun derinliğini kontrol etmek ve hareketini sağlamak amacıyla kullanılır. Ayrıca kontrol kablosu tamburu dijital prob ile Bluetooth anteni arasındaki güç ve sinyal aktarımını da sağlar. Data Bluetooth bağlantısı ile eş zamanlı olarak El Bilgisayarına aktarılır. Inclinalysis™ yazılımı veya benzeri yazılımlar her derinlikte okumalar sabitlendiğinde veriyi kaydetmeyi sağlar. İnklinometre okumaları probun içinde işlenir ve A/D (Analog-Dijital Dönüştürücü) vasıtasıyla dijitalleştirilir ve aşağıda gösterildiği gibi eğimi yatay deformasyona çevrilir (Şekil 6.).

Bir set okuma aynı kuyuda ön ve arka okumadan oluşur. Birinci okuma tamamlandıktan sonra prob düşey eksen etrafında 180° döndürülerek aşağıdan yukarıya kadar okuma tekrarlanarak 1 set okuma tamamlanmış olur. İki okuma ortalaması alınarak hesaplamalar yapılır ve iki okuma arasındaki farklarda kalite kontrol amaçlı okumanın sağlanması yapılır.

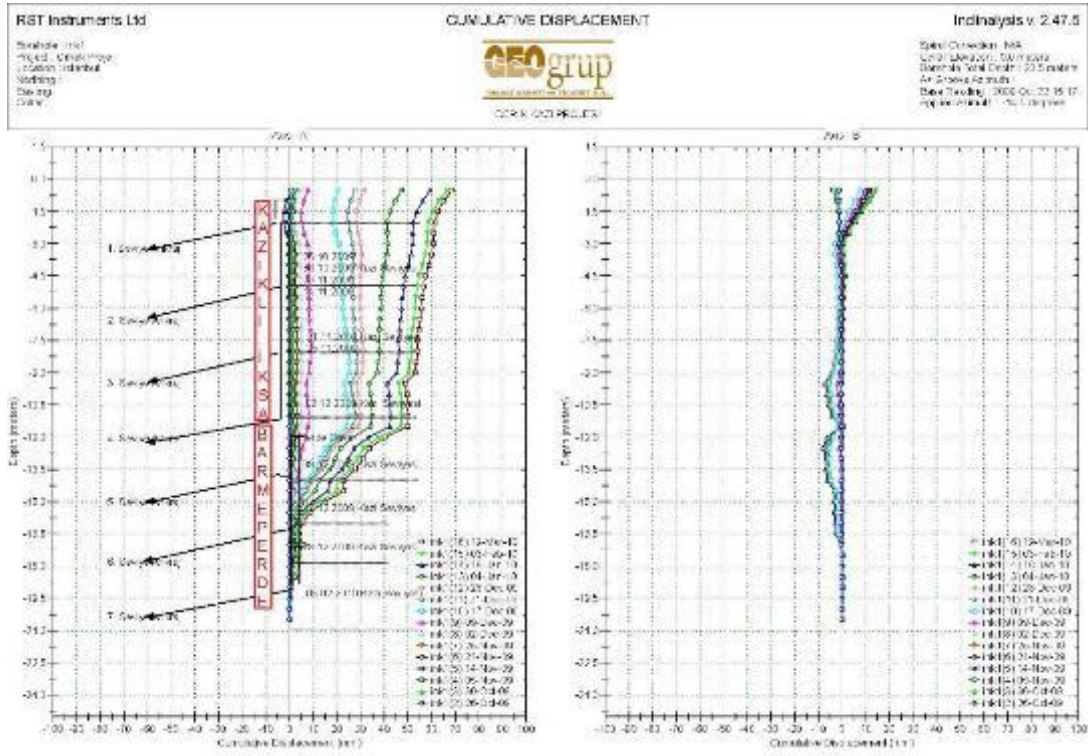
Her 1 set okumada prob boyuna göre (0.5m) dönme miktarı ölçülür ve bu sapmaların yerçekimine göre kümülatif “Mutlak Sapma Grafiğini” (Absolute Graph) yani borunun gerçek pozisyonunu ifade eder. Sapmaların sıfır okumasına göre relatif gösterimi ise; her okuma aralığındaki sapma “birim sapma-incremental deviation” olarak birim dönmelerin alt ucu referans olarak toplamları ise “kümülatif sapma-cumulative deviation” inklinometre borusunun deformasyon paternini ifade eder. Bu nedenle inklinometre ölçümü, göreceli bir ölçümdür ve iki ana referansı (sıfır okuması ve hareketsiz uç-Base Fixity) bulunmaktadır. Birincisi zamansal sıfır noktası (ilk okuma tarihi), ikincisi ise geometrik sıfır noktası (İnklinometre borusunun alt ucu) olmak üzere inklinometre grafikleri bu iki referans noktası dikkate alınarak değerlendirilmelidir. İnklinometre alt ucunun hareketsizlik koşulu sağlanamaması halinde inklinometre ölçümü hareketsiz referans noktasına bağlanamamış olur ve doğru deformasyon değerlendirilmesi yapılamaz. İnklinometre borusunun ucunun hareket etmeyen zona yerleştirilmesi (Base Fixity koşulunun sağlanması) hayati önem taşımaktadır. Bu nedenle uç sabitliğinin sağlandığından emin olmak için en az 3-5m sabit zonda boru ucu yerleştirilmelidir.



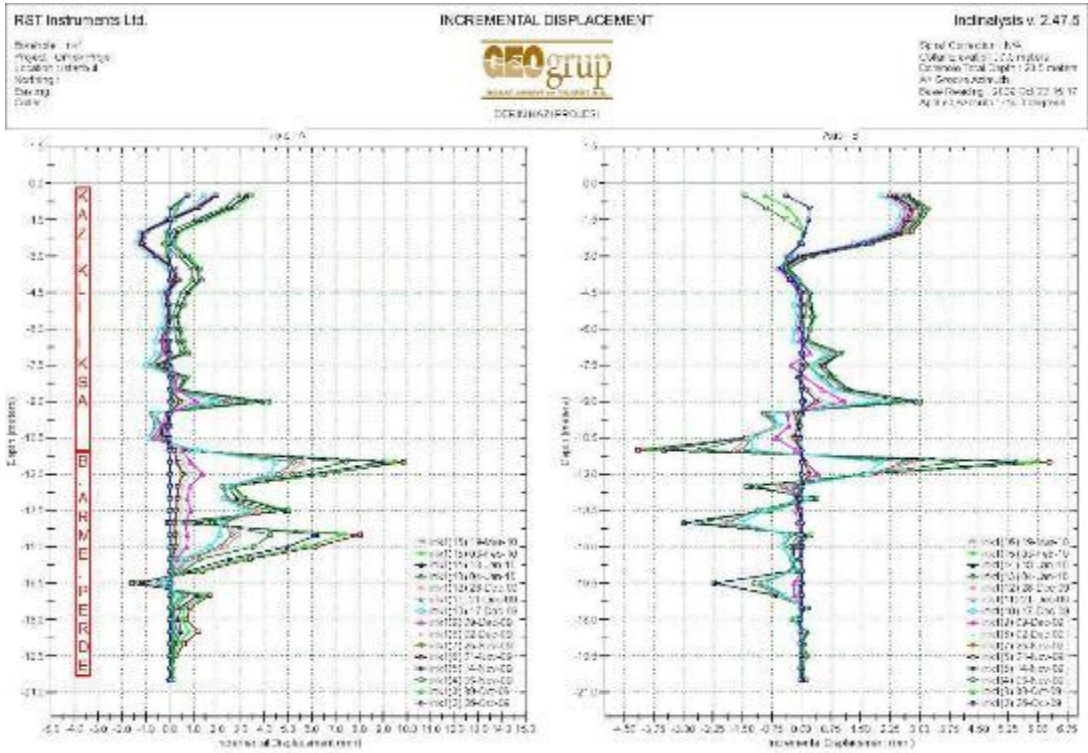
Checksum-Sağlama, aynı derinlikte 0 ve 180 derecedeki okumaların toplamını vermektedir. İdeal durumda okumalar birbirine göre ters yönde olduğundan dolayı toplamın sıfır çıkmasıdır. Pratikte boruların dönmesi, probun pozisyonu ve probun başlangıç hatası (zero-offset) ve histerisiz hatası (Hysteresis) sağlamanın sıfırdan farklı olmasına sebebiyet vermektedir. Ancak hata dağılımı belirli bir aralıkta olması okuma doğruluğunun kontrolü açısından önem arz etmektedir. Checksum istatistikleri ölçüm kalitesini değerlendirmek için kullanılabilir. Elde edilen veriler, hareket etmeyen uç prensibine göre bir yazılım ile grafik ortamda değerlendirilir. A+/-, B+/- için değerlendirilen veriler genellikle grafik ortamda, ayrıca gerekmesi halinde tablo olarak sunulur.

İnklinometre ölçüm raporunda verilmesi önerilen grafikler (Şekil 7., Şekil 8., Şekil 9., Şekil 10.);

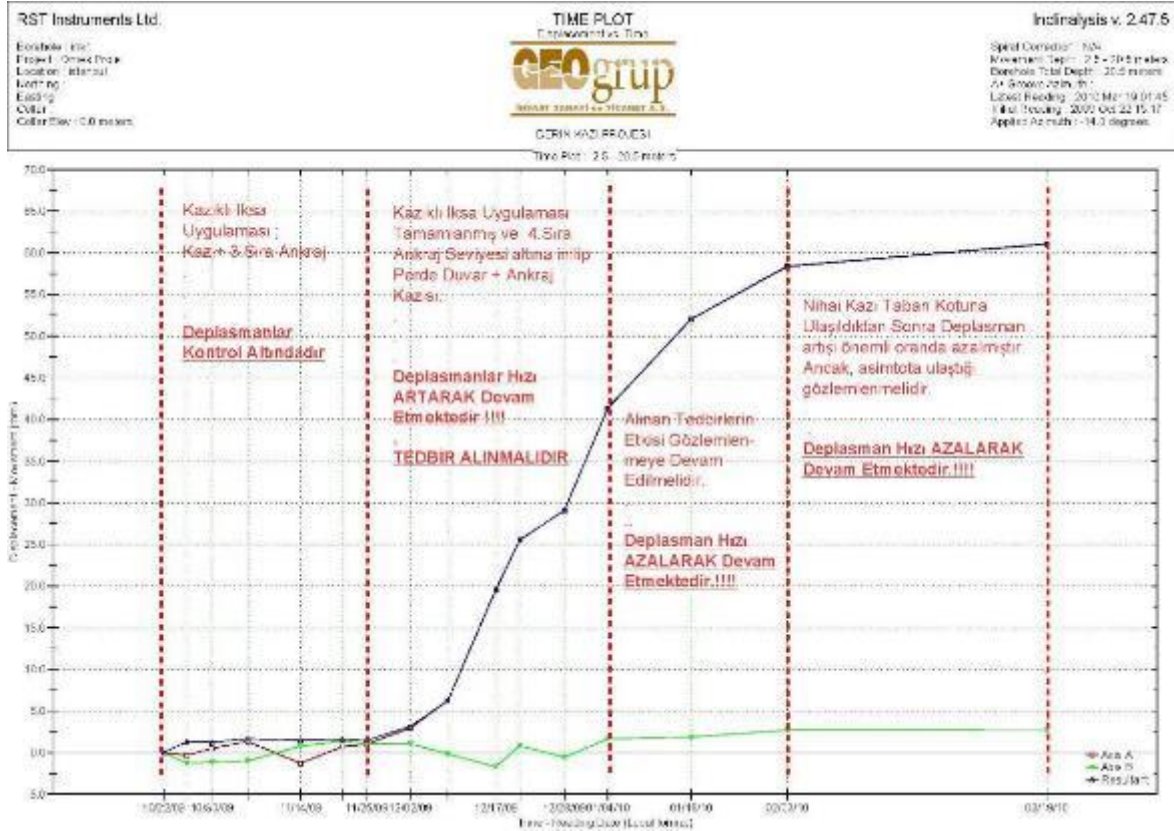
- *Kümülatif Deplasman Grafiği - Cumulative Displacement (İnklinometre okumalarının kuyu alt ucundan itibaren toplam hareketini belirleyen grafik)*
- *Birim Deplasman Grafiği - Incremental Displacement (Tekerlekler arasındaki mesafe (0,5m) için deformasyon değerlerini gösteren grafik)*
- *Zaman-Deplasman Grafiği - Time Plot (Relatif olarak iki seviye arasındaki A/B ve bileşke deplasman-zaman grafiği)*
- *Ön/Arka Okuma Kontrol Grafiği - Check Sum (Ön-Arka Okuma Sağlama Grafiği)*
- *Mutlak Grafik - Absolute Position (Sıfır Okumasında sabit noktası boru üstünden olacak şekilde [top fixity], sadece ilk raporda)*



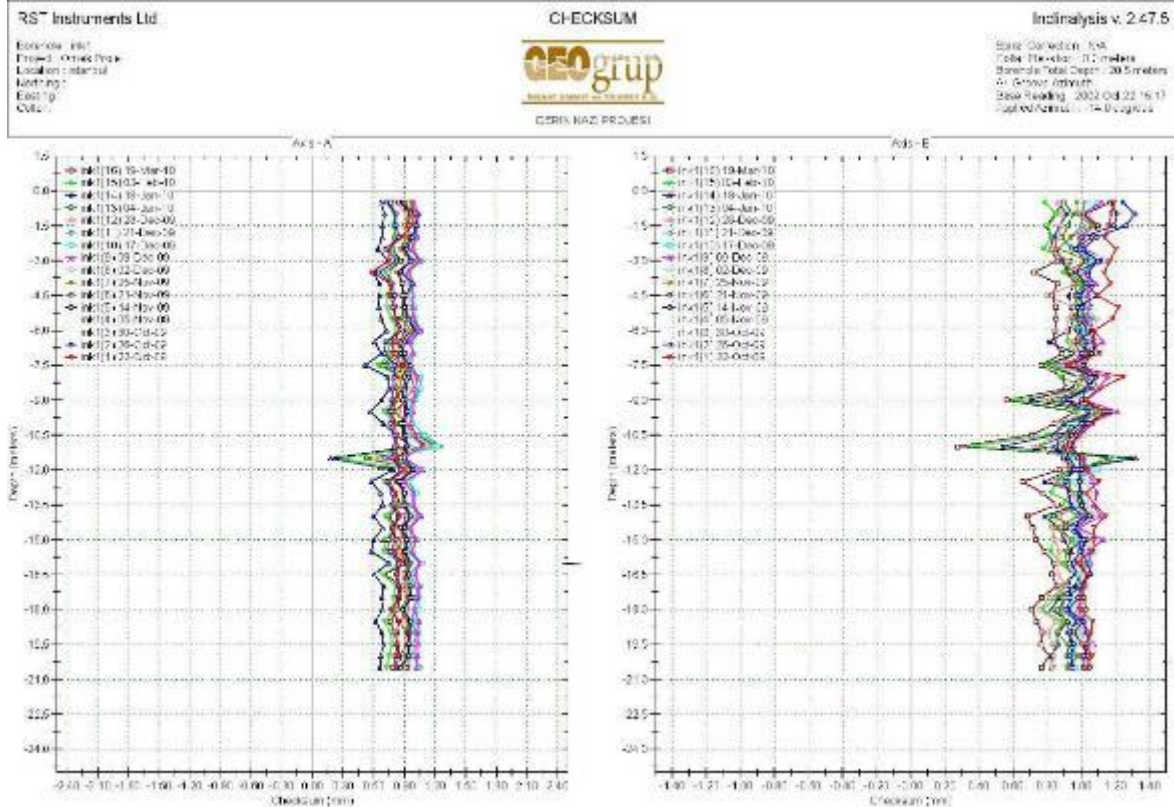
Şekil 7. Örnek Kumulatif Deplasman (Cumulative Displacement) Grafiği



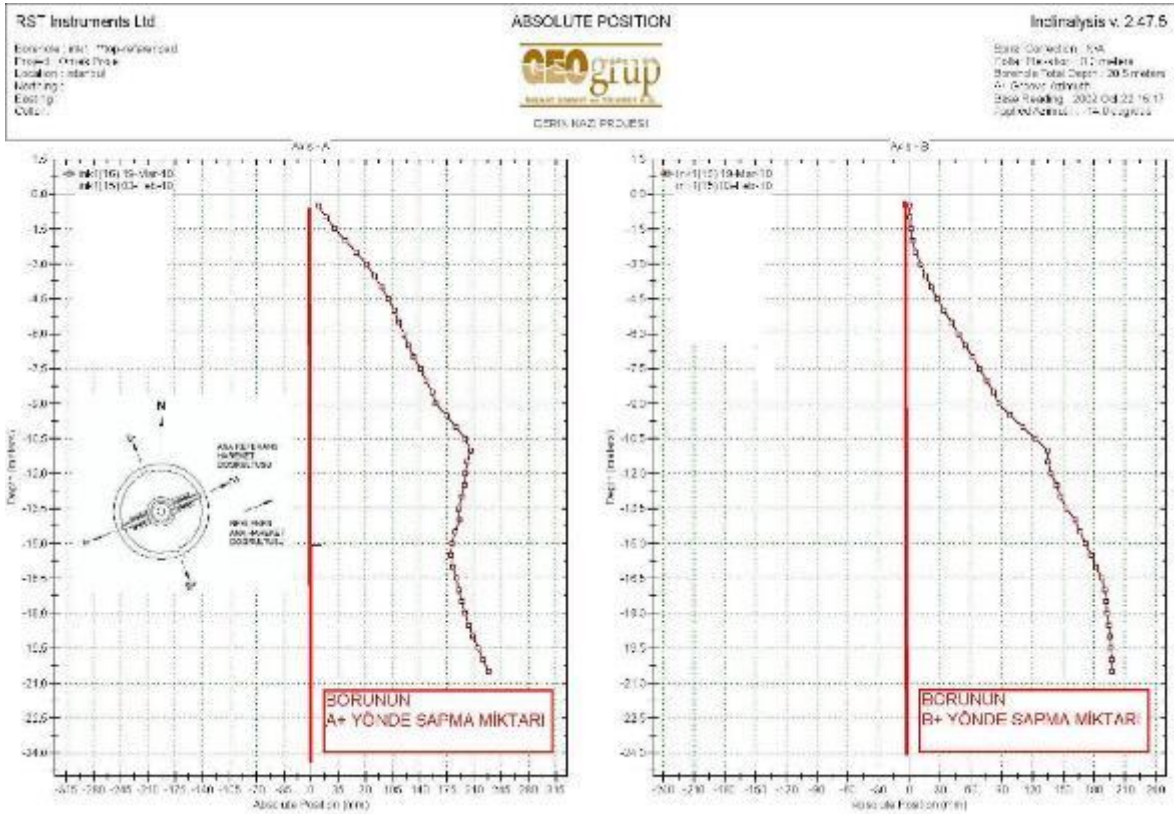
Şekil 7. Örnek Birim Deplasman (Incremental Displacement) Grafiği



Şekil 8. Örnek Zaman Deplasman (Time Plot) Grafiği



Şekil 9. Örnek Ön/Arka Okuma Kontrol (Check-Sum) Grafiği



Şekil 10. Örnek Mutlak Pozisyon (Absolute Position) Grafiği

İnclinometre Borusu Yatay Yerleştirilmesi;

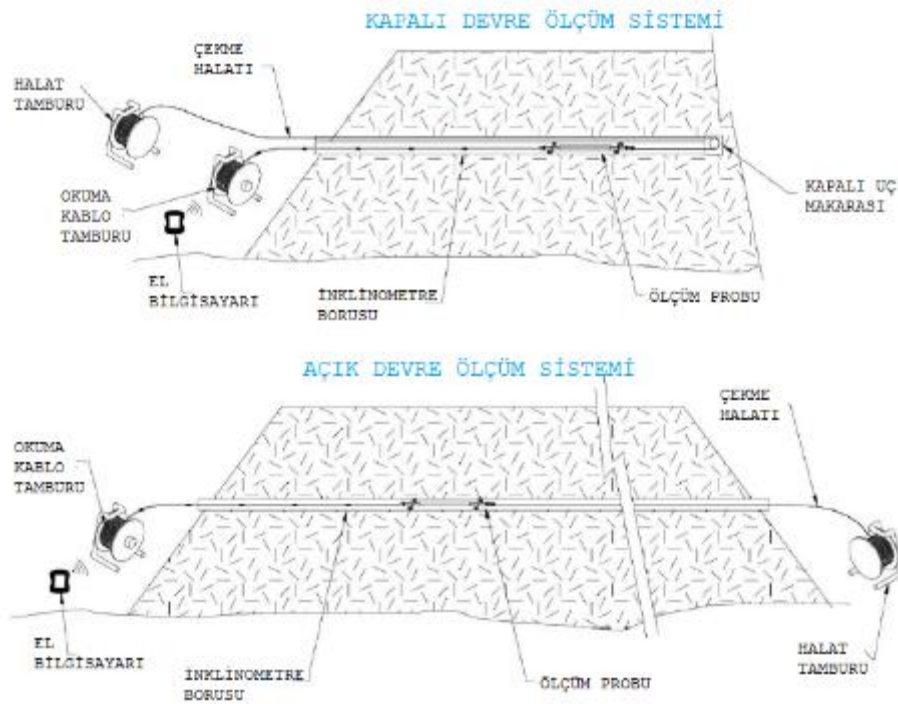
Yumuşak zemin üzerine inşa edilen dolgular, baraj gövdesi, tank temeli ve esnek temel altı oturma/kabarma boy profilini belirlemek amaçlı inclinometre boruları yatay yerleştirilerek yatay inclinometre ölçüm ekipmanları ile gözlem yapılır.

İnclinometre boruları dolgu/temel altında kazılan kanala yatay olarak A+ doğrultusu düşey eksene paralel ve yukarı yönlü olacak şekilde şablonlu kelepçeler ile belirli aralıklarla (~2m) oturma plakalarına sabitlenerek serilir. Serme işlemi esnasında oturma plakalarının altına bir miktar kum tesviye amaçlı sıkıştırılarak yerleştirilmeli ve su terazisi ile yataylığı kontrol edilmelidir. Bu işlemden sonra, isale/doğalgaz hatlarında da tercih edilen boru yataklama malzemesi (bedding) olarak kullanılabilen ince kum (çakıl içermeyen) ile hafifçe sıkıştırılarak (borunun etrafında boşluk kalmayacak şekilde) kaplanır ve üzerine proje kapsamındaki dolgu malzemesi ile dolguya devam edilebilir. Bu sayede boru zeminin oturma/kabarma davranışını oturma plakaları vasıtası ile takip eder ve borunun A+ ekseninin düşeyden sapması şablon kelepçelerle önlenmiş olur (Şekil 11).

Her iki taraftan ulaşım imkanı olan yerlerde “Açık Devre Ölçüm Sistemi”, tek taraftan boruya ulaşım imkanı olan yerlerde ise “Kapalı Devre Ölçüm Sistemi” ile gözlem yapılır (Şekil 12.). Topoğrafyanın el vermediği durumlarda boru çıkış ağzlarında çalışmaya engel olmayacak tarzda menhol tesis edilmelidir.



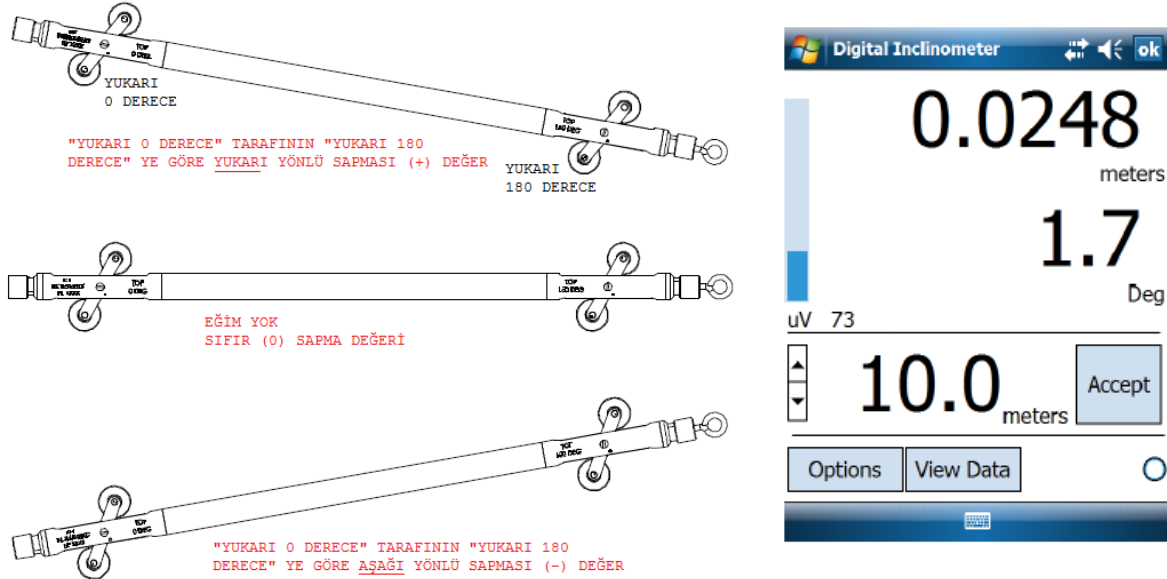
Şekil 11. İnklinometre Borusu Oturma Gözlemi için Yatay Yerleştirme ve Okuma Aşamalarından (inklinometre borularının birleştirilmesi, oturma plakası ve pozisyon kelepçesi, okuması alınması v.b.) Genel Görünüş



Şekil 12. İnklinometre Borusu Yatay Yerleştirme Okuma Sistemi Şematik Görünümü [3]

Yatay İnklinometre Okuması Alınması

Yatay inklinometre probunun iki ucunda da kablo bağlantı soketi bulunmaktadır. Ön ve arka okuma alınırken kablo bağlantıları sırasıyla “yukarı 0 derece” ve “yukarı 180 derece” yönlerinden bağlantı yapılarak okuma alınır. Tekerlekli inklinometre probu yatay olarak yerleştirilen borunun içerisindeki oluklardan geçmektedir. Probu içerisindeki MEMS (Mikro Elektro Mekanik Sistem) akselerometreler vasıtasıyla düşey eksendeki deplasman miktarı ve yatay eksen etrafındaki dönme miktarı ölçülür (Şekil 13.). Yatay düzlem A eksenini kabul edilir. A+ pozitif ölçme yönü yukarı yönlü (“yukarı 0 derece” okuma kablo bağlantı yönü) ana ölçme doğrultusu olacak şekilde alet pozisyona alınır.

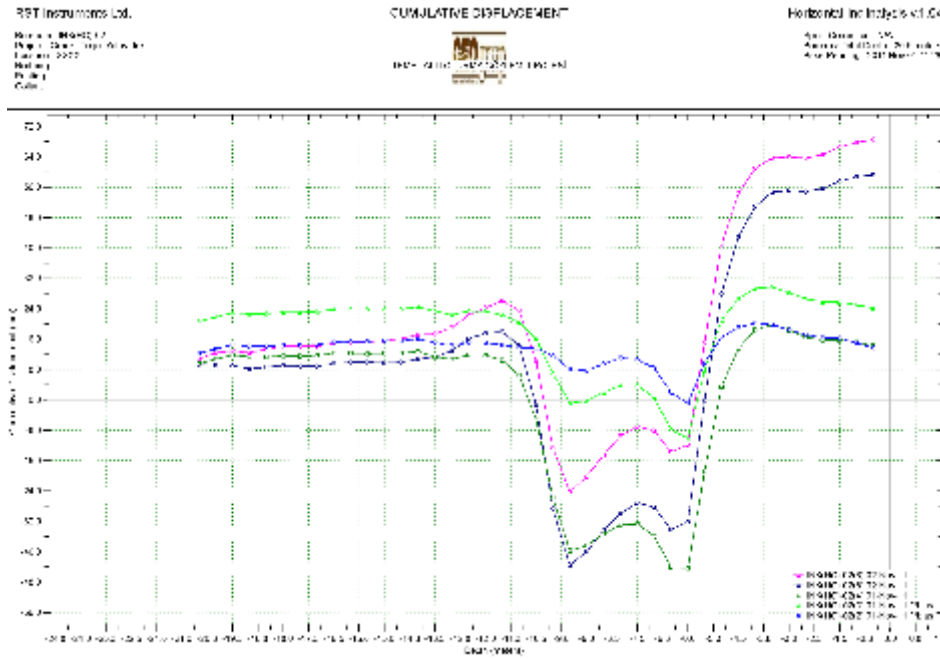


Şekil 13. İnklinometre Borusu Yatay Yerleştirme Okuma Sistemleri Şematik Görünümü

“Açık Devre Ölçüm Sistemi” ile yerleştirilen borularda içerisinde kılavuz bırakılır. Kılavuz halat ile okuma tarafından ölçüm probu borunun diğer ucundan çekilerek okuma pozisyonuna getirilir. “Kapalı Devre Ölçüm Sistemi” ile yerleştirilen borularda ise borunun diğer ucundaki makaralı sistem vasıtası ile okuma tarafından ölçüm probu yine aynı taraftan çekilerek okuma pozisyonuna getirilir. Boru yatay olduğu için okuma seviyelerinde kılavuz halat ile probun sabitlenmesine yardım edilerek okuma alınır. Bundan sonraki okuma adımları düşey kuyulardaki ile aynıdır.

Bir set okuma aynı boruda ön ve arka okumadan oluşur. Birinci okuma tamamlandıktan sonra prob ön ve arka tarafı değişecek şekilde döndürülerek kablo bağlantısı probun diğer ucundan yapılır ve borunun diğer ucundan okuma ağzına kadar okuma tekrarlanarak 1 set okuma tamamlanmış olur. İki okuma ortalaması alınarak hesaplamalar yapılır ve iki okuma arasındaki farklarda kalite kontrol amaçlı okumanın sağlanması yapılır.

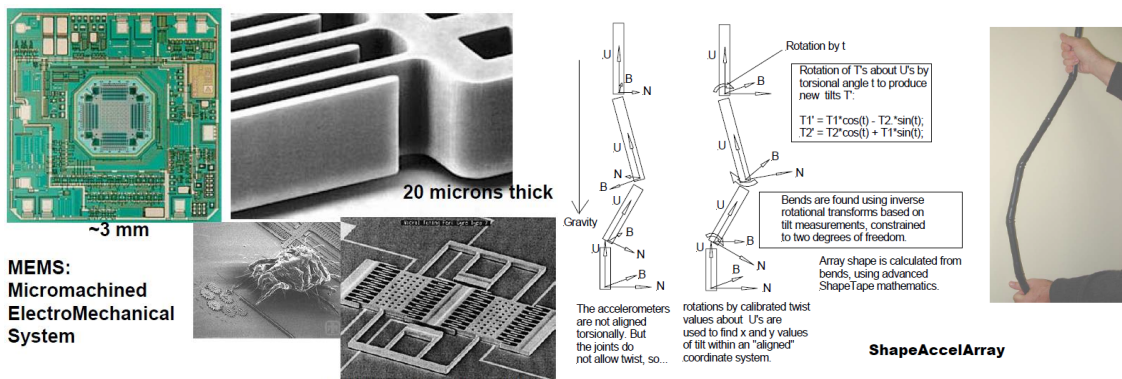
Analiz ve değerlendirme yöntemi düşey inklinometre ile oldukça benzerdir (Şekil 14.).



Şekil 14. Yatay İnklinometre için Örnek Kumulatif Deplasman (Cumulative Displacement) Grafiği

3. SHAPE ACCELEROMETER ARRAY (SAA)

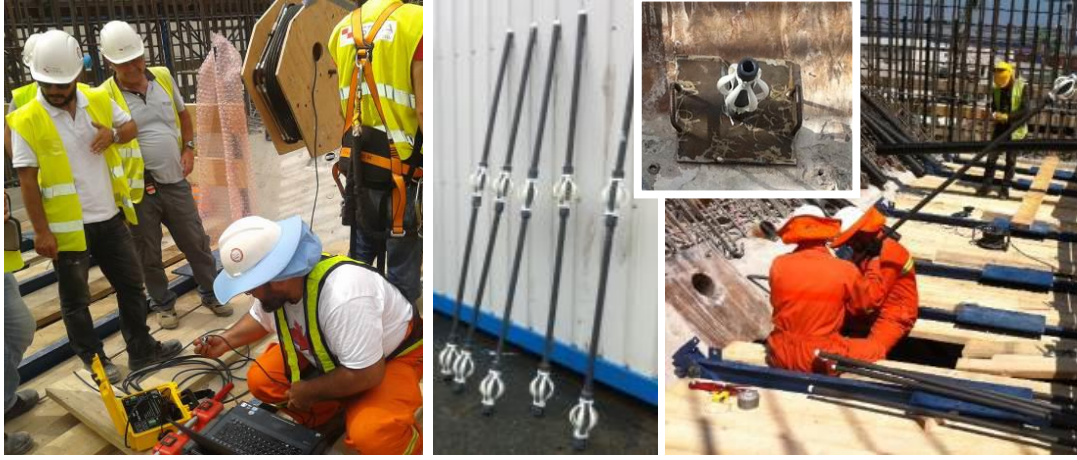
Shape Acceleration Array (SAA) üç eksenli mikro elektro mekanik ivme ölçer sensörlerinden oluşan bir sensör dizisi olup gerçek zamanlı şekil değiştirme ve ivme ölçmektedir [4]. Şekil 7’de gösterildiği gibi bu mikro elektro mekanik sensörler 20µ kalınlığında ve 3 mm x 3 mm boyutlarında mini makinelerin 30 cm veya 50 cm uzunluktaki rijit segmentler oluşturarak birbirlerine kompozit mafsallarla bağlandığı fakat iki veya üç serbestlik derecesinde esnekliğe sahip elemanlardır. Bu rijit segmentler ve esnek düğümler Şekil 15’de gösterildiği gibi 30 cm veya 50 cm aralıklar ile üç boyutlu şekil değiştirme ve ivme ölçme yeteneğine sahiptir. Bu kapsamda düşey ve eğimli uygulamalarda 3B (üç boyutlu) ve yatay uygulamalarda ise 2B (boyutlu) olarak yüksek doğruluklu herhangi bir zamanda mutlak pozisyon (Absolute) ve zamana göre relatif deformasyon ölçümü alınabilmektedir. Bu sensörler zemin içine veya yapılara yerleştirilerek bir veri toplama sistemi veya bilgisayar ile çok sık aralıklarla (140-300Hz/segment) okuma alınabilmektedir.



Şekil 15. MEMS Sensörler ve SAA Çalışma Prensibi

SAA Yerleştirme

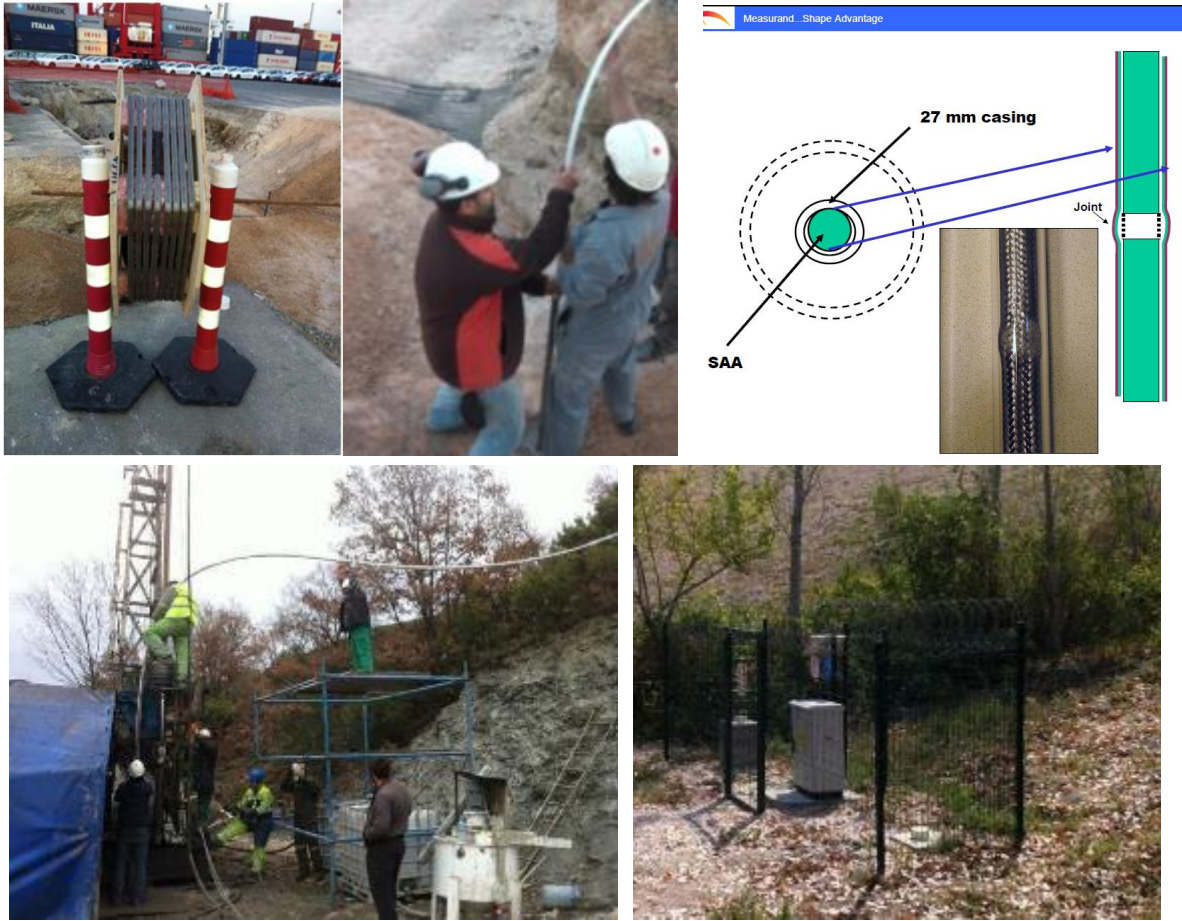
SAA Muhafaza borusu düşey ve yatay yerleştirme kapsamında 6.1. İnklinometre Maddesinde belirtildiği prosedüre uygun olarak yerleştirilir (Şekil 18, Şekil 19.). SAA özel amaçlı kullanımlarda da projeye özel prosedür geliştirilerek de yerleştirilebilir (Şekil16., Şekil 17.). Fabrikada işaretlenmiş “+” yönü, ana deformasyon doğrultusu istikametinde yerleştirilir. Yerleştirme esnasında düğüm noktalarının 45 dereceden fazla kesinlikle bükülmemesine özen gösterilmelidir. SAA paslanmaz çelik hasır örgü ile iç ve dışta olmak üzere çift katman ile kaplıdır. Bu katmanlar esasen düğüm noktalarının burulmasını önlemek üzere tasarlanmış olmakla beraber, hatırı sayılır bir çekme mukavemeti direnci sağlar ve izolasyon kaplamasının korunmasına katkıda bulunur. Yüksek burulma direnci sayesinde daha küçük çaplı ve oluksuz borulara yerleştirilebilir. SAA yerleştirilmesi esnasında istem dışı oluşan burulmaları nötralize etmek için hafifçe (~30cm) aşağı yukarı hareket ettirirken SAA hafifçe sağa sola çevirilerek yerleşim tamamlanır.



Şekil 16. Mutlak Pozisyon Taraması Amaçlı Eğimli SAA Yerleştirilmesi ile ilgili Tipik Görüntüler



Şekil 17. Tünelde Konverjans ölçümü için SAA Yerleştirilmesi ile ilgili Tipik Görüntüler



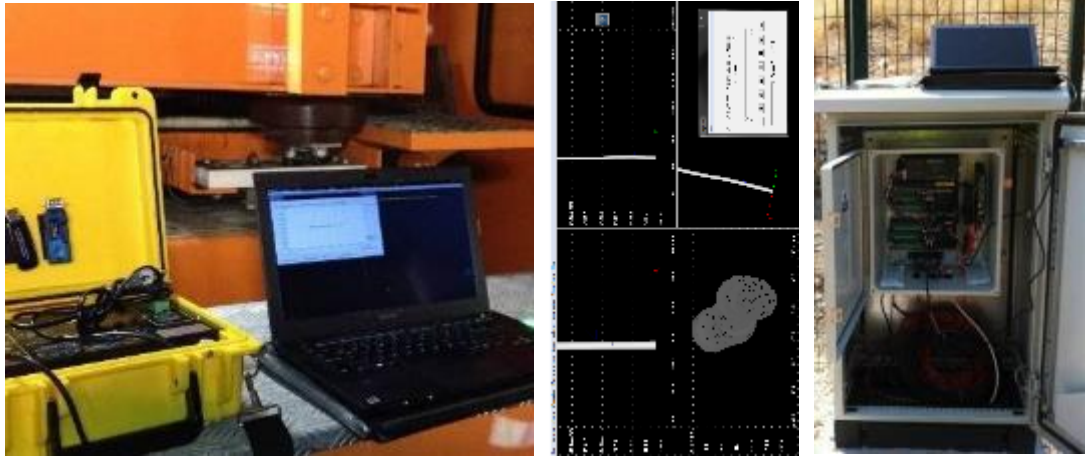
Şekil 18. Yatay Deformasyon (Yanal Hareket, Heyelan v.b.) Ölçümü için Düşey SAA Yerleştirmesi ile ilgili Tipik Görüntüler



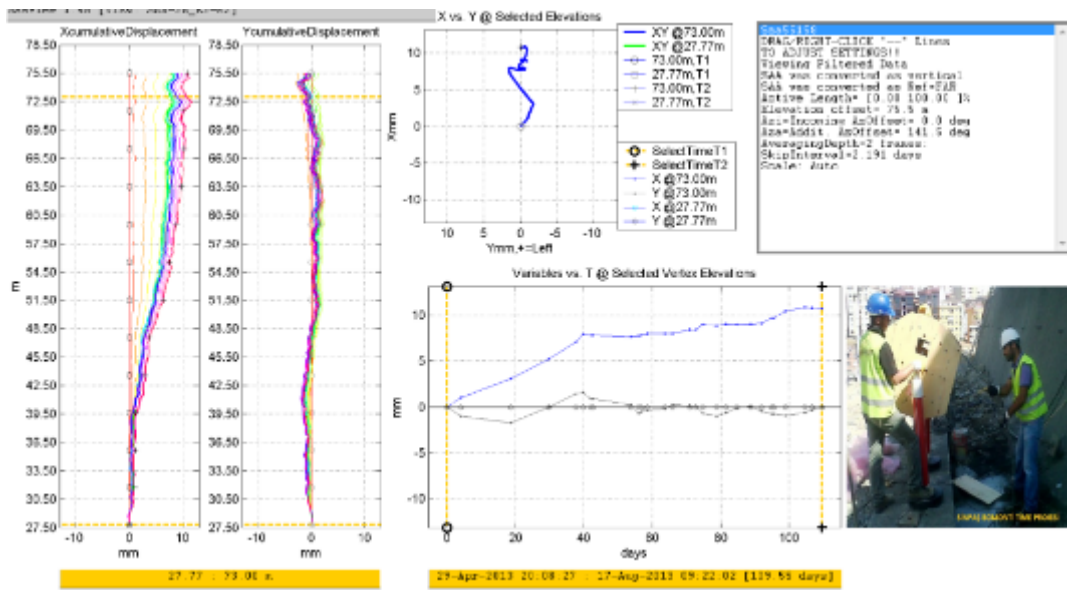
Şekil 19. Düşey Deformasyon (Ani Oturma, Konsolidasyon Oturması, v.b.) Ölçümü için Yatay SAA Yerleştirmesi ile ilgili Tipik Görüntüler

SAA Gözlemi

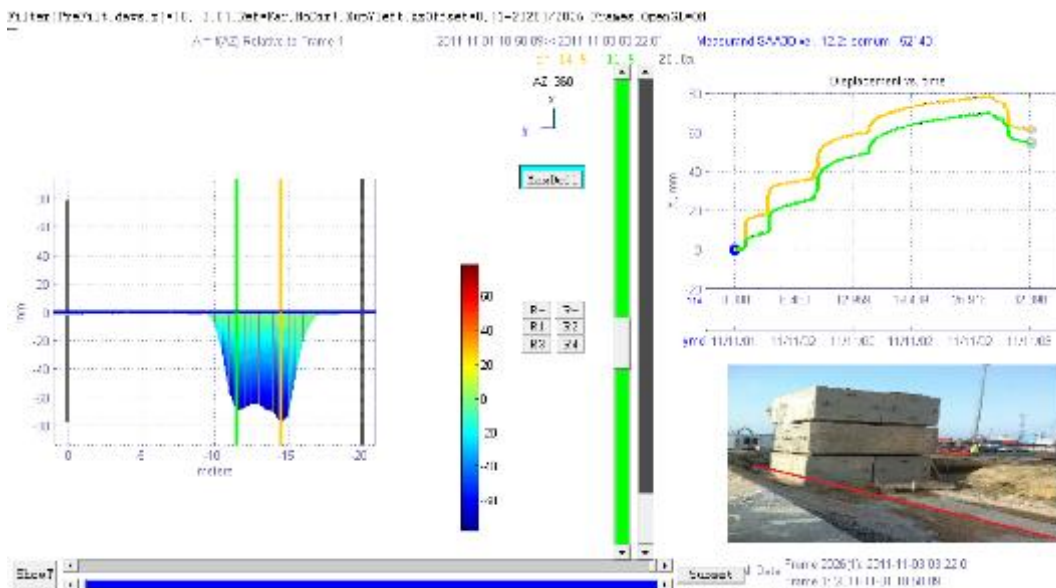
Dijitize edilen veri “SAA Okuma Ünitesi” kullanılarak eş zamanlı 3 Boyutlu olarak bilgisayara aktarılabilir. Ayrıca, uzun süreli gözlemler yapmak maksadı ile Otomatik Veri Toplama (ADAS/DAQ) ünitesine bağlantısı yapılan 0.5m aralıklarla SAA serisinden programlanan zaman aralıklarındaki 3B (üç boyutlu) deformasyon datası kaydedilir (Şekil 20.).



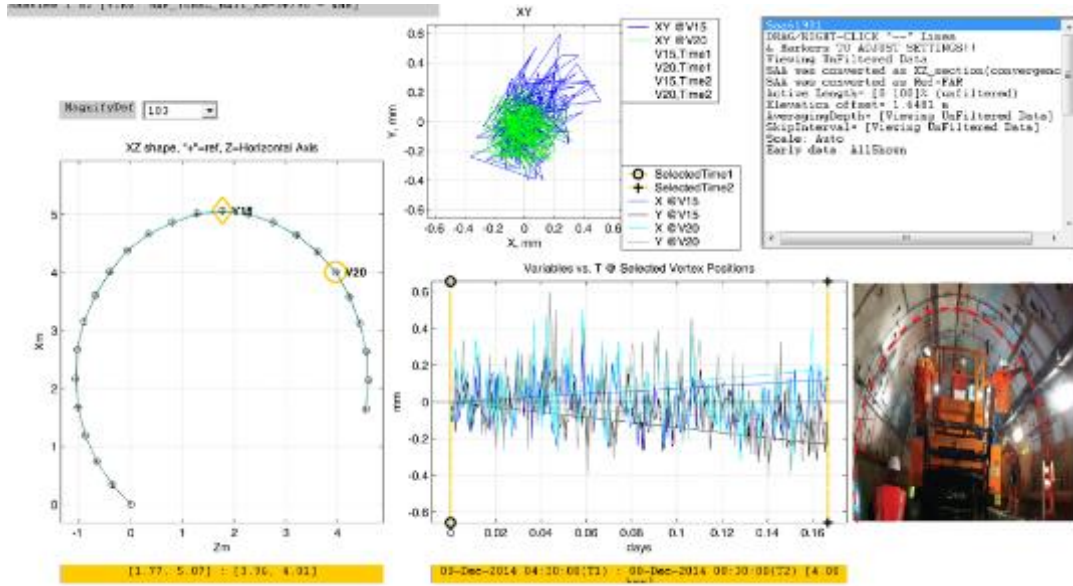
Şekil 20. "SAA Okuma Ünitesi" ile Eş Zamanlı ve "Otomatik Veri Toplama Ünitesi, ADAS/DAQ" ile Uzun Vadeli SAA Veri Toplama ile ilgili Tipik Görüntüler



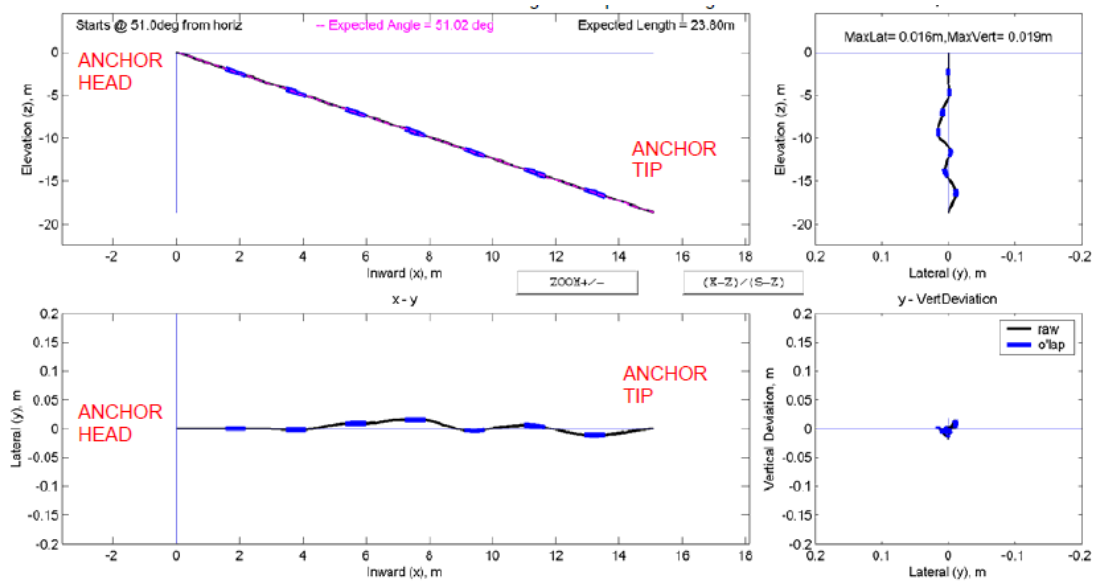
Şekil 21. Düşey Yerleştirilen SAA için Deformasyon Toplu Grafik Genel Görünüş



Şekil 22. Yatay Yerleştirilen SAA için Deformasyon Toplu Grafik Genel Görünüş [5]



Şekil 23. Tünelde Yerleştirilen SAA için Deformasyon Toplu Grafik Genel Görünüş



Şekil 24. Eğik Yerleştirilen SAA için Mutlak Deformasyon Toplu Grafik Genel Görünüş

4.SONUÇLAR

“Geoteknik Mühendisliğinde Aletsel Gözlem ve Uygulama Teknikleri” konu kapsamı çok geniş olmakla birlikte “Deformasyon Gözlemi” özelinde ülkemizde ve dünyada genellikle geoteknik sektöründe sıklıkla tercih edilen manuel ölçüm için inklinometre ve otomatik ölçüm için ise SAA (Shape Accelerometer Array) sistemleri bu bildiriye tanıtılmış ve yerleştirme ve okuma prosedürleri detaylandırılmıştır. Düşey, yatay deformasyon ölçümleri ile birlikte bazı özel uygulama teknikleri de özetlenmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Dunnicliff, J., Deere, D.U., (1991), “Judgement in Geotechnical Engineering, The Professional Legacy of Ralph B. Peck”, BiTech Publishers Ltd., Canada
- [2] Dunnicliff, J. (1993), “Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance”, John Wiley & Sons, Inc., USA.
- [3] RST Instruments Inc., (2008), “MEMS Horizontal Inclinator System Manual”, B.C. Canada.
- [4] Danisch, L. A., M. S. Lowery-Simpson and T. Abdoun. (2004), “Shape-Acceleration Measurement Device and Method” Patent Application.
- [5] Berilgen, M., İnanır, O.E., Özyayın, İ.K., “4B Eş Zamanlı Ölçme Sistemi ile 1:1 Ölçekli Temel Yükleme Deneyi”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Ondördüncü Ulusal Kongresi 4 - 5 Ekim 2012, Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta.

ZEMİN ÇİVİSİ VE ANKRAJLI SİSTEMLERİN DERİN KAZILARDA KULLANIMI ÜZERİNE VAKA ANALİZİ

CASE STUDY OF THE SOIL NAILS AND ANCHORED SYSTEM IN DEEP EXCAVATION

Gizem GÜVEL¹ Suphi CİVELEK² Ahmet ARSLAN³ Selçuk BİLDİK⁴

ABSTRACT

In this study, increasing the stability of rock slopes with ground nails has been studied. A deep excavation project of four basement floors depth were modelled with soil nails. Numerical analysis were performed by Plaxis 2D. The comparison of lateral displacements obtained from numerical analysis carried out initially and actual inclinometer readings in the field were made. It has been discussed whether lateral displacements are compatible with each other or not.

Keywords: Soil nail, anchor, deep excavation, Plaxis.

ÖZET

Bu çalışmada kayaçlardaki şev yüzeylerinin duraylılığının zemin çivisi ile artırılması ele alınmıştır. Çalışma kapsamında 4 bodrum kattan oluşan derin kazı zemin çivisi ile modellenmiştir. Sayısal analizler Plaxis 2D ile gerçekleştirilmiştir. Uygulama öncesi yapılan sayısal analizler ile imalat esnasında inclinometre ölçümleri ile elde edilen yanıl deplasmanların birbiri ile ne kadar uyumlu olduğu konusunda bir mukayese yapılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Zemin çivisi, ankraj, derin kazı, Plaxis.

1. GİRİŞ

Bu bildiri kapsamında, GİZ Oto Motorlu Araçlar Ticaret ve A.Ş. tarafından inşa edilmesi planlanan 4B+Z+26Normal Katlı Marmara Kule binasının temel zemin koşullarına göre derin kazı sisteminin projelendirilmesi ve uygulama sonrasında elde edilen sonuçlar sunulmuştur. İnceleme alanında yapılan Zemin Etüt verilerine göre killi kireçtaşı birimi gözlenmiştir. Killi-Kireçtaşı birimi batı-doğu yönünde bir tabakaya sahip olduğu belirlenmiştir. Yüzeyden itibaren kazı derinliğinin -10.50m olması ve killi kireçtaşı tabakaları arasında su hareketlerinin olduğu dikkate alındığında tabakalı yapıdaki killi kireçtaşı biriminde yersel kaymaların oluşacağı

¹ İnşaat Müh., Çukurova Üniversitesi, gizem.guvel@hotmail.com

² İnşaat Y. Müh., Adana Büyükşehir Belediyesi, suphicivelek@gmail.com

³ İnşaat Y. Müh., Çukurova Üniversitesi, ahmetarslan22@gmail.com

⁴ Yard.Doç. Dr.,Korkut Ata Üniversitesi, selcukbildik65@gmail.com

öngörülmuş ve bu durum dikkate alınarak projelendirme tamamlanmıştır. Projeye göre yapılan uygulama çalışmaları sonunda elde edilen sonuçlar hakkında bilgi verilmiştir.

2. ZEMİN KOŞULLARI

İnceleme alanında temel zemin koşullarının belirlenmesi amacıyla derinlikleri 15 ile 25 metre arasında değişen 7 adet sondaj kuyusu açılmıştır. Bütün sondaj kuyularında benzer zemin profili elde edilmiştir. Açılan sondaj kuyularında, 1.0-2.0 metre arasında dolgu birimi, arsanın güneyinde 3.0-5.0 metreleri arasında kahve renkli yoğun çakıllı ayrılmış kaya ürünü kil birimleri, diğer bölgelerde dolgu biriminden hemen sonra mavimsi grimsi renklerde ince kil bantları içeren çatlaklı ve kırıklı yapıda killi kireçtaşı litolojisindeki kaya birimlere geçilmiştir. Temmuz 2012 tarihinde yapılan ölçümlerde sondaj kuyularında herhangi bir yeraltı suyuna rastlanılmamıştır. Ancak, Pelitli Formasyonu (SDpsğ) Soğanlık Üyesi içerisinde kayaç birimlerinin süreksizlik sistemlerine bağlı çatlak suyu olduğu düşünülmektedir. Bu nedenle projelendirme aşamasında püskürtme beton yüzeyinde sık bir şekilde drenaj delikleri bırakılmıştır.

Sondajlar sonunda belirlenen birimlerin geoteknik parametreleri aşağıda özetlenmektedir.

Tablo 1. Kil Birimde Elde Edilen Laboratuvar Deney Sonuçları

Sondaj No	Derinlik (metre)	Üç eksenli basınç deneyi		Doğal birim hacim ağırlık (gr/cm ³)	Doğal su içeriği w _n (%)
		Kohezyon (kPa)	İçsel sürtünme açısı (°)		
SK6	4,00-4,50	81,7	7,8	1,87	23,9
SK7	2,50-3,00	90,9	7,7	1,88	23,5

Tablo 2. Kaya Biriminde Elde Edilen Laboratuvar Deney Sonuçları

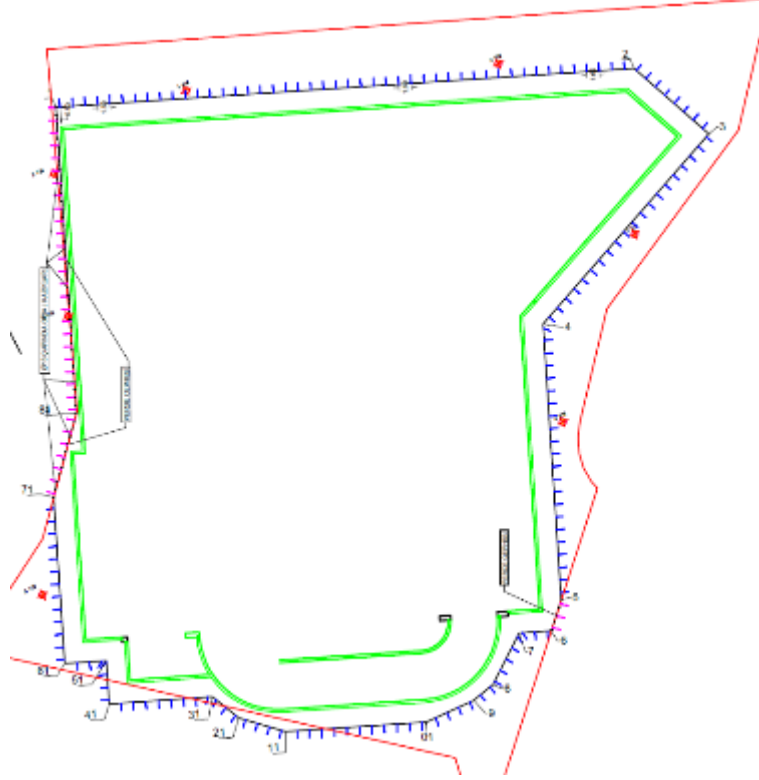
Sondaj no	Derinlik (metre)	Nokta Yük İndisi (MPa)	Sondaj No	Derinlik (metre)	Tek eksen qu (MPa)	Kohezyon (MPa)	İçsel sürtünme açısı derece
SK1	3,0-3,5	3,71	SK2	18,5-19,0	-	16,9	48,8
SK1	6,0-6,50	4,02	SK3	9,5-10,0	42,0	-	-
SK1	13,0-13,5	4,23	SK4	5,0-5,5	-	15,8	47,2
SK2	4,0-4,50	3,77	SK4	20,5-21,0	-	17,1	49,9
SK2	7,5-8,0	4,10	SK5	16,0-16,5	38,8	-	-
SK3	3,0-3,5	4,24	SK7	9,0-9,50	36,9	-	-

Toplam karot verimi(TCR) %31-100 aralığında kaya kalitesi oranı (RQD) ise %0,00-100 arasında değiştiği belirlenmiştir.

3. İKSA SİSTEMİ SEÇİMİ VE ANALİZLER

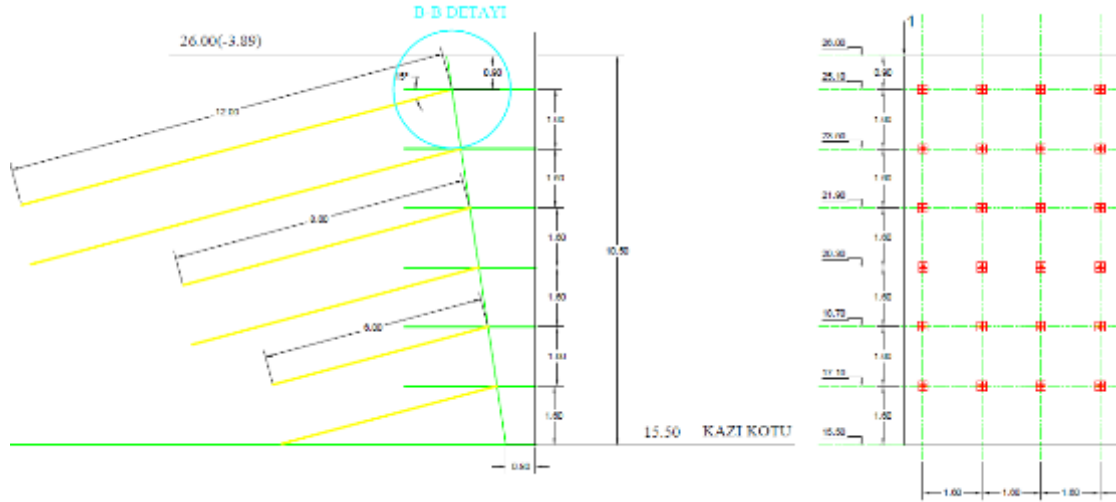
Arazi ve laboratuvar çalışmaları neticesinde elde edilen veriler dikkate alındığında sahanın ağırlıklı olarak çatlaklı kırıklı killi kireçtaşı biriminden oluştuğu, kireçtaşı birimi tabaka eğiminin batı –doğu istikametinde dalım yaptığı belirlenmiştir. Şekil 1’de genel vaziyet planı görülmektedir. Jeolojik kesit ve kayaç özellikleri dikkate alındığında iksa sistemi için kayaç eğiminin kazı yönünde giriş noktasında ve kazı alanında çıkış yönü dikkate alındığında, birimin

kazı alanına giriş yaptığı noktada ankrajlı perde imalatı, diğer kısımlarda ise püskürtme beton zemin çivisi uygulaması önerilmiş ve bu şekilde projelendirme yapılmıştır (Şekil 2).

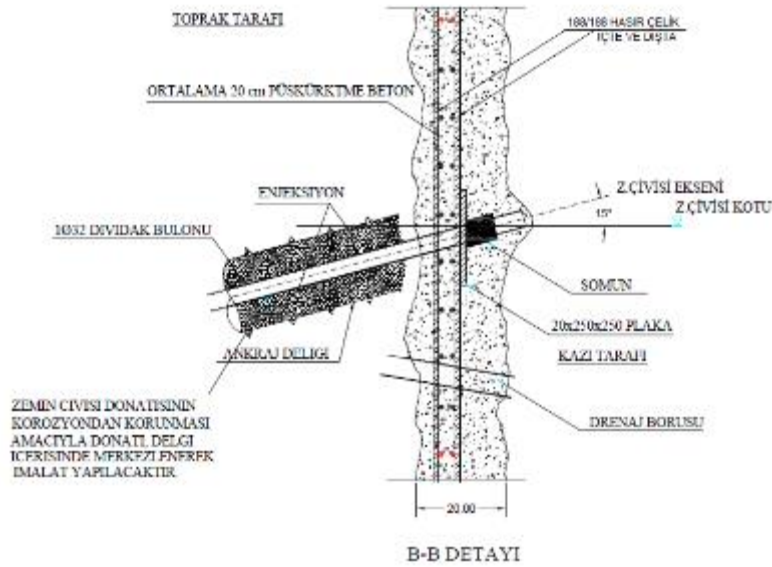


Şekil 1. Genel Vaziyet planı

Kendi tutabilen ancak çatlaklı yapılarından dolayı derin kazılarda kayma problemleri oluşabilme riski taşıyan kayalarda zemin çivisi ile püskürtme beton uygulaması güncel olarak sıkça başvurulan bir yöntemdir. Kaya eğimlerinin kazı alanına doğru yönlendiği durumlarda ise aktif itkinin önlenmesi amacıyla ankrajlı sistem uygulaması önerilmektedir. İnceleme alanında her iki durum ile karşılaşılması nedeni ile problemin olası şekillerine göre bu iki yöntem ile kazı yüzeylerinin desteklenmesi amacıyla proje geliştirilmiş ve uygulanmıştır. Zemin çivisi uygulamasının temel amacı, yukarıdan aşağıya doğru devam eden kazı sırasında sık aralıklarla çelik donatı yerleştirerek mevcut zeminin güçlendirilmesidir. Duvar kaplaması, belli kalınlıkta imal edilen püskürtme betondan oluşmaktadır. Bu şekilde arka kısımdaki zemin tutularak kendi içinde stabil bir sistem oluşturulur. Kullanılan donatılar pasiftir ve sistemin çalışma prensibi, zeminin yaptığı küçük deplasmanlar sırasında zemin ile donatı arasında meydana gelen sürtünmeye dayanır. Uygulama kesiti ve cephe görünüşü Şekil 2’de, detay görüntü ise Şekil 3’de verilmiştir.

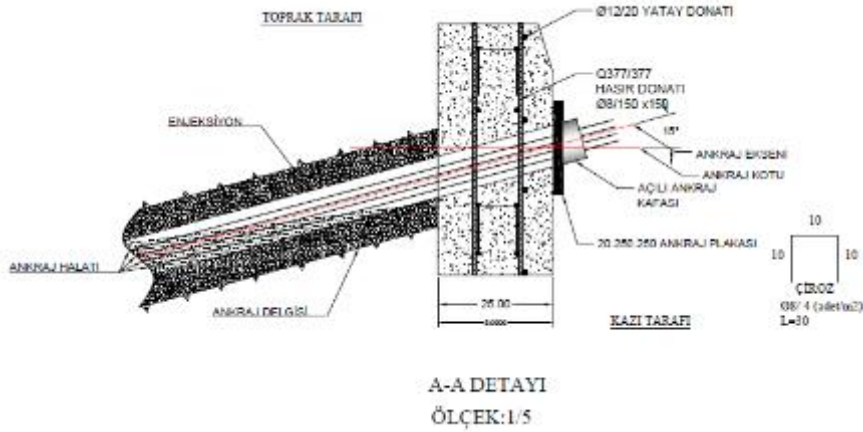


Şekil 2. Zemin Çivili Püskürtme Beton Cephe ve Kesit Görünüşü



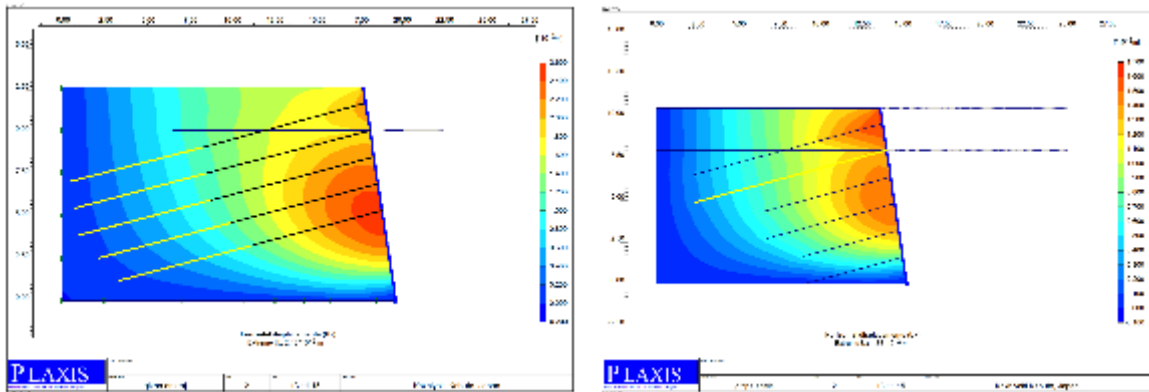
Şekil 3. Püskürtme Beton Uygulama Detayı

Kazı yüzeyinin dik olduğu bölgede ankrajlı perde kullanılmıştır. Ankrajlı perde problemlerinin analizinde aynı anda birçok karakteristik özelliğin göz önünde bulundurulma zorlukları ile karşı karşıya kalınmaktadır [1]. Ankrajlı betonarme perde hesap analogisinin ana temasını perde-zemin ve zemin-ankraj etkileşimi oluşturmaktadır. Dolayısıyla perde-zemin-ankraj üçlü sisteminden oluşan bu yapı sisteminin analiz ve tasarımında ankrajlı betonarme perdelerin davranışını incelemek gerekmektedir.



Şekil 4. Ankrajlı Perde Uygulama Detayı

Projenin çözümünde Plaxis 8.2 programı kullanılmıştır. Zemin çivili püskürtme beton kesitinde yapılan çözümler neticesinde Şekil 5’de verilen deplasman konturları elde edilmiştir. Elde edilen deformasyonlar öngörülen sistem için yeterli güvenlikte bulunmuştur. Ankrajlı perde için maksimum deplasman 2.5mm, zemin çivili sistemde ise 1.7mm bulunmuştur. Plaxis programında kullanılan zemin parametreleri Tablo 3’de sunulmuştur. Uygulama çalışmalarına ait resimler Şekil 6, 7 ve 8’de sunulmaktadır.



Şekil 5. Plaxis Çözümleri Neticesinde Ankrajlı Perde ve Zemin Çivisi Deplasman Konturları



Şekil 6. Zemin Çivisi Uygulamaları



Şekil 7. Zemin Çivisi Uygulamaları



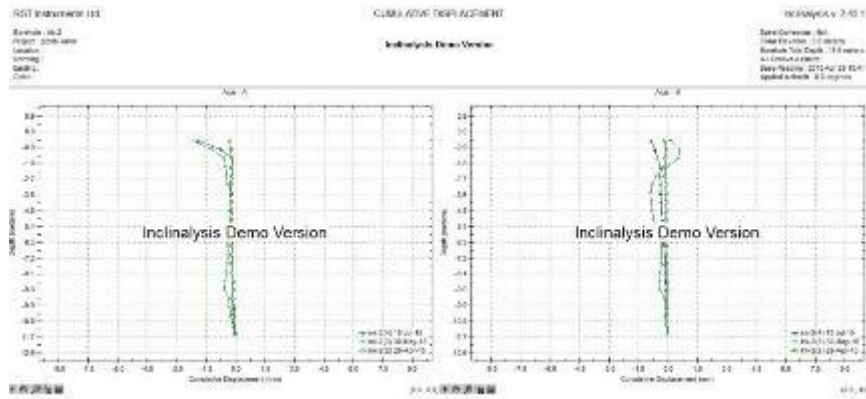
Şekil 8. Zemin Çivisi Uygulamaları

Tablo 4. Analizlerde Kullanılan Zemin Parametreleri

Mohr-Coulomb		1 killi kireçtaşı	2 kil
Type		Undrained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20.00	18.70
γ_{sat}	[kN/m ³]	21.00	19.00
e_{init}	[-]	1.000	0.500
c_k	[-]	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	150000.00	5000.00
ν	[-]	0.300	0.350
G_{ref}	[kN/m ²]	57692.308	1851.852
E_{oeed}	[kN/m ²]	201923.077	8024.691
c_{ref}	[kN/m ²]	100.00	86.30
ϕ	[°]	30.00	7.70
$R_{\text{inter.}}$	[-]	0.70	1.00
Interface permeability		Neutral	Neutral

4. ALETSEL GÖZLEMLER VE DEĞERLENDİRME

Proje çözümlerinde Plaxis programı ile yapılan çözümlerden elde edilen deplasman değerleri, sahada kritik olarak nitelendirilen kesitten temel kazı kotuna ulaşılması sonrasında oluşan deplasman ile karşılaştırılmıştır. Teorik olarak hesaplanan ve inklonometre ölçümlerinden elde edilen deplasmanlar karşılaştırıldığında yatay deplasmanların mertebe olarak uyumlu olduğu görülmüştür. Şekil 9’da inklonometre grafikleri görülmektedir.



Şekil 9. Maksimum Deplasmanın Oluştığı İnklonometre Grafikleri

Bu değerlere göre maksimum kazı derinliğinde gerçek ölçümler ile teorik hesap ile elde edilen değerler merteye olarak birini desteklemektedir. Buradan temel zemin özellikleri dikkate alınarak seçilmiş olan iksa yönteminin yeterli ve güvenli olduğunu göstermiştir.

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Zemin çivili ve ankrajlı perde duvar, şevlerinin güvenliğinin sağlamak amacıyla zemine sık aralıklarla pasif donatıların tesis edilmesi ve kazı yüzeyinin kaplanmasıyla oluşmaktadır. Bu şekilde mevcut zeminin yerinde güçlendirilmesi ve etkin olarak kullanılması sağlanmaktadır. Zemin çivili duvarların ekonomik açıdan, özel ekipmana ihtiyaç duymaksızın hızlı ve daha basit bir şekilde inşa edilebilir olması, zemin çivisi tekniğinin diğer tekniklere göre önemli bir alternatif haline gelmesini sağlamıştır. Gizpa Projesinde bu teknik kullanılarak işin hızlı bir şekilde bitirilmesi sağlanarak önemli bir zaman dilimi kazanılmış ve basit bir yöntemle kazı şevlerinin desteklenmesi diğer yöntemlere göre önemli bir maliyet tasarrufu ve güvenli bir kazının yapılması sağlanmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] TUNÇ, A.,(2002). “Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları”, Atlas Yayın Dağıtım.
- [2] Lazarte, C.A.,Elias V., (2001-2002). “Geotechnical Engineering Technical Report Documantation Page”, Report No: FHWA0-IF-03-017,



Geoteknik Deprem Mühendisliği

TÜNEL ÇEVRESİ ZEMİNLERİNİN DEPREM SONRASI DAVRANIŞI

POST EARTHQUAKE BEHAVIOUR OF SOILS AROUND TUNELS

Berna UNUTMAZ¹

ABSTRACT

The aim of this paper is to investigate the effect of underground circular tunnels on cyclic behavior and liquefaction potential of soils surrounding them. For this purpose, an intensive numerical analyses scheme which includes three-dimensional, finite difference based analyses on generic soil, tunnel and earthquake combinations has been performed. The tunnels with diameters of 5 m and 10 m has been analyzed under 10 m and 15 m overburden. The rigidity of the tunnels is selected based on the shear wave velocities between 100 to 300 m/sec. Four different earthquake records with peak ground acceleration in between 0.10 g and 0.36 g have been used in the analyses. The combinations of these all altering parameters have been analyzed and the most critical situations are tried to be identified. The peak ground accelerations and factor of safeties against liquefaction have been determined and presented in detail. As a result of these analysis, the diameter is found to be ineffective especially near the ground surface and the shallower tunnels cause a higher potential of liquefaction compared to the deeper ones.

Keywords: Soil liquefaction, finite difference method, circular tunnels.

ÖZET

Bu çalışmanın amacı tünellerin çevresinde yer alan zeminlerin deprem sırasında ve sonrasında nasıl davrandığını belirlemektir. Bu amaçla sonlu farklar yöntemine dayanan çok sayıda analiz yapılmış, sonuçlar karşılaştırılarak deprem sırasında oluşacak ekstra yüklerin, tüneller ve zeminin üzerinde bulunan yapılar üzerindeki etkisi belirlenmeye çalışılmıştır. Bu kapsamda yapılan analizlerde 5 m ve 10 m çapındaki tüneller 10 m ve 15 m derinliklerde analiz edilmiştir. Farklı zemin gruplarının tünellerin deprem sonrası davranışları üzerindeki etkisi incelemek için zeminlerin kesme dalga hızları 100 m/s ile 300 m/s arasında değiştirilmiştir. Bu kapsamda maksimum yer ivme değerleri 0.10 g ve 0.36 g arasında değişen dört adet farklı deprem kaydı kullanılmıştır. Bütün bu değişen parametrelerin farklı kombinasyonları denenerek kritik durumlar belirlenmiş ve sonuçlar karşılaştırılmalı olarak sunulmuştur. Analizler sonucunda zeminde oluşan maksimum ivme değerleri ve sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı değerleri elde edilmiş, bu değerler ayrıntılı olarak sunulmuştur. Bu analizler sonucunda tünel çapının özellikle yüzeye yakın kesimlerde zemin sıvılaşması açısından çok önemli bir parametre olmadığı, daha derinde yer alan tünellerin içinde buldukları zeminlerde sığ tünellere göre sıvılaşma potansiyellerini azalttığı görülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Zemin sıvılaşması, sonlu farklar yöntemi, dairesel tüneller.

¹ Doç. Dr., Hacettepe Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, berna.unutmaz@hacettepe.edu.tr

1. GİRİŞ

Yer altı yapıları insanlık tarihinin ilk çağlarından beri su temini, maden işletmeleri, savaş taktiği gibi çeşitli amaçlarla kullanılmaktadır. Günümüzde ise özellikle artan arsa fiyatları ve yerleşim yeri sıkıntısı bizleri yerin altını daha çok ve daha planlı bir şekilde kullanmaya zorlamaktadır. Artan yer altı yapıları, özellikle ulaşım için kullanıldığından deprem gibi acil durumlarda bu yapıların mutlaka sağlam kalmaları ve faaliyetlerine devam etmeleri gerekmektedir. Bir tünelin göçmesi sadece o tünelde can kayıplarına ve maddi kayıplara yol açmakla kalmayacak, aynı zamanda ulaşımın aksaması sonucu gerekli yardım hizmetlerinin bölgeye ulaşmasını imkânsız hale getirecektir. İşte bu nedenlerle, yer altı yapılarının, özellikle tünellerin, deprem sonrasındaki davranışlarının belirlenmesi ve tasarım aşamasından sonlandırma aşamasına kadar dikkatli bir şekilde yapılması günümüzde büyük önem taşımaktadır.

Yer altı yapılarının öneminin kavranarak, yapılan mühendislik tasarımlarının başarıyla uygulanması sebebiyle bu tip yapılar ile ilgili literatürde çok büyük yıkımlar bulunmamaktadır. Bununla birlikte 1995 Kobe, Japonya, 1999 Chi-Chi, Tayvan ve 1999 Kocaeli ve Düzce, Türkiye depremleri sonucunda bazı hasarlar tespit edilmiştir [1]. Yapılan çalışmalar [1, 2, 3, 4, 5 vd.] tünellerin deprem sonrası davranışının tünel aksının derinliği, tünelin şekli ve et kalınlığı gibi tünel özelliklerine, zeminin rijitliği, yer altı suyu seviyesi vb. zemin özelliklerine ve sismik yüklemenin frekans içeriği, süresi ve maksimum yer ivmesi gibi dinamik yükleme parametrelerine bağlı olduğunu göstermiştir.

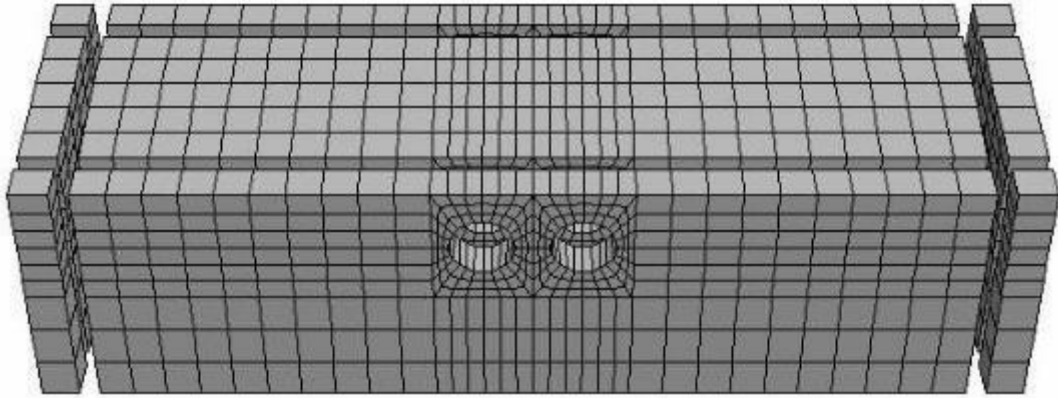
Bu çalışma kapsamında farklı çaplardaki tüneller farklı zemin tipleri içerisine yerleştirilerek dört farklı deprem kaydı ile sarsılmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmalı olarak sunulmuştur. İlk olarak yapılan sonlu farklar analizleri hakkında ayrıntılı bilgi verilecek, sonrasında ise elde edilen sonuçlar ve değerlendirmeler sunulacaktır.

2. SONLU FARKLAR MODELİ

Bu çalışma kapsamında tünellerin deprem sonrasındaki davranışlarının belirlenebilmesi amacı ile 3 boyutlu (3D) sonlu farklar analizleri yapılmıştır. Analizler hakkında ayrıntılı bilgi ve sonuçlar bu bölümde anlatılacaktır.

2.1. Zemin, tünel ve deprem özellikleri

Yapılan analizlerde ilk olarak 3D sistem (zemin + tünel) statik olarak modellenmiş, sonrasında da aynı sistem üzerinde dinamik yüklemeler yapılmıştır. Serbest saha durumundaki zemin davranışının içerisinde tünel bulunan durum ile karşılaştırmasını yapmak amacı ile içerisinde hiçbir yapı bulunmayan zeminlerin de analizleri yapılmıştır. Analizlerde kullanılan tipik 3 boyutlu model Şekil 1’de gösterilmektedir.



Şekil 1. 3D Sonlu Farklar Modeli

Kullanılan ivme-deprem kayıtları üç boyutlu modelin taban kısmından uygulanmış böylece yer altı kayasının hareketi modellenmeye çalışılmıştır. Analizlerde homojen ve farklı kesme dalga hızlarına ($V_s = 100$ m/s, 200 m/s ve 300 m/s) sahip zeminler, zeminin etkisinin tünel davranışı üzerindeki etkisini belirlemek amacı ile kullanılmıştır. Kullanılan zeminler içsel sürtünme açısı 30° ve kohezyonu da 5 kPa olarak seçilen temiz kumlu zeminlerdir. Bu üç farklı zemin tabakasına Tablo 1’de özellikleri verilen dört farklı deprem kaydı taban hareketi olarak uygulanmıştır. Bu kayıtlar PEER veri tabanından alınmış ve yatay bileşenlerden büyük olanı analizlerde kullanılmıştır.

Tablo 1. Kullanılan Deprem Kayıtlarının Özellikleri

Deprem Adı	Deprem Kodu	M_w	PGA
1995 Kobe	CHY	6.9	0.10
1979 Imperial Valley	IMP	6.4	0.36
1989 Loma Prieta	LP	7.0	0.16
1999 Kocaeli	SKR	7.4	0.34

Tünellerin çapları 5 m ve 10 m, derinlikleri ise 5 m ve 10 m olarak seçilmiştir. Tünellerin yer aldığı zemin tabakasının kalınlığı 30 m olarak belirlenmiştir. Tünellerin et kalınlıkları 30 cm ve 100 cm olarak belirlenmiş ve malzeme olarak da 24 kN/m³ yoğunluklu, 3800 MPa elastik modülü ve 0.25 Poisson oranı olan beton kullanılmıştır.

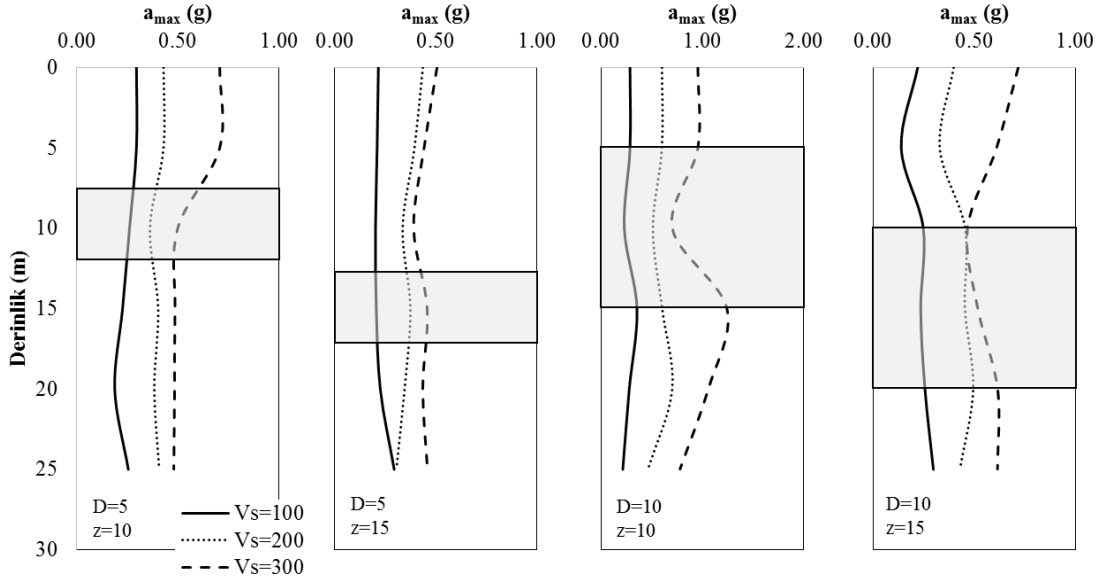
Analizlerde belirleyici rol oynadığı düşünülen ve değişken olarak kullanılan parametreler i) tünel çapı, ii) tünel derinliği, iii) deprem büyüklüğü, iv) maksimum yer ivmesi ve v) zeminin rijitliğidir. Bu parametrelerin çeşitli kombinasyonlarında analizler yapılmış ve sonuçları sunulmuştur. Analizlerde tüneller bir bütün olarak kazılmıştır.

Üç boyutlu analizler, sonlu farklar yöntemini kullanan FLAC-3D programı ile yapılmıştır. Sınır koşulları olarak programın öngördüğü şekilde serbest saha sınırları kullanılmıştır ve Şekil 1’de gösterilmiştir. Bu sınır koşulları kullanılarak sınırlardan geri dönen yansımaların engellenmesi sağlanmış ve gerçeğe daha yakın sonuçlar elde edilmeye çalışılmıştır. Serbest saha zemin koşulları ile ilgili ayrıntılı bilgi FLAC-3D kullanma kılavuzunda [6] bulunabilir.

2.2. Analiz sonuçları

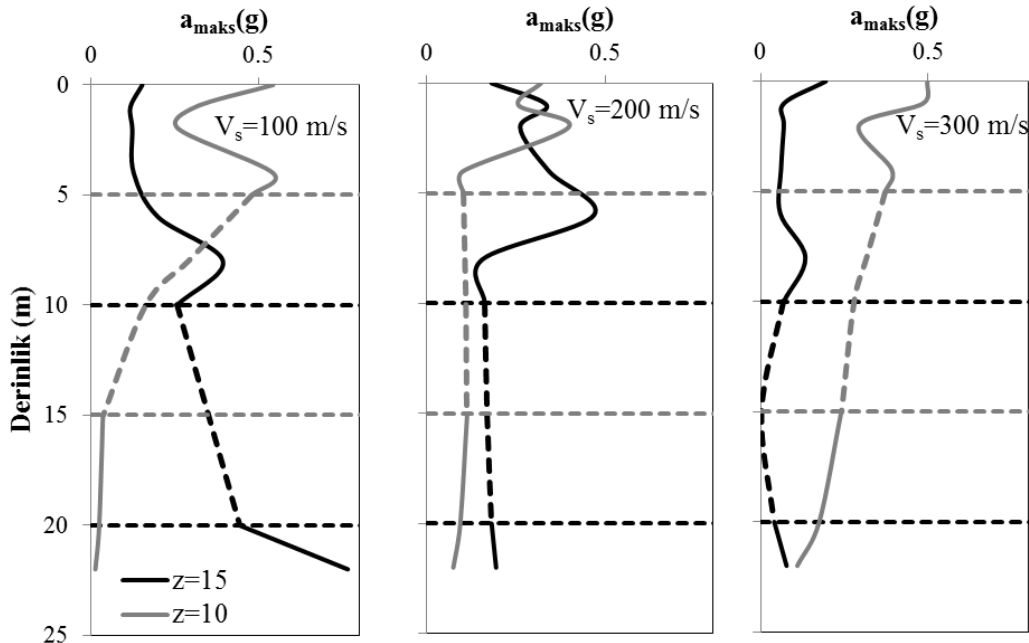
Yer altı yapısının zemin yüzeyindeki etkisini görebilmek amacı ile deprem hareketi uygulandığı sırada zemin profili boyunca oluşan maksimum ivme değerleri FLAC-3D programı kullanılarak kaydedilmiştir. Analizlerde farklı zemin tiplerinde ve farklı derinliklerde yer alan tünellerde SKR deprem kaydı kullanılarak elde edilen maksimum ivme değerleri Şekil 2’de

gösterilmektedir. Bu şekilde tünel çapları 5 m ve 10 m olan tüneller, 5 m ve 10 m derinliklerde yer almaktadır. Grafikler dikkatli incelendiğinde beklendiği üzere diğer parametreler sabit kalmak üzere, kesme dalga hızları değiştirildiğinde maksimum ivme değerlerinin en yüksek kesme dalga hızına sahip zeminde olduğu görülebilir. Aynı şekilde, tünelin daha derinde olması ivme değerlerini düşürmektedir.



Şekil 2. SKR Deprem Kaydı İçin Farklı Zeminlerde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri

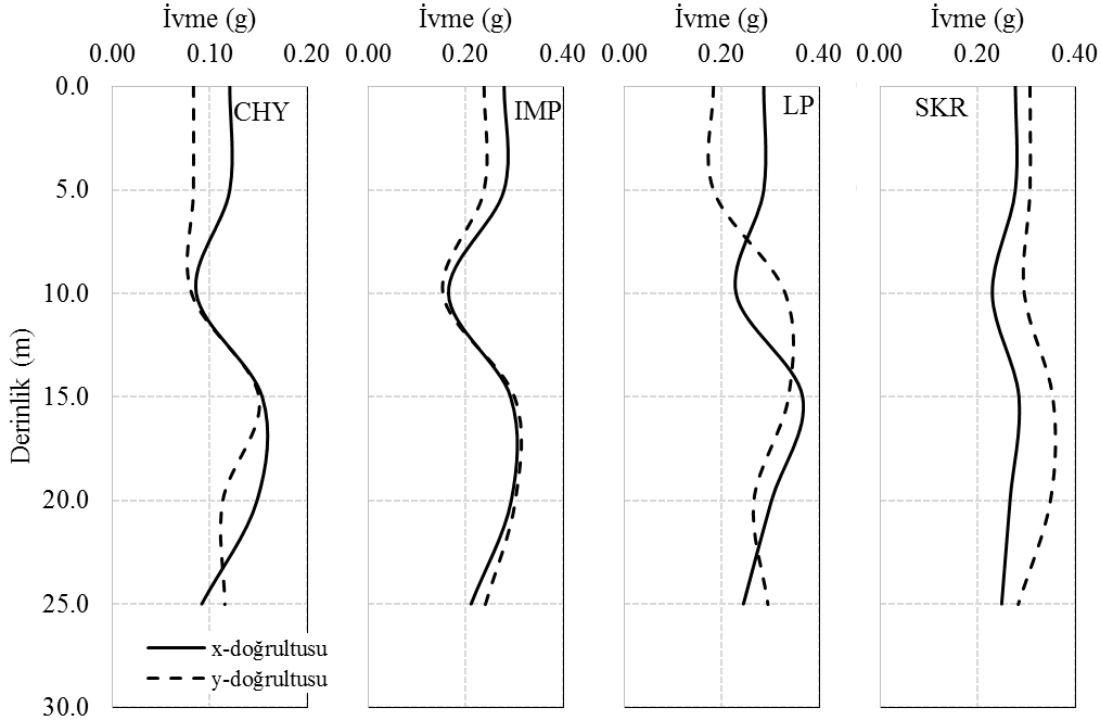
Farklı derinliklerinde yer alacak tünellerin etkisi altında zeminde oluşacak maksimum ivme değerleri karşılaştırılmalı olarak Şekil 3’de sunulmuştur.



Şekil 3. Farklı Derinliklerdeki Tüneller İçin Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri

Şekil 3’de görüleceği üzere aynı tip zeminde ve aynı özelliklerde olmasına rağmen farklı derinlikte yer alan tünellerden sığ olan tünelin yarattığı maksimum yüzey ivmesi değerleri derin olan tünele göre daha yüksektir.

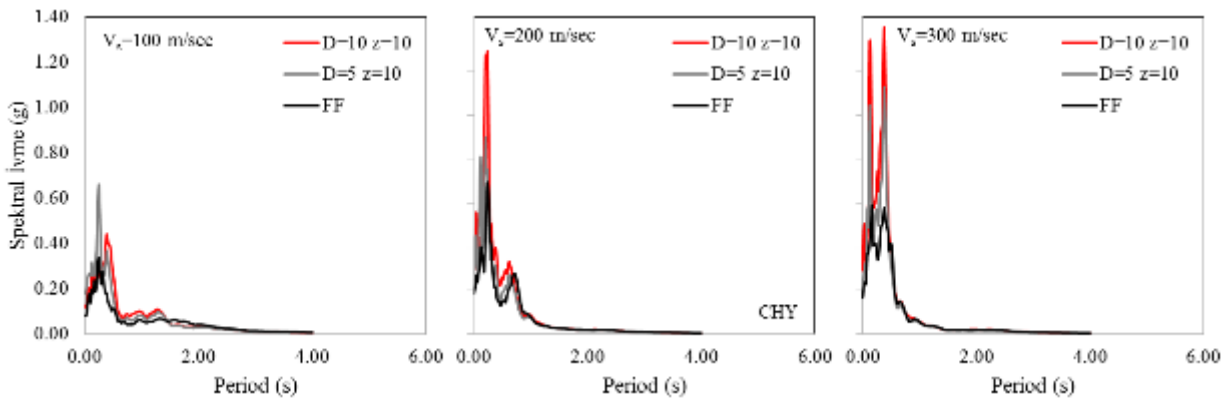
Bir diğer değişken parametre olarak da uygulanan deprem ivmesinin yönü seçilmiştir. Bu ana kadar yapılan analizlerde daha kritik olduğu düşünülen tünel eksenine dik yön olan x-yönü deprem ivmesinin yönü olarak seçilmiştir. Tünele paralel yönde gelen bir deprem yükü altında oluşacak ivme değerlerinin karşılaştırmalı sonucu Şekil 4’de sunulmuştur. Bu şekilde tünel çapı 5 m olan tünelin farklı deprem kayıtları altındaki tepkisi sunulmaktadır.



Şekil 4. x- ve y- Doğrultularında Gelen İvme Kayıtlarından Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri

Bu şekilden de anlaşıldığı üzere tünel eksenine dik gelen deprem kayıt (x-doğrultusu) paralel olan kayıtlarla (y-doğrultusu) kıyaslandığında biraz daha yüksek ivme değerleri vermektedir. Fakat merteye olarak aralarında büyük farklar bulunmamaktadır.

Şekil 5’de çapları 5m ve 10 m olan tünellerin farklı zeminlerde yer aldıkları takdirde oluşacak tepki spektrumları sunulmuştur. Bu şekillerden de görüleceği üzere, tünellerin yer alması serbest saha (FF) tepkisine göre daha yüksek spektral ivmelere yol açsa da, çapların değişmesi ile ilgili genel bir yargıya varmak mümkün gözükmemektedir.



Şekil 5. Farklı Çaplardaki Tüneller İçin Tepki Spektrumları

3.SIVILAŞMA ANALİZLERİ

Sıvılaşma tekrarlı yükler altında suya doymun granüler zeminlerde yüklemeye birlikte birikme ile artan boşluk suyu basıncı nedeniyle azalan efektif düşey (veya ortalama efektif) gerilmenin sıfıra inmesi ve zeminin taşıma kapasitesinin tamamen yok olması şeklinde tanımlanmaktadır. Sıvılaşma potansiyeli hesaplanmasında, uzun yıllardır Seed ve Idriss [7] tarafından önerilen basitleştirilmiş yöntem kullanılmaktadır. Bu yöntemde sırası ile tekrarlı gerilme oranı (CSR) ve tekrarlı dayanım oranı (CRR) adı verilen iki parametre karşılaştırılmakta ve herhangi bir derinlik için sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı Denklem (1)'de sunulduğu şekilde elde edilmektedir.

$$FS_{liq}(z) = \frac{CRR(z)}{CSR_{eq}(z)} \quad (1)$$

Bu denklemdeki tekrarlı gerilme oranı (CSR) değeri Denklem (2)'de gösterildiği şekilde ortalama kesme gerilmesinin efektif gerilmeye bölünmesi ile elde edilir.

$$CSR_{eq}(z) = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\gamma_n \cdot z}{\sigma'_v(z)} \cdot r_d(z) \quad (2)$$

$CSR_{eq}(z)$: z derinliğindeki eşdeğer CSR

a_{max} : Maksimum yüzey ivmesi

γ_n : Zemin tabakasının birim hacim ağırlığı

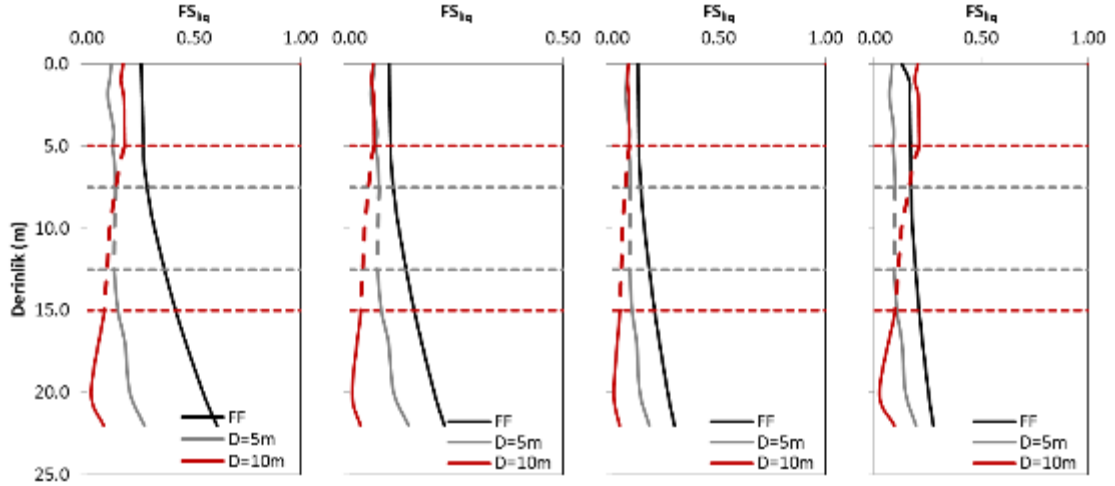
z : Sıvılaşmanın hesaplanacağı derinlik

$\sigma'_v(z)$: z derinliğinde efektif gerilme

$r_d(z)$: z derinliğinde azalım oranı

Sonrasında bu terim kapasite terimi olan CRR ile karşılaştırılır. CRR değerinin hesaplanmasında farklı referanslar da kullanılabilir [8, 9, 10].

Bu çalışma kapsamında, tünellerin yer aldığı ve almadığı durumlar için sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayıları hesaplanmış ve tünellerin içinde buldukları zeminlerin sıvılaşma potansiyellerini nasıl etkiledikleri açıklanmaya çalışılmıştır. Bu amaçla hazırlanan ve elimizdeki mevcut zeminler arasında sıvılaşma potansiyeli en yüksek olan, kesme dalga hızı 100 m/s, zemin içerisinde yer alan farklı tünellerin dört farklı deprem kaydı ile yapılan analizlerinde elde edilen sonuçlar Şekil 6'da sunulmuştur. Bu grafiklerde koyu siyah ile çizilen çizgi serbest saha koşullarında hesaplanan güvenlik katsayılarını, gri ve kırmızı çizgiler ise sırası ile tünel çapının 5 m ve 10 m olması durumunda hesaplanan güvenlik katsayılarını göstermektedir.



Şekil 6. $V_s=100$ m/s Olan Zeminde Yer Alan Farklı Tüneller için Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik Katsayıları

Bu şekillerden de görüleceği üzere tünellerin yer alması serbest saha durumuna göre sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının düşmesine yol açmıştır. Grafiklerde gösterilen bütün senaryolar için sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı serbest saha durumunda da 1.00'in altında olmasına rağmen, tünellerin açılmış olması güvenlik katsayısının %30 mertebelerinde azalmasına sebep olmuştur. Tünel çapının artması güvenlik katsayısı üzerinde olumsuz bir etki yapsa da, özellikle tünellerin üst kotundan zemin yüzeyine kadar olan bölgede çok büyük değişiklik görülmemektedir. Buna rağmen tünellerin alt kotunda, daha büyük çaplı tünelin yarattığı efektif gerilmedeki azalışlar, sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının daha hızlı bir şekilde azalmasına sebep olmuştur.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada yeraltında sıklıkla yer alan tünellerin sismik yüklemeler altındaki davranışı ve içlerinde yer aldıkları zeminlerin sıvılaşma potansiyellerinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu kapsamda zemin-tünel etkileşimini bir arada inceleyen üç boyutlu sonlu farklar yöntemine dayalı analizler yapılmıştır. Önemli parametreler olarak tünel çapı, zemin cinsi ve deprem kayıtları belirlenmiştir. Analizler sonrasında elde edilen sonuçlara göre yüzeyde oluşacak maksimum yer ivmesi ve zeminlerin sıvılaşma potansiyeli açısından en etkili parametrenin tünelin yer yüzeyinden derinliği olduğu belirlenmiştir. Diğer bulgular da

- Tünel et kalınlığının maksimum ivme değerleri ve sıvılaşma potansiyelleri üzerinde fazla etkisinin olmadığı,
 - Tünel çaplarının sıvılaşma potansiyelleri üzerinde fazla etkisi olmadığı,
 - Tünel derinliğinin sıvılaşma potansiyeli açısından en önemli parametre olduğu,
 - Sığ tüneller etrafındaki zeminlerin derin tüneller etrafındaki zeminlere nazaran sıvılaşmaya daha müsait olduğu,
 - Çap uzunluğu arttıkça özellikle tünelin alt bölgelerinde sıvılaşma riskinin arttığı,
- şeklinde özetlenebilir.

Bu çalışma sonucunda elde edilen en önemli bulgu, sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerde inşa edilecek tünel ya da yer altı yapılarının mümkün olduğu kadar derine yapılması gerekliliğidir. Bununla beraber, ön analizlerde inşaat aşamaları mutlaka dikkate alınmalı ve özellikle ara aşamalarda tehlikeli durumların ortaya çıkması engellenmelidir. Bu çalışmanın, tünellerin

stabilitesini sadece geoteknik açıdan değerlendirdiği unutulmamalı ve yapısal ihtiyaçlar (tünel et kalınlığı, betonarme tasarım vb.) tasarım aşamasında mutlaka titizlikle incelenmelidir.

KAYNAKLAR

- [1] Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao, J.I., “Seismic design and analysis of underground structures”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 16, pp. 247–293, 2001.
- [2] Pakbaz, M.C., Yareevand A., “2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*”, Vol. 20, pp. 411–417, 2005
- [3] Dowding, C.H., Rozen, A., “Damage to rock tunnels from earthquake shaking”, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE. Vol. 104 (GT2), pp. 175–191, 1978.
- [4] Sharma, S., Judd, W.R., “Underground opening damage from earthquakes”, *Eng. Geol.*, Vol. 30 (3–4), pp. 263–276, 1991.
- [5] Chen, C.-H., Wang, T.-T., Jeng, F.-S, Huang, T.-H., “Mechanisms causing seismic damage of tunnels at different depths”, *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol. 28, pp. 31–40, 2012.
- [6] FLAC3D. Fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensions. Itasca Consulting Group, Minnesota, 2005.
- [7] Seed, H.B., Idriss, M.I., “Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential”, *J. Soil Mech. and Found. Div.*, Vol. 97(9), pp. 1249-1273, 1971.
- [8] NCEER, “Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils”, NCEER-97-0022. Edited by Youd, T.L., Idriss, I.M., December 31, 1997.
- [9] Seed H.B., Tokimatsu K., Harder L.F., Chung R.M., “The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations”, *J. Geotech. Engng. ASCE*. Vol. 111(12), pp. 1425–1445, 1985.
- [10] Cetin, K.O., Seed, R.B., Kiureghian, A.D., Tokimatsu, K., Harder, L.F. Jr., Kayen, R.E., Moss, R.E.S., “SPT-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential”, *J. Geotech. Geoenviron. Engng, ASCE*, Vol. 130(12), pp. 1314-1340, 2004.

SİSMİK ZEMİN SIVILAŞMASI TETİKLENME BAĞINTILARININ KİYASLAMALI DEĞERLENDİRMESİ

A COMPARATIVE ASSESSMENT OF SEISMIC SOIL LIQUEFACTION TRIGGERING RELATIONSHIPS

Makbule ILGAÇ¹

H. Tolga BİLGE²

Kemal Önder ÇETİN³

ABSTRACT

Starting with 1964 Niigata and Alaska Earthquakes, seismic soil liquefaction behavior has become a major research stream in geotechnical earthquake engineering. Since then, a number of researchers (e.g.: Seed et al., Cetin et al. and Idriss and Boulanger, etc.) introduced deterministic and probabilistic liquefaction triggering assessment methodologies. The scope of this study is to i) assess the reasons behind the difference between cyclic resistance ratio (CRR)-boundary curves recommended by Seed et al., Cetin et al., Idriss and Boulanger, and ii) revise Cetin et al. SPT-based seismic soil liquefaction triggering relationship on the basis of updated liquefaction triggering case history database. Idriss and Boulanger claimed that the differences between Cetin et al. and Idriss and Boulanger boundary curves were "caused by the interpretations and treatment of eight key case histories". This hypothesis is simply tested by modifying the eight case histories in the Cetin et al. database as suggested by Idriss and Boulanger, and develop new set of boundary curves. These new curves were observed to be not very different than the original Cetin et al. curves. Hence, the hypothesis was rejected. Then, for the purpose of identifying true reasons behind the differences, Seed et al., Cetin et al., Idriss and Boulanger databases were once again studied. It was concluded that the differences source mainly from systematically different i) identification of critical layers, ii) assessment of corresponding SPT-N and CSR values, iii) execution of K_{σ} , r_d and fines correction, and relatively less importantly, iv) magnitude scaling (K_{Mw}) and v) overburden correction, C_N factors, and the caps applied on their limits. The differences in the assessment of case histories were addressed illustratively on two case histories. Additionally, after having re-assessed currently available case histories, an updated Cetin et al. database was compiled. This database is composed of high quality case histories specifically compiled only from Seed et al, Cetin et al. and Idriss and Boulanger databases. When doing so, issues regarding original Cetin et al. database as addressed by Idriss and Boulanger were studied, and for the cases where a consensus could be achieved, they were revised. As a result, a new set of probabilistic CRR boundary curves were developed by using maximum likelihood methodology. These new set of CRR boundary curves are observed to be in close proximity of original Cetin et al. curves especially in the critical low $N_{1,60}$ region (i.e.: < 20 blows/30cm.), and are still significantly different than Idriss and Boulanger curves. As stated earlier, the differences source from fundamentally different ways of case history data processing, which affect not only a limited number of cases, but the complete database. As the concluding remark, it is extremely important

¹ Doktora Öğrencisi, Araştırma Görevlisi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, ilgac@metu.edu.tr

² Dr., Geodestek Ltd. Şti., htbilge@geodestek.com

³ Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, oletin@metu.edu.tr

to note that these liquefaction triggering relationships should not be directly compared as their treatment of $N_{1,60}$ and CRR terms are different, and these terms should be estimated consistently with their original case history data assessment procedures for the purpose of producing unbiased results.

Keywords: Soil liquefaction, liquefaction triggering, simplified procedure, earthquakes, CRR.

ÖZET

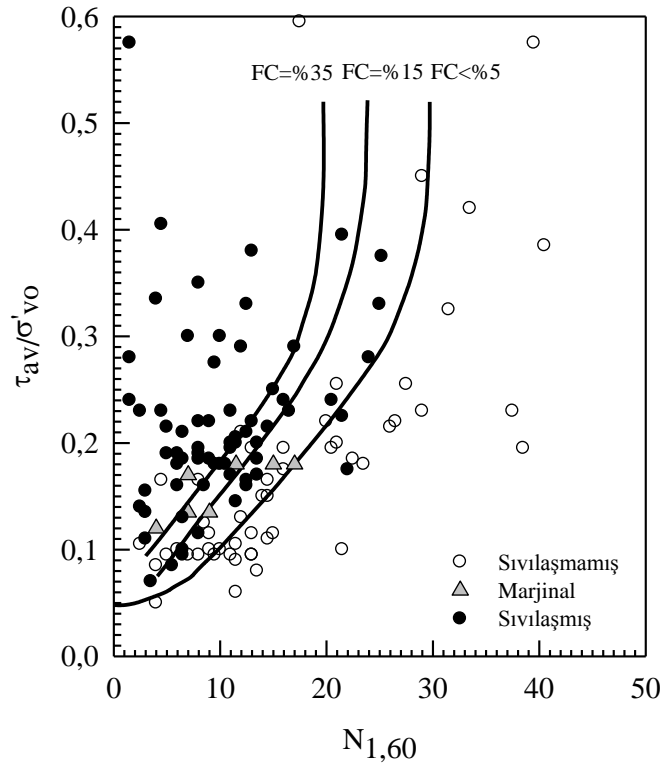
1964 Niigata ve Alaska depremleri ile başlayan, sismik zemin sıvılaşması davranışı, geoteknik deprem mühendisliği alanında başlıca bir araştırma konusu olmuştur. Daha sonrasında, birçok araştırmacı, örneğin: Seed vd., Liao vd., Toprak vd., Çetin vd. ve Idriss and Boulanger deterministik ve olasılıksal zemin sıvılaşması tetiklenme bağıntıları önermişlerdir. Bu çalışmanın amacı i) çeşitli araştırmacılar (Seed vd., Çetin vd ve Idriss ve Boulanger) tarafından sunulan bağıntıların arasındaki farklılıkların nedenlerini incelemek, ii) güncellenen Çetin vd. veritabanı esas alınarak sismik zemin sıvılaşması tetiklenme bağıntısı önermektir. Idriss ve Boulanger, Çetin vd. ile Idriss ve Boulanger CRR bağıntıları arasındaki farkın 8 kritik vaka örneğinin araştırmacılarca farklı işlenmesi sonucu ortaya çıktığı hipotezini sunmuşlardır. Bu hipotezin doğruluğu, 8 kritik vaka örneğinin Idriss ve Boulanger çalışmasında önerildiği üzere değiştirilip yeniden CRR bağıntısı geliştirilmesi ile test edilmiştir. Bu çalışma sonucu ortaya çıkan CRR bağıntılarının orijinal Çetin vd. eğrisinden çok da farklı olmadığı görülmüştür. Böylece bu hipotez reddedilmiştir. Sonrasında, araştırmacılarca sunulan CRR bağıntıları arasındaki farkın sebebinin araştırılması için Seed vd., Çetin vd. ve Idriss ve Boulanger veritabanları bir kez daha incelenmiştir. Özetle, Seed vd., Çetin vd., ve Idriss ve Boulanger tarafından sunulan sıvılaşma tetiklenme bağıntılarının arasındaki farklılıkların i) sıvılaşacak derinliğin araştırmacılarca farklı belirlenmesi, ii) SPT-N ve CSR değerlerini hesaplamak için kullanılacak girdi parametrelerin farklı seçilmesi, ii) düzeltme faktörleri K_{σ} , r_d ve ince dane düzeltmesi değerlerinin farklı hesaplanması ve daha az önemli olmak üzere K_{Mw} , C_N düzeltmeleri ve bu düzeltmelerin sınır değerlerinin farklı seçilmesinden kaynaklandığı saptanmıştır. Veritabanının araştırmacılarca farklı işlendiğini göstermek üzere iki adet vaka örneği seçilmiş ve farklı araştırmacıların verileri nasıl farklı olarak işlediği detaylı olarak sunulmuştur. Ek olarak, tüm veritabanları incelenerek Çetin vd. veritabanı güncellenmiştir. Güncellenmiş bu veritabanı Seed vd, Çetin vd. ve Idriss ve Boulanger veritabanlarından derlenen yüksek kalitede ki vaka örneklerinden oluşmaktadır. Bu çalışma yapılırken, Idriss ve Boulanger çalışmasında bahsedilen bazı hususlar üzerinde durulmuş ve fikirbirliği sağlanan vaka örnekleri güncellenen Çetin vd. veritabanına dahil edilmiştir. Ek olarak, yeni Çetin vd. veritabanı ile maksimum olabilirlik teorisi kullanılarak, yeni olasılıksal CRR sınır eğrileri geliştirilmiştir. Güncellenen Çetin vd. CRR eğrileri özellikle $N_{1,60}$ değerlerinin düşük olduğu (< 20 darbe/30cm) bölgede orijinal Çetin vd. eğrisine oldukça yakın olmasına karşın Seed vd. ve Idriss ve Boulanger eğrilerinden farklılaşmaktadır. Daha önce belirtildiği üzere, farklılığın nedeni sınırlı birkaç verinin işlenişinden değil tüm verilerin işlenmesindeki fikir ayrılıklarından kaynaklanmaktadır. Sonuç olarak, CSR ve SPT-N değerlerinin araştırmacılarca farklı şekilde hesaplandığı göz önüne alınırsa, sıvılaşma tetiklenme eğrilerinin doğrudan mukayese edilmesi doğru değildir. Bu bağıntılar kullanılırken, sağlıklı sonuçlar elde etmek için, seçilen orijinal çalışmaya ve araştırmacının veri işleyiş yöntemine sadık kalınması önem arz etmektedir.

Anahtar kelimeler: Zemin sıvılaşması, sıvılaşma tetiklenmesi, basitleştirilmiş prosedür, deprem, CRR.

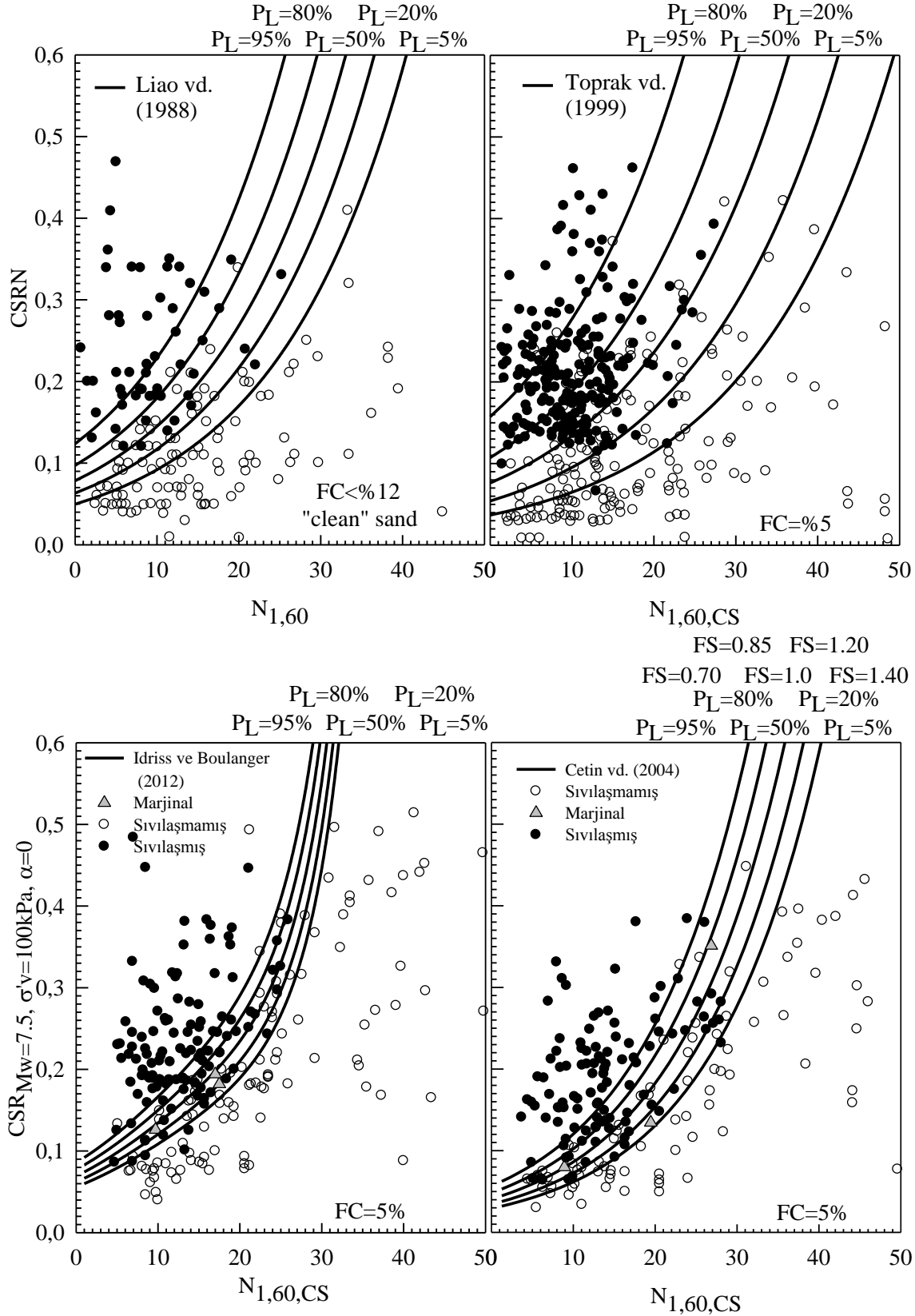
1. GİRİŞ

Sismik zemin sıvılaşması tetiklenme bağıntıları Seed vd. (1984) tarafından gerçekleştirilen çalışma sonrasında mühendislik analizlerine altlık oluşturabilecek ilk şeklini almıştır. Bu çalışmada, farklı zemin profilleri, depremler ve ülkelerden derlenen saha verileri kullanılarak vaka örnekleri veritabanının ilk sürümü oluşturulmuştur. Kritik zemin tabakaları belirlenerek bu tabakalardan elde edilmiş standart penetrasyon deneyi (SPT) darbe sayıları, çeşitli düzeltmeler sonrası, zemin tabakalarının sıvılaşma tetiklenmesine karşı "direncini" temsil etmek amacıyla kullanılmıştır. Seed ve Idriss (1971) çalışmasında sunulan "basitleştirilmiş-yöntem" kullanılarak, deprem sırasında zemine etki eden tekrarlı kayma gerilmeleri hesaplanmış, ve çeşitli düzeltmelere ve normalizasyonlara tabi tutularak "yük" parametresine dönüştürülmüştür. Böylece veritabanındaki her bir vaka örneği, bir kapasite, bir de yük terimi ile özetlenmiştir.

Seed vd. (1984) çalışmasında tüm sahalar bir grafik üzerinde x-ekseninde $N_{1,60}$ (zemin direci), y-ekseninde tekrarlı gerilme oranı CSR (zemine gelen normalize kayma gerilmeleri) konumlanacak şekilde gösterilmiştir. Şekil 1'de sunulduğu üzere sıvılaşmanın gözlemediği ve gözlenmediği sahalar sırası ile içi dolu veya boş semboller ile gösterilmiştir. Son olarak bu verileri esas alarak sıvılaşma ve sıvılaşmama sınır davranışını belirlemek üzere, farklı ince dane oranları için, sismik zemin sıvılaşması tetiklenme eğrileri (CRR eğrileri) verilmiştir.



Şekil 1. Seed vd (1985) Tarafından % 5, 15 ve 35 İnce Dane Oranları İçin Önerilen CRR Eğrileri (Seed vd. (1984) Veritabanında Verilen Değerler Kullanılarak Yeniden Çizilmiştir.)



Şekil 2. Temiz Kum M=7.5 İçin Sunulan CRR Eğrileri (Liao vd. (1988, 1998), Toprak vd. (1999), Çetin vd. (2004) ve İdriss ve Boulanger (2012))

İlerleyen süreçte, Şekil 2'de gösterildiği üzere, Liao vd. (1988, 1998), Toprak vd. (1999), Çetin vd. (2004), ve Idriss and Boulanger (2004, 2008, 2012) tarafından deterministik ve olasılıksal zemin sıvılaşması tetiklenme bağıntıları önerilmiştir.

Tüm bu çalışmalar dikkatle incelendiğinde ve önerilen sıvılaşma tetiklenme sınır eğrileri karşılaştırıldığında (ki bu bildirinin ilerleyen kısımlarında tartışılacağı üzere gerek $N_{1,60}$ gerekse de CSR terimleri için kullanılan farklı hesaplama ve düzeltme yöntemleri nedeniyle doğrudan bir kıyaslama yapmak sağlıklı değildir.) ciddi farklılıkların olduğu görülmektedir. Idriss ve Boulanger (2010) bu farklılıkların, Çetin vd. (2004) veritabanında yer alan 8 adet kritik vaka örneğinin araştırmacılarca farklı işlenmesi sebebi ile kaynaklandığını iddia etmiştir. Bu 8 adet vaka örneğinin araştırmacılarca benzer şekilde yorumlanması durumunda farklılıkların ortadan kalkacağı dile getirilmiştir. Bu çalışma kapsamında bu hipotezin doğruluğu sorgulanacaktır. İlerleyen kısımlarda da detaylı olarak tartışılacağı üzere hipotezin reddedilmesi sonrası, sıvılaşma tetiklenme tahmin denklemleri arasındaki farklılıkların gerçek sebebinin sorgulanması gerekliliği doğmuştur. Bu sebepten dolayı Seed vd. (1984), Çetin vd. (2004) ve Idriss ve Boulanger (2004, 2008, 2012)) tarafından sunulan bağıntıların kapasite ve yük terimleri arasındaki girdi farklılıkları incelenmiştir. İncelemeler sonrası farklılıkların sebebinin hipotezde belirtildiği gibi 8 vaka örneğindeki işleniş farklılıklarından olmayıp, tüm vaka örneklerinin değerlendirilmesinde araştırmacılarca izlenen farklı yöntemlerden kaynaklandığı görülmüştür. Bu değerlendirmeler sırasında Çetin vd. (2004) veritabanının, bugünkü mevcut bilgi düzeyi, ve Idriss ve Boulanger (2010) veritabanındaki vaka örneklerinin kullanıma uygun olanlarını da içerecek şekilde genişletilmesi sonrasında, Çetin vd. (2015) veritabanı geliştirilmiştir. Bu veritabanı kullanılarak revize sismik zemin sıvılaşması tetiklenme bağıntıları önerilmiştir. Şimdi sırası ile bu hususlar tartışılacaktır.

2. CRR EĞRİLERİ ARASINDAKİ FARKLILIKLAR SEKİZ KRİTİK VAKA ÖRNEĞİNDEN Mİ KAYNAKLANMAKTADIR?

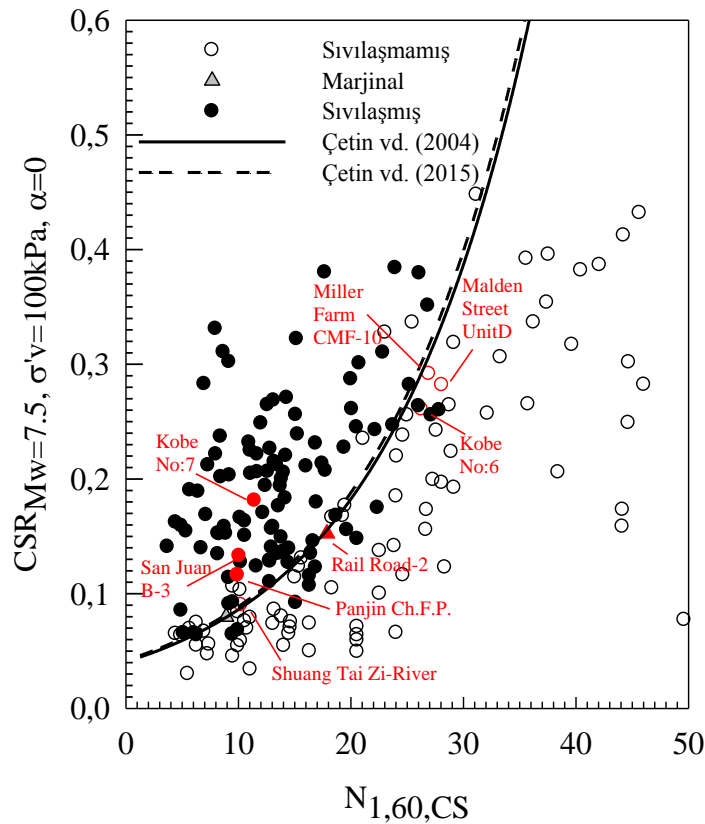
Bu kısımda, Idriss ve Boulanger (2010) çalışmasında ortaya atılan “CRR eğrileri arasında bulunan farklılıkların 8 adet kritik vaka örneğinin farklı işlenişinden kaynaklandığı” yönündeki hipotez üzerinde durulacaktır. Idriss ve Boulanger (2010) çalışmasında ve Tablo 1'de detaylı şekilde sunulan 8 adet vaka örneği ile ilgili dile getirilen itirazların tamamı Çetin vd. tarafından kabul edilmiş olmasa da hipotezi test etmek üzere aynen Idriss ve Boulanger tarafından önerildiği üzere değiştirilmiştir. Bu vaka örnekleri ile ilgili yorumlar ve cevaplar yine Tablo 1'de özetlenmiş ayrıca Prof. Idriss ve Prof. Boulanger'ye yazılan bir teknik mektupla (Çetin 2014) da iletilmiştir. Çetin vd. (2004) veritabanında başka hiçbir değişiklik yapılmadan sadece 8 vaka analizi değiştirilerek oluşturulan veritabanı için yeni CRR eğrileri Şekil 3'de sunulmuştur. Yeni CRR eğrilerinin maksimum olabilirlik yöntemi ile geliştirilmesi sırasında Çetin vd (2004) modelinin yukarı veya aşağı yönde kaymasına izin vermek üzere intersept parametresi (Denklemler 4 ve 5'teki θ_5) güncellenmiştir. Bu grafikten de anlaşılacağı üzere 8 adet vakanın Idriss ve Boulanger (2010) çalışmasında belirtildiği üzere değiştirilmesine karşın, yeni eğrinin Çetin vd. (2004) çalışmasıyla hemen hemen aynı kaldığı görülmüştür. Böylece CRR bağıntıları arasında ki farkın nedeninin 8 adet vaka örneğine farklı işlenmesi yönündeki hipotez reddedilmiştir.

Tablo 1. Idriss ve Boulanger (2010) Tarafından Dile Getirilen Hususlar ve Cevabi Açıklamalar

No	Vaka Örneği	Idriss ve Boulanger (2010) Notları	Açıklama
1	Miller Farm CMF-10	Sıvılaşmamış vaka örneği olarak değiştirilmesi önerilmiştir.	CMF-10 sondaj lokasyonunun sıvılaşmış ve sıvılaşmamış bölgenin ortasında yer aldığı görülmüştür. Vaka örneğini çalışan kaynak araştırmacılarla temasa geçilmesi sonrası vaka örneği sıvılaşmamış vaka örnekleri grubuna dahil edilmiştir.
2	Malden Street Unit D	Sıvılaşmamış vaka örneği olarak değiştirilmesi önerilmiştir.	Yüzeyde gözlemlenen kalıcı deformasyonların yaklaşık 4 m kalınlığındaki SPT değerleri 1-3 darbe/30 cm aralığında değişen yumuşak killerden kaynaklandığı anlaşılmıştır. Bu sebepten dolayı bu vaka örneğinin nihayi veritabanından çıkarılmasına karar verilmiştir. Yumuşak killerin varlığı sebebi ile daha derindeki kum tabakalarına etkiyen CSR değerinin r_d ile hesaplanması yanıltıcı olabilecektir. Bu sebepten dolayı derindeki sıvılaşmamış kum tabakalarının vaka örneği olarak kullanılması doğru olmayacaktır. Ancak hipotezin test edilmesine yönelik analizlerde Idriss ve Boulanger tarafından önerildiği şekli ile kullanılmıştır.
3	Kobe No 6	Sıvılaşmamış vaka örneği olarak değiştirilmesi önerilmiştir. r_d değerinin Çetin vd. (2002) değeri ile uyumsuz olduğu belirtilmiştir.	Prof. Tokimatsu tarafından tarafımıza iletilen Çizelgede bu vaka örneği sıvılaşmamış olarak gösterilirken, yine tarafımıza iletilen Harita üzerinde ise sıvılaşmış olarak işaretlenmiştir. Kendisi ile yapılan görüşmeler sonrası vaka örneği sıvılaşmamış vaka örneği olarak güncellenmiştir. r_d değeri uyumlu hale getirilmiştir.
4	Kobe No 7	r_d değerinin Çetin vd. (2002) değeri ile uyumsuz olduğu belirtilmiştir. Kritik derinliğin 3.3 m ve bu derinlikteki N değerinin 8 darbe/30 cm seçilmesi önerilmiştir.	r_d değeri uyumlu hale getirilmiştir. Idriss ve Boulanger sondaj profilindeki en düşük SPT N değerini kullanmaktadır. Oysaki tarafımızca yapılan değerlendirmelerde kritik tabakadaki SPT N değerlerinin ortalaması kullanılır. Ancak hipotezin doğruluğunu sorgulamak için katılmasak da vaka örneği Idriss ve Boulanger tarafından önerildiği gibi kullanılmıştır.

Tablo 1. Idriss ve Boulanger (2010) Tarafından Dile Getirilen Hususlar ve Cevabi Açıklamalar (devamı)

5	Railroad 2	r_d değerinin Çetin vd. (2002) değeri ile uyumsuz olduğu belirtilmiştir. Zemin tabakalarının birim ağırlığı düşük seçilmiştir.	r_d değeri uyumlu hale getirilmiştir. Zemin tabakalarının birim ağırlıkları sistematik olarak yeniden hesaplanmıştır.
6	Panjin Chem. Fertilizer Plant	r_d değerinin Çetin vd. (2002) değeri ile uyumsuz olduğu belirtilmiştir.	r_d değeri uyumlu hale getirilmiştir.
7	San Juan B-3	r_d değerinin Çetin vd. (2002) değeri ile uyumsuz olduğu belirtilmiştir.	r_d değeri uyumlu hale getirilmiştir.
8	Shuang Tai Zi River	Sıvılaşmamış vaka örneği olarak değiştirilmesi önerilmiştir. r_d değerinin Çetin vd. (2002) değeri ile uyumsuz olduğu belirtilmiştir.	Vaka örneği Çetin vd. (2004) veritabanı analizlerinde sıvılaşmamış vaka örneği olarak kullanılmıştır. Ancak Çizelgelerde yazım hatası yapılmıştır. Analizlerde doğru olarak kullanıldığı için bir düzeltme yapılmamış sadece Çizelgelerdeki yazım hatası düzeltilmiştir. r_d değeri uyumlu hale getirilmiştir.



Şekil 3. Idriss ve Boulanger (2010) Hipotezinin Sorgulanması Sonrası Elde Edilen CRR Eğrileri

3. VERİTABANLARININ KIYASLAMALI İNCELENMESİ VE CRR EĞRİLERİ ARASINDAKİ FARKLILIKLARIN SEBEPLERİ

Idriss ve Boulanger ile Çetin vd. CRR eğrileri arasındaki farklılığın iddia edildiğinin aksine sadece 8 vaka örneğinden kaynaklanmadığı anlaşılmıştır. Bu değerlendirme sonrası farklılıkların gerçek sebeplerinin bulunması için veritabanları ve verilerin değerlendirilme şekilleri detaylı olarak incelenecektir.

Veritabanı incelenirken, CSR değeri, farklı düşey efektif gerilmeler (tabaka derinlikleri) için hesaplandığından tüm bu farklı gerilmeler 100 kPa referans gerilme değerine normalize edilmek üzere K_{σ} katsayısı ile düzeltilir. İlave olarak farklı moment büyüklüklerindeki depremleri, $M_w=7.5$ referans değerine çevirmek için K_{M_w} katsayısı kullanılmaktadır. Böylece CSR değerlerinin tümü $\sigma'_v=100$ kPa ve $M=7.5$ değerine Denklem 1'de gösterildiği üzere normalize edilmiş olur. CSR değerini hesaplamak için kullanılan r_d , K_{σ} ve daha az önem taşıyan MSF katsayıları araştırmacılar tarafından farklı hesaplanmaktadır. Aynı şekilde $N_{1,60,CS}$ değerini hesaplarken araştırmacılar tarafından farklı C_N ve ince dane düzeltmeleri uygulanmaktadır.

$$CSR_{\sigma'_v=100, \alpha=0, M_w=7.5} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d \cdot \frac{1}{K_{\sigma}} \cdot \frac{1}{MSF} \cdot \frac{1}{K_{\alpha}} \quad (1)$$

Çetin vd. (2004) veritabanında toplam 200 adet yüksek kalite vaka örneği bulunmakta olup, bu verilerin 44 adeti Prof. Kohji Tokimatsu tarafından analiz edilerek özetlenen 1995 Hyogoken-Nambu (Kobe) $M_w=6.9$ depremi vaka örneklerinden oluşmaktadır. Öte yandan Idriss ve Boulanger (2010) veritabanında ise 230 adet vaka örneği bulunmakta olup, Çetin vd. (2004) veritabanıyla benzer şekilde, 44 Kobe vaka örneği Prof. Kohji Tokimatsu'ya aittir. Çetin vd. (2004) veritabanından farklı olarak, Idriss ve Boulanger (2010) veritabanında Iai vd. (1989) çalışmasından elde edilmiş 26 adet vaka örneği mevcuttur. Bu veriler Çetin vd. tarafından ilk çalışma sırasında incelenmiş ve veri kalitesinin düşük olması sebebi ile veri tabanına dahil edilmemiştir. Ancak sıvılaşma tahmin modelleri arasındaki farklılıkların veritabanındaki farklılıklardan olabileceği yönündeki düşünceleri ortadan kaldırmak adına, öncelikle Idriss ve Boulanger (2010) veritabanında bulunup, Çetin vd. (2004) veritabanında yer almayan 33 saha verisi bu çalışma kapsamında yeniden irdelenmiştir. Çalışmanın sonucunda 13 adet yeni saha verisinin sınırdaki da olsa veritabanı kalite beklentilerini karşılayabileceği değerlendirilmesi ile yeni veritabanına dahil edilmesine karar verilmiştir.

Veritabanına dahil edilmeyen 20 saha verisi çok düşük kaliteli vaka örneği olarak sınıflandırılmıştır. Bu sınıflandırmaya dahil olmalarının ana sebepleri ise şu şekilde özetlenebilir: (1) ilgili referans kaynaklarda zemin profili ve sınıflandırmasının sunulmaması olması, dolayısı ile zemin türünün (kil mi? kum mu? çakıl mı?) belirlenememesi (2) bazı vaka örneklerinin serbest saha tanımına uymayacak şekilde eğimli sahalardan derlenmiş olmaları. Her vaka örneğinin hangi gerekçe ile veritabanına dahil edilmediğine yönelik detaylı açıklamalar Çetin vd. (2015) ve İlgaç (2015)'de sunulmuştur. Idriss ve Boulanger tarafından vaka örneklerinin nasıl analiz edildiğine yönelik özet çizelgeler haricinde detaylı dokümantasyon verilmediği için, bu eksiklikleri kendilerinin nasıl aşip da vaka örneklerini veritabanına dahil ettikleri anlaşılamamıştır.

Veritabanına dahil edilen 13 saha verisi ise 1983 Nihonkai-Chubu $M=7.7$ ve Loma Prieta 1989 $M_w=6.93$ depremlerinden derlenmiş olup, Tablo 2'de listelenmiştir.

Tablo 2. Çetin vd. (2015) Veritabanına Dahil Edilen 13 Adet Saha Verisinin Listesi

No	1983 Nihonkai-Chubu M=7.7	Referans
1	Akita Station	Iai vd. (1989)
2	Gaiko 1&2	Iai vd. (1989)
3	Hakodate	Iai vd. (1989)
4	Nakajima No. 1(5)	Iai vd. (1989)
5	Nakajima No. 2(1)	Iai vd. (1989)
6	Nakajima No. 2(2)	Iai vd. (1989)
7	Nakajima No. 3(3)	Iai vd. (1989)
8	Nakajima No. 3(4)	Iai vd. (1989)
9	Ohama No. 2(2)	Iai vd. (1989)
10	Ohama No. Rvt. (1)	Iai vd. (1989)
	Loma Prieta 1989 Mw=6.93	
11	General Fish	Boulanger vd. (1995,1997)
12	Marina Laboratory_F1-F7	Boulanger vd. (1995)
13	MBARI NO.4-B4B5EB2EB3	Boulanger vd. (1995)

Çetin vd. (2015) veritabanı, Çetin vd. (2004) veritabanındaki 2 saha verisi hariç (1975 Haicheng Ms=7.3 Shung Tai Zi R ve 1994 Northridge Mw=6.7 Malden Street Unit D) tüm vaka örneklerini içermektedir. Bu verilerin veritabanına dahil edilmeme nedenleri ise aşağıda sıralanmıştır: i) Shengcong vd. (1983) çalışmasında Shung Tai Zi R sahası için verilen sondaj logunda kritik tabaka silt olarak rapor edilmiştir. Fakat ince dane oranı verisine yer verilmemiştir. Seed vd. (1984) ince dane oranını %5, Idriss ve Boulanger (2010) %50 olarak kabul etmişlerdir. İnce dane yüzdesi verisinin belirsiz olması sebebi ile bu vaka örneği yeni veritabanına dahil edilmemiştir, ii) Malden Street Unit D vaka örneğinde yüzeyde gözlemlenen kalıcı deformasyonların, yaklaşık 4 m kalınlığındaki SPT N değerleri 1-3 darbe/30 cm aralığında değişen yumuşak killerden kaynaklandığı anlaşılmıştır. Yumuşak killerin varlığı sebebi ile daha derindeki kum tabakalarına etkiyen CSR değerinin r_d ile hesaplanması yanıltıcıdır. Bu sebepten dolayı daha derindeki sıvılaşmamış kum tabakalarının da vaka örneği olarak kullanılması doğru olmayacaktır.

Çetin vd. (2004) veritabanında bulunan tüm saha verileri, tek tek incelenerek bugünkü mevcut bilgi düzeyi ışığında yeniden değerlendirilmişlerdir. Veritabanının tümünü kapsayan bazı sistematik güncellemelere ek olarak, yer yer her veriye özel bir takım değişiklikler de yapılmıştır. Veritabanının tamamı gerekli girdi parametrelerini de özetler şekilde Çetin vd. (2015) ve İlgaç (2015)'de sunulmuştur. Tüm veritabanını kapsayan sistematik değişiklikler şu şekilde özetlenebilir: (1) her saha verisi için r_d değerinin (43 adet sismik serbest saha tepki analizi gerçekleştirilmiş olan vaka örnekleri hariç) hesaplanmasında kullanılan çizelgedeki (spreadsheet) yazım hatası düzeltilmiş; Çetin ve Seed (2002) r_d denklemi ile uyumlu olacak şekilde yeniden hesaplanmıştır. Bu işlem yapılırken her saha verisi için $V_{s,12m}$ değeri, Denklem 2 ve 3'de sunulduğu üzere sistematik olarak belirlenmiştir. (2) benzer olarak, her vaka örneği için zemin tabakalarının birim ağırlıkları yeniden belirlenmiş ve tüm veritabanında Tablo 3'de sunulan değerler sistematik olarak kullanılmıştır.

$$V_{s,12m} = 80 \cdot (N_1)_{60}^{(1/3)} \quad (\text{kumlar için}) \quad (2)$$

$$V_{s,12m} = 100 \cdot (N_1)_{60}^{(1/3)} \quad (\text{killer için}) \quad (3)$$

Veritabanındaki her vaka örneğini kapsayan bu değişikliklere ek olarak, tüm vaka örnekleri bugünkü mevcut bilgi düzeyi ile yeniden analiz edilmiştir. Uygulanan bazı değişiklikler şu şekilde özetlenebilir: (1) Çetin vd. (2004) veritabanında yer alan 1975 Haicheng $M_s=7.3$ Shung Tai Zi R ve 1994 Northridge $M_w=6.7$ Malden Street Unit D vaka örneklerine Çetin vd. (2015) veritabanında yer verilmemiş olup bu kararın gerekçesi önceki kısımlarda açıklanmıştır. (2) 3 adet vaka örneğinin ((a) Miller Farm CMF-10, (b) Kobe No:6 ve (c) Kobe No:16) sınıvlaşmamış vaka örneği olarak değerlendirilmelerine karar verilmiştir. (3) Mevcut bilgi düzeyi ve USGS Centennial Deprem Kataloğu (Engdahl ve Villasenor (2002)) ve Next Generation Attenuation (NGA, Chiou vd. (2008)) araştırma projesinin verilerinden yararlanarak, bazı tarihsel depremlerin moment büyüklükleri ve maksimum yer ivmesi değerleri güncellenmiştir. (4) Bazı saha verileri için yer altı su seviyesi, maksimum yer ivmesi a_{max} , ortalama ince dane yüzdesi, kritik sınıvlaşma derinliği, ortalama SPT-N, t_{ij} boyu düzeltme katsayısı (C_R), sondaj delgi çapı düzeltme katsayısı (C_B) değerleri yeniden incelenmiştir. (5) Tüm girdi parametrelerindeki belirsizlikleri modellemek üzere model standard sapması yeniden hesaplanmıştır.

Tablo 3. Çetin vd. (2015) Veritabanındaki Birim Ağırlık Seçimi

Granüler zeminler için		
SPT-N ₆₀ (darbe/30 cm)	γ_{kuru} (kN/m ³) (pcf)	$\gamma_{doymuş}$ (kN/m ³) (pcf)
0 - 4	14.1 (90)	17.3 (110)
5 - 10	17.3 (110)	18.9 (120)
11 - 30	18.9 (120)	19.6 (125)
30 - 50	19.6 (125)	21.2 (135)
İnce daneli zeminler için		
0 - 4	15.7 (100)	17.3 (110)
5 - 8	17.3 (110)	18.9 (120)
9 - 16	18.1 (115)	19.6 (125)

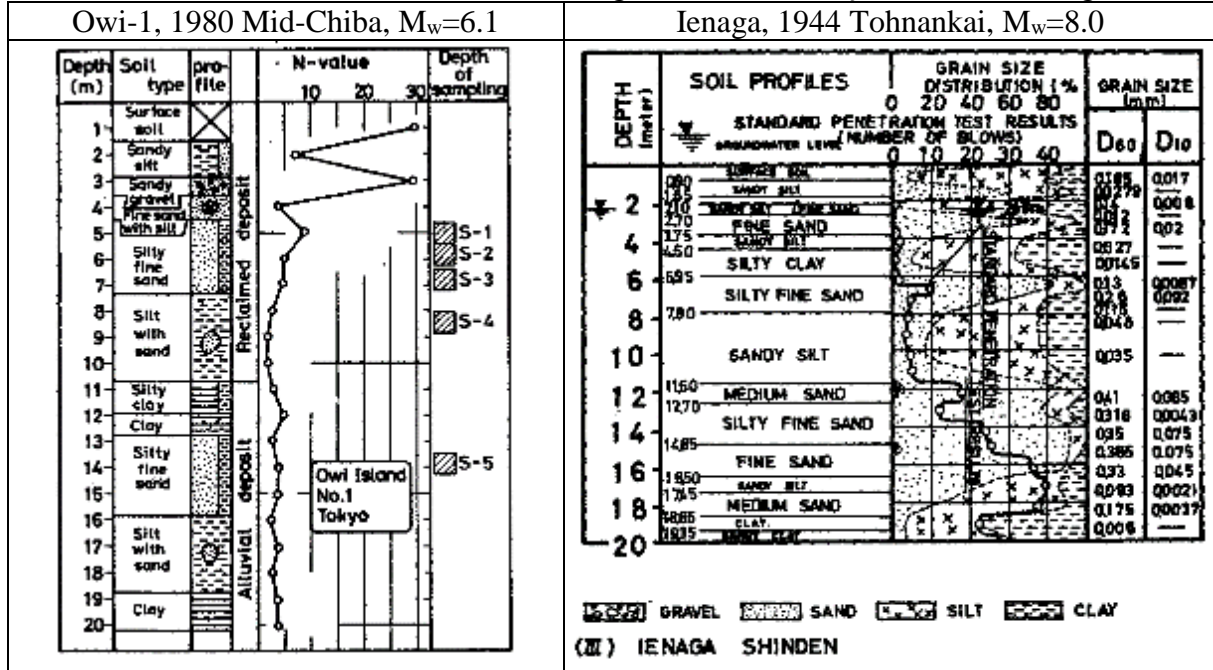
Tüm bu değişiklikler (2004) veritabanı ile kıyaslandığında son derece küçük farklar doğurmuş olup, veritabanlarının girdi parametrelerinin ortalamaları kıyaslamalı olarak Tablo 4'de gösterilmiştir. Tablo 4'de sunulan ortalamalar hesaplanırken sınıvlaşmış ve sınıvlaşmamış vaka örnekleri için sırası ile 0.8 ve 1.2 ağırlık katsayıları kullanılmıştır. Ayrıca, Kobe verilerinin aşırı temsil edilmeleri sorununu çözmek üzere bu veriler de 0.25 katsayısı ile ağırlıklandırılmıştır. Tablo 4'den de anlaşılacağı üzere, temel farklılaşmanın CSR ve normalize CSR değerlerinin hesaplanmasında ortaya çıktığı anlaşılmaktadır. Ortalama CSRN değerleri arasındaki fark % 18 mertebelerindedir. Bu farkın % 12, % 4 ve %4 mertebelerinde farklılaşan K_σ , K_{MW} ve r_d değerlerinden kaynaklandığı anlaşılmıştır. Aslında ortalama verilerin kıyaslanması ile genel veritabanı ortalama davranışı anlaşılabilmeyle birlikte, farklı araştırmacıların vaka analizlerini analiz ederkenki farklılıkları vaka örnekleri özelinde irdelenememektedir. Bu eksikliği ortadan kaldırmak üzere seçilen iki vaka örneğinin araştırmacılarca nasıl farklı analiz edildiğini vurgulamak üzere değerlendirmeler yapılacaktır.

Farklı analiz tercihlerini vurgulamak üzere, veritabanından bir adet sınıvlaşmış (Owi-1, 1980 Mid-Chiba, $M_w=6.1$) bir adet de sınıvlaşmamış (Ienaga, 1944 Tohankai, $M_w=8.0$) vaka örneği seçilerek, Çetin vd. ile Idriss ve Boulanger yöntemlerine ve tercihlerine tamamiyle sadık kalarak analiz edilecektir. Sondaj logları Şekil 4'de sunulmuş olup, her iki araştırma grubunca yapılan kritik tabaka seçimleri de gösterilmiştir. Ayrıca Tablo 5'de girdi parametrelerinin özeti de sunulmuştur. Girdi parametrelerindeki farklılaşmayı sebep olan tercihler Tablo 6'de özetlenmiştir.

Tablo 4. Çetin vd. (2014), Çetin vd. (2015) ve Idriss ve Boulanger (2010) Veritabanlarının Ortalama Girdi Parametrelerinin Kıyaslanması

Parametre	Çetin vd. (2004)		Çetin vd. (2015)		Idriss ve Boulanger (2010)	
	Ortalama	Std.Spm.	Ortalama	Std.Spm.	Ortalama	Std.Spm.
a_{max} (g)	0.25	0.04	0.24	0.05	0.25	Idriss ve Boulanger veritabanında girdi parametrelerinin standard sapmaları hesaplanmamıştır.
M_w	7.06	0.20	7.09	0.22	7.13	
FC (%)	18.89	3.02	16.67	4.16	16.24	
d_{cr} (m)	5.08	0.53	4.94	0.55	5.02	
$(N_1)_{60}$	16	3	15	3	15	
γ_{kuru} (kN/m ³)	15.20	0.67	16.41	0.47	-	
γ_{doymun} (kN/m ³)	16.91	0.69	18.90	0.47	-	
r_d	0.86	0.06	0.91	0.06	0.95	
σ'_v (kPa)	53.48	5.83	60.04	5.65	61.29	
σ_v (kPa)	83.87	9.52	89.30	10.66	91.78	
$V_{s,12m}$ (m/s)	178.92	-	190.73	-	-	
CSR	0.21	0.04	0.21	0.05	0.23	
K_σ	1.23	-	1.20	-	1.06	
$N_{1,60,CS}$	17	-	16	-	17	
K_{MW}	1.17	-	1.17	-	1.12	
CSRN	0.16	-	0.16	-	0.20	

Şekil 4. Farklı Analiz Tercihlerini Vurgulamak Üzere Seçilen 2 Vaka Örneği



Tablo 5. Farklı Analiz Tercihlerini Vurgulamak Üzere Seçilen 2 Vaka Örneği Girdi Parametreleri

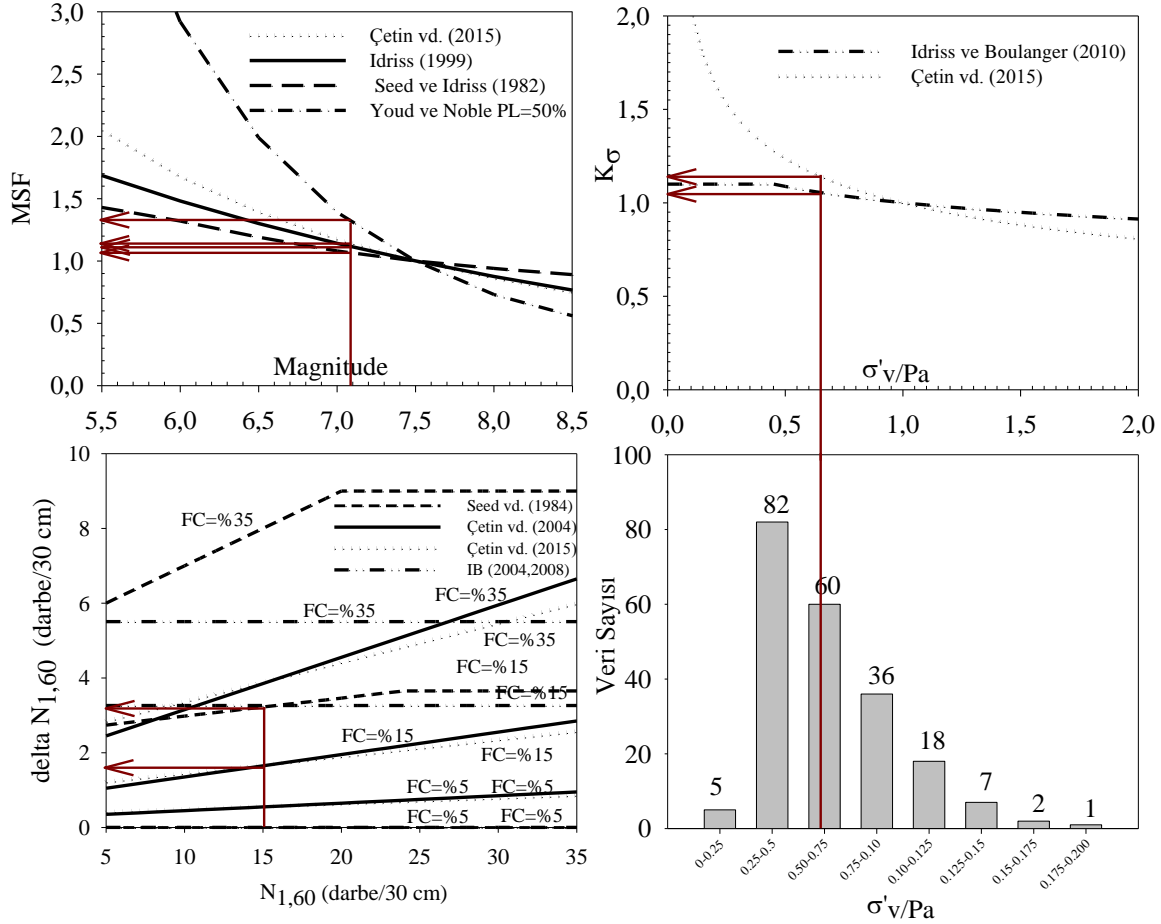
Parametre	1980 Mid-Chiba M=6.1, Owi-1		1944 Tohnankai M=8.0, Ienega	
	Idriss ve Boulanger (2010)	Çetin vd. (2015)	Idriss ve Boulanger (2010)	Çetin vd. (2015)
d_{ert}	6.1	5.5	4.3	4.3
M	6.0	6.1	8.1	8.1
$N_{1,60}$	7.1	7.9	3.4	2.2
$N_{1,60,CS}$	9.6	10.6	8.7	4.7
CSR	0.1	0.07	0.14	0.16
CSR_N	0.07	0.04	0.16	0.15
a_{max}	0.095	0.079	0.2	0.2
FC	13	30	30	72.5
r_d	0.89	0.81	0.99	0.87
K_{MW}	1.48	1.61	0.85	0.84
K_{σ}	1.05	1.16	1.07	1.23

Tablo 6. Çetin vd ile Idriss ve Boulanger CRR Bağlılarının Farklı Olmasının Nedenleri

Girdi Parametresi	Idriss ve Boulanger	Çetin vd. (2015)
a_{max}	Maksimum	Dik iki yönün geometrik ortalaması
Kritik derinlik	Kritik kum veya silt tabakası içindeki en küçük SPT N değerinin kaydedildiği derinlik seçilir.	Kum veya silt tabakasının orta noktası kritik derinlik olarak seçilir.
SPT N değeri	En düşük N değeri seçilir.	Kritik tabakadaki ortalama değer kullanılır.
İnce Dane %, FC	En düşük FC değeri seçilir.	Kritik tabakadaki ortalama değer kullanılır.
r_d	Idriss (1999)	Çetin ve Seed (2002)
K_{σ}	Analiz öncesi, Idriss ve Boulanger (2008) düzeltmesi uygulanır.	Maksimum olabilirlik analizleri sırasında veritabanı kullanılarak hesaplanır.
K_{Mw}	Analiz öncesi, Idriss (1999) düzeltmesi uygulanır.	Maksimum olabilirlik analizleri sırasında veritabanı kullanılarak hesaplanır.
$\Delta N_{1,60,CS}$	Analiz öncesi Idriss ve Boulanger (2004, 2008) düzeltmesi uygulanır.	Maksimum olabilirlik analizleri sırasında veritabanı kullanılarak hesaplanır.
Veritabanının ağırlıklandırılması	Sıvılaşılanlar 0.8 Sıvılaşmayanlar 1.2	Sıvılaşılanlar 0.8 Sıvılaşmayanlar 1.2 Kobe verisi 0.25
Limit Durum Modeli	Tek model parametresi serbest bırakılarak maksimum olabilirlik analizleri yapılmaktadır.	Yedi model parametresi serbest bırakılarak maksimum olabilirlik analizleri yapılmaktadır.

Araştırmacılarca kullanılan farklı r_d , K_σ , K_{MW} ve FC düzeltmeleri, veritabanının ortalama değerleri için ürettiği cevapları da gösterir şekilde Şekil 5'de sunulmuştur.

Dolayısı ile tüm bu farklı tercihler sebebi ile araştırmacılar tarafından önerilen CRR eğrilerinin doğrudan kıyaslanması doğru olmayacaktır. Hatta bu modellerin araştırmacıların tercihleri ile uyumsuz şekilde ileri analizlerde kullanılması da doğru olmayan sonuçlar üretebilecektir.



Şekil 5. Düzeltme Terimleri

3. GÜNCELLENMİŞ SIVILAŞMA BAĞINTILARI

Veritabanının incelenip düzenlenmesinin ardından maksimum olabilirlik teorisi kullanılarak Çetin vd. (2015) veritabanı için yeni sivilaşma bağıntısı geliştirilmiştir. Bu çalışma sonucu elde edilen yeni sismik zemin sivilaşması bağıntısı model parametreleri ve düzeltme terimleri K_σ , moment büyüklüğü düzeltme katsayısı (K_{MW}) ve ince dane düzeltmesi (FC) Denklem 4-8'de sunulmuştur.

$$P_L = \Phi \left(\frac{(N_{1,60} + (1 + \theta_1 \cdot FC) - \theta_2 \cdot \ln(M_w) - \theta_3 \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) + \theta_4 \cdot FC + \theta_5 - \theta_6 \cdot \ln(CSR))}{\sigma} \right) \quad (4)$$

$\Phi^{-1}(P_L)$ = standart normal dağılım fonksiyonunun tersi (örn., ortalama=0 ve standart sapma=1). Microsoft excel kullanılırken bu fonksiyon “NORMINV(PL,0,1)” olarak tanımlanır.

$$CRR(N_{1,60}, M_w, \sigma_v', FC, P_L) = \exp \left(\frac{(N_{1,60} + (1 + \theta_1 \cdot FC) - \theta_2 \cdot \ln(M_w) - \theta_3 \cdot \ln\left(\frac{\sigma_v'}{P_a}\right)) + \theta_4 \cdot FC + \theta_5 + \sigma \cdot \Phi^{-1}(P_L))}{\theta_6} \right) \quad (5)$$

$$K_\sigma = \frac{CRR}{CRR_{1atm}} = \left(\frac{\sigma_v'}{P_a}\right)^{(-\theta_3/\theta_6)} = \left(\ln\left(\frac{\sigma_v'}{P_a}\right)\right)^{(-3.627/11.849)} \quad (6)$$

$$MSF = \frac{CRR}{CRR_{M=7.5}} = \left(\frac{M}{7.5}\right)^{(-\theta_2/\theta_6)} = \left(\frac{M}{7.5}\right)^{(-27.426/11.849)} \quad (7)$$

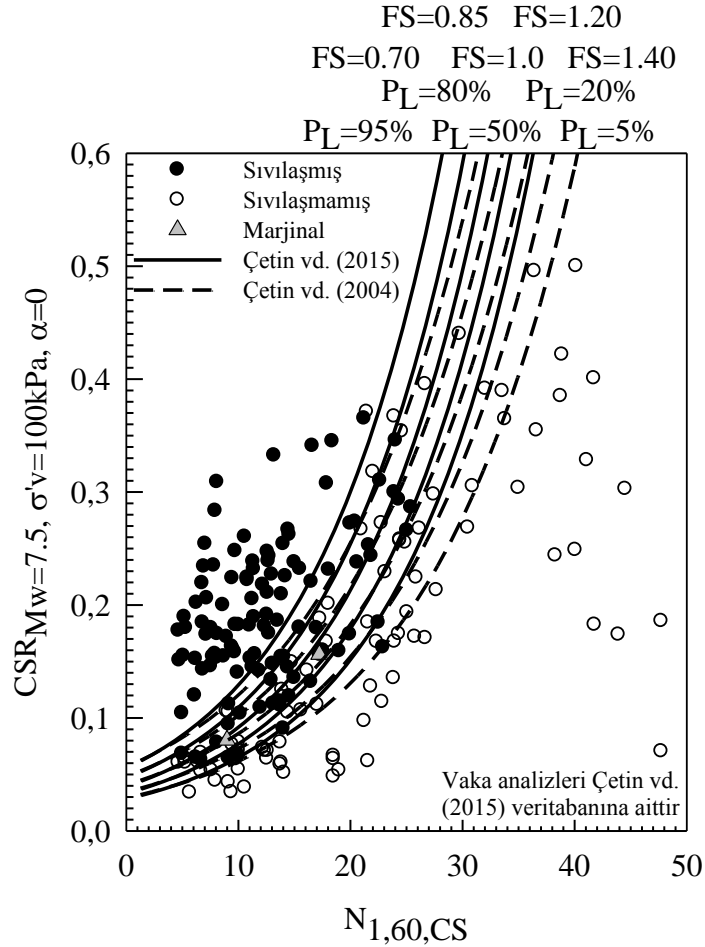
$$N_{1,60,CS} = N_{1,60} (1 + \theta_1 \cdot FC) + \theta_4 \cdot FC = N_{1,60} (1 + 0.003 \cdot FC) + 0.066 \cdot FC \quad (8)$$

Çetin vd. (2015) sivilaşma tetiklenme bağıntısı ve Çetin vd. (2004) çalışmasının sonuçları ile kıyaslamalı olarak Tablo 7’de sunulmuştur.

Tablo 7. Çetin vd. Tetiklenme Bağıntıları için Hesaplanan Model Katsayıları
(i.e.: $\theta_1, \theta_2, \theta_3, \theta_4, \theta_5, \theta_6$)

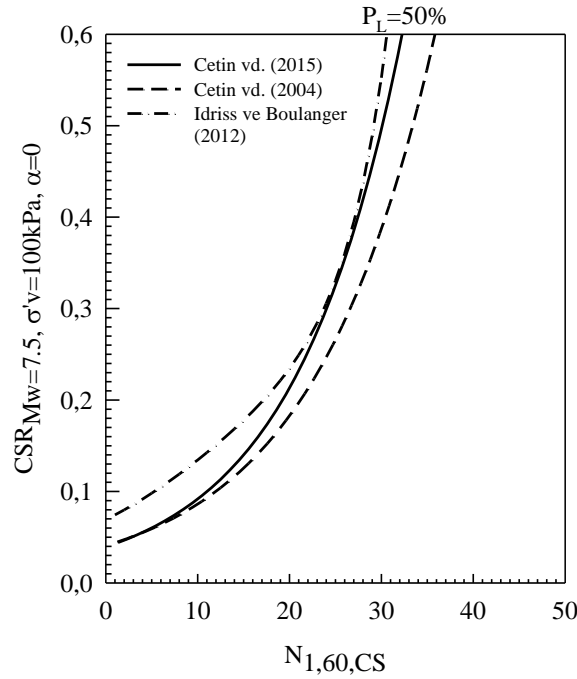
Model 1	Çetin vd. (2004)	Çetin vd. (2015)
Sivilaşmış Sahalar için Ağırlık Katsayısı	0.8	0.8
Sivilaşmamışlar Sahalar için Ağırlık Katsayısı	1.2	1.2
Kobe için Ağırlık Katsayısı	-	0.25
θ_1	0.004	0.003
θ_2	29.530	27.426
θ_3	3.700	3.627
θ_4	0.050	0.066
θ_5	16.850	16.951
θ_6	13.320	11.849
Model Hata Terimi, σ_e	2.70	2.46

Elde edilen olasılıksal sismik zemin sivilaşması tetiklenme bağıntıları Şekil 6’de grafiksel olarak sunulmuştur. Bu grafik üzerinde sivilaşmanın gözlemlendiği sahalara içi dolu sembol, sivilaşma gözlenmemiş sahalara içi boş sembol ve marjinal sahalara ise üçgen sembolü ile gösterilmiştir. Eğriler sivilaşma olasılığı 5, 20, 50, 80 ve % 95 veya bu olasılıklara karşılık gelen güvenlik katsayısı (FS) 1.40, 1.20, 1.0, 0.85 ve 0.70 için sunulmuştur. Güvenlik katsayıları sivilaşma olasılığı % 50 eğrisinin güvenlik katsayısı 1.0’e tekabül ettiği kabulü ile hesaplanmıştır.

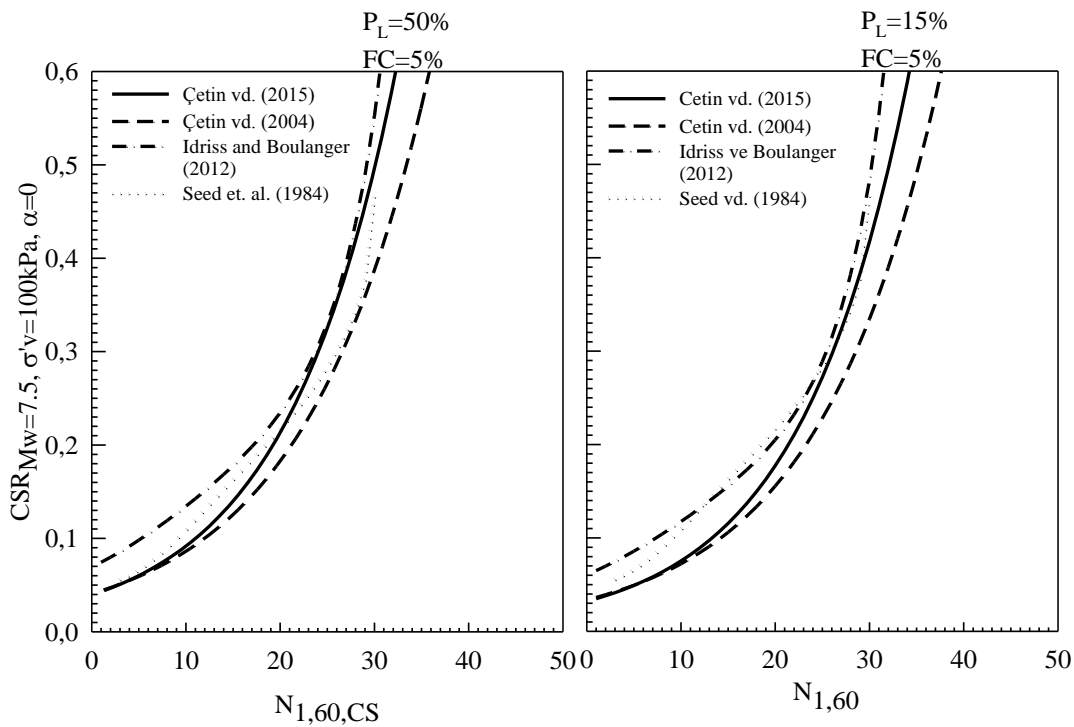


Şekil 6. Çetin vd. (2004) ve Çetin vd. (2015) Olasılıksal Sismik Zemin Sıvılaşması Tetiklenme Bağlılıkları

Her ne kadar daha önce CRR eğrilerinin doğrudan kıyaslanmasının yanlışlığı ve mahsurları belirtilmiş olsa da, sadece güncellenmiş bağıntıların eski eğrilerle kıyasla nerede yer aldığını göstermek üzere Şekil 7 hazırlanmıştır. Yeni bağıntının sismik zemin sıvılaşması açısından kritik olan $N_{1,60,CS} < 20$ darbe/30 cm bölgesinde Çetin vd. (2004) bağıntısı ile oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Şekilde de açıkça görüldüğü üzere Çetin vd. “deterministik” (2015) bağıntısı ($P_L=50\%$, önerilen deterministik bağıntı) Çetin vd. (2004) eğrisi ile Idriss ve Boulanger (2012) bağıntılarının ortasında yer almaktadır. Çetin vd. bağıntı ve Idriss ve Boulanger (2012) eğrisi mukayese edildiğinde $N_{1,60,CS} < 5$ darbe/30 cm olduğu bölgede Idriss ve Boulanger (2012) CRR değerlerinin (2015) değerlerine kıyasla %60-70 mertebelerinde yüksek olduğu gözlenmiştir. Bu farklılığın $N_{1,60,CS}$ 10 ile 20 darbe/30 cm olduğu bölgede %40 ve %5'e düştüğü görülmüştür. Sismik zemin sıvılaşması problemlerinde güvenlik katsayılarının 1.0-1.3 gibi düşük mertebelerde kullanıldığı hatırlandığında CRR değerindeki 2 kat mertebelerindeki farklılıkların güvenlik katsayılarına da aynı mertebede yansıtacağı aşikardır. Şekil 8’de Çetin vd (2004), Çetin vd. (2015) ve Idriss ve Boulanger (2012) sismik zemin sıvılaşması tetiklenme bağıntıları sıvılaşma olasılığı % 15 ve % 50 için, Seed vd. (1984) eğrileri ile birlikte gösterilmiştir. Sonuç olarak hangi sismik zemin sıvılaşma olasılığı esas alınırsa alınsın, bu denklemler arasında ciddi farklılıklar bulunmaktadır.



Şekil 7. Çetin vd. (2015) Sismik Sıvılaşma Bağınınsının Çetin vd. (2004) ve Idriss ve Boulanger (2012) Eğrisi ile Kıyaslanması ($P_L=50\%$)



Şekil 8. Seed vd. (1984), Çetin vd. (2004), Idriss ve Boulanger (2012) ve Çetin vd. (2015) Sıvılaşma Tetiklenme Bağınınsının Karşılaştırılması

5. ÖZET VE SONUÇLAR

Sismik zemin sıvılaşması problemlerinin analizine yönelik olarak Liao vd. (1988, 1998), Toprak vd. (1999), Çetin vd. (2004), ve Idriss and Boulanger (2004, 2008, 2012) tarafından

deterministik ve olasılıksal zemin sıvılaşması tetiklenme bağıntıları önerilmiştir. Bu çalışmalar dikkatle incelendiğinde ve önerilen sıvılaşma tetiklenme sınır eğrileri karşılaştırıldığında (ki bu bildiri kapsamında tartışıldığı üzere gerek $N_{1,60}$ gerekse de CSR terimleri için kullanılan farklı hesaplama ve düzeltme yöntemleri nedeniyle doğrudan bir kıyaslama yapmak sağlıklı değildir.) ciddi farklılıkların olduğu görülmektedir. Idriss ve Boulanger (2010) bu farklılıkların, Çetin vd. (2004) veritabanında yer alan 8 adet kritik vaka örneğinin araştırmacılarca farklı işlenmesi sebebi ile kaynaklandığını iddia etmiştir. Bu çalışma kapsamında bu hipotezin doğruluğu sorgulanmıştır. Çetin vd. (2004) veritabanındaki bu 8 adet vaka örneği -her ne kadar Çetin vd. bu önerilerin bazılarını katılmasa da- Idriss ve Boulanger tarafından önerildiği üzere değiştirilmiştir. Yenilenen analizler sonrası, Çetin vd. (2004) ve (2015) CRR eğrilerinde son derece cüzi farklılıklar ortaya çıkmış, ancak sonuç eğriler hala Idriss and Boulanger eğrilerinden ciddi mertebede farklılaşmıştır. Dolayısı ile Idriss ve Boulanger tarafından geliştirilen hipotez reddedilmiştir. Sonrasında, modeller arasındaki farklılıkların kaynağının anlaşılması için Seed vd., Idriss ve Boulanger, ve Çetin vd. veritabanları incelenmiş, Çetin vd. veritabanında bulunan tüm saha verileri, tek tek incelenerek bugünkü mevcut bilgi düzeyi ışığında yeniden değerlendirilmişlerdir. Veritabanının tümünü kapsayan bazı sistematik güncellemelere ek olarak, yer yer her veriye özel bir takım değişiklikler de yapılmıştır. Veritabanının tamamı gerekli girdi parametrelerini de özetler şekilde Çetin vd. (2015) ve İlgaç (2015) de sunulmuştur. Veritabanındaki temel farklılaşmanın CSR ve normalize CSR değerlerinin hesaplanmasında ortaya çıktığı anlaşılmaktadır. Idriss ve Boulanger ve Çetin vd. CSRN değerleri arasındaki fark % 18 mertebelerindedir. Bu farkın % 12, % 4 ve %4 mertebelerinde farklılaşan K_{σ} , K_{MW} ve r_d değerlerinden kaynaklandığı anlaşılmıştır. Aslında ortalama girdi verilerin kıyaslanması ile genel veritabanı ortalama davranışı anlaşılabilmeyle birlikte, farklı araştırmacıların vaka örneklerini işlerkenki farklı tercihleri vaka örnekleri özelinde irdelenememektedir. Bu eksikliği ortadan kaldırmak üzere seçilen iki vaka örneğinin araştırmacılarca nasıl farklı analiz edildiğini vurgulamak üzere değerlendirmeler yapılmış ve araştırmacıların sistematik olarak farklı tercihleri belirlenmiştir. Bu farklılıklar Tablo 6'da özetlenmiştir. Çetin vd. veritabanının incelenip düzenlenmesi ardından maksimum olasılık teorisi kullanılarak Çetin vd. (2015) veritabanı için yeni sıvılaşma bağıntısı geliştirilmiştir. Her ne kadar daha önce CRR eğrilerinin doğrudan kıyaslanmasının yanlışlığı ve mahsurları belirtilmiş olsa da, sadece güncellenmiş bağıntıların eski eğrilerle kıyasla nerede yer aldığını göstermek üzere mevcut eğriler Şekil 6'da sunulmuştur. Yeni bağıntının sismik zemin sıvılaşması açısından kritik olan $N_{1,60,CS} < 20$ darbe/30 cm bölgesinde Çetin vd. (2004) bağıntısı ile oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Şekilde de açıkça görüldüğü üzere Çetin vd. "deterministik" (2015) bağıntısı ($P_L=50\%$, önerilen deterministik bağıntı) Çetin vd. (2004) eğrisi ile Idriss ve Boulanger (2012) bağıntılarının ortasında yer almaktadır. Çetin vd. ve Idriss ve Boulanger (2012) eğrisi mukayese edildiğinde $N_{1,60,CS} < 5$ darbe/30 cm olduğu bölgede Idriss ve Boulanger (2012) CRR değerlerinin (2015) değerlerine kıyasla %60-70 mertebelerinde yüksek olduğu gözlenmiştir. Bu farklılığın $N_{1,60,CS}$ 10 ile 20 darbe/30 cm olduğu bölgede %40 ve %5'e düştüğü görülmüştür. Sismik zemin sıvılaşması problemlerinde güvenlik katsayılarının 1.0-1.3 gibi düşük mertebelerde kullanıldığı hatırlandığında CRR değerindeki 2 kat mertebelerindeki farklılıkların güvenlik katsayılarına da aynı mertebede yansıtacağı aşikardır. Sonuç olarak hangi sismik zemin sıvılaşma olasılığı esas alınır alınmaz, bu denklemler arasında ciddi farklılıklar bulunmaktadır. Daha önce belirtildiği üzere, farklılıklar sınırlı birkaç verinin işlenişinden değil tüm verilerin işlenmesindeki fikir ayrılıklarından kaynaklanmaktadır. Özetle, sıvılaşma tetiklenme bağıntılarının doğrudan mukayese edilmesi doğru değildir ve bu bağıntılar kullanılırken, tarafsız sonuçlar için, seçilen orijinal çalışmaya ve araştırmacının veri işleyiş yöntemine sadık kalınmalıdır.

KAYNAKLAR

- [1] Boulanger, R. W. and Idriss, I. M. (2012). Probabilistic Standard Penetration Test–Based Liquefaction–Triggering Procedure, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 138(10), 1185-95.
- [2] Chio, B. S. J., and Youngs, R.R. (2008). “An NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra.” *Earthquake Spectra*, 24(1), 173-215.
- [3] Çetin, K. O., and Seed, R. B. (2004). "Nonlinear shear mass participation factor (rd) for cyclic shear stress ratio evaluation." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, 24: 103-113.
- [4] Engadhl, E. R., and Villasenor, A. (2002). “Global seismicity: 1900-1999.” *International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology*, Intl. Assoc. Sesismol. And Phys. Earh’s Interior, Committee on Education, Vol. 81A, 665-690.
- [5] Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2006). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, *J. Soil Dynamics and Earthquake Eng.* 26, 115–30.
- [6] Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.
- [7] Idriss, I. M. and Boulanger, R. W. (2010). “SPT-based liquefaction triggering procedures.” Rep. UCD/CGM-10/02, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of California, Davis, CA.
- [8] İlgaç, M. (2015). “A Comparative Assessment Of Seismic Soil Liquefaction Triggering Relationships,” Master Thesis, Middle East Technical University, Turkey.
- [9] Liao, S. S. C., Veneziano, D., Whitman, R.V. (1988), "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 4, pp. 389-409. Liao and Lum 1998
- [10] Liao, S. S. C., Lum, K. Y. (1998), "Statistical Analysis and Application of the Magnitude Scaling Factor in Liquefaction Analysis", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, Vol. 1, 410-421. NGA
- [11] Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971), “Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No SM9, Proc. Paper 8371, September 1971, pp. 1249-1273.
- [12] Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M., 1985, "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 12, p. 1425-1445.
- [13] Seed, H. B., Tokimatsu, K. Harder, L. F., Chung, R. M. (1984), “The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations”, *Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-84/15*, University of California at Berkeley, October, 1984.
- [14] Toprak, S., Holzer, T. L., Bennett, M. J., Tinsley, J. C. (1999), "CPT- and SPT-based Probabilistic Assessment of Liquefaction Potential, Proceedings of Seventh U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction.

SİSMİK TEHLİKE ANALİZİ İÇİN MANTIK AĞACI YAKLAŞIMI

LOGIC TREE APPROACH FOR SEISMIC HAZARD ASSESSMENT

Hamza GÜLLÜ¹

Recep İYİSAN²

ABSTRACT

The use of logic tree approach for seismic hazard assessment has been investigated in this work. For this purpose, the logic tree was introduced with the applications and discussed. The study indicates that the logic tree can be used for simply evaluating the uncertainties in seismic hazard analysis. It is understood from the study, the alternate models that have relatively higher likelihood through the logic tree approach could be potentially offered for seismic hazard assessment. It is believed that this study could be beneficial for the experimenters who will conduct a seismic hazard assessment in practice.

Keywords: Logic tree, seismic hazard analysis, uncertainty, probability.

ÖZET

Bu çalışmada, mantık ağacı yönteminin sismik tehlike analizlerinde kullanımı incelenmiştir. Bu doğrultuda, mantık ağacı uygulamaları gözden geçirilerek, yöntemin kullanımı irdelenmiş ve tartışılmıştır. Sismik tehlike analizlerinde karşılaşılabilecek model belirsizliklerinin mantık ağacı yöntemi ile basit bir şekilde değerlendirilebileceği anlaşılmıştır. Alternatif modeller arasında olasılıksal değeri en yüksek olan model kombinasyonu, ihtiva ettiği parametreler dikkate alınarak bölge için yapılacak sismik tehlike analizinde potansiyel olarak kullanılabilir. Bu çalışmanın, sismik tehlike analizi yapacak uygulamacılar için faydalı olacağı düşünülmektedir.

Anahtar kelimeler: Mantık ağacı, sismik tehlike analizi, belirsizlik, olasılık.

1. GİRİŞ

Geleneksel sismik tehlike analizlerinde çoğunlukla Cornell [1] çalışmasını esas alan bir hesaplama yöntemi izlenerek, bölgenin depremsellik etkisi ortaya konulmaya çalışılır. Bu metod, genel olarak i) sismik kaynakların (fay) belirlenmesi, ii) Gutenberg-Richter yöntemi ile kaynaklara ait sismisite modellerinin ($\log N = a + bM$) oluşturulması, ii) uygun azalım ilişkilerinin belirlenmesi, iv) deprem lokasyonu ve deprem manyitüdü gibi belirsizliklerden etkilenen yer hareketi parametresinin (ivme, hız, spektral ivme, v.s.) toplam olasılık yöntemleri ile analiz edilmesi, uygun istatistiksel yöntemler (Poisson dağılımı) kullanılarak belirli bir zaman

¹ Doç. Dr. Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, hgullu@gantep.edu.tr

² Prof. Dr., İTÜ, İnşaat Mühendisliği Bölümü, iyisan@itu.edu.tr

aralığındaki deprem oluşumun tahmini ve v) belirli bir aşılma olasılığına göre kaynaklarda oluşabilecek deprem etkisinin hesaplanması adımlarını içermektedir. Bu yöntem kullanılarak yapılan sismik tehlike analizlerinde, oluşabilecek belirsizliklerin (faya uzaklık, manyitüd, azalım ilişkisi, v.s.) ortaya konulması ve buna bağlı olarak güvenilir sonuçların elde edilmesi önemli bir zaman ve çaba gerektirmektedir. Bu hususlar hem deprem etkisinin hem de deprem sonrası oluşabilecek kayıpların tahmin edilmesinde önemli derecede etkili olacaktır.

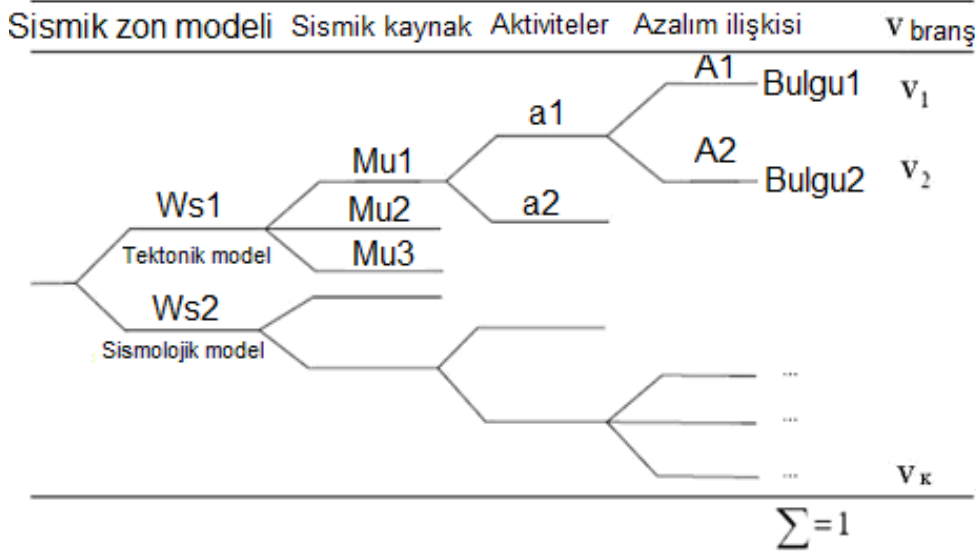
Alternatif olarak, mantık ağacı (logic tree) yönteminin kullanılması model belirsizliklerinin iyileştirilmesi için, belirsizliklerin ortaya konulduğu uygun bir çerçeve kapsamında önemli katkı sağlayabilir. Bu bildiri de bu amaç doğrultusunda, sismik tehlike analizlerinde mantık ağacı yönteminin araştırılması hedeflenmiştir. Konu, uluslararası literatürde alternatif bir kullanım alanı bulmakla beraber, ülkemizde yeterince irdelenmemiştir.

2. MANTIK AĞACI YÖNTEMİ

Mantık ağacı yöntemi ilk defa Kulkarni vd. [2] tarafından olasılıksal sismik tehlike analizi için takdim edilmiş olup, sismik tehlike analizlerinde oluşabilecek belirsizlikleri sayısal olarak çözebilmek için uygulanmış bir araçtır. Analizi yapılan bölgeye ait muhtemel sismik belirsizlikler ağaç dalları şeklinde branşlara ayrılarak temsil edilir. Her bir branşa, uygulamacının en doğru model veya en doğru tahmin doğrultusunda takdir ettiği ağırlıklı bir olasılıksal değer atanır. Belirsizlikler i) epistemik (veri eksikliğinden kaynaklanan belirsizlikler), ii) aleator (rasgele yer hareketi salınımından ve dalga yayılımından kaynaklanan doğal belirsizlikler) olmak üzere iki kategoriye ayrılabilir. Bu kategorilerdeki belirsizlikler, sismik kaynak, sismosite modeli, maksimum manyitüd, kıtasal kalınlık modeli, sismojenik kalınlık, deprem derinliği, faylanma türü, kırılma uzunluğu, azalım ilişkileri, v.s., gibi jeolojik ve tektonik kökenlidir. Sismik tehlike analizlerinde karşılaştığımız bütün belirsizlikler, olasılıksal dağılımlar ile açıklanamayabilir. Bölge için kullanılacak modeller (en uygun azalım ilişkisi, manyitüd dağılımı, v.s.) açık olmayabilir. Uzmanlar bölgeyi temsil eden model parametrelerinde (fay segmentleri, maksimum manyitüd, odak derinliği, v.s.) uzlaşamayabilir. Mantık ağacı yöntemi, belirsizliklerin tayinedilmiş bir olasılık değeri ile temsil edildiği, farklı alternatif modellerin uygulanmasına müsaade eden bir yaklaşım biçimi olup, alternatif modeller arasında sismik tehlike analizlerindeki belirsizliklerin değerlendirilebilmesi amacıyla uygulamacıya ışık tutabilir.

Mantık ağacı yöntemi kullanılarak basit modeller üzerinde bu belirsizlikler hesaba katılır. Branşların ağırlıklı olasılıksal değerleri uzman görüşleri dikkate alınarak tayin edilir. Branşlar değişik olasılık değerlerine sahip olabilir, ancak ilgili düğümdeki branşlardaki toplam olasılık değeri 1 olmak zorundadır. Sismik tehlike hesapları muhtemel belirsizlikleri gösteren mantık ağacı branşlarında yapılır. Her bir branş yıllık aşılma olasılığını gösteren bir tehlike grafiği üretir. Tehlike grafiklerinin değerleri branşların birleşimi boyunca ağırlıklı olasılıksal değerlerin çarpılması ile belirlenir.

Şekil 1 (Aiping ve Xiabin, [3]) örnek bir mantık ağacı uygulamasını göstermektedir. Şekil 1'den de görüldüğü gibi, mantık ağacı yaklaşımında, herbirinde farklı modellerin temsil edildiği bir dizi düğüm ve bu düğümlere bağlanan çubuksal branşlardan oluşan terminaller bulunmaktadır. Şekil 1'deki mantık ağacı örneğinde sismik tehlike analizinde oluşabilecek belirsizlikler, sismik zon (tektonik ve sismolojik model), sismik kaynak, aktiviteler, azalım ilişkisi, v.s., olarak modellenmiştir. Branşlarda temsil edilen model veya parametrelerin kombinasyonları ile hesaplanacak tehlike grafiklerinin olasılık değeri, branşlardaki olasılık değerlerinin bir öncekiler ile çarpılması sonucu elde edilmektedir.



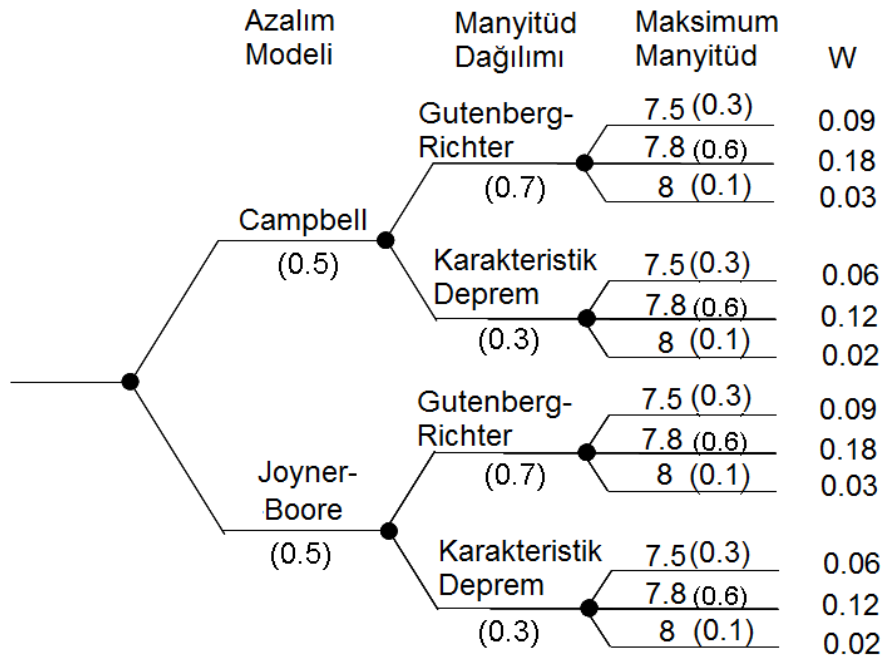
Şekil 1. Basit Bir Mantık Ağacı Modeli [3]

3. UYGULAMA, TARTIŞMA VE DEĞERLENDİRMELER

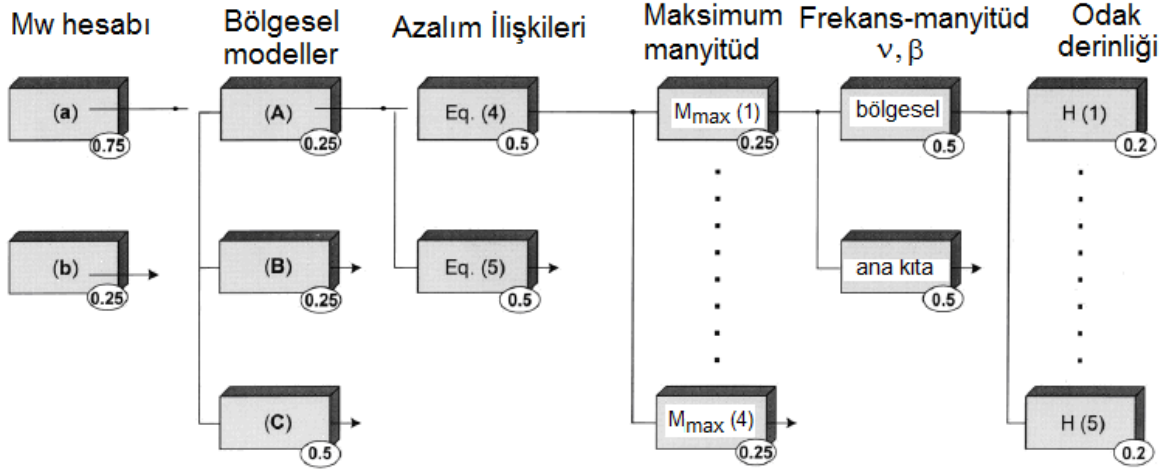
Şekil 2, bir sismik tehlike analizinde karşılaşılabilecek model belirsizliklerinin kombinasyonu ile oluşturulan basit bir mantık ağacı modelini göstermektedir (Kramer, [4]). Bu modeldeki belirsizlikler, azalım denklemleri, manyitüd dağılımı (sismisite modeli) ve maksimum manyitüd parametreleri olarak verilmiştir. Uzman görüşleri doğrultusunda branşlardaki belirsizliklerin doğruluklarını gösteren ağırlıklı olasılıksal değerler tayin edilmiştir. Bu olasılıksal değerler uzmanların bölgeye ait olarak edindikleri bilgi ve tecrübelerine dayalıdır. Bunlar azalım ilişkileri için eşit olmak üzere 0.5, manyitüd dağılımı için 0.6 ve 0.4 ve maksimum manyitüd için 0.3, 0.6 ve 0.1 değerleri olarak hesaba katılmıştır. Şekil 2'den de görüldüğü üzere branşlardaki olasılık değerlerinin toplamı 1'dir. Bu bildiride, mantık ağacı uygulamasını yorumlayabilmek için, verilen olasılık değerleri kullanılarak, önerilebilecek modelleri gösteren ve herbir terminal branşını ihtiva eden kombinasyonlar için olasılık değerleri (W) hesaplanmıştır. Bu değerler, daha önceden de belirtildiği gibi herbir branşın olasılık değerinin çarpılmasıyla elde edilmiştir. Örneğin, model Campbell-Gutenberg-Richter-7.8 için olasılık değeri $0.5 \cdot 0.6 \cdot 0.6 = 0.18$ olarak bulunmuştur. Hesaplama yönteminden de anlaşılacağı üzere, mantık ağacı yöntemi ile belirsizliklerin sismik tehlike analizlerindeki etkisinin ortaya konulması, oldukça az bir çaba gerektirmektedir. Şekil 2, belirsizliklerin farklı kombinasyonlar ile ihtiva edildiği modellerin farklı olasılık değerleri verdiğini göstermektedir. Bu kapsamda ağaç mantığının uygulanması üzerine şöyle bir çıkarım önerilebilir: "**Alternatif modeller arasında olasılıksal değeri en yüksek olan model kombinasyonu, ihtiva ettiği parametre özellikleri dikkate alınarak bölge için yapılacak sismik tehlike analizinde potansiyel olarak kullanılmak üzere önerilebilir**". Bu yorum yazara ait olup, tartışmaya da açık olmakla beraber, Cornell [3] klasik hesaplama yöntemi kullanılarak alternatif modellerin karşılaştırılmasıyla test edilebilir. Bu yaklaşım biçimi dikkate alındığında, Şekil 2'deki mantık ağacı uygulamasında, Campbell-Gutenberg-Richter-7.8 (W=0.18) ile Joyner Boore-Gutenberg-Richter-7(3/4) (W=0.18) modellerinin ilgili bölge için yapılacak sismik tehlike analizlerinde diğerlerine göre potansiyel olarak daha doğru sonuçlar vereceği öngörülmektedir. Bu modelleri, Campbell-Karakteristik denklem-7.8 (W=0.12) ile Joyner Boore-Karakteristik denklem-7.8 (W=0.12) modelleri izlemektedir.

Olasılıksal sismik tehlike analizi için uygulanan başka bir mantık ağacı modeli de Şekil 3’de (Wahlström ve Grünthal [5]) gösterilmektedir. Bu model bölgeye ait sismik belirsizlikler olarak saptanan moment manyitüdü hesabı, bölgesel modeller, azalım ilişkileri, maksimum manyitüd, sismisite modeli (frekans-manyitüd) ve odak derinliğini ihtiva eden branşlardan oluşmuştur. Branşlardaki belirsizliklere ait olasılıksal değerler uzman görüşüne göre tayin edilmiş olup, Şekil 3’de gösterilmektedir. Örneğin, ilk sırayı teşkil eden model incelendiğinde, parametre ve olasılık değerleri sırasıyla; manyitüd hesabı (a) ve 0.75, bölgesel model (A) ve 0.25, azalım ilişkisi (4) ve 0.5, maksimum manyitüd (1) ve 0.25, sismisite (bölgesel) ve 0.5, ve odak derinliği (H1) ve 0.2 olarak model doğruluğunun temsil edilebileceği öngörülmüştür. Mantık ağacı yöntemine göre, bu parametre ve olasılık değerlerinin kombinasyonundan oluşan modelin sismik tehlike analizindeki etkisi veya doğruluğu $0.75*0.25*0.5*0.25*0.5*0.2=2.34375*10^{-3}$ olarak hesaplanır. Alternatif model olarak düşünülebilecek (a)-(B)-Eq(5) ise $0.75*0.25*0.5=0.094$ olarak hesaplanır. Şekil 3’deki yukarıda hesaplanan model kombinasyonlarının olasılıksal değerlerinden anlaşılmaktadır ki, sismik tehlike analizlerinde belirsizlikler arttıkça, modelin doğruluğu azalmaktadır. Bu durum, bir bölge için sismik tehlike analizi yapılacaksa, bölgeye ait belirsizlikleri ihtiva eden (epistemik, aleator) parametrelerin detaylı bir şekilde irdelenmesi gerektiğini ortaya koymaktadır. Özellikle, mantık ağacı uygulamalarında, belirsizlikler ne kadar az olursa, modelin doğruluk payı da o kadar artmış olacaktır.

Sismik tehlike analizlerinde, uygun azalım ilişkilerinin kullanılması büyük öneme sahiptir. Ancak, analizlerde kullanılacak azalım ilişkilerinin seçilmesinin, uzman görüşleri doğrultusunda mantık ağacı branşlarına yapılacak olasılık tayininden daha etkili olduğu belirtilmektedir [6]. Yapılan son araştırmalar, mantık ağacı yaklaşımının sismik tehlike çalışmaları için faydalı olabileceğine işaret etmektedir [7].



Şekil 2. Mantık Ağacı ile Oluşturulan Bir Sismik Tehlike Modeli [4]



Şekil 3. Sismik tehlike analizi için bir mantık ağacı uygulaması [5]

4.SONUÇ

Bu araştırmada, mantık ağacı yönteminin sismik tehlike analizlerinde kullanımı irdelenmiştir. Sismik tehlike analizlerinde karşılaşılabilecek model belirsizliklerinin değerlendirilmesinde, alternatif modeller arasında olasılıksal değeri en yüksek olan model kombinasyonunun sismik tehlike analizinde potansiyel olarak kullanılabileceği öngörülmüştür. Bu çalışmanın, sismik tehlike analizi konusunda çalışan araştırmacılara faydalı olacağı düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Cornell, C.A. "Engineering Seismic Risk Analysis", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.58(5): 1583-1606, 1968.
- [2] Kulkarni, R.B., Youngs, R.R., Coppersmith K.J. "Assessment of confidence intervals for results of seismic hazard analysis", in Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol.1: 263-270, 1984.
- [3] Aiping, T., Xiabin, T. "Logic Trees for Probabilistic Seismic Hazard Analysis in Low Seismological Hazard Zone", The 3rd Annual Trilateral of the Strategic Chinese-Korean-Japanese Cooperative Program: Seismic Hazard Assessment for the Next Generation Map, June 16-19, 2013, Sendai, Japan, <http://www.jshis.bosai.go.jp/intl/tem/doc/workshop/2nd/2B-6.pdf>, Last Access on 01.June.2015.
- [4] Kramer, S.L. "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice-Hall Inc., Upper Saddle River, NJ, 1996.
- [5] Wahlström, R., Grünthal, G. "Probabilistic seismic hazard assessment (horizontal PGA) for Sweden, Finland and Denmark using different logic tree approaches", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.20: 45-58, 2000.
- [6] Sabetta, F., Lucantoni, A., Bungum, H., Bommer, J.J. "Sensitivity of PSHA results to ground-motion prediction relations and logic-tree weights", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.25: 317-329, 2005.
- [7] Güllü, H., İyisan, R. "A seismic hazard study through the comparison of ground motion prediction equations using the weighting factor of logic tree", Journal of Earthquake Engineering, 2015, DOI:10.1080/13632469.2015.1104752.

ZEMİN, MÜHENDİSLİK, SİSMİK ANA KAYA MODELLERİ İLE GÖZLEMSEL QUASI VE KURAMSAL ZEMİN TRANSFER FONKSİYON HESAPLAMALARI

OBSERVED QUASI AND THEORETICAL SOIL TRANSFER FUNCTION CALCULATIONS BY USING SOIL, ENGINEERING/SEISMIC BEDROCK MODELS

Mustafa AKGÜN¹ Cavit ATALAR² Atilla ULUĞ³ Mehmet UTKU⁴
Ulubey ÇEKEN⁵ Oya PAMUKÇU⁶ Tolga GÖNENÇ⁷
Özkan Cevdet ÖZDAĞ⁸

ABSTRACT

In earthquake-resistant design, during an earthquake, the behavior of the structures depends on soil characteristics must be predicted and modeled. For this, the propagation characteristics of earthquake waves must be defined on structure location of bedrock characteristics at ground surface. At depend on linear system theory the bedrock earthquake effect transfers to surface with transfer spectrum. Transfer functions defines the earthquake waves amplitude-frequency spectra change. This is calculated with Quasi transfer spectrums from microtremor studies and obtained theoretical S wave velocity and density value. In Nakamura (1989) studies, quasi transfer spectrums were obtained from microtremor studies (horizontal / vertical spectrum obtained from spectral ratio values). Amplitude-frequency value changes were found so they said that we got information how the earthquake waves affected by ground conditions. For the theoretical transfer functions, today, we use S wave sections, P wave sections, density sections and detph sections. Transfer spectrums obtained observational and theoretical. they are considered common. The bedrock ground models are optimized. For ground dynamic analysis, definig ground engineering bedrock model is suitable to studies area. In this context, around the İzmir Bay, the ground bedrock model calculated from Quasi Transfer Spectrum with spatial autocorrelation method and microgravity studies. It optimized between theoretical spectrums. Both transfer spectrums and ground bedrock models defined 2D sections.

Keywords: Transfer spectrum, quasi transfer spectrum, linear system, microtremor.

ÖZET

¹ Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü

² Yakın Doğu Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü

³ Dokuz Eylül Üniversitesi Deniz Bilimleri ve Teknolojisi Enstitüsü

⁴ Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü

⁵ Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı

⁶ Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü

⁷ Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü

⁸ Dokuz Eylül Üniversitesi Rektörlüğü

Depreme dayanıklı yapı tasarımında, yapıların deprem sırasında zemin özelliklerine bağlı göstereceği davranışın önceden tahmin edilmesi ve modellenmesi gerekir. Bunun için zemin yüzeyindeki deprem dalgalarının yayılım özelliklerinin yapı yapılacak nokta için zemin ana kaya özelliklerine göre tanımlanması gerekir. Uygulamada lineer sistem kuramına göre ana kayadaki deprem etkisinin zemin yüzeyine aktarılması olayı transfer spektrumları kullanılarak sağlanır. Deprem dalgalarının spektrumlarındaki genlik frekans değişimlerini tanımlayan transfer fonksiyonları gözlemsel olarak mikrotremor çalışmalarından elde edilen Quasi Transfer Spektrumları ve kuramsal olarak ta

zemin ana kaya modellerinden elde edilen S dalga hızı ve yoğunluk değerleri kullanılarak hesaplanır. Nakamura (1989) çalışmasında mikrotremor ölçümlerinden elde edilen Quasi Transfer Spektrumundaki (yatay/düşey spektral oran değerlerinden elde edilen spektrum) genlik frekans değişimlerinin deprem dalgalarının zemin şartlarından nasıl etkileneceği hakkında bilgi sağlanabileceğini belirtmiştir. Kuramsal transfer fonksiyon hesaplamaları için, günümüzde jeofizik çalışmalarla elde edilen P, S dalga hızı yoğunluk derinlik kesitleri kullanılmaktadır. Uygun koşullarda gözlemsel ve kuramsal yolla elde edilen transfer spektrumlarının ortak değerlendirilmesi sonucunda optimize edilmiş zemin ana kaya modelleri de sağlanmış olur. Böylece zemin dinamik analizleri için kullanılacak zemin mühendislik ana kayası modelleri çalışma alanına uygun tanımlanmış olur. Bu kapsam da İzmir Körfezi Çevresinde yer alan zeminlerde yapılan mikrotremor ölçümlerinden elde edilen Quasi Transfer Spektrumları ile uzaysal özilişki yöntemi ve mikrogravite çalışmaları ile elde edilen zemin ana kaya modellerinde hesaplanan kuramsal transfer spektrumları arasında optimizasyon sağlanarak hem transfer spektrumları hem de zemin ana kaya modelleri iki boyutlu olarak tanımlanmıştır.

Anahtar kelimeler: Transfer spektrum, quasi transfer spektrum, lineer sistem, mikrotremor.

1. GİRİŞ

Deprem sırasında zemin yüzeyinde oluşabilecek deformasyon değişimlerini irdelemek için sismik ana kaya ($V_s > 3000$ m/sn.) ile zemin ($V_s < 760$ m/sn.) tanımları yapılır. Deprem dalgalarının zemin yüzeyine ulaşmaya kadar yapacağı seyahat sırasında, geçtiği tabakalar arasındaki sismik empedans değişimlerine göre, deprem dalgalarının enerjisi değişmeden sadece genlik frekans değerleri değişir (Yalçınkaya 2004). Ayrıca zemin yapı ortak davranışı sırasında zeminde oluşabilecek deformasyon değişimleri de mühendislik ana kayası ($V_s > 760$ m/sn.) ile yeryüzü arasında kalan ortamın kalınlığı, yoğunluğu, elastik özellikleri vb. parametrelerinden etkilenir. Bu sonuçlara göre, hem depreme dayanıklı yapı tasarımı hem de deprem hasarlarını azaltma çalışmaları sırasında, zemin ana kaya modellerinin çalışma alanlarına özgün tanımlanması önemlidir.

Bu modellemeler yapılırken elde edilmesi gereken en önemli parametreler deprem dalgalarının enerjisinin, genlik ve frekans içeriklerinin değişiminde rol oynayan sismik P ve S dalga hızları, yoğunluk ve bu parametrelerin yanal ve düşey yönlü değişimlerinin elde edilmesidir. Ancak bu değişimler için P ve S dalga değişimlerinin elde edilmesi çalışmaları, düşey yönde sismik empedans değişimlerine temel alınarak saptanacak derinliğe kadar yapılması gerekir (Akgün vd. 2013 a. ve b.). Bunun anlamı zemin ana kaya modelleri rastgele seçilmemeli ve 30 m ile sınırlı kalmamalıdır.

Bu parametrelerin bu denli öneme sahip olmasının temel nedeni zemin üzerinde kurulacak olan yapıya etkiyecek yatay pik deprem ivmesinin (PGA) doğrudan bu sismik hızlar ve tabaka

kalınlıklarına bağlı olarak değişim göstermesidir. Bu kavramların tümü hem zemin ana kaya modelleri hem de gözlemsel ve kuramsal transfer fonksiyonu tanımı içinde irdelenir.

Nath, S.K. (2007), çalışmasında, S dalga hızı değişimlerine göre tanımlanan sismik, mühendislik ana kaya ve zemin tanımlamalarına, deprem dalga yayılımı sırasında geçerli olduğu kabul edilen enerjinin korunumu yasasında eklenerek zemin ana kaya modelleri hazırlanması gerekir. Bu tanımlara göre sismik empedans değişimlerine bağlı olarak geçtiği ortamlar içerisinde deprem dalgasının genlik frekansında oluşabilecek değişimlerin tanımlanabilmesi için kullanılan fonksiyona transfer fonksiyonu denir ve bu fonksiyon Nakamura 1989'a göre mikrotremor ölçümlerinden elde edilecek Yatay/Düşey spektral oranına (Quasi Transfer Spektrumu) eş değer olduğu kabul edilir. Bunun anlamı Nakamura (1989) yaklaşımına göre mikrotremor ölçümlerinden elde edilecek yatay/düşey spektral oran spektrumları gözlemsel veri olarak kullanılabilir. Herak (2008) çalışmasında tanımlanan hesaplamalar kullanılarak kuramsal transfer spektrumları hesaplanabilir (Akgün vd. 2013a, Akgün vd. 2013b), Herak (2008).

Bu çalışmada, İzmir Körfezi Çevresine ait zeminler için, P ve S dalga hızları, tabaka kalınlıkları ve yoğunluklar kullanılarak hesaplanan kuramsal zemin transfer fonksiyonu ile arazi mikrotremor ölçümleri sonucu elde edilen gözlemsel Quasi Transfer Spektrum eğrilerinin karşılaştırılması ile optimize edilmiş zemin ana kaya modellerinden örnekler verilmiştir.

2. UYGULAMA

Gözlemsel Quasi Transfer Spektrum (Yatay/Düşey oranlar) elde etmeye yönelik gözlemsel ve kuramsal transfer spektrum hesaplamalarına ilgili açıklamalar aşağıda verilmiştir.

2.1. Gözlemsel Yatay/Düşey Oran Hesaplamaları

Günümüze değin yapılan çalışmalarla, tek nokta ölçümleri ile elde edilen 3 bileşen (K-G, D-B ve Z) mikrotremor kayıtlarından elde edilen yatay/düşey spektrum oranları bölgesel zemin ana kaya etkileri hakkında ön bilgi sağlayabileceği gösterilmiştir (Akgün vd. 2013).

Nakamura (1989) tarafından önerilen yöntemle göre bir zeminin yatay bileşenlerinin spektrumlarını düşey bileşen spektrumlarına bölerek zemin hakim titreşim periyodu belirlenebilmektedir. Ayrıca kuramsal olarak zemin hakim titreşim frekansı (f_0) zeminin kalınlığı ve kayma dalgası hızı arasındaki ilişki aşağıda tanımlı bağıntı ile açıklanır.

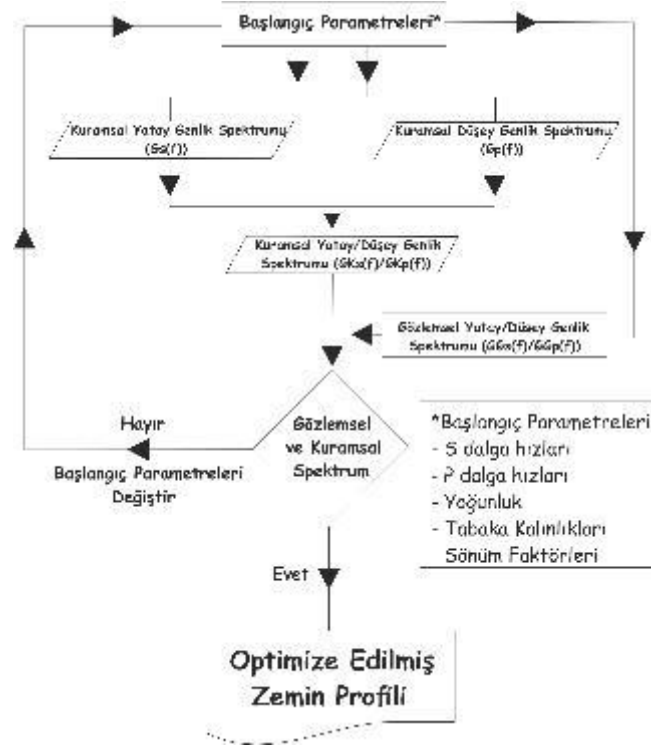
$$f_0 = V_s/4H \quad (1)$$

Gözlemsel transfer fonksiyonlarında genlik değişimleri sismik empedans değişimlerinden, frekans değişimleri de zemin kalınlığından etkilenir. Sonuç olarak deprem sırasında zemin yüzeyindeki deprem enerjisinin hangi frekans değerlerinde artacağı Quasi Transfer Spektrumları ile tanımlanabilir. Alçak frekanslarda oluşan genlik değerleri derin tabakaların etkisi, yüksek frekans değerlerindeki genlik değişimleri de yüzeye yakın tabakaların etkisi tanımlar.

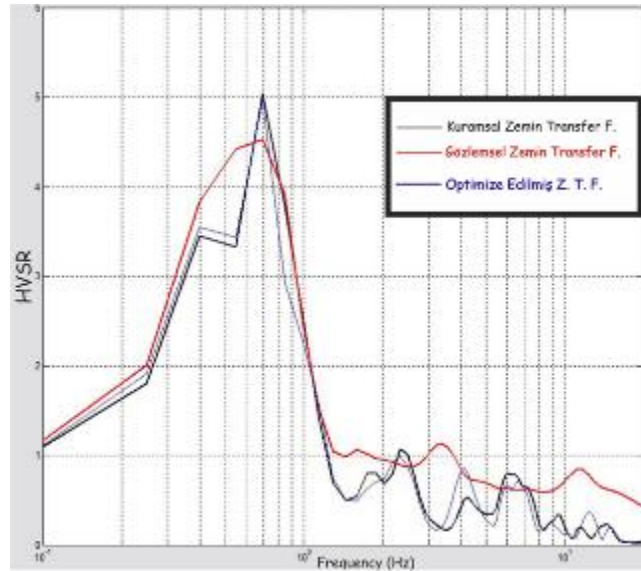
2.2. Kuramsal Yatay/Düşey Oran Hesaplamaları

Kuramsal çalışmalarda zeminin yatay, homojen, izotrop ve viskoelastik katmanlardan oluştuğu ve deprem dalgalarının düşey yönde seyahat ettiği kabul edilir. Ayrıca P ve S dalgaları ile anakaya-zemin kavramları kullanılarak kuramsal genlik spektrumları aşağıdaki akış şemasına

(Şekil 1) göre hesaplanır ve karşılaştırılır (Şekil 2) (Herak 2008). Bu karşılaştırma yapılırken zemin modelinden hesaplanan kuramsal zemin transfer fonksiyonu, gözlemsel zemin transfer fonksiyonuna (Y/D Spektrumu) en küçük kareler ters çözüm yöntemi ile yaklaştırılır. Böylece zemin modeli optimize edilmiş olur. Kuramsal zemin transfer fonksiyonları Tsai 1970 yaklaşımına göre hesaplanmaktadır.



Şekil 1. Optimize Edilmiş Zemin Profili Elde Etmek İçin Kullanılan Akış Şeması



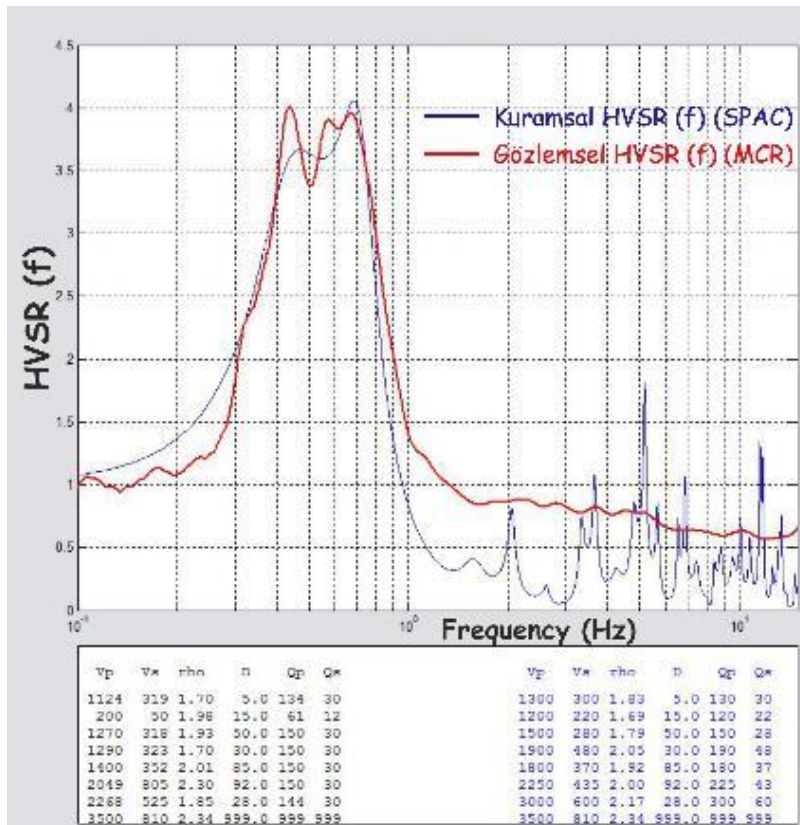
Şekil 2. Gözlemsel ve Kuramsal Zemin Transfer Fonksiyonu Karşılaştırılması

İzmir körfezi çevresine ait zeminler için, p ve s dalga hızları, tabaka kalınlıkları ve yoğunluklar kullanılarak hesaplanan kuramsal zemin transfer fonksiyonu ile arazi mikrotremor ölçümleri

sonucu elde edilen gözlemsel quasi transfer spektrum eğrilerinin karşılaştırılması ile optimize edilmiş zemin ana kaya modellerinden örnekler şekil 3 ve 4 te verilmiştir.



Şekil 3. SPAC Çalışma Geometrisi



Şekil 4. Gözlemsel ve Kuramsal HVSR Karşılaştırmaları ve Zemin Modeli Optimizasyonu

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada, İzmir Körfezi Çevresine ait zeminler için, kuramsal ve gözlemsel Quasi Transfer Spektrum hesaplamalarında kullanılmak üzere, P ve S dalga hızları, tabaka kalınlıkları ve yoğunluklar elde edilmiştir. Kuramsal zemin transfer fonksiyonu ile arazi mikrotremor ölçümleri sonucu elde edilen gözlemsel Quasi Transfer Spektrum eğrilerinin karşılaştırılması ile optimize edilmiş zemin ana kaya modellerin örnekler verilmiştir.

Quasi Transfer HVSR(f) Spektrumlarından elde edilen pik periyot değerleri ortalama 1.5 sn. den daha büyüktür. Bunun anlamı deprem-zemin-yapı ortak davranışında zemin yüzeyinde hız ve deplasman etkisi baskın olacaktır. Pik periyot değerleri $T_0 > 1$ sn. Olduğu alanlarda zemin 30 m. den daha kalındır ve yönetmeliklerdeki zemin sınıflamaları zemin tepki spektrum tanımlamaları için geçerli değildir. Bazı noktalarda hem $T_0 > 1$ sn. hem de birden fazla pik periyot değeri gözlenmiştir. Bunun anlamı zemin ana kaya arasında kalan ortam içinde birden fazla sismik empedans değişimi yaratacak sınır var demektir. Zemin Mühendislik ana kayası modelleri yapılırken bu sınırlar dikkate alınmalıdır. Pik periyot–genlik değişimlerine göre deprem dalgalarındaki genlik frekans değişimleri sismik ana kaya ($V_s > 3000$ m/sn. ve ortalama 1200 m. derinlik) üst sınırından (sismik mühendislik ana kayası sınırından) başlamaktadır.

S Dalga hızı değişimlerine göre, zemin ($V_s < 760$ m/sn.) kalınlığı 100-400 m. arasında değişmektedir. Mühendislik ana kayası (3000 m/sn. $> V_s > 760$ m/sn.) derinliği 100-400 m. arasında değişmektedir. Düşey yöndeki S dalga hızlarından tanımlanan zemin tanımına göre Körfezi Kuzey ve Doğusunda zemin kalınlığı Güney kesime göre daha fazladır.

Bu çalışmalardan elde edilen diğer önemli bir sonuç, İzmir Körfezi Zeminlerinde, depreme dayanıklı yapı tasarımı için hız spektrumlarının kullanılması gerektiği olmuştur. Bunun nedeni depremin ivme spektrumunun (eşdeğer statik deprem kuvveti PGA) hesaplamalarda yetersiz kalmasıdır. Bu nedenle hem time history çalışması yapılmalı hem de hız kayıtları kullanılmalıdır. Kuramsal hesaplamalarla ivme spektrumundan hız spektrumuna geçilmesi hatalı spektrumlar üretilmesine neden olacaktır. Bu nedenle deprem hareketinin hız verileri doğrudan elde edilmesi gerekir.

KAYNAKLAR

- [1] Akgün, M., Gönenç, T., Pamukçu, O., Özyalın, Ş., Özdağ, Ö.C., Mühendislik Ana Kayasının Belirlenmesine Yönelik Jeofizik Yöntemlerin Bütünleşik Yorumu: İzmir Yeni Kent Merkezi Uygulamaları, *Jeofizik Dergisi*, doi 13.b02 jeofizik-1304-12, 2013a.
- [2] Akgün, M., Gönenç, T., Tunçel, A., Pamukçu, O., A multi-approach geophysical estimation of soil dynamic properties in settlements: a case study in Güzelbahçe-İzmir (Western Anatolia), *J. Geophys. Eng.*, **10** (2013b.) [045001](#) [doi:10.1088/1742-2132/10/4/045001](#)
- [3] Herak, M., Model HVSR-A Matlab® tool to model horizontal-to-vertical spectral ratio of ambient noise, *Computer and Geosciences*, **34**, 1514-1526. 2008
- [4] Nakamura, Y., A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface, *Quarterly report of the Railway Technical Research Institute* **30:1**, 25-33. 1989.
- [5] Nath, S.K., Seismic Microzonation Framework – Principles & Applications, Proceedings of Workshop on Microzonation, Indian Institute of Science, angalore, pp 9-35 2007.
- [6] Tsai, N.C., (1970), A note on the steady-state response of an elastic half-space. Bulletin of the Seismological society of America **60**, 795–808.

- [7] Yalçinkaya, E., Bir boyutlu modeller için zemin büyütmesine etki eden parametrelerin incelenmesi. İstanbul Üniv. Müh. Fak. Yerbilimleri Dergisi, C. 17, S. 1, SS. 47-56. 2004.

GEOSENTETİK DONATILI TAŞ KOLONLARLA DESTEKLENEN BİR TOPRAK SEDDENİN FARKLI SÖNÜMLEME MODELLERİ İLE ANALİZLERİ

FINITE ELEMENTS ANALYSIS OF AN EMBANKMENT SUPPORTED
WITH GEOSYNTHETIC ENCAPSULATED STONE COLUMNS USING
DIFFERENT DAMPING THEORIES

Cihan CENGİZ¹

İ. Emrah KILIÇ²

Erol GÜLER³

ABSTRACT

Recent advances in the computational capacity of computers have enabled the engineers to run time history analysis for the design of foundations and other geotechnical structures. While time history analysis can greatly improve the design of the structure at hand, there happens to be an important pitfall whilst modeling the boundary conditions of the structure. In the event that the boundaries of the model do not possess any form of damping, reflection of seismic waves through the boundaries could result in fictitious and erratic combinations of loading on the structure and often times these loading combinations are in excess of the loads that manifest themselves during an earthquake. In this study, a finite element package namely, TNO DIANA, is utilized to investigate the effects of boundary conditions on the lateral movement of an geosynthetic encapsulated column supported road embankment founded on weak clay. Models have been run with various damping models and damping ratios and the lateral displacements of the model at the time of peak acceleration are compared for each damping scenario.

Keywords: Stone column, geosynthetic, time history method.

ÖZET

Bilgisayarların hesaplama kapasitelerindeki artış, temeller ve diğer geoteknik yapıların tasarımında zaman tanım alanında yapılacak dinamik analizlerin önünü açmıştır. Zaman tanım alanında yapılacak olan analiz ve buna bağlı olarak yapılacak olan tasarım yapının duraylılığı açısından oldukça önemlidir. Ancak zaman tanım alanında yapılacak sonlu elemanlar analizlerinde kullanılacak olan model sınır koşullarının doğru seçilmesi yapılacak analizin sağlıklı sonuçlar vermesi ve yapılacak tasarımın da doğru olması açısından oldukça önemlidir. Sonlu elemanlar modelinin sınır koşullarında sönümlenme mekanizmalarının tanımlı olmadığı durumlarda, modele etkiyen sismik dalgaların tekrarlı olarak modele yansması problemi ile karşılaşılacaktır. Bu çalışma kapsamında zayıf kil tabakası üzerine inşa edilen ve geosentetik donatılı taş kolonlar ile desteklenmiş olan bir yol seddesi TNO DIANA programı kullanılarak

¹ Ar. Gör., Boğaziçi Üniversitesi, c.cihancengiz@gmail.com

² Ar. Gör., Boğaziçi Üniversitesi, iemrahkilig@gmail.com

³ Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, eguler@boun.edu.tr

modellenmiştir. Farklı sönümlenme oranlarında ve farklı sönümlenme modelleri ile tanımlanmış olan modellere etkiyen deprem yükleri altında maksimum yer ivmesi etkisi anındaki yanal deplasmanlar kıyaslanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Taş kolon, geosentetik, zaman tanım alanında analiz.

1. GİRİŞ

Sonlu elemanlar analizlerinin, zemin ıslahı, temel tasarımı, şev stabilitesi ve oturma hesaplamaları gibi geoteknik tasarım projelerinde yaygınlaşması ve kullanılan sonlu elemanlar programlarının zaman tanım alanı metodu (time history method) analizlerine olanak vermesi, bir deprem ülkesi olan Türkiye’de geoteknik yapıların deprem yükleri altında incelenebilmesini sağlamıştır. Bilindiği gibi zemin ıslah yöntemleri günümüzde yaygın uygulama alanı bulmakta ve ekonomik çözümler üretilebilmesini sağlamaktadır. Taş kolonlar yardımı ile granüler zeminlerde sıvılaşma riski çok başarılı bir şekilde bertaraf edilebilmektedir. Yumuşak killerde de taş kolonlar taşıma gücünü arttırmak ve oturmaları azaltmak amacıyla başarı ile kullanılmaktadır. Ancak aşırı yumuşak killer, taş kolon etrafında yeteri dayanımı sağlayamadığı için bu gibi zeminlerde taş kolon teşkil etmek mümkün olmamaktadır. İşte bu gibi durumlarda teşkil edilen granüler kolonun etrafına bir donatı geotekstili yerleştirilmesi ile sorun çözülebilmektedir. Bu çalışmada geosentetik donatılı taş kolonların deprem etkileri altındaki davranışı irdelenmiştir. Ancak bilindiği gibi sonlu elemanlar modellerinin tabanına etkilenen deprem ivme kayıtlarının neden olduğu kesme dalgaları, modelin fiziki limitleri için rijit sınır koşulları tanımlandığında model sınırlardan yansıyarak modele tekrarlı biçimde etki eder. Bu da modellenen yapı için gerçekte olan yüklemekten çok daha yıkıcı bir yüklemeye sonlu elemanlar modeline etkimesine sebep olur. Sonlu elemanlar modelini bu tip aşırı yüklemelerden kurtarmak ve yapılan modellerden alınan sonuçları gerçeğe daha yakın hale getirmek için yapılan sonlu elemanlar modelinin sınırlarına rijit elemanlar tanımlamak yerine uzak alan limiti (far field boundary) elemanları tanımlanabilir. Günümüzde örneğin tekil bir sömel için taban genişliğinin 5 katı kadar bir zemin alanını modellemek genel olarak kabul gören bir yöntemdir. Dinamik analiz gerektiren durumlarda ise yine bir tekil sömel için düşünülecek olursa, temel birkaç kilometre uzağındaki toprağın da temele etkiyen dalgaların sönümlenmesinde katkısı olduğu bilinmektedir. Sonlu elemanlar modelini bu kadar geniş bir alan için çözmeye çalışmak neredeyse imkansızdır. Uzak alan limiti (far field boundary) elemanlarını rijit model kısıtları yerine kullanarak, sonlu elemanlar analizlerinde hesaplamalara birkaç kilometrelik zemin tabakalarının neden olacağı sönümlenme etkilerini dahil etmek mümkündür. Bu çalışmada geosentetik donatılı taş kolonlarla desteklenmiş bir seddenin sonlu elemanlar modeli, kullanılan sınır koşullarının farklı sönümlenme teorileri ile ve farklı sönümlenme parametreleri ile analiz edilmiştir. Sonuç olarak hem uzak alan limiti parametreleri ile ilgili öneri ve değerlendirmeler sunulmuş, hem de Geosentetik donatılı taş kolonların deprem yükleri altındaki davranışı ve getirdiği avantajlar irdelenmiştir.

Temel mühendisliğinde zayıf bir zeminin ıslah edilmesi için akla gelen yöntemler kısaca şunlardır: (1) yumuşak zeminin uygun bir dolgu malzemesi ile değiştirilmesi (2) eğer dolgu yapılacaksa dolgunun yapılma süresinin uzun süreye yayılması ve yumuşak killi zemin tabakalarının konsolide olmasına olanak verilmesi (3) dolgu altına serilen geosentetik donatı ile stabilitenin sağlanması (4) taşınacak yapı altına konvansiyonel kazıkların inşa edilmesi (5) taş kolonlarla yapı yüklerinin taşınması (6) yanal olarak sargılanmış taş kolonların yani geosentetik donatılı taş kolonların kullanılması [1].

Yumuşak killer içinde imal edilen taş kolonların çekme dayanımı alabilen malzeme ile sargılanması, literatürde pek çok araştırmacı tarafından etkili bir zemin iyileştirme yöntemi

olarak kabul edilir [2,3,4,5]. Gerek saha deneyleri gerekse laboratuvar deneyleri ile geosentetik donatılı taş kolonların geçerli bir zemin iyileştirme yöntemi olduğu gösterilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemleri ile de geosentetik donatılı taş kolonların toprak seddelerinin taşınmasına katkıda bulunduğu gösterilmiştir. Örneğin Yoo (2015) yaptığı sonlu elemanlar analizleri ile taş kolonların geosentetik ile sargılanmasının seddenin yapacağı oturumları azaltmada etkili olduğunu göstermiştir.

Sonlu elemanlar modeline Şekil 1’de görülen impuls etkilendiğinde, sonlu elemanlar modelindeki tüm düğüm noktalarının zamana bağlı davranışı gözlemlenebilmektedir. 1,5. saniyeden sonra sonlu elemanlar modelinin zorlanmış titreşimler ile yüklenmesi bittiğinden verilen impuls kaydının kalanında (yani 1,5 ile 5 saniye arasında) sistemdeki kuvvetlerin sönümlenmesi beklenir. Ancak yukarıda da belirtildiği üzere sonlu elemanlar modeline sönümlenme mekanizmaları atanmadığında verilen bu impuls kaydının sistem üzerinde çok uzun süre salınım yapacağı bilinmektedir. Bu çalışmada deprem kayıtlarının kullanılmamasının sebebi zaman tanım alanında zaten oldukça karmaşık olan deprem hareketinin sisteme sürekli olarak etkimesi ile ortaya çıkacak sistem tepkilerinin sönümlenme mekanizmalarının gözlemlenmesi zorlaştırılmaması içindir. Verilen itki sonlu elemanlar modelinin yanal yüzüne etkilmiş olup genliği 100 kN/m² dir.

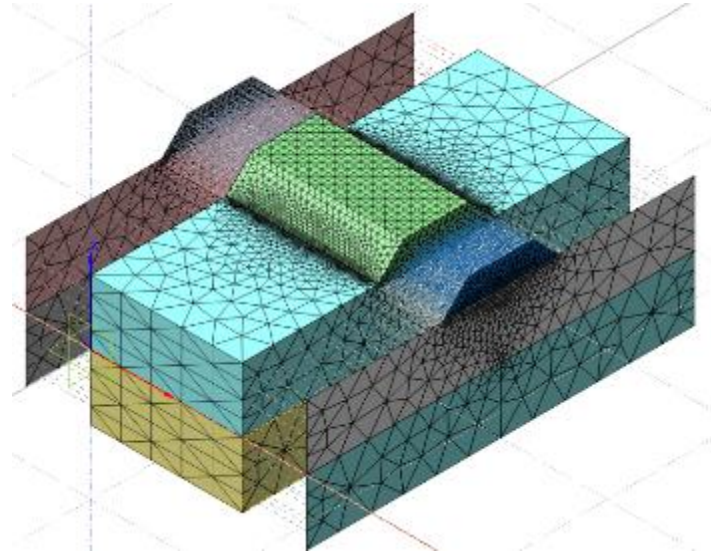
2. SONLU ELEMANLAR MODELİNİN TANITIMI

TNO DIANA programı kullanılarak geliştirilen sonlu elemanlar modeli ile geosentetik donatılı taş kolonlar ile desteklenmiş toprak seddenin sismik performansı incelenmiştir. Şekil 1’de oluşturulan modelin genel bir görünümü verilmiştir. Sonlu elemanlar modeli plande 60 x 23.5 metrelik bir alana oturmaktadır. Model üzerinde düşey yönde tabandan yukarıya doğru yumuşak kaya, yumuşak kil ve de yol dolgusu zemin katmanları bulunmaktadır. Şekil 1’de sarı renkle gösterilen kısım yumuşak kaya zemindir ve kalınlığı 10 metredir. Yumuşak kaya zemin üzerinde bulunan zayıf kil tabakası da 10 metre yüksekliğindedir ve kilin üzerinde bulunan dolgu en yüksek yerinde 2 metre yüksekliğe ulaşır. Modelin yukarıdan bakışla alınmış ve de ölçeklendirilmiş bir görünümü Şekil 2’de verilmiştir. Şekil 1 ve 2’de görülen ipliksi yapılar TNO DIANA programında tanımlanmış olan uzak alan sınır koşullarını (far field boundary) temsil etmektedir. Zayıf killi zemin üzerine inşa edilen yol dogusunun güvenle taşınabilmesi için yol dolgusunun yükünü kaya zemine aktaran geosentetik donatılı taş kolonlar Şekil 3’te görülmektedir. Şekil 4’te ise kolonların plandaki oturumuna yer verilmiştir. Yol dolgusunun genişliği boyunca her sırada aralarında 2,5 metre mesafe bulunan 6 geosentetik donatılı taş kolon modellenmiştir. Yol dolgusu boyunca bu tipteki geosentetik donatılı taş kolon sıralarından 5 tanesi modele dahil edilmiştir. Geosentetik donatılı taş kolonlar arasındaki mesafeler de gösterilmiştir. Sonlu elemanlar modelini oluşturmada kullanılan zemin ve de donatı parametreleri Tablo 1’de verilmiştir. Bu tabloda verilen malzeme kayma modülleri TNO DIANA programı tarafında da önerilen aşağıdaki basit formül uyarınca hesaplanmıştır.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Sonlu elemanlar modelinde iki tip donatı kullanılmıştır bunlardan birincisi taş kolonları sargılamada kullanılan donatıdır ve de bu donatının birim genişlik başına sahip olduğu elastisite modülü 600 kN/m dir. Tablo 1’de tanımlanmış olan diğer donatı ise yol dolgusunun altında modellenmiş olan donatıdır. Bu donatı zayıf kil ve kazık kafalarının üzerinde, yol dolgusunun hemen altında modellenmiştir. Bu donatının modele katılmasındaki amaç yol dolgusu yüklerinin geosentetik donatılı taş kolonlara daha üniform olarak dağıtılabilmesini sağlamaktır.

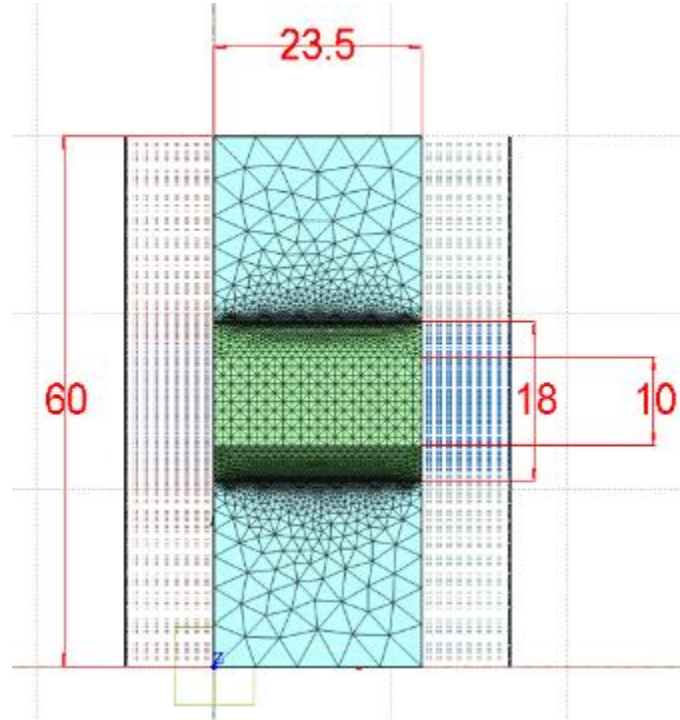
Her iki geosentetik donatı da bilineer olarak modellenmiştir. Kopma dayanımına kadar elastisite modülünün el verdiği oranda yük alan donatılar kopma dayanımından sonra yük almamaktadırlar.



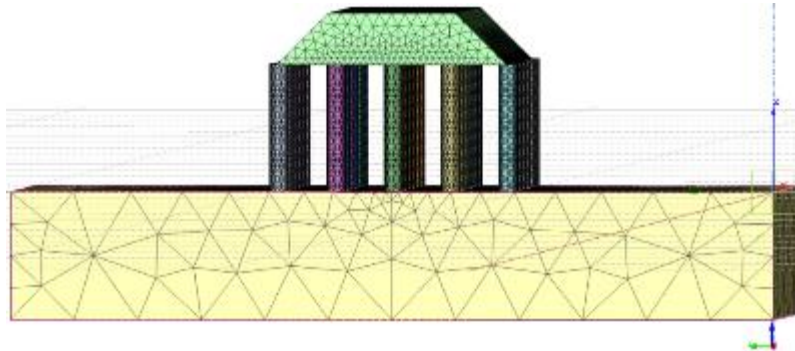
Şekil 1. Sonlu Elemanlar Modelinin Genel Bir Görünümü

Tablo 4. Sonlu elemanlar modellerinde kullanılan malzeme özellikleri

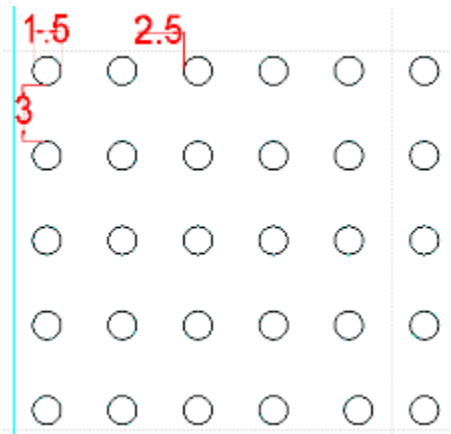
	Kaya	Kil	Taş Kolon Dolgu	Yol Dolgusu	Taş K. Donatı	Yatay Donatı
Elastisite Modülü (MPa)	30.000	15000	60000	5000	600**	1000***
Kayma Modülü (MPa)	12.500	5769	22556	18796	-	-
Poisson Oranı	0.2	0.3	0.33	0.33	-	-
Yoğunluk (kN/m ³)	25	20	20	20	-	-
Malzeme Modeli	Elastik	MC*	MC*	Elastik	Bi-lineer	Bi-lineer
Kohezyon (kPa)	-	30	0	-	-	-
İçsel Sürtünme Açısı	-	10	42	36	-	-
Genleşme Açısı	-	0	3	-	-	-
*MC: Mohr-Coulomb Malzeme Modeli						
** Gerilme-şekil değiştirme grafiğinin elastik kısmından elde edilen rijitlik 600 kN/m, kopma dayanımı 40 kN						
*** Gerilme-şekil değiştirme grafiğinin elastik kısmından elde edilen rijitlik 1000 kN/m, kopma dayanımı 60 kN						



Şekil 2. Sonlu Elemanlar Modelinin Geometrisi (Tüm Ölçüler Metre Cinsindedir)



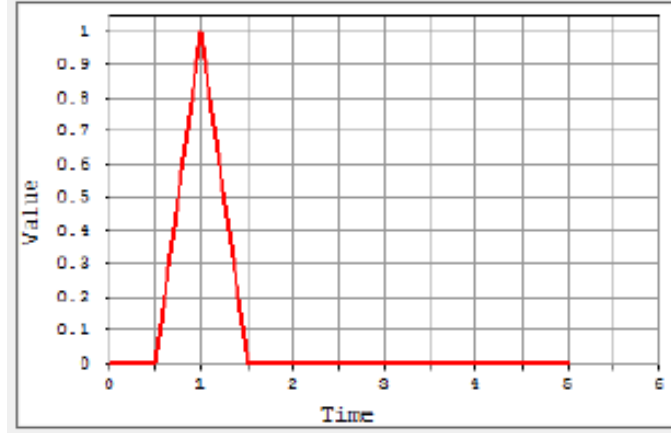
Şekil 3. Yol Dolgusu Altındaki Geosentetik Donatılı Taş Kolonlar



Şekil 4. Geosentetik Donatılı Taş Kolonların Plandaki Yerleşimi

3. MODELE ETKİYEN YÜKLER

Bu çalışmada öncelikle sonlu elemanlar modelinde her hangi bir sönümlenme mekanizması tanımlanmamışken etkililen bir impulsun neden olduğu yatay ve dikey yerdeğiştirmeler incelenmiştir. Bilindiği gibi etkiyen kuvvetin zamana göre integraline itki ya da impuls denilmektedir [7]. Sisteme kalibrasyon amaçlı verilen itkinin zaman tanım alanındaki eğrisi Şekil 5'te verilmiştir. Şekil 5'te görülen impuls hareketi 0,001 saniyelik zaman adımları ile tanımlanmış olup 5 saniyelik kayıt için toplamda 5000 notka ile tanımlanmıştır.



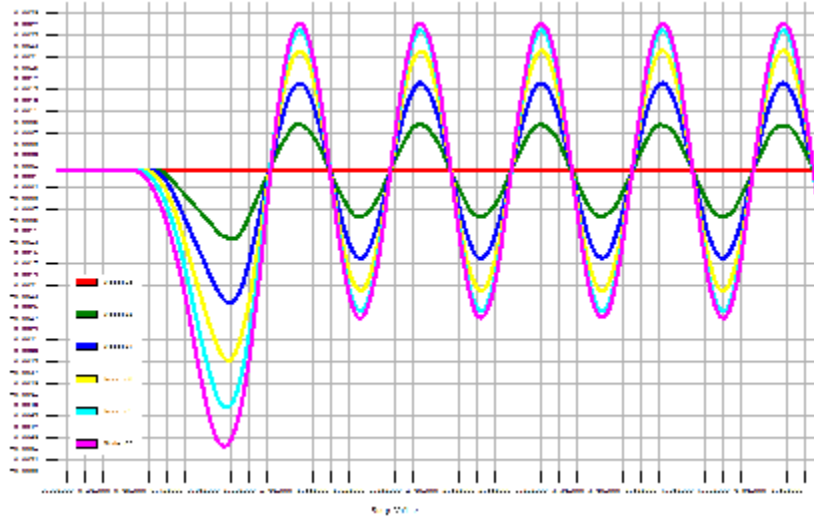
Şekil 5. Sisteme Kalibrasyon Amaçlı Verilen İtki

Şekil 1'de bu itkinin zaman tanım aralığında hangi çarpanlarla sisteme verildiği gösterilmektedir.

Noktasal bir kütle için hareket yasasından yola çıkılırsa, ilk an t_i ve son an t_s için itki ve kütlelin momentumu arasında,

$$\int_{t_i}^{t_s} F(t)dt = \int_{t_i}^{t_s} m\ddot{q}(t)dt = m\dot{q}(t_s) - m\dot{q}(t_i)$$

ilişkisi vardır, yani kuvvetin itkisi, etkilediği kütlelin momentumundaki değişime eşittir ve de itkinin birimi N.s'dir. Sonlu elemanlar modelinin tüm düğüm noktalarının verilen impuls etkisi altında yukarıda belirtilen momentum denklemi uyarınca hareket etmesi beklenmektedir. Temel mühendisliği açısından ilgilendiğimiz kısım killi zemin olduğundan killi zemin boyunca dikeyde uzanan düğüm noktalarında impulsun sönümlenmediğini görebiliriz (Bkz. Şekil 6).

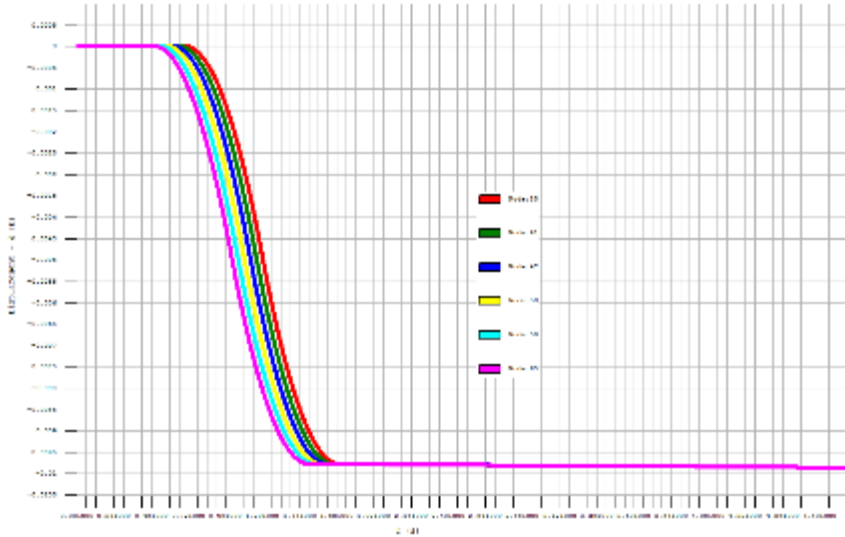


Şekil 6. Sisteme Etkitilen İmpulsun Sonsuz Salınım Yapması Durumu

Sonlu elemanlar modelinin sınırlarına viskoz sönümleyicilerin koyulduğu durumda Şekil 6'da görülen impulstan kaynaklı kesme ve basınç dalgalarının sonsuz salınımı durumunun önüne geçilmiş olur. Visköz sönümleyicilerin modelde tanımlanabilmesi için viskoz sönümleyici katsayıları olan C_s ve C_p değerlerinin tanımlanması gerekir. C_s katsayısı kesme dalgalarının, C_p katsayısı ise basınç dalgalarının sönümlenmesi ile ilgilidir ve bu değerler aşağıdaki formüllerden yararlanılarak hesaplanırlar.

$$C_s = \sqrt{\rho G}$$
$$C_p = \sqrt{\rho(\lambda + 2G)} \text{ ve } \lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

Yukarıdaki formüller kullanılarak zayıf kil için hesaplanan sönümleme katsayıları $C_s = 339 \text{ kN-s/m}^3$ ve $C_p = 635 \text{ kN-s/m}^3$ olarak bulunur. Visköz damperlerin sonlu elemanlar modelinin sınırlarına yerleştirilebilmesi için modelin fiziki sınırlarına ara yüz elemanları atanmıştır. Atanan ara yüzün normal ve kesme kuvvetleri altında gösterdiği rijitlik sıfır olarak atanmıştır. Uzak alan sınır koşulu sonlu elemanlar modelinde tanımlanırken seçilen malzeme Elastisite modülü, Poisson oranı, tanımlanan sönümleyici zemin kütlesi ve de uzak alan zeminin uzunluğu programa girilir. Bu çalışma kapsamında seçilen uzak alan elastisite modülü 7 MPa, poisson oranı 0.1, kütlesi $1E13 \text{ N/m}^3/\text{g}$ ve mesafesi 1000 metre olarak tanımlanmıştır. Visköz damperlerin ve uzak alan sınır koşullarının uygulandığı modele etkiyen impulsun kuvveti altında modelin zamana bağlı salınımını Şekil 7'de gösterilmiştir. Şekil 6 ve 7'de bulunan grafiklerin ordinatı seçilen düğüm noktalarının yaptığı deplasmanı, absisi ise 0 ile 5 saniye arasındaki zamanı göstermektedir. Burada gerçek zeminlerde olduğu gibi verilen bir itkinin zamanla sönümlenebildiği görülmektedir. Sistemin sönümleme karakteristiğine bakılarak bu yapının atanan sönümleme özellikleri sayesinde hafif sönümlü sistemler kategorisine olmadığı anlaşılır. Yapı dinamiğinde tek serbestlik dereceli bir sistemin sahip olabileceği diğer sönümleme durumlarının ise kritik ve aşırı sönümlü durumlar olduğu hatırlanmalıdır.



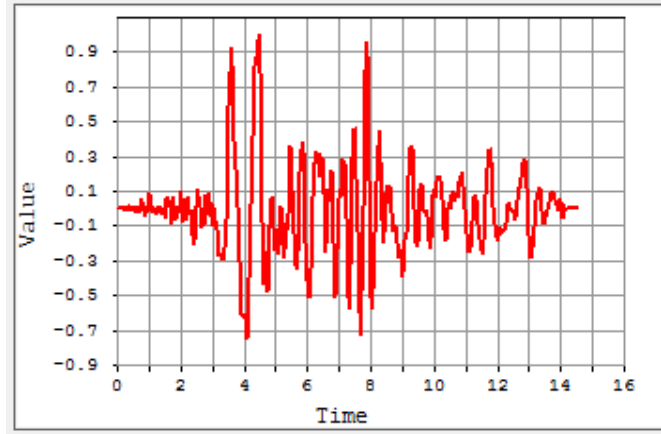
Şekil 7. Sisteme Etkitilen İmpulsun Zaman Tanım Aralığında Sönümlendiğini Gösteren Eğri

Sisteme etkitilen bir itkinin sönümlenebildiğinin anlaşılmasının ardından, sisteme deprem kayıtları taban kuvveti olarak etkitilmiştir. Sisteme etkitilen sismik hareket Kobe depreminin (KJMA kaydı, Doğu-Batı yönü bileşeni) ölçeklendirilmiş bir kısmıdır (scaled significant duration). Ölçeklendirilmede deprem frekans tanım alanında incelenerek depremin karakteristik Husid eğrisi çıkarılmıştır. Daha sonra deprem ölçeklendirilmiştir. Böylelikle maksimum ivme $0.93g$ olan ve 14.5 saniye süren bir deprem kaydı elde edilmiştir. Sonlu elemanlar modeline etkittirilen deprem ivmesinin zaman tanım alanındaki karakteristik görüntüsü Şekil 8'de verilmiştir.

Yapılan dinamik non-lineer analizlerde zaman integrasyon metodu olarak Newmark yöntemi kullanılmış olup Beta parametresi 0.25 , Gamma parametresi ise 0.5 olarak kabul edilmiştir. Yapılan analizlerde zaman tanım alanında (time history) kullanılacak olan zaman adımı büyüklükleri aşağıdaki formüle göre hesaplanmıştır.

$$\Delta t \leq \frac{1}{20} \left(\frac{\Delta l_{kisa}}{\frac{V_s}{p}} \right)$$

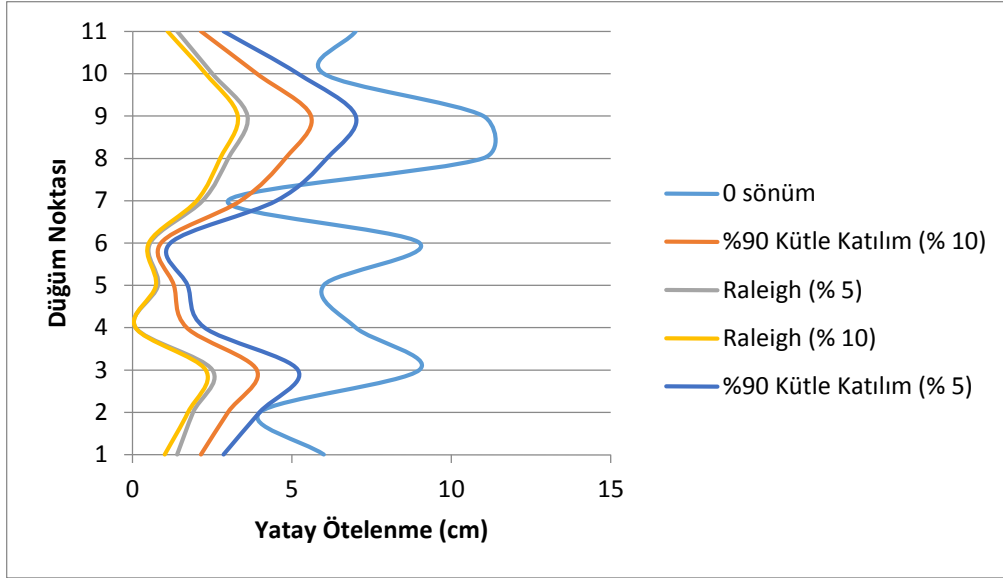
Zayıf bir kil için (PEER-NEHRP abaklarına göre) kesme dalgası hızı 170 m/s ve basınç dalgası hızı 251 m/s olarak seçilmiştir. Yukarıdaki formül göz önüne alındığında, sonlu elemanlar modelinde kullanılacak olan zaman adımı uzunluğunun 0.001 saniye olması uygun olacaktır. Hem verilen impuls kaydında hem de deprem kayıtlarında zaman adımları 0.001 saniye olarak seçilmiştir.



Şekil 8. Sonlu Elemanlar Modeline Etkitilen Deprem İvmelenmesi, Grafiğin Ordinate 1 G İvmeye Etkitilen Çarpanları Göstermektedir.

TNO DIANA programında yapılan sonlu elemanlar modellerinde sönümlenme mekanizmaları üç farklı yöntem ile tanımlanabilir. Bunlardan birincisi tüm yönlerde % 90 kütle katılım oranı (effective mass approach) dikkate alınarak ve belirli bir sönümlenme oranı girilerek oluşturulan sönümlenme durumudur. Bu çalışma kapsamında girilen sönümlenme oranları %5 ve % 10'dur. İkinci yöntem ise Raleigh sönümlenme mekanizmasının alt ve üst frekanslarının verilerek sönümlenmenin tanımlanmasıdır. Üçüncü yöntem ise yapının hangi iki modunun (genellikle en kritik olan toplam kütle katılımı en çok olan iki modun) dikkate alınacağını programa atanması ile yapılır. Bu çalışmada ilk ve ikinci yöntem benimsenmiştir. Raleigh sönümlenme teorisi için belirlenen alt ve üst frekans değerleri 2 ile 8 Hz arasındadır ve sistem bu hali ile %5 ve yine % 10 sönümlenme oranına sahiptir.

Deprem yükleri etkisi altında üç farklı sönümlenme mekanizmasının atandığı sonlu elemanlar modellerinin kil tabakası ve onun üzerinde bulunan yol dolgusu içinde bulunan (modelin geometrik merkezindeki düğüm noktaları) düğüm noktalarının deprem hareketinin en yüksek genlikli ivmesinin verildiği anda yatayda yaptığı salınım hareketi Şekil 9'da verilmiştir. Şekil 9'da ordinat ekseninde kil tabakası ile başlayıp yol dolgusuna kadar devam eden sonlu elemanlar düğüm noktaları görünmektedir. Bu noktalardan ilk dört nokta kil zemin içindeki noktaları temsil eder. Kalan noktalarda yol dolgusu içindeki düğüm noktalarıdır. Apsis ekseninde ise bu noktaların maksimum ivme anında yaptıkları deplasman değerleri işlenmiştir. Şekil 9'dan görüleceği gibi sisteme etkilenen sismik dalgaların rijit sonlu elemanlar sınır koşullarından yansıması ve bu dalgaların sönümlenmemesi modele yıkıcı bir yükleme olarak yansımaktadır. Bu durum modellenmeye çalışılan fiziksel prototipin çalışma şekline ters bir yaklaşımdır.



Şekil 9. Sonlu Elemanlar Modelinin Merkezinde Bulunan Düğüm Noktasının İvme Genliği Maksimum Olduğu Anda Yaptıkları Yatay Deplasmanlar

4. SONUÇLAR

Sonlu elemanlar modelinde yapılan kalibrasyon impuls yüklemesi sayesinde sönüm mekanizması atanmamış olan sonlu elemanlar modelinin gerçeği yansıtmayan sonuçlar verdiği görülmüştür. Verilen yüklerin sonsuz olarak model çeperlerinden yansması model duraylılığı üzerinde muhakkak olumsuz etkiler doğurmuştur. Sönümlenme mekanizmaları atanan modellerinde verilen bir impulsun zaman içinde modelin sönümlenme karakteristiğine uygun olarak azaldığı görülmektedir.

Sönümlenme mekanizması tanımlanan sistem ile sönümlenme mekanizması atanmamış sistemin deprem yükleri altındaki davranışı karakteristik olarak farklılık göstermiştir. Sönümlenme mekanizması olmayan sonlu elemanlar modelinin düğüm noktalarının deprem yükleri etkisinde gerçekleştirdiği yanal deplasmanlar oldukça yüksek mertebededir (Bkz. Şekil 9). Bu deplasman değerleri muhtemelen gerçeği yansıtmamaktadır. Raleigh sönümlenmesi tanımlanmış modellerde görülen yanal deplasmanlar, sönümlenme oranı % 5 ve % 10 olan sistemler için önemli oranda fark göstermemiştir. Bunun nedeni sonlu elemanlar modelinin dominant titreşim frekansının ve de sisteme etkilenen deprem kaydının baskın frekansının sonlu elemanlar modelinde tanımlanan sönümlenme oranından etkilenmemesidir. Buna ek olarak her iki titreşim frekansının da seçilmiş Raleigh (2 ve 8 Hz) alt ve üst frekansları arasında kalmış olduğu düşünülmektedir. % 90 kütle katılımı esasına göre sönümlenme tanımlanan sistemlerde %10 sönüm oranı tanımlanan sistem, beklendiği üzere % 5 sönüm oranlı sisteme nazaran daha az yanal ötelenme eğilimi göstermiştir. Ancak her iki sönüm oranı için de yatay ötelenmelerin Raleigh analizi için bulunan değerlerden daha büyük olduğu gözlemlenmiştir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu bildiri metnine konu olan araştırmanın deneysel kısmının 213M359 nolu proje kapsamında desteklenmesine katkıda bulunan TÜBİTAK'a teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- [1] Güler, E., 2011 Geosentetik Donatılı Kazık, G4 Geoteknik Sempozyumu, Adana.
- [2] Kempfert, H.G., Jaup, A., Raithel, M., 1997. Interactive behaviour of a flexible reinforced sand column foundation in soft soils. In: Proceedings of 14th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, Germany, s. 1757-1760.
- [3] Raithel, M., Kempfert, H.G., 2000. Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns. In: Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEngg-2000, Melbourne, Australia, s. 347.
- [4] Alexiew, D., Brokemper, D., Lothspeich, S., 2005. Geotextile encased columns (GEC): load capacity, geotextile selection and pre-design graphs. In: Proceedings of the Geofrontiers Conference, Austin, Texas. ASCE, s. 497-510. Geotechnical Special Publication No. 131.
- [5] Raithel, M., Kirchner, A., Schade, C., Leusink, E., 2005. Foundation of construction on very soft soils with geotextile encased columns - state of the art. In: Proceedings of Geofrontiers 2005, Austin, Texas, United States, pp. 1e11.
- [6] Yoo, C., (2015) Settlement behavior of embankment on geosynthetic-encased stone column installed in soft ground- A numerical investigation, Geotextiles and Geomembranes, 1-9.
- [7] Yerlici, V., Luş, H., (2007), "Yapı Dinamiğine Giriş", Boğaziçi Üniversitesi Yayınevi

KARACASU BARAJI EŞDEĞER LİNEER DİNAMİK ANALİZİ VE KALICI DEFORMASYON TAHMİNLERİ

EQUIVALENT LINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF KARACASU DAM AND ESTIMATION OF PERMANENT DISPLACEMENTS

Koray CİHAN¹

Yasemin ER²

Seçkin AYDIN³

ABSTRACT

Dynamic response of Karacasu Dam in Aydın Province, under earthquake motions is analyzed and the permanent displacements are evaluated with using QUAKE/W. In regions where seismic activity is high, when dynamic response of embankment dams is evaluated, the deformation analysis of embankment and estimation of deformation are important. In pseudo-static earthquake analysis, the earthquake forces are by an earthquake horizontal force determined by a seismic coefficient k and the weight of the sliding mass. The result of this analysis states that a value of $FS=1$ would mean a slide but in reality an embankment or slope may remain stable in spite of FS being smaller than unity and it may fail at a values of $FS>1$. In this study, time history analysis of Karacasu Dam has been carried out by using equivalent linear dynamic analysis method with using three different earthquake records. The permanent displacements and acceleration values are calculated as a result of these analysis. Permanent displacements of the critical slip surface are calculated by utilizing the Newmark method. These displacements are compared with estimation of some semi-empirical relationships such as Makdisi-Seed, Bureau, Swaisgood, Pells-Fell and Jansen.

Keywords: Embankment, dam, dynamic, equivalent linear.

ÖZET

Aydın ili sınırlarında bulunan Karacasu Barajı'nın deprem hareketleri altındaki dinamik tepkilerinin analizi QUAKE/W yazılımı kullanılarak yapılmış ve kalıcı deformasyonları değerlendirilmiştir. Sismik aktivitesi yüksek bölgelerde, dolgu barajların dinamik performansının değerlendirilmesinde dolgunun deformasyon analizi ve deformasyon tahminleri önemli bir yere sahiptir. Yarı statik deprem analizlerinde, deprem etkileri kayma dairesinin ağırlığı ve sismik kat sayısının çarpımıyla temsil ettirilir. Bu analiz sonucunda güvenlik sayısının 1 olması katastrofik bir yenilmeye işaret eder ancak gerçekte dolgu bu durumda ve güvenlik kat sayısının 1'den küçük olması durumunda bile herhangi bir katastrofik yenilmeye uğramayabilir hatta güvenlik katsayısının 1'den büyük olduğu durumlarda bu yenilme gerçekleşebilir. Bu çalışma kapsamında Karacasu Barajının eşdeğer lineer dinamik

¹ İnşaat Mühendisi., Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, koraycihan@dsi.gov.tr

² İnşaat Mühendisi., Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, yaseminer@dsi.gov.tr

³ İnşaat Yüksek Mühendisi., Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, seckinaydin@dsi.gov.tr

analiz yöntemi kullanılarak 3 adet tasarım depremi ivme kaydı ile zaman tanım alanında dinamik analizleri yapılmıştır. Kritik kayma yüzeyindeki kalıcı deformasyonlar Newmark metodundan yararlanılarak hesaplanmıştır. Bu analizler sonucunda elde edilen yer değiştirme ve ivme değerleri literatürde sık karşılaşılan Makdisi-Seed, Bureau, Swaisgood, Pells-Fell ve Jansen gibi yarı ampirik bağıntıların verdiği tahminlerle karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Dolgu, baraj, dinamik, eşdeğer lineer

1. GİRİŞ

Barajlarda geçirimsizliğini sağlamak için ilk düşünülen seçenek kil çekirdektir. Ancak kil malzemesinin yeterli miktarda bulunamaması veya taşıma maliyetinin yüksek olduğu durumlarda ön yüzü beton kaplı dolgu barajlar, tercih edilen baraj tiplerinden biridir. Bir dolgu baraj tipi olan ön yüzü beton kaplı baraj beton barajlar ülkemizde son yıllarda sıklıkla inşaa edilmektedir. ÖYBK dolgu barajlar planlama, aplikasyon, maliyet, stabilite, güvenlik ve barajın yüksek inşa edilmeleri halinde diğer tiplere göre bazı üstünlükleri vardır. Günümüzde bu baraj tipi çok tercih edilen ve dünyada inşası gittikçe artan bir tip olmuştur. Baraj mühendisliğinde, dolgu barajların depreme karşı davranışlarının belirlenmesinde oldukça karmaşık problemlerle karşılaşmaktadır. Dolgu barajların dinamik yükler etkisi altında lineer olmayan davranışlarının doğru olarak tahmin edilebilmesi, sistemin her noktasında oluşan şekil değişimleriyle uyumlu rijitlik ve sönüm parametrelerinin seçilmesiyle yapılacak bir analizle mümkün olabilmektedir. Bu analiz Eşdeğer Lineer Analiz olarak adlandırılmaktadır.

2. EŞDEĞER LİNEER DİNAMİK ANALİZ YÖNTEMİ

Zemin tabakalarında elastik modüller 10^{-4} gibi çok küçük mertebelerdeki şekil değiştirmeler için tanımlanmaktadır. Oysa deprem sırasındaki kayma şekil değiştirmeleri 10^{-2} ile 10^{-1} mertebelerine kadar çıkabilmektedir. Killi zeminlerde kayma modülleri altında ilk elastik değerlerin %40 - %10 kadarına inmektedir. Sönüm oranları ise 2 ile 4 katına çıkmaktadır. Aynı şekilde dolgu barajlarda şiddetli depremler altında kalıcı şekil değiştirmeler gözlenmektedir. Bu durum gövdeyi oluşturan malzemelerin lineer davranmadıklarının bir göstergesidir. Seed ve Idriss (1970) tarafından geliştirilen Eşdeğer Lineer Dinamik Analiz yöntemi, dolgu barajlardaki malzemelerin lineer olmayan davranışını içermektedir. Bu yöntemle göre dolgu barajların lineer olmayan davranışları, sistemin her noktasında oluşan şekil değiştirmelerle uyumlu rijitlik ve sönümün seçilmesi ile yapılabilecek bir analizle tahmin edilebilmektedir.

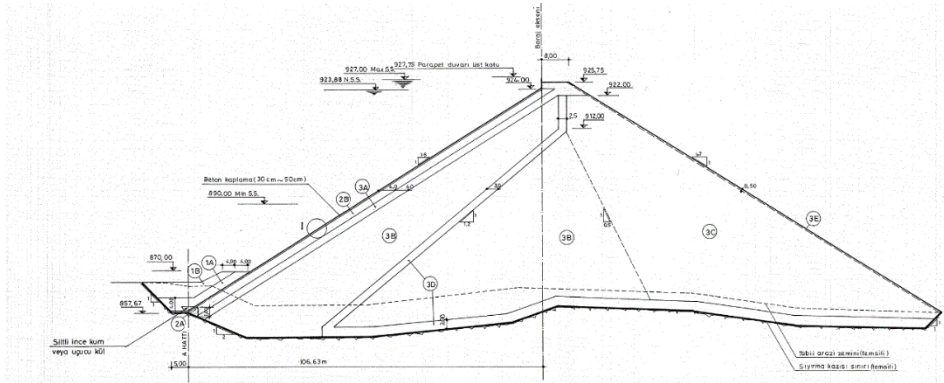
Eşdeğer lineer analiz iteratif bir yöntemle gerçekleştirilmektedir. Önce yapı-zemin sistemini oluşturan tüm elemanların küçük şekil değiştirmelerdeki malzeme parametreleri ile hesap yapılmakta ve seçilen deprem hareketi için elemanlarda oluşan maksimum birim şekil değiştirmeler hesap edilmektedir. Sonra her elemandaki etkili birim şekil değiştirme maksimum değerlerin bir çarpanı olarak kabul edilmekte ve kayma modülü ile sönüm oranı bu birim şekil değiştirmede alacağı değerlerle değiştirilerek tekrar tüm sistem analiz edilmektedir. Belirli bir iterasyon sayısında değişen değerler yakınsamakta ve böylece lineer olmayan davranış yaklaşık olarak elde edilmektedir.

3. KARACASU BARAJI PROJE KARAKTERİSTİKLERİ VE MALZEME PARAMETRELERİ

Şekil 1. de proje alanı görülen Karacasu Barajı 2884 ha tarım arazisinin sulanması amacıyla planlanmıştır. Şekil 2 de gövde tip en kesiti görülen barajın bazı gövde karakteristikleri aşağıda verilmiştir.



Şekil 1. Proje Sahası



Şekil 2. Karacasu Barajı Gövde Tip En Kesiti

3.1. Gövde Karakteristikleri

Tipi	Ön Yüzü Beton Kaplı Kum Çakıl Dolgu
Kret kotu	925,75 m
Parapet Duvarı Üst Kotu	927,75 m
Talveg Kotu	860,00 m
Temel Kotu	850,00 m
Talvegden Yükseklik	65,75 m
Temelden Yükseklik	75,75 m
Kret genişliği	8,00 m
Kret uzunluğu	354,12 m
Kadastrofal feyezan piki	604,89m ³ /s
Gövde dolgu hacmi	1 405 620 m ³
Memba Şevi	1/1,6 (düşey/yatay)
Mansap Şevi	1/1,7 (düşey/yatay)
Beton Kaplama Kalınlığı	0,3 + 0,0027x H (H: Yükseklik, m)



a) Mansaptan Görünüm

b) Membadan Görünüm

Şekil 3. Gövde Dolgusu

Karacasu Baraj yeri tabanı oldukça geniş bir V vadisi şeklindedir. Baraj yeri ve göl alanında neojen yaşlı marn, kıltaşı, kireçtaşı, silttaşı ile kuvaterner yaşlı eski alüvyon, alüvyon ve killi yamaç molozu haritalanmıştır. Baraj yerinde killi yamaç molozu oldukça yaygın olup neojen yaşlı birimlerin üstünü örtmüştür. Talvegde ve sağ yakada kireçtaşı-silttaşı mostraları gözlenmiştir. Açılan temel sondaj kuyularında killi siltli linyitli seviyelerle jipsli seviyeler geçilmiştir. Baraj yerinin en yaygın litolojisidir. Marn genelde ak, gri ve krem renklerinde olup kil oranı arttıkça mavimsi renk almaktadır. Orta dayanımlı olup su ile temasında zamanla ayrışma gösterebilmektedir.

3.2. Malzeme Parametreleri

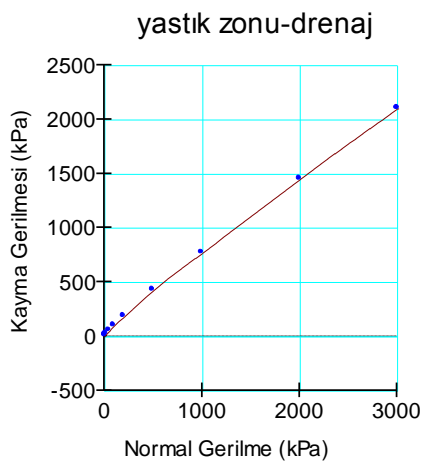
Bu çalışmada kullanılacak olan malzeme parametreleri, inşaatı tamamlanmış gövde dolgusu üzerine yerleştirilen ölçüm aletlerinden elde edilen deformasyon okumalarından yola çıkılarak yapılan ön analizlerle kalibre edilerek belirlenmiştir.

Tablo 1’de özetlenen malzeme parametrelerinde dolgunun içsel sürtünme açısı için Şekil 4 te tanımlanan Normal gerilme - Kayma Gerilmesi fonksiyonları kullanılmıştır. Aynı şekilde dinamik analizlerde kullanmak amacıyla Seed – Idriss (1984) önermiş olduğu Kayma Modülü ve Sönüm değişim eğrileri Şekil 5 te görülmektedir. Ön yüz betonu be temel kayasında sönüm oranı sabit % 5 olarak alınmıştır. Kayma modüllerinin belirlenmesinde Fonk-3 ve Fonk-5 için Seed’in (1984) önerdiği $G=K_2 \cdot (\sigma_m)^{0.5}$ bağıntısı kullanılmıştır. Burada K_2 değeri boyutsuz bir katsayı olup yastık zonu ve filtre için 80, gövde dolgusunda 884 kotu altında kalan dolgu için 50 ve bu kotun üzerinde kalan gövde dolgusu göreceli olarak daha iyi olduğu için 65 olarak alınmıştır. Bağıntıda görülen σ_m söz konusu noktadaki ortalama gerilmeyi göstermektedir.

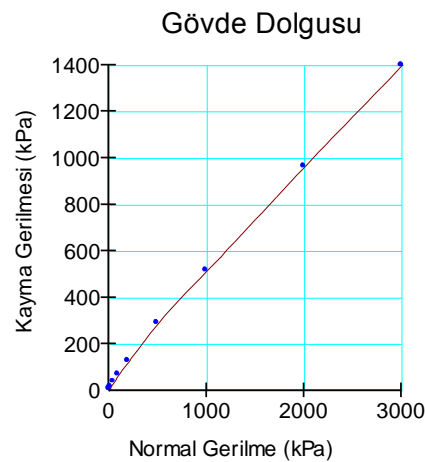
Tablo 1. Malzeme Parametreleri

STATİK - DİNAMİK ANALİZ MALZEME PARAMETRELERİ									
MALZEME ADI	γ (kN/m ³)	\emptyset	C (kN/m ²)	E (Mpa)	ν	Yenilme Kriteri	G_{max} (kpa)	ξ (%)	k (m/s)
Ön Yüz Betonunu	24	52	100	20 000	0,15	Lineer Elastik	8 000 000	5	10^{-14}
Beton Altı Yatık Zonu	17,7	Fonk.-1	0	40	0,44	Mohr-Coulomb	Fonk.-3	Fonk.-4	10^{-6}
Gövde Ana Dolgusu (Kum-Çakıl)	19,6	Fonk.-2	0	20 50*	0,38	Mohr-Coulomb	Fonk.-5	Fonk.-6	10^{-5}
Temel Ana Kaya	22	39	200	1000	0,41	Lineer Elastik	2 700 000**	5	10^{-6}
Çakıl Filtre	20	Fonk.-1	0	20	0,44	Mohr-Coulomb	Fonk.-5	Fonk.-6	10^{-2}
Enjeksiyon	22,5	48	100	1500	0,4	Lineer Elastik	2 700 000**	5	10^{-12}

* Gövde içerisinde yerleştirilmiş Deplesman Ölçerlere göre 884 kotunun üzerinde dolgunun sahip olduğu Elastisite Modülü.
** $G=\rho \cdot (V_s)^2$ bağıntısı kullanılmıştır.
 γ = Birim Hacim Ağırlığı.
 \emptyset = İçsel Sürtünme Açısı.
C= Kohezyon.
E= Elastisite Modülü.
 ν = Poisson Oranı.
 G_{max} . = Kayma Modülü.
 ξ = Sönüm Oranı.
k= Permeabilite.

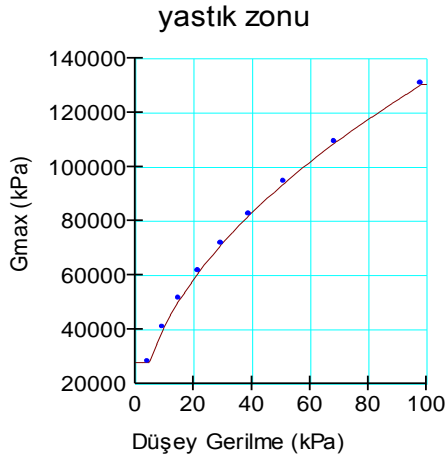


(a) Fonk.-1

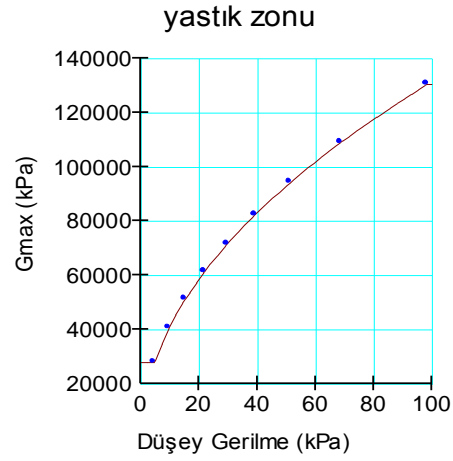


(b) Fonk.-2

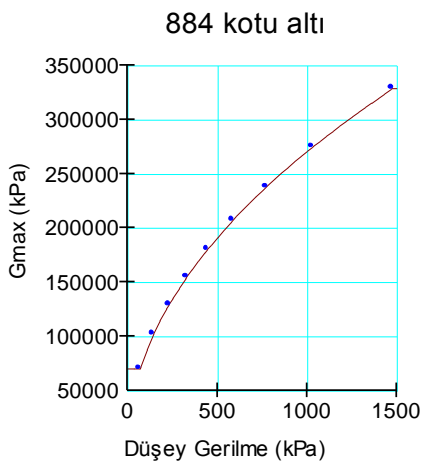
Şekil 4. Gövde Dolgusu, Yastık Zonu ve Drenaj Zonu İçin Kullanılan Zarf Eğrileri



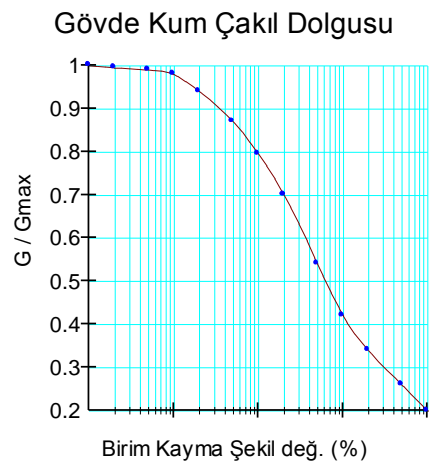
(a) Fonk.-3



(b) Fonk.-4



(c) Fonk.5



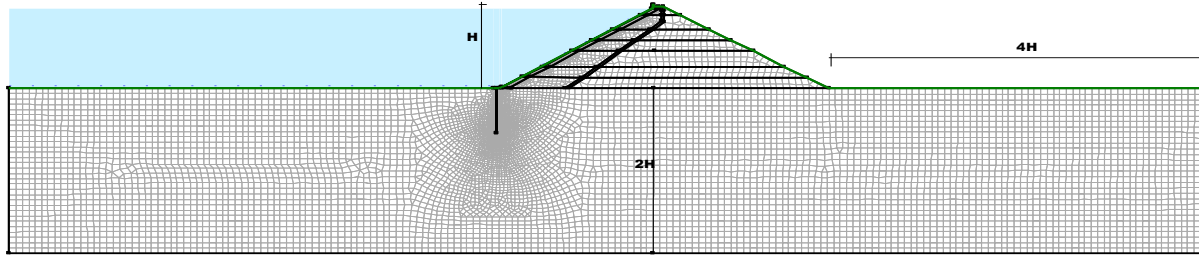
(d) Fonk.6

Şekil 5. Gövde Dolgusu, Yastık Zonu ve Drenaj Zonu İçin Kayma Modülü ve Sönüm Eğrileri.

4. STATİK VE DİNAMİK ANALİZLER

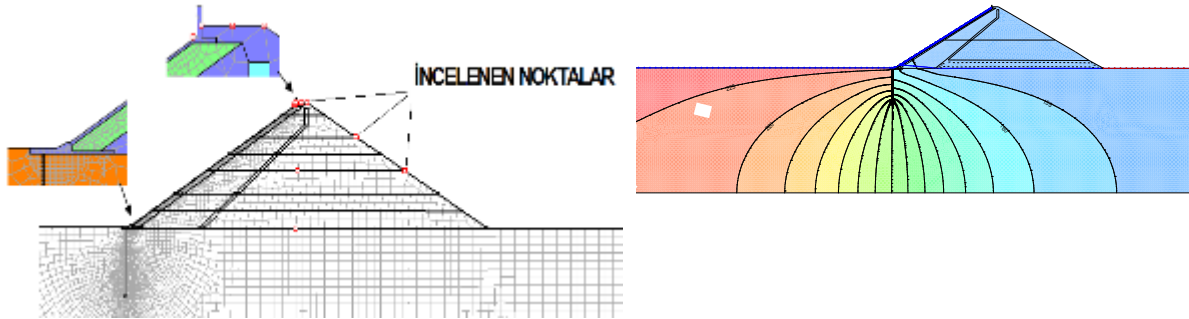
4.1. Statik Analizler

Dinamik analizlerde girdi olarak kullanılmak amacıyla Tablo 1 de verilen malzeme parametreleri kullanılarak statik analizler yapılmıştır. Gövde dolgu kademeler halinde modellenerek gerçeğe yakın bir davranış elde edilmeye çalışılmıştır. Analizler Geostudio 2007 yazılımının SLOPE/W modülü kullanılarak gerçekleştirilmiştir.



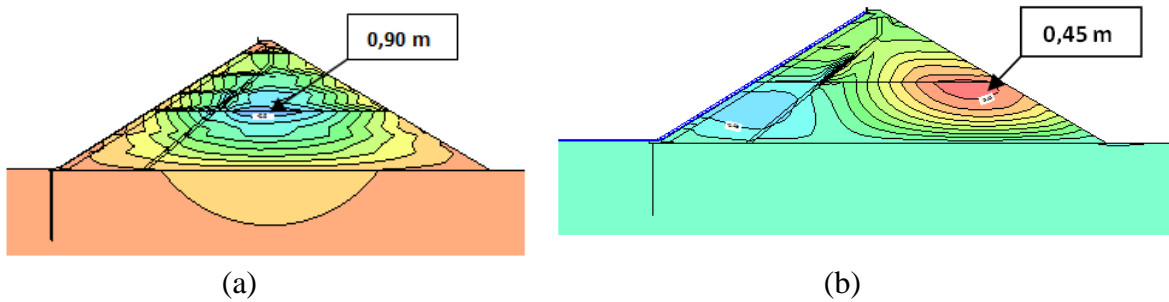
Şekil 6. Baraj Gövdesi Sonlu Eleman Modeli

Şekil 6’da görüldüğü gibi gövde yüksekliğinin 4 katı memba ve mansaptan ve 2 katı da temel derinliği olarak modele dahil edilmiş, gövde dolgusunun 7 kademe inşa edileceği düşünülmüştür. Model 10968 elemana bölünmüştür. Şekil 7(a) da incelenen noktalar ile sonlu elemanlar modelindeki kret ve topuk detayı görülmektedir.



Şekil 7. (a) Gövde Üzerinde İncelenen Noktalar, Topuk ve Kret Detayı
(b) Rezervuar Yüklemesi Altında Su Yükü Dağılımı

Analizde her bir inşa kademesi için gerilme ve deformasyon hesapları yapılmış ve son kademedan sonra rezervuar dolumu için gerilme ve deformasyon analizleri ile sızma analizleri yapılarak dinamik analizlere girdiler elde edilmiştir. Şekil 7 (b) de rezervuar yüklemesi altında hesaplanan su yükü dağılımı görülmektedir.



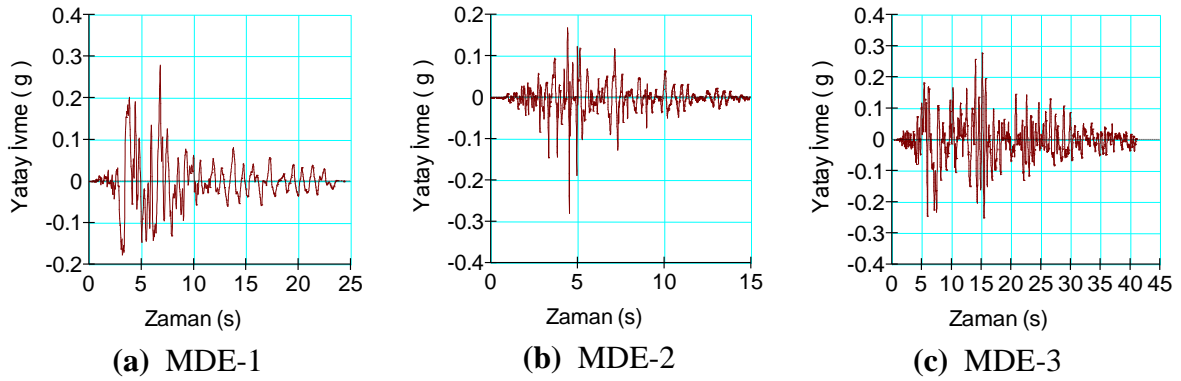
Şekil 8. (a) İnşaat Sonrası Düşey Oturmalar
(b) Rezervuar Yüklemesi Altında Yatay Deplasmanlar

Şekil 8’de statik analiz çıktılarından (a) inşaat sonrası düşey deformasyon 0,90 m olarak yüksekliğin yarısı mertebelerinde oturma değerleri elde edilmiştir. Bu değerler baraj gövdesinde aynı bölgede yer alan düşey deformasyon ölçerlerin değerleri ile uyum içerisindedir.

Şekil 8 (b) de ise rezervuar yüklemesi ardında mansap kabuğunda + x yönünde 0,40 m deformasyon değerleri hesaplanmıştır.

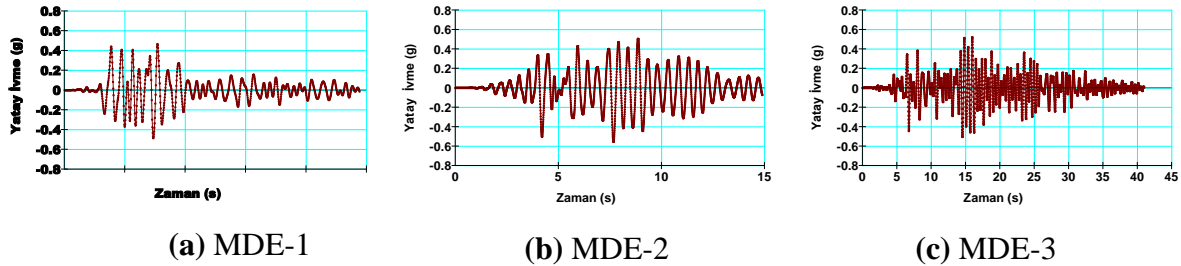
4.2. Dinamik Analizler

Şekil 6 deki model kullanılarak statik analiz çıktılarından elde edilen gerilme, deformasyon ve boşluk basıncı değerleri dinamik analizler için girdi olarak kullanılmıştır. Dinamik analizlerde kullanılmak üzere A grubu kaya ya da kaya benzeri formasyonlar üzerinde kayıt yapılmış üç adet ivme kaydı elde edilmiş ve bu kayıtlar Maksimum tasarım depremi 50 yılda %10 aşılma olasılığı olan deprem MDE=0,28g olarak ölçeklenmiştir. Şekil 9 de MDE-1 kaydı için Northridge depremi, MDE-2 kaydı için Mammoth Lakes depremi, MDE-3 kaydı için Cape Medocino depremlerinin ölçeklenmiş ivme kayıtları görülmektedir.

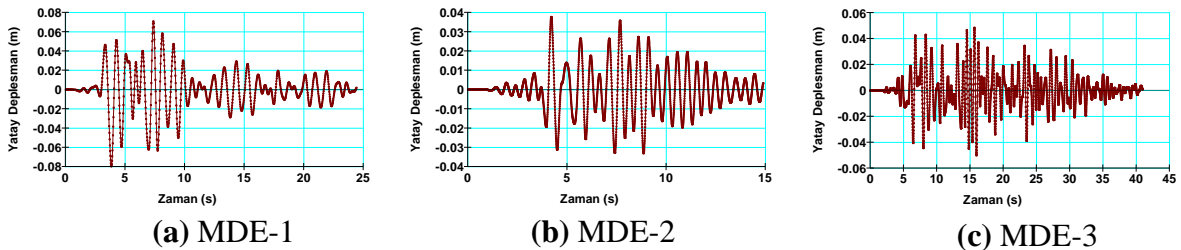


Şekil 9. Dinamik Analizlerde Kullanılan Deprem İvme Kayıtları
fgfgfffd

Analizler sonucunda şekil 9 de verilen üç deprem kaydı için Baraj kretinde elde edilen ivme kayıtları Şekil 10'da ve deprem süresince kretin yatay deformasyon değişimi Şekil 11'da görülmektedir.



Şekil 10. Baraj Kretinde Hesaplanan İvme Değişimleri

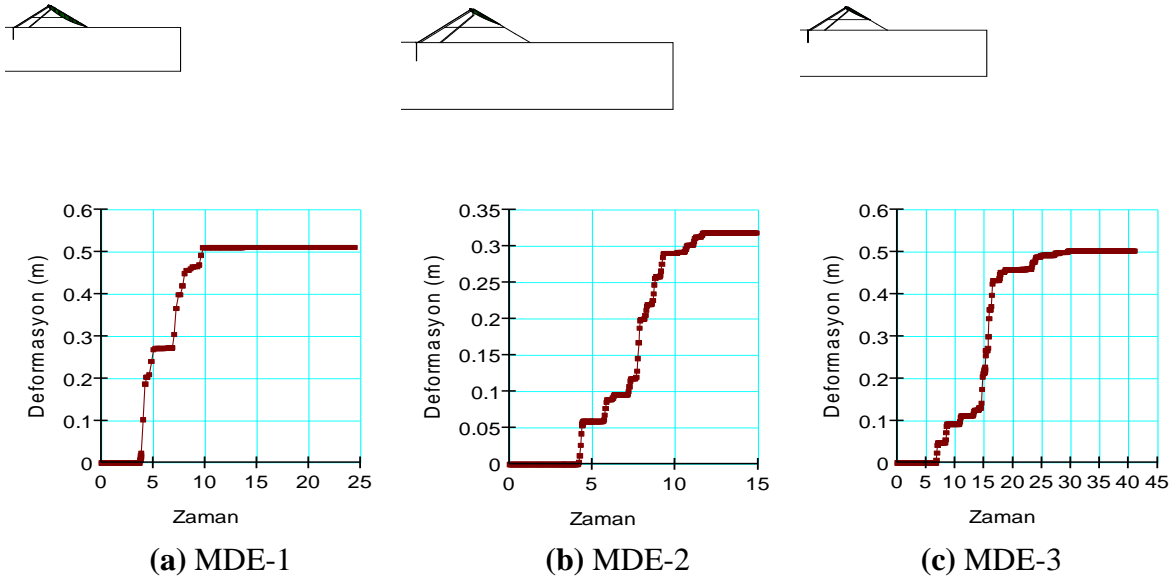


Şekil 11. Baraj Kretinde Hesaplanan Yatay Deformasyon Değişimleri

Şekil 10 ve Şekil 11 incelendiğinde MDE-1 kaydında max. kret ivmesi 0,49g, max. yatay ötelenme 7,9 cm, MDE-2 kaydında max. kret ivmesi 0,55g, max. yatay ötelenme 3,6 cm ve MDE-3 kaydında max. kret ivmesi 0,51g, max. yatay ötelenme 4,9 cm olarak hesaplanmıştır. Baraj tabanında maksimum 0,28g olan ivme değeri baraj kretinde ortalama 0,52g değerine yükselerek ivme değeri ortalama 1,82 katı yükselmiştir. Bu yükselme literatürde verilen değerler ile uyum içerisindedir.

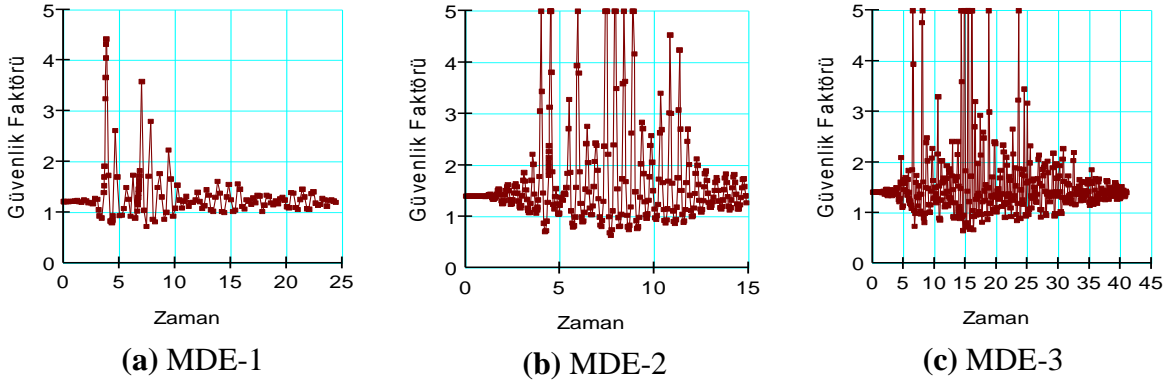
4.3. Kalıcı Deformasyonların Hesabı

Eşdeğer Lineer Dinamik Analiz metodu ile yapılan analizlerde analiz sonucunda kalıcı deformasyonların elde edilebilmesi için Newmark kayan blok analizi yapmak gerekmektedir. Deprem oluşturduğu ivmeler zaman içinde değiştirdiğinden, pseudo statik emniyet katsayısı da depremin başından sonuna sürekli değişecektir. Potansiyel yenilme kütlesi üzerine etkiyen atalet kuvvetlerinin, statik ve dinamik toplam kaydırıcı kuvvetler, mevcut tutucu kuvvetleri aşacak kadar büyük olması halinde emniyet katsayısı 1'in altına düşecektir. Newmark yöntemine göre emniyet katsayısının 1 den küçük olduğunda potansiyel yenilme kütlesi artık denge durumunda değildir. Sonuçta dengesiz bir kuvvetle ivmelendirilecektir. Bu durum eğimli bir düzlem üzerinde duran katı bir blokla özdeşdir. Newmark bu benzerliği kullanarak herhangi bir yer hareketine maruz kalan bir şevdeki kalıcı yer değiştirmeyi hesaplamaya yönelik yöntem geliştirmiştir. Şekil 12 de Karacasu barajının rezervuarı dolu olduğu durumda krette kalıcı şekil değiştirmeyi bulabilmek amacıyla parapet duvarı ve kreti de içine alan en gayri müsait kayma daireleri ve bu dairelerin Newmark metodu ile hesaplanan deprem süresince kümülatif yer değiştirme grafikleri görülmektedir.



Şekil 12. Baraj Kretini ve Parapet Duvarını İçine Alan Kayma Düzlemleri ve Kalıcı Deformasyonlar

Analizler sonucu elde edilen kalıcı yer değiştirmeler sırasıyla MDE-1 kaydı için 0,51 m, MDE-2 için 0,302 m, MDE-3 için 0,503 m olarak hesaplanmıştır. Şekil 13 de ise üç ayrı kayma yüzeyinin pseudo-statik emniyet katsayısının deprem boyunca değişimi görülmektedir.



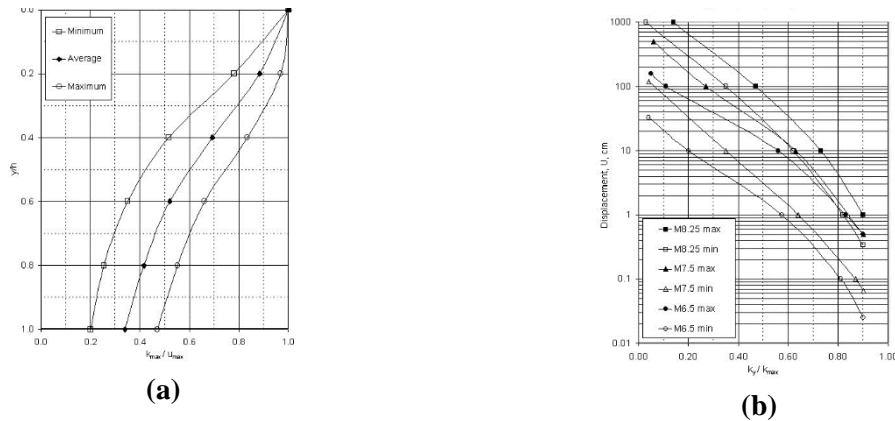
Şekil 13. Mansap Şevine Ait Kayma Yüzeyleri Güvenlik Faktörlerinin Deprem Süresince Değişimi

Şekil 13 incelendiğinde deprem esnasında kayma yüzeylerinin güvenlik faktörleri 4-5 değerlerine çıkabilmekte ve kalıcı deformasyonlar güvenlik faktörünün 1 in altına düştüğü zamanlarda oluşmaktadır.

4.4. Ampirik Yaklaşımlarla Kalıcı Deformasyon Tahmini

4.4.1. Makdisi – Seed Metodu

Makdisi ve Seed (1977) Newmark'ın yaklaşımını bir dolgu barajın esnek bir yapı olarak tepki gösterdiğini kabul ederek ve yer hareketinin şiddetinin baraj kretine olan etkisini tahmini için bir metod önermiştir.



Şekil 14. Makdisi-Seed Metodu

Bu yöntemde Şekil 14 (a) grafiğinde kayan kütleli hareketi geçiren ivme olan U_{max} elde edilir. Burada k_{max} baraj kretindeki max. ivme, h baraj yüksekliği ve y ise kayma yüzeyinin kretten itibaren derinliğidir. Kayma yüzeyini hareketi geçiren ivme değeri U_{max} elde edildikten sonra (b) grafiği yardımı ile kretteki kalıcı yer değiştirme hesaplanır. Burada k_y ise incelenen kayma yüzeyinin pseudo-statik güvenlik sayısını 1'e eşit yapan ivme katsayısıdır.

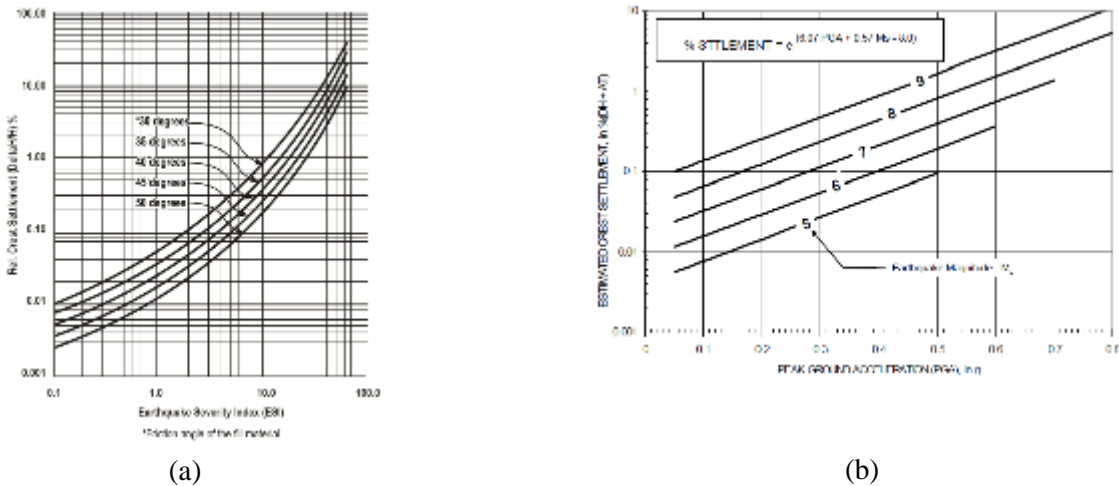
4.4.2. Bureau Metodu

Bureau (1997), dolgu malzemesi sürtünme açısının bazı değerleri için “Rölatif Kret Oturması” ile “Deprem Şiddeti Endeksi” (ESI) arasındaki ilişkiyi bir grafikte sunmuştur. Bu yaklaşımda $ESI=PGA.(M-4,5)^3$ bağıntısı ile verilmiştir. Burada PGA, baraj yerindeki pik yatay zemin

ivmesini, M ise deprem büyüklüğünü göstermektedir. Şekil 15 (a) da Bureau yaklaşımına ait grafik görülmektedir.

4.4.3 Swaisgood Metodu

Swaisgood (2003) tarafından deprem itkilerinin baraj dolguları üzerindeki etkileri incelenmiş ve ortaya konan amprik metod ile kret oturması dolgu yüksekliği ve temel kalınlığının yüzdesi olarak ifade edilmiştir. Şekil 15 (b) de baraj yerindeki pik yatay zemin ivmesi (PGA) ve deprem büyüklüğü kullanılarak kret oturmasını veren grafik görülmektedir. Şekil 14 (b) de sıvılaşma olmayan durumlar için elde edilmiş bu grafikler pik yer ivmesinin (PGA) 0,7g yi aştığı ve %5 ten fazla oturma olan durumları içermez.



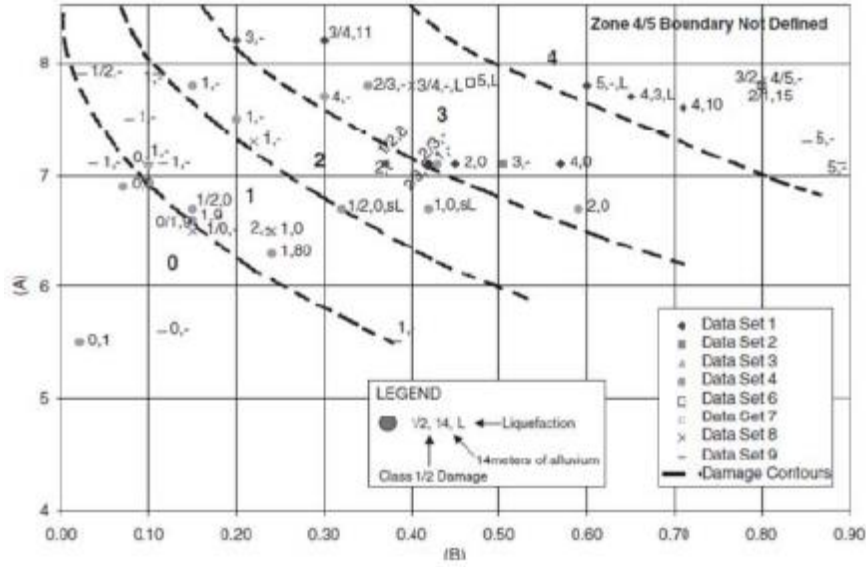
Şekil 15. (a) Bureau ve (b) Swaisgood Yöntemlerine Ait Grafikler

4.4.4 Pells-Fell Metodu

Pells ve Fell 95'i hasarlı olmak üzere toplam 305 dolgu baraj üzerinde yaptıkları incelemeler sonucunda Tablo 2 ve Şekil 16 de verilen abak ve hasar sınıflandırmasını önermişlerdir.

Tablo 2. Sismik Yükler Altında Barajların Hasar Sınıflandırması

HASAR NO	HASAR DURUMU	UZUNLAMASINA ÇATLAK MAX. GENİŞLİĞİ (mm)	MAX. RELATİF KRET OTURMASI (%)
0	HASARSIZ	< 10	< 0.03
1	KÜÇÜK HASAR	10 - 30	0.03 - 0.2
2	ORTA HASAR	30 - 80	0.2 - 0.5
3	BÜYÜK HASAR	80 - 150	0.5 - 1.5
4	AĞIR HASAR	150 - 500	1.5 - 5
5	GÖÇME	> 500	> 5



Şekil 16. Deprem Büyüklüğü (A) ve Yer Çekimi İvmesi (B) ile Hasar Bölgesi Tesbit Grafiği

4.4.5 Jansen Metodu

Jansen (1990) geliştirmiş olduğu bu metotta aşağıda verilen amprik bağıntı ile toplam oturma miktarını hesap edebilmektedir.

$$U = [48,26 \cdot (M/10)^8 (K_m - K_y)] / (K_y)^{0,5}$$

Bu bağıntıda M: Deprem büyüklü, K_m : Baraj kretindeki ivme, K_y : Kayma yüzeyini harekete geçiren ivme değeri ve U: Toplam kret oturmasıdır.

5. SONUÇLAR

Yukarıda özetlenen yaklaşık metotlar doğrultusunda hesaplanan Karacasu barajı kalıcı deformasyonları tablo 3 de özetlenmiştir.

Tablo 3. Kalıcı Deformasyonlar

DEPREM KAYDI NO	a_{taban} (PGA)	a_{kret}	a_{akma}	y (m)	h (m)	y/h	M	ESI	KALICI DEFORMASYONLAR (m)					
									EŞDEĞER LİNEER DİNAMİK ANALİZ	YAKLAŞIK METOTLAR				
										MAKDİSİ-SEED	BUREAU	SWAISGOOD	PELLS-FELL	JANSEN
MDE-1	0,28g	0,49g	0,11g	72,8	75,8	0,96	7	4,4	0,51	0,25				0,032
MDE-2	0,28g	0,55g	0,23g	32,8	75,8	0,45	7	4,4	0,302	0,15	0,15	0,075	0,15-0,38	0,019
MDE-3	0,28g	0,51g	0,21g	40,04	75,8	0,55	7	4,4	0,503	0,10				0,018

Tabloda a_{akma} ; kayma yüzeyinin güvenlik sayısını 1 yapan ivme değeri, y: kayma yüzeyinin kretten itibaren derinliği, h: baraj yüksekliği, M: deprem büyüklüğü ve ESI: Deprem şiddeti indeksini göstermektedir. Tablo incelendiğinde, yaklaşık metotların dinamik analiz sonuçlarına göre düşük değerler verdiği görülecektir. Özellikle Jansen metodu baraj yüksekliğini dikkate almayan bir yöntem olup en küçük deformasyonları veren yöntem olmuştur. Makdise-Seed metodu ise dinamik analiz sonuçlarının ortalama yarı değerlerini vermiştir. Pells-Fell

yönteminde bir deformasyon aralığı elde edilmiş bu aralıkta maksimum deformasyon 0,38 m civarında elde edilerek MDE-2 ve MDE-3 analizi sonuçlarına yakın değer vermiştir. Dolgu barajların dinamik analizlerinde pseudo statik analizler deformasyonlar hakkında bilgi verememektedir. Deprem sırasında yarı statik analizler kapsamında güvenlik sayısının 1'in altında bulunması katastroofik bir yenilmeye işaret etmeyebilmekte, güvenlik sayısının 1'in altına düştüğü bu durumlarda kalıcı deplasmanların belirlenmesi ve baraj güvenliğinin bu deplasmanlar paralelinde irdelenmesi ekonomik çözümler üretebilmektedir. Aydın Karacasu barajında MDE 0,28g tasarım ivme değerindeki Dinamik analizleri sonucunda bulunan değerler kabul edilebilir deformasyon mertebelerinde olup kullanılan yaklaşık metodlar içerisinde Makdisi-Seed ve Pells-Fell yöntemlerinin analizlere daha yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Hacıfendioğlu,K., Bayraktar, A.,(2007) “Yerel Zemin Şartlarının Değişerek Yayılan Yer Hareketi Etkisindeki Toprak Dolgu Barajların Lineer Olmayan Davranışı Üzerindeki Etkisi”,1. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu, pp.679-690.
- [2] Unutmaz,B, Önder Çetin,K.,(2007)”Toprak Dolgu Barajların Sismik Tepki ve Zemin Sıvılaşması Analizleri” 1. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu, pp.387-398.
- [3] Kramer,S.L,(1996). “Geotechnical Earthquake Engineering”,Prentice Hall,Inc.,Upper Saddle River,New Jersey.
- [4] DSI,(2014),”Dolgu Barajlar Tasarım Rehberi”,DSI Genel Müd. Barajlar ve HES Dai. Baş.
- [5] Makdisi,F.I. and,Seed,H.B.,(1978) “Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations”J.Geotech.Eng.Div.,ASCE 104(7), 849-867
- [6] Breau,G.,”Evaluation Methods and Acceptability of seismic deformations in Embankment Dams”,Proceedings, 19th congress on large dams,Florence,Italy,May 1997.
- [7] Swaisgood,J.R.(2003),”Estimating Deformation of Embankment Dams Caused by Earthquake”,Presented at Association of Dam Safety Officials Western Regional Conference,Red Lodge,Montana.
- [8]J ansen,R.B.,(1990) “Estimation of Embankment Dam Settlement by Earthquake” ,Int. Water Power&Dam Construction 42(12):35-40

REZONANT KOLON DENEY SİSTEMİ İLE TEMİZ KUM ZEMİNLERDE P VE S DALGA HIZLARININ TESPİTİ

DETERMINATION OF P AND S WAVE VELOCITIES OF CLEAN SAND BY
USING RESONANT COLUMN TEST

M. İnanç ONUR¹

S. Umut UMU²

D. Volkan OKUR *³

Mustafa TUNCAN⁴

Ahmet TUNCAN⁵

ABSTRACT

The resonant column test is commonly used in geotechnical earthquake engineering to determine the dynamic characteristics of soils. Soil specimen is subjected a wave propagation under different frequencies and wave velocities are determined by the test. There are lots of study to determine compressional (P) waves causes compression and expansion the material that passes through and shear (S) waves causes shear deformations in the literature. In this study, shear and compressional wave velocities were measured for reconstituted Toyoura sand samples. Samples were prepared at different relative densities and saturation degrees also test were performed under different confining pressures. The effects of these factors on the wave velocities were investigated by comparing the test results.

Keywords: Resonant column test, shear wave velocity, compressional wave velocity.

ÖZET

Rezonant kolon deneyi, zeminlerin dinamik özelliklerini belirlemede geoteknik deprem mühendisliği alanında yaygın kullanılan laboratuvar deneylerindedir. Deneyde zemin numunesi farklı frekanslar altında bir dalga yayılımına maruz bırakılır ve dalga hızları test ile ölçülür. İçinden geçtiği cismin sıkışma ve genişlemesine neden olan basınç (P) dalgası ile kayma deformasyonlarına neden olan kayma (S) dalgalarının belirlenmesi amacıyla literatürde birçok çalışma bulunmaktadır. Bu çalışmada laboratuvarda hazırlanmış Toyoura kumu numuneleri için kayma ve basınç dalga hızları tespit edilmiştir. Numunelere farklı rölatif sıkılıklarda ve doygunluk derecelerinde hazırlanmış ve deneyler farklı çevre basınçları altında gerçekleştirilmiştir. Bu faktörlerin dalga hızları üzerindeki etkileri deney sonuçları karşılaştırılarak incelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Rezonant kolon testi, kayma dalga hızı, basınç dalgası hızı.

¹ Araş.Gör., Anadolu Üniversitesi, mionur@anadolu.edu.tr

² Araş.Gör. Dr., Anadolu Üniversitesi, suum@anadolu.edu.tr

³ Doç.Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, vokur@ogu.edu.tr

⁴ Prof.Dr., Anadolu Üniversitesi, mtuncan@anadolu.edu.tr

⁵ Prof.Dr., Anadolu Üniversitesi, atuncan@anadolu.edu.tr

1. GİRİŞ

Rezonant kolon cihazının zeminlerin dinamik davranışlarının belirlenmesinde kullanılmaya başlanması 1930'ların başıdır. Özellikle Hall & Richart [1] ve Hardin & Black [2] tarafında yapılan çalışmalardan sonra literatürde önemli yer bulmuştur. Yıllara bağlı olarak, cihazda yapılan iyileştirme ve teknolojik katkılar ile günümüzde laboratuvar çalışmalarında sıkça tercih edilmektedir.

Rezonant kolon testi, bir zemin numunesine farklı frekans değerlerinde eğilme ve burulma kuvveti uygulanarak rezonant frekansının tespit edilmesi esasına dayanır. Rezonant frekansından ise zemin numunesinin dalga hızı, kayma modülü gibi dinamik özellikler belirlenir. Deneyde genellikle numunenin üst kısmına bir sürücü sistemi yerleştirilip, numuneye farklı frekans ve genliklerde dinamik tork uygulanır. Rezonant kolon deneylerinde 10^{-6} ~ 10^{-3} kayma deformasyon genliklerinde ölçüm yapılabilmektedir [3].

Bir cisim üzerine herhangi bir gerilme uygulandığında dalgalar yolu ile bu gerilme tüm cisime dağılmaktadır [4]. Zeminler üzerine etkiyen sismik dalgalar; cisim dalgaları ve yüzey dalgaları olarak tanımlanmıştır [5]. Cisim dalgalarından içinden geçtiği cismin sıkışma ve genişlemesine neden olan hızı en yüksek olan P, basınç dalgasıdır. Cisimde kayma deformasyonlarına neden olan ve hızı göreceli olarak P dalgasına göre daha yavaş olan S kayma dalgasıdır. Dalga hızlarının belirlenmesi ile içinden geçtiği zemin dinamik özellikleri hakkında yorum yapılabilir. Literatürde P ve S dalgaları ile zeminin elastisite modülü (E) ve kayma modülü (G) arasında verilen eşitlikler ile zeminlerin gerilme deformasyon özellikleri de belirlenebilmektedir [4]. Bunlarla ilgili literatürde yaygın kullanılan eşitliklerden bazıları aşağıda verilmiştir.

$$V_p = \sqrt{(\lambda + 2G) / \rho} \quad (1)$$

$$V_p = \sqrt{(E(1 - \mu)) / (\rho(1 + \mu)(1 - 2\mu))} \quad (2)$$

$$V_s = \sqrt{G / \rho} \quad (3)$$

$$V_s = \sqrt{E / (2\rho(1 + \mu))} \quad (4)$$

Depremler sırasında da yer kabuğu içerisinde P ve S dalgaları oluşarak yeryüzeyinde salınımlar oluşturarak, geçtikleri ortamlarda deformasyonlara sebep olurlar. Zeminlerde oluşan deformasyonlar dolayısıyla bunlara bağlı yapı hasarları, dalga hızlarını önemli bir araştırma konusu yapmıştır. Yapılan arazi ve laboratuvar çalışmaları sonrası zemin tiplerine bağlı olarak kayma dalga hızları ve basınç dalga hızları belirlenmeye çalışılmıştır. Çeşitli aralıklar ile ifade edilen bu değerler yaklaşık olup, bir fikir vermekle birlikte zemin şartlarına bağlı olarak değişebilmektedir. Tablo 1 de farklı zemin türleri için ortalama dalga hız değerleri gösterilmiştir.

Tablo 1. Yaklaşık Olarak Zeminlerde Dalga Hızları [4]

Zemin Tipi	Basınç Dalgası Hızı, V_p	Kayma Dalgası Hızı, V_s
İnce Kum	300 – 330 m/s	90 – 150 m/s
Sıkı Kum	450 – 470 m/s	220 – 250 m/s
Çakıl	760 – 800 m/s	180 – 230 m/s
Nemli Kil	1200 – 1380 m/s	500 – 550 m/s
Granit	3960 – 5490 m/s	2130 – 3360 m/s

P ve S dalga değişimlerinin bağlı olduğu faktörler farklı açılardan literatürde yaygın bir şekilde ele alınmıştır. Baxter ve ark. [6] bir dizi dinamik üç eksenli ve bender eleman deneyleri sonucunda sıvılaşma direnci ile kayma dalga hızı arasında bir bağıntı vermişlerdir. Bartake ve Singh [7] kumların kayma dalga hızını belirlemek için bender eleman testlerini kullanmışlardır. Çalışmalarında, boşluk oranı arttıkça kayma dalga hızında azalım ve kuru numunelerde doymun numunelere göre daha yüksek kayma dalga hızı tespit etmişlerdir. Ayrıca, aynı boşluk oranı değerinde ince tanecikli kumların kalın tanecikli kumlara göre daha yüksek kayma dalga hızı değerlerine sahip olduğunu belirlemişlerdir. Yunmin ve Ark. [8] Hangzhou kumu üzerinde dinamik üç eksenli testleri yapılırken hücre içerisine yerleştirilmiş bender eleman cihazı ile kayma dalga hızlarını da ölçülmüştür. Testler sonucunda; kayma dalga hızı 100 m/sn ile 200 m/sn arasındaki değerler için sıvılaşma direncini belirlemek amacıyla arazi testleri yerine laboratuvar testlerinin kullanılabilmesi ancak 100 m/sn den küçük 200 m/sn den büyük kayma dalga hızına sahip zeminler için arazi testi gerekliliği vurgulanmıştır. Cascante ve ark. [9] standart burulmalı rezonant kolon cihazında modifikasyon yapmışlar ve numunelerin dalga hızlarını literatür ile karşılaştırmışlardır. Çalışma sonucunda P ve S dalga hızlarından litolojinin belirlenebileceğini, doymunluk derecesi, kayma modülü, sönümlenme oranı, gibi parametrelerinde yine dalga karakteristiklerinden tahmin edilebileceğini vurgulamışlardır. Patel ve ark. [10] granüler malzemelerin tanecik morfolojisinin kayma dalga hızı üzerindeki etkisini araştırmışlar ve ampirik bir eşitlik elde etmişlerdir. Testler sonucunda granüler malzemelerde küresellik, yuvarlaklık vb. tanecik morfolojisi ile tanecik ebatlarının kayma dalga hızını etkilediği aynı zamanda çevre basıncı kuru ve doymun hal şartlarının da kayma dalga hızı üzerinde etkisi olduğu belirlenmiştir. Yang ve ark. [11] basınç dalga hızını kullanarak sıvılaşma mukavemetini belirlemeye çalışmışlardır. Laboratuvar testleri ışığında öncelikle sıvılaşma mukavemeti ile boşluk suyu basıncı katsayısı (B) arasında ampirik bir korelasyon olduğu benzer şekilde P dalgaları ile B katsayısı arasında da bir ilişki olduğunu öne sürmektedir. Sugano ve Yanagisawa [12] S dalgalarına ilave olarak depremler sırasında ortaya çıkan Sykora [13] zeminlerin kayma dalga hızlarını laboratuvar test sonuçları ve arazi ölçümleri ile karşılaştırmıştır. Arazi ölçümlerinde yalnızca SPT değerine bağlı V_s tahmininin eksik olabileceği V_s nin SPT değeri, derinlik, jeolojik yaş ve rölatif tanecik boyutu ile arttığını tespit etmiştir. Ayrıca V_s tahmini için mutlaka arazi araştırmalarının yapılması, sonuçları etkileyebilecek parametrelerin tek tek analiz edilmesi ve mutlaka gerçekçi korelasyonların ortaya konmasını önermiştir. Ella [14] doymun olmayan zeminlerin dinamik davranışını incelediği test çalışmasında sıvılaşma potansiyeli ile kayma dalga hızı ilişkisini bender element testi ile belirlemeye çalışmıştır. Yapılan analizler sonucunda su içeriği azalırken kayma dalga hızı ve rijitlikte artış gözlemlenmiştir. Kayma dalga hızı 200 m/s nin altındaki değerlerde sıvılaşma potansiyelinin yüksek olduğu, göreceli olarak daha kuru numunelerde kayma dalga hızının bu değerden yüksek ölçüldüğü ve sıvılaşma potansiyelinin de azaldığı belirlenmiştir. Bu çalışmada ise Toyoura kumu üzerinde rezonant kolon testleri uygulanarak farklı rölatif sıklık, efektif çevre gerilmesi ve doymunluk derecelerinde hazırlanan zemin numunelerinin

kayma (S) ve basınç (P) dalga hızları belirlenmiştir. Numunelerin dalga hızlarına etki eden faktörler karşılaştırmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Bu çalışmada kayma dalgası hızı ve basınç dalgası hızlarının farklı parametrelere göre değişimini tespit etmek amacıyla rezonant kolon test sistemi tercih edilmiştir. Testlere tabi tutulan zemin numuneleri ise Toyoura kumu kullanılarak hazırlanmıştır.

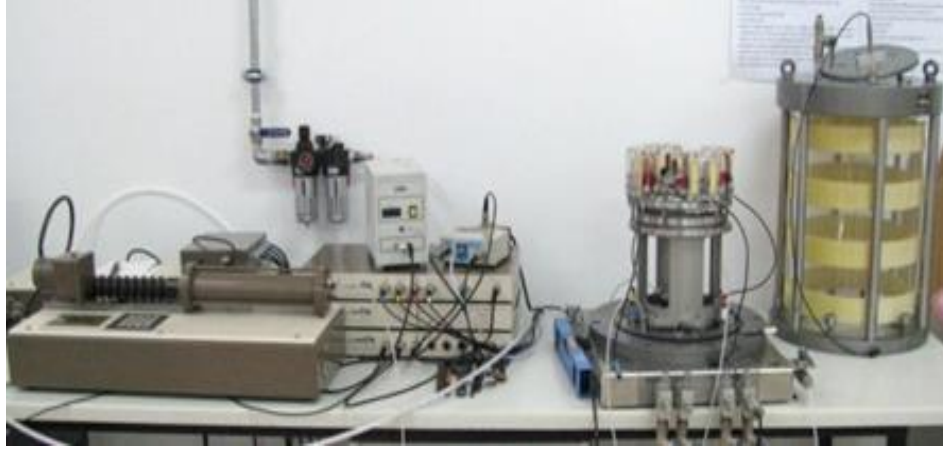
2.1. Malzeme ve Cihaz Özellikleri

Literatürde kum zeminlerin dinamik davranışlarının araştırılması amacıyla gerçekleştirilen çoğu çalışmada kullanılan Toyoura kumu non-plastik, ince taneli ve temiz kum olarak tanımlanmıştır. USCS sınıflama sistemine göre SP olarak simgelenen Toyoura kumu için diğer bazı özellikler Tablo 2 de verilmiştir. Testlerde kullanılan zemin numuneleri 70 mm çap ve 145 mm uzunluğa sahip olup deney programında belirlenen rölatif sıkılık ve doygunluk değerlerine göre ahşap kompaktör ile sıkıştırılarak ve nemli yerleştirme yöntemine uygun olarak hazırlanmıştır. Ayrıca tüm test aşamaları ASTM D4015-07 [16] standartlarına uygun olarak gerçekleştirilmiştir.

Tablo 2. Toyoura Kumu Genel Özellikleri

Birleştirilmiş Zemin Sınıfı, USCS	SP
Ortalama Tane Çapı, D_{50}	0,26 mm
Efektif Çap, D_{10}	0,21 mm
Üniformluk Katsayısı, C_u	1,33
Eğrisellik Katsayısı, C_c	0,98
Maksimum Yoğunluk, ρ_{maks}	1.34 Mg/m ³
Minimum Yoğunluk, ρ_{min}	1.64 Mg/m ³
Maksimum Boşluk Oranı, e_{maks}	0,98
Minimum Boşluk Oranı, e_{min}	0,62

Anadolu Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Deprem Mühendisliği laboratuvarında bulunan GDS marka rezonant kolon test cihazı deneylerde kullanılmıştır. Cihaz sabit-serbest sistem şeklinde tasarlanmıştır, yani numunenin alt kısmı sabit iken üst kısmı serbesttir. Silindirik numune dalga hareketine tabi tutulduğunda serbest uçtan dalga hareketinin hızı ölçülür. Kayma dalga ve basınç dalga hızının yanı sıra rezonant frekansı ve kayma modülü belirlenebilir. Kullanılan cihazın Şekil 1 de verilmiştir.



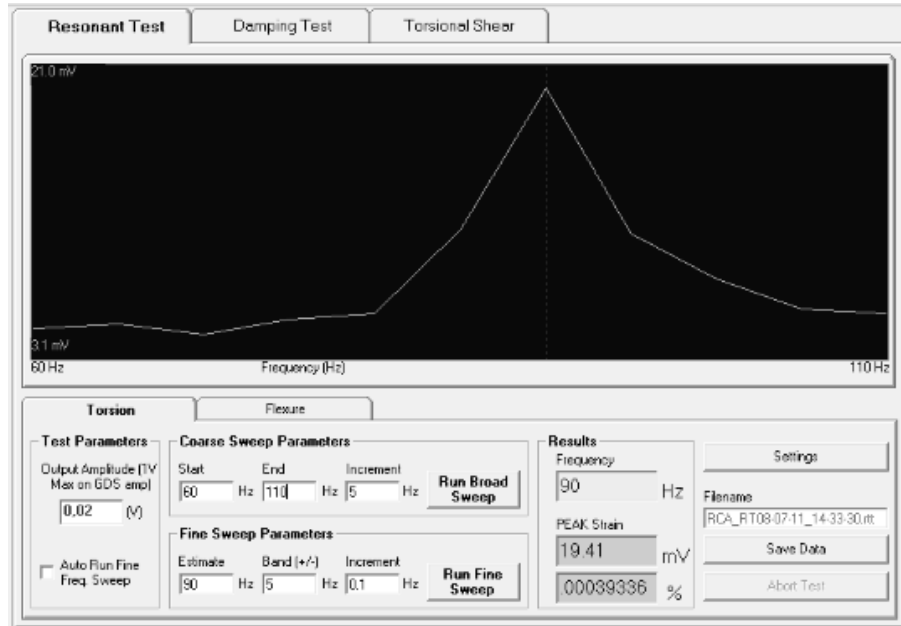
Şekil 1. Rezonant Kolon Test Cihazı

Testin uygulanması sırasında ise; burulma veya eğilme kuvveti numunenin üst kısmından elektromanyetik sistem aracılığı ile uygulanmasının ardından uygulanan frekans ve ivmeölçer sonuçları cihazın programı aracılığı ile Şekil 2 de gösterildiği gibi grafik olarak çizilir. Yine maksimum değer rezonant frekans değeri olarak gösterilir. Aşağıda verilen eşitlikler yardımı ile S ve P dalga hızları hesaplanır.

$$V_s = 2\pi f l / \beta \quad (5)$$

$$V_p = V_{rod} \sqrt{(1-\nu)/((1+\nu)(1-2\nu))} \quad (6)$$

Eşitliklerde; f; deneyde bulunan numunenin doğal frekansı (Hz), l; numune boyu (m), β ; cihazın sürücü sistemi, numunenin polar momentlerine bağlı parametre, V_{rod} sınırlı ortamda boyuna dalga hızı ve ν is Poisson oranını ifade etmektedir.



Şekil 2. Burulmalı Uyarım Testi Örneği

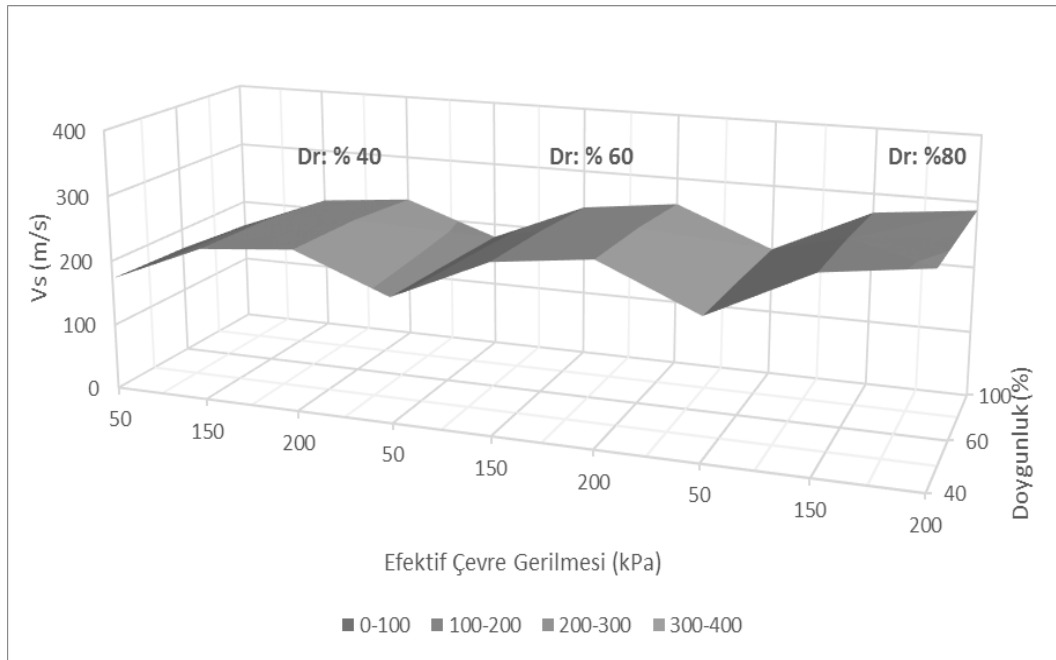
2.2. Test Aşamaları

Kum zeminlerde P ve S dalgalarının değişiminin belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilen bu çalışmada farklı rölatif yoğunluk ve doygunluk derecelerinde hazırlanan numuneler farklı efektif çevre basınçlar altında testlere tabi tutulmuştur. Rölatif sıkılık için % 40, 60 ve 80 dereceleri belirlenirken, doygunluk için ise % 40 doygunluk ve tam doygunluk baz alınmıştır. Efektif çevre gerilmesi ise 50, 150 ve 200 kPa olarak uygulanmıştır. Test parametrelerinin detayları Tablo 3 de verilmiştir.

Tablo 3. Test Detayları

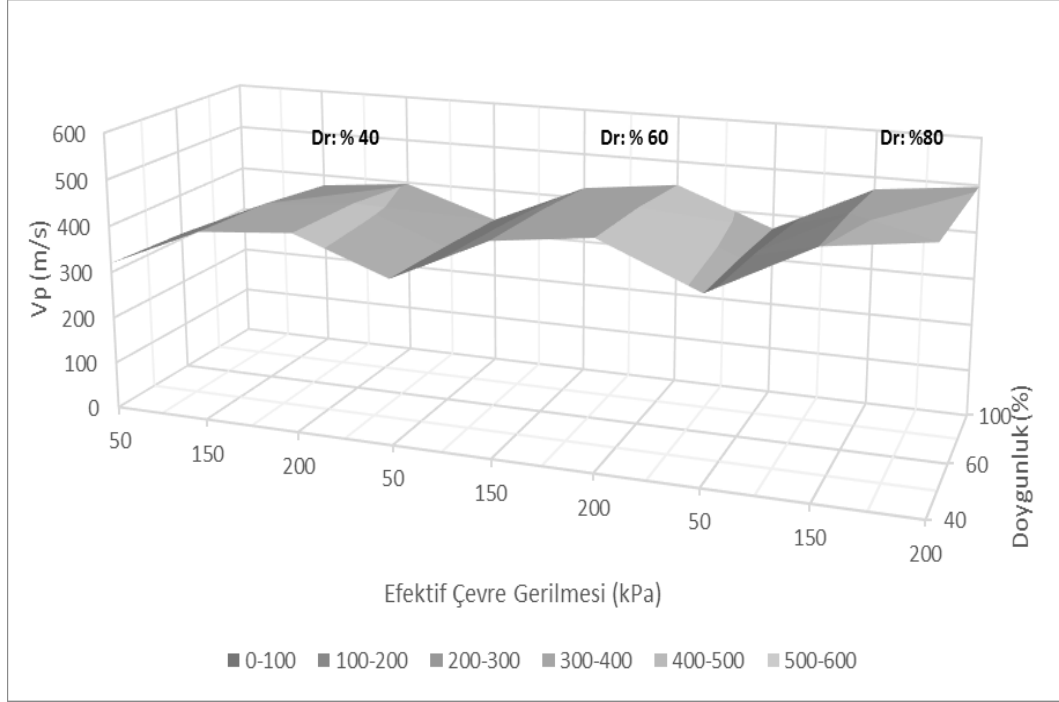
Test No	Rölatif Sıkılık (%)	Doygunluk Derecesi (%)	Efektif Çevre Basıncı (kPa)
A	40	40	50 - 150 - 200
B	40	60	50 - 150 - 200
C	40	100	50 - 150 - 200
D	60	40	50 - 150 - 200
E	60	60	50 - 150 - 200
F	60	100	50 - 150 - 200
G	80	40	50 - 150 - 200
H	80	60	50 - 150 - 200
I	80	100	50 - 150 - 200

Rezonant kolon test cihazı ile yukarıda verilen program dâhilinde testler gerçekleştirilmiş ve numunelerin S ve P dalga hızları belirlenmiştir. S dalga hızları 169 m/s ile 305 m/s arasında ölçülürken P dalga hızları 294 m/s ile 527 m/s arasında ölçülmüştür. Dalga hızlarının rölatif sıkılık doygunluk derecesi ve efektif çevre gerilmesine bağlı değişimi Şekil 3 ve 4 te verilmiştir.



Şekil 3. S Dalga Hızı Ölçüm Sonuçları

Şekil 3 irdelendiğinde, kayma dalga hızlarının rölatif sıkılığın % 40 tan % 60 ve % 80 e artması durumunda % 8 ile % 17 arasında artış gösterdiği ve efektif çevre gerilmesinin 50 kPa dan 150 kPa değerine artışına bağlı olarak yaklaşık % 30 arttığı ancak 150 kPa dan 200 kPa değerine artışına bağlı olarak yaklaşık % 10 arttığı tespit edilmiştir. Ayrıca doygunluk derecesinin % 40, 60 ve 100 olarak değişimine bağlı olarak kayma dalga hızlarının % 7 ile % 13 arasında azalma gösterdiği gözlemlenmiştir.



Şekil 4 irdelendiğinde, basınç dalga hızlarının rölatif sıkılığın % 40 tan % 60 ve % 80 e artması durumunda %13 ile % 25 arasında artış gösterdiği ve efektif çevre gerilmesinin 50 kPa dan 150 kPa değerine artışına bağlı olarak yaklaşık % 25 arttığı ancak 150 kPa dan 200 kPa değerine artışına bağlı olarak yaklaşık % 5 arttığı tespit edilmiştir. Ayrıca doygunluk derecesinin % 40, 60 ve 100 olarak değişimine bağlı olarak kayma dalga hızlarının % 4 ile 10 arasında azalma gösterdiği gözlemlenmiştir.

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada Rezonant kolon test cihazı kullanılarak farklı rölatif sıkılık ve doygunluk derecesinde hazırlanan Toyoura kumu numunelerinin farklı efektif çevre basıncı altında basınç ve kayma dalgası hızları ölçülmüştür. Test sonuçları irdelendiğinde literatür ile uyumlu olarak çevre gerilmesi ve rölatif sıkılığın dalga hızları üzerinde büyük bir etkiye sahip olduğu belirlenmiştir. Dalga hızlarının efektif çevre gerilmesi ve rölatif sıkılık değerinde ki artışa bağlı olarak arttığı gözlemlenmiştir. Ayrıca, doygunluk derecesinin değişimine bağlı olarak dalga hızlarının etkilendiği tespit edilmiştir. Ancak S dalgası hızının P dalga hızına göre doygunluk derecesinden daha az etkilendiği gözlemlenmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma Anadolu Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri, Proje No: 09-02-05 ile desteklenmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Hall, J.R. and Richard, F.E., “Discussion of Elastic Wave Energy in Granular Soils”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol. 89 (6), pp. 27-56, 1963.
- [2] Hardin, B.O., and Black, W.L., “Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94 (2), pp. 353-369, 1968
- [3] Isihara, K., (2003), “Soil Behavior in Earthquake Geotechnics”, Clarendon Press.
- [4] Das, B.M. (1993), “Principles of Soil Dynamics”, PWS-KENT Publishing Company.
- [5] Kramer, S.L., (2003), “Geotechnical Earthquake Engineering”, Prentice Hall.
- [6] Baxter, C.D.P., Bradshaw, A.S., Green, R.A. and Wang, J.H., “Correlation between Cyclic Resistance and Shear-Wave Velocity for Providence Silts”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, Vol. 134 (1), pp. 37-46, 2008.
- [7] Bartake, P. P. and Singh, D. N., “Studies on the Determination of Shear Wave Velocity in Sands”, Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, Vol. 2 (1), pp. 41-49, 2007.
- [8] Yunmin, C., Han, K., and Ren-peng, C., “Correlation of Shear Wave Velocity with Liquefaction Resistance Based on Laboratory Tests”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25, pp. 461-469, 2005.
- [9] Cascante, G., Santamarina, C. and Yassir, N., “Flexural Excitation in a Standard Torsional-Resonant Column Device”, Can. Geotech. Journal, Vol. 35, pp. 478-490, 1998.
- [10] Patel, A., Bartake, P.P. and Singh, D.N., “An Empirical Relationship for Determining Shear Wave Velocity in Granular Materials Accounting for Grain Morphology”, Geotechnical Testing Journal, Vol. 32 (1), pp. 1-10, 2008.
- [11] Yang, J., Savidis, S. and Roemer, M., “Evaluating Liquefaction Strength of Partially Saturated Sand”, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130 (9), pp. 975-979, 2004.
- [12] Sugano, T., ve Yanagisawa, E., “Cyclic Undrained Shear Behavior of Sand under Surface Wave Stress Conditions”, Earthquake Engineering Tenth World Conference, 1992, Rotterdam,
- [13] Sykora, D. W., (1987) “Examination of Existing Shear Wave Velocity and Shear Modulus Correlations in Soils”, Department of the Army , Washington, USA.
- [14] Alla, P., (2009), “Dynamic Behavior of Unsaturated Soils”, Master of Science Thesis, Louisiana State University. Louisiana, USA.
- [15] Onur, M.İ., Umu, S.U., Okur, D.V., Tuncan, M., Tuncan, A., “An Experimental Comparison between the Shear and the Plane Waves by Using Resonant Column Test”, 22. International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE), 18/06/2012, Rhodes, Greece.
- [16] ASTM D4015, Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Resonant-Column Method.

TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DOYGUN SİLTLERİN DAVRANIŞI

BEHAVIOR OF SATURATED SILTS UNDER REPEATED LOADS

Selman SAĞLAM¹

Sadık BAKIR²

ABSTRACT

Softening and strength loss of sands with increasing excess pore water pressure under repeated loads is well-known. However, extensive damage has also been occurred at the sites underlain by fine soils subjected to seismic loads. Examining the factors affecting cyclic behavior of saturated low plastic silt is the primary objective of this study. Within this aim, an extensive laboratory testing program including conventional monotonic and cyclic triaxial tests was performed over reconstituted silt samples. The effects of the inherent soil properties and the effects of loading characteristics on the cyclic response of saturated low-plastic reconstituted silt samples were examined separately. It has been seen that increasing initial confining stress significantly affects cyclic response of normally or lightly overconsolidated silt. Additionally, the cyclic strength has been observed to increase with increasing overconsolidation ratio.

Keywords: Laboratory test, saturated silt, repeated load.

ÖZET

Tekrarlı yükler altında artan aşırı boşluk suyu basıncının, kumlarda gevşeme ve mukavemet kaybına sebep olduğu iyi bilinmektedir. Ancak, sismik yükler altında ince taneli zeminlerin hakim olduğu sahalarda bulunan yapılarda da büyük hasarlar oluşmaktadır. Bu çalışmanın öncelikli amacı doygun, düşük plastisiteli ince taneli zeminlerin devirsel davranışını etkileyen faktörleri incelemektir. Bu amaç dahilinde, yeniden oluşturulan silt numuneleri ile gerçekleştirilecek statik ve devirsel üçeksenli deneylerden oluşan kapsamlı bir deney programı oluşturulmuştur. Zemin özelliklerinin etkileri ve yükleme özelliklerinin doygun düşük plastisiteli silt örnekleri üzerindeki etkileri ayrı ayrı incelenmiştir. Artan başlangıç çevresel basıncının, normal ve az derecede konsolide olmuş silt numunelerin devirsel davranışını önemli bir şekilde etkilediği görülmüştür. Bununla birlikte devirsel dayanımın artan aşırı konsolidasyon oranı ile arttığı belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Laboratuvar deneyi, doygun silt, tekrarlı yük.

¹ Yrd. Doç. Dr., Adnan Menderes Üniversitesi, ssaglam@adu.edu.tr

² Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, bakir@metu.edu.tr

1. GİRİŞ

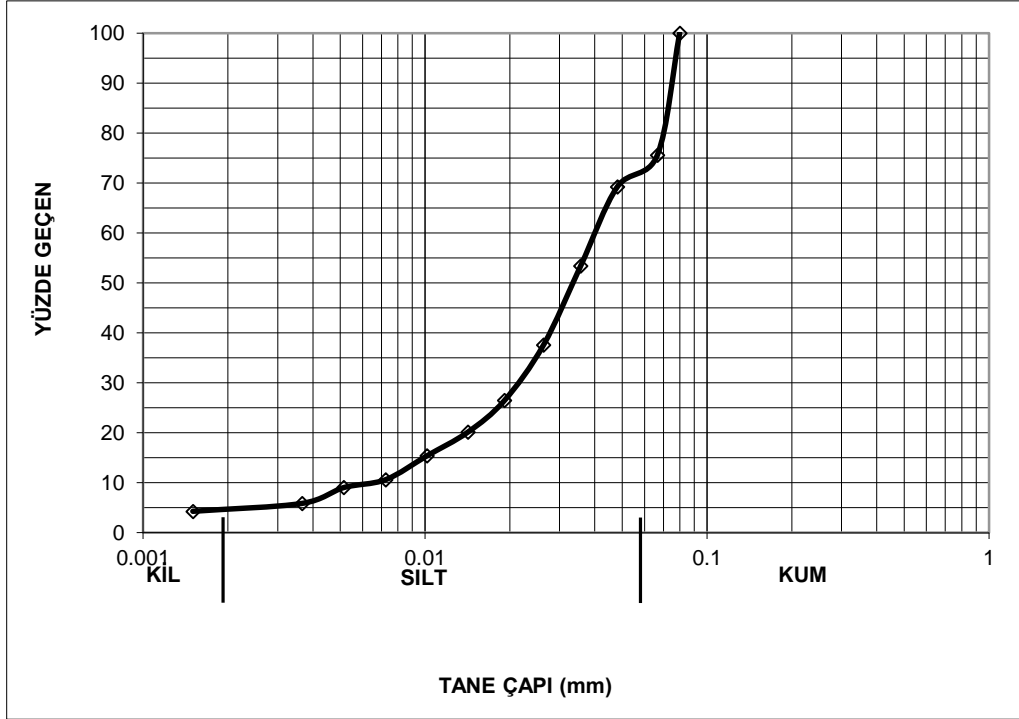
Yakın zamanda meydana gelmiş büyük depremlerde siltli zeminlerin bulunduğu sahalarda meydana gelen büyük yapısal hasarlar, siltli zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışının oldukça dikkat çekmesini sağlamıştır. Tane çapı dağılımı açısından kum ve kilin ortasında ara malzeme olan siltin mekanik davranışının değerlendirilmesi, kum ve kil olarak ayırt edilebilen zemin türlerinden kısmen daha karışıktır [1, 2]. Tekrarlı yüklere maruz kalan siltlerde oluşan aşırı boşluk suyu basıncı ve buna bağlı olarak oluşan kıvam degradasyonu ve mukavemet kaybı ile ilgili literatür bilgileri sınırlı olmasına karşın, silt davranışının gerilme geçmişi, yükleme ve malzeme özelliklerine bağlı olduğu belirtilmektedir. Ancak, bu faktörlerin etkilerinin ne yönde olduğu üzerine olan bulgular çoğunlukla birbirleriyle çelişkilidir. Bu sebeple, [1, 3] tarafından vurgulandığı üzere mevcut bilgi düzeyini geliştirmek ve siltlerin sismik davranışını iyi anlamak için kontrollü laboratuvar deneylerinin sayıları artırılmalıdır.

Öncelikli olarak siltlerin devirsel davranışı üzerine olan veritabanını genişletmek için detaylı bir deney programı oluşturulmuştur. Çalışma silt numuneler üzerinde gerçekleştirilen statik ve devirsel üçeksenli deneylerden oluşmaktadır. Siltli zeminlerin doğal birikim sürecinden kaynaklanan değişkenlikleri elimine etmek ve numune özellikleri üzerinde kontrol sağlayabilmek için çalışmada yeniden oluşturulan silt numuneleri kullanılmıştır. Birçok çalışmada yeniden oluşturma yönteminin kumların davranışı üzerinde önemli etkileri olduğu vurgulanmıştır [4-6]. Ancak, yeniden oluşturma yönteminin siltli zeminlerin davranışı üzerindeki etkileri literatürde oldukça sınırlıdır. Bu sebeple, genel yeniden oluşturma yöntemleri incelenmiştir. Numune oluşturma kolaylığı, hızı ve doygun örneklerle olan ihtiyaçtan ötürü bulamaç çökeltme metodu en uygun metod olarak belirlenmiştir.

Doygun silt numunelerinin drenajsız kayma ve deformasyon davranışı bir dizi statik ve yük kontrollü devirsel üçeksenli deneyler gerçekleştirilerek incelenmiştir. Deneyler, izotropik ve anizotropik olarak konsolide edilmiş numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Drenajsız statik deneyler, silt numunelerin statik ve devirsel davranışları arasında olası bir ilişkiyi belirlemek üzere gerçekleştirilmiştir. Silt türü zeminlerin davranışını daha iyi anlamamızı sağlayacak kapsamlı bir çalışma için deneyler farklı önkonsolidasyon basıncı ve başlangıç çevresel basıncına maruz bırakılmış numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Numuneler, boşluk suyu basıncı katsayısı (B) en az 0.95 olacak şekilde doyurulmuşlardır.

2. YENİDEN OLUŞTURULAN MALZEMENİN ÖZELLİKLERİ VE YENİDEN OLUŞTURMA SÜRECİ

Deneylerde kullanılan zemin örneği Balad, Irak'tan elde edilmiştir. Açık kahverengi olan örneğin tane çapı dağılımı Şekil 1'de gösterilmektedir. Malzeme % 68.5 silt, % 4.5 kil ve %27 ince kumdan oluşmaktadır. Özgül ağırlığı $G_s=2.69$, Atterberg kıvam limitleri $LL=31$ (Casagrande Yöntemi ile), $PL=24$ ve $PI=7$ olarak belirlenmiştir. Malzeme, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne göre düşük plastisiteli silt (ML) olarak sınıflandırılır ve plastisite abağındaki yeri A-doğrusuna oldukça yakın gözükmektedir.



Şekil 23. Çalışmada Kullanılan Örneğin Tane Çapı Dağılımı

Yeniden oluşturma sırasında, malzeme likit limitinin 2-3 katı su içeriğine sahip olacak miktarda havası alınmış su ile karıştırılmıştır. Böylelikle malzeme daha kolay karıştırılarak homojen bir bulamaç elde edilmiştir. Elde edilen bulamaç daha sonra 19.5, 19.5 ve 21 cm boyutlarındaki, içi yün bir kumaş ile kaplı, üst ve alt kapaklarının drenajı sağlamak üzere delikli olduğu bir kutuya yerleştirilmiştir. Bulamaç ile dolu kutu havası alınmış su ile dolu daha büyük bir tanka tamamen batırılmış ve düşey yöndeki bir pinomatik piston yardımıyla uygulanan 40 kPa'lık gerilme altında konsolide edilmiştir. Konsolidasyon sonrasında, her bir kutudan kendi ağırlığı altında bozulmadan durabilen 16 adet numune elde edilmiştir. Çıkarılan numuneler 36 mm çapında ve 71 mm boyunda olacak şekilde tıraşlanarak deney aletine yerleştirilmişlerdir.

3. STATİK ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYLERİ

Yeniden oluşturulmuş numunelerin statik davranışını irdelemek ve malzemenin statik ve devirsel davranışları arasında ilişkisel bir bağlantı olup olmadığını görebilmek için bir dizi statik deney gerçekleştirilmiştir. İnce taneli zeminlerin üç eksenli deneye tabi tutulmaları sırasında dikkat edilecek en önemli hususlardan biri yükleme hızıdır. Numunenin iki uç yüzeyindeki sürtünmeye bağlı olarak numune boyunca oluşan gerilme ve birim deformasyon dağılımı üniform değildir. Yükleme sırasında oluşan boşluk suyu basıncının dengelenmesi için zamana ihtiyaç vardır. Aksi takdirde, numunenin dayanımı üniform olmayan aşırı boşluk suyu basıncından etkilenir. Statik deneyler % 0.05 - 0.1/ dakika yükleme aralığındaki hızlarda gerçekleştirilmiştir.

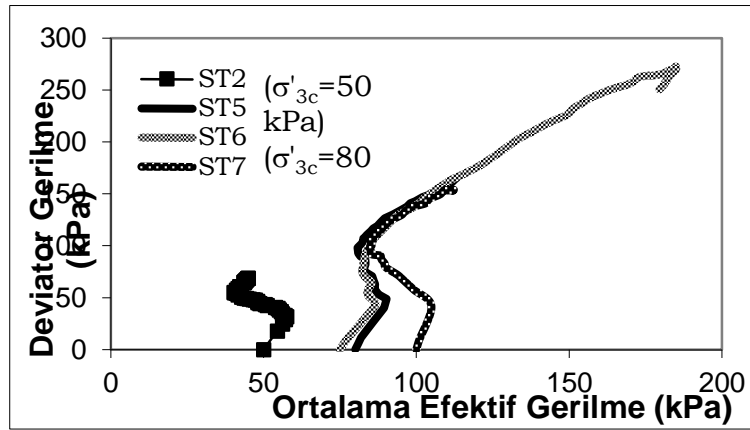
Yükleme oranları, Bishop ve Henkel [7] ve Germaine ve Ladd [8] tarafından önerildiği üzere boşluk suyu basıncının %95 oranında dengelenmesini sağlayacak şekilde belirlendi.

% 0.05-0.1/dakika yükleme oranlarında gerçekleştirilen deneylere ek olarak 2 adet deney de 100 kPa altında izotropik olarak konsolide edilmiş numunelerle, % 1.4 ve %1/dakika yükleme

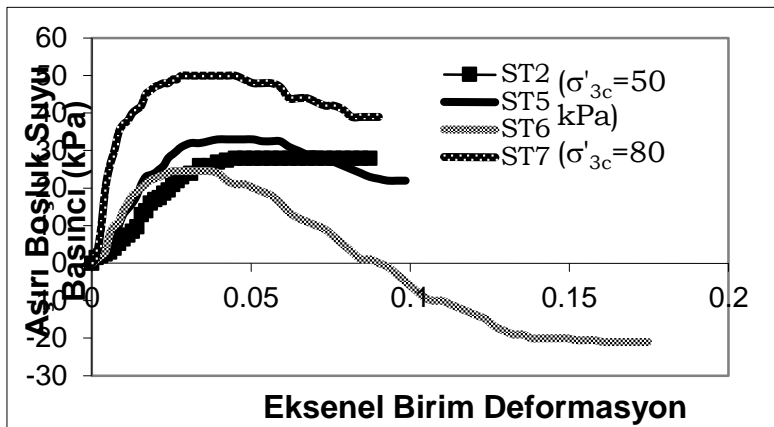
hızlarında gerçekleştirilmiştir. Deneylerden zemin örneğinin içsel sürtünme açısı ve kohezyonu ortalama olarak 37° ve 5 kPa olarak belirlenmiştir.

Aşırı konsolide oranı (OCR) 2 ve 4 olan 2 numune de statik üç eksenli kesmeye tabi tutulmuştur. Aşırı konsolidasyon; başlangıçta 100 kPa ve 200 kPa altında izotropik olarak konsolide edilmiş numunelerin aksel yüklemeye öncesi efektif çevresel basınçlarının 50 kPa'a düşürülmesi ile sağlanmıştır. Bu numuneler % 0.07/dakikalık bir yüklemeye oranı ile test edilmişlerdir.

Numunelerin başlangıç gerilme durumları, temel altı ve serbest zeminleri temsil edecek geniş bir aralıkta düzenlenmiştir. 4 tane statik deney sonucu, ortalama efektif gerilme ($p' = [\sigma'_1 + 2\sigma'_3]/3$)-deviator gerilme ($\Delta\sigma = [\sigma_1 - \sigma_3]$) grafikleri yoluyla Şekil 2'de gösterilmektedir. Şekil 2 farklı çevresel basınçlarda (σ'_{3c}) izotropik olarak konsolide edilmiş numunelerin davranışlarını göstermektedir. Şekil 3 statik kesme sırasında aşırı boşluk suyu basıncı oluşumunu göstermektedir. Şekil 2 ve 3'ten anlaşılacağı üzere, başlangıçtaki büzülme davranışını takiben, numuneler devam eden deney sürecinde genişleme davranışı göstermektedirler. Şekil 2 ve 3'te sadece 4 adet deney sonucu gösterilmesine karşın, neredeyse tüm numunelerin başlangıç gerilmelerinden bağımsız olarak en nihayetinde genişleme davranışı gösterdikleri belirtilmelidir.



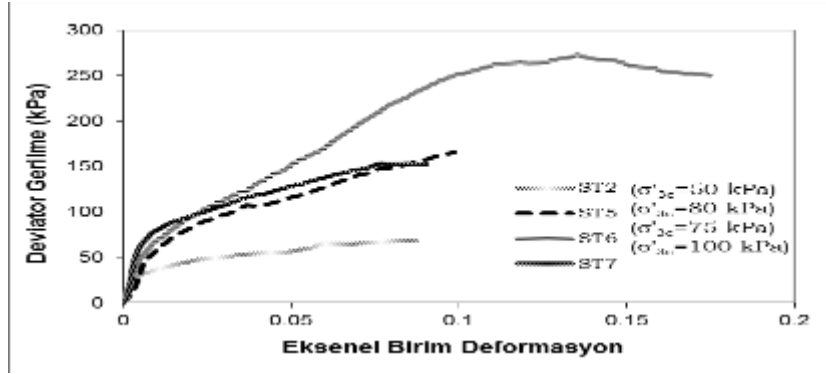
Şekil 24. Statik Gerilme İzleri



Şekil 25. Statik Aşırı Boşluk Suyu Basıncı Oluşumu

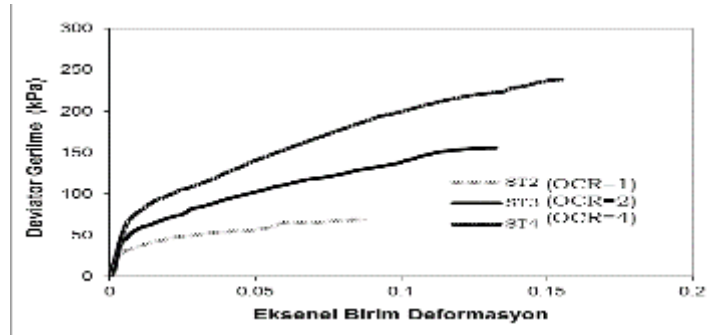
Drenajsız kesmeye maruz kalan numunelerin gerilme-deformasyon davranışları Şekil 4'te gösterilmektedir. Gerilme-deformasyon grafiklerinde görüleceği üzere, çok düşük birim deformasyonlarda (0.1-0.6%) eğriler üzerinde bir bükülme noktası bulunmaktadır. Bu noktadan

sonra %10 luk birim deformasyon değerlerine kadar belirgin bir tepe noktası gözlemlenmeden pekleşme davranışı görülmektedir.

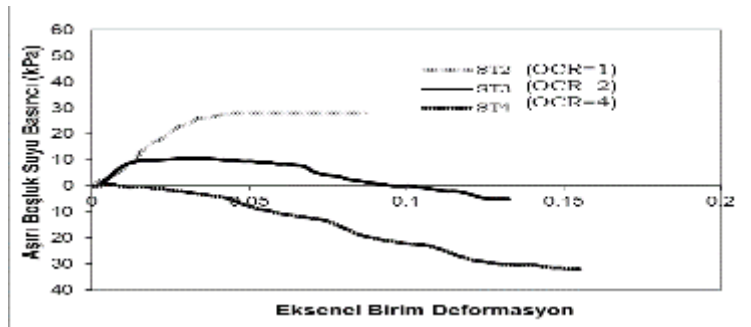


Şekil 26. Statik Gerilme-Deformasyon İlişkileri

Aşırı konsolidasyonun statik davranış üzerindeki etkilerini gözlemlemek üzere yapılan ST2, ST3 ve ST4 numaralı deneylerin sonuçları Şekil 5'te verilmektedir. Bu numuneler kesmeye maruz bırakılmadan önce 50 kPa'lık σ'_{3c} değerine sahiptirler. Bu sebeple grafiklerde çevresel basınç etkisi görülmemektedir. Şekil 5a'da drenajsız kesme dayanımının artan OCR ile arttığı gözlemlenirken, boşluk suyu basıncı oluşumunun artan OCR ile düştüğü ve eksi değer aldığı gözlemlenmiştir. Bu sebeple statik davranıştaki genişleme eğiliminin artan OCR ile daha belirginleştiği söylenebilir.



(a)



(b)

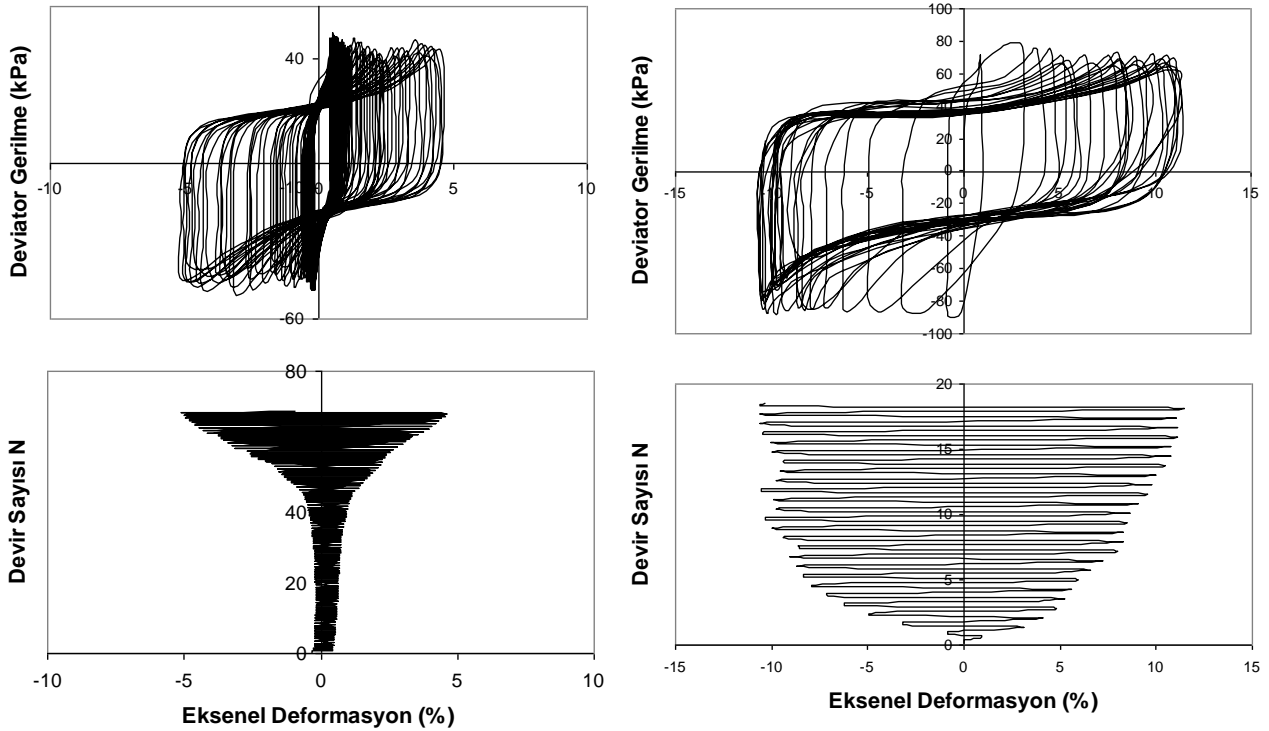
Şekil 27. Farklı OCR Değerleri İçin (a) Statik Gerilme-Deformasyon Eğrileri, (b) Boşluk Suyu Basıncı Oluşum Eğrileri

4. DEVİRSEL ÜÇ EKSENLİ DENEYLER

İzotropik olarak konsolide edilmiş silt numuneleri kullanılarak toplam 35 devirsel üç eksenli deney gerçekleştirilmiştir. Konsolidasyon basınçları zemin örneklerinin sahada temel altında maruz kalabileceği basınçlar gözönünde bulundurularak seçilmiştir. Devirsel basınç oranları (CSR) sismik yük büyüklüklerini genel olarak temsil edecek şekilde seçilmiştir. Üç eksenli deney sistemi devirsel basınç oranları (CSR_{tx}) 0.30 ve 0.72 arasında değişecek şekilde seçilen devirsel gerilmeler yük kontrollü olarak uygulanmıştır.

Deneylerde yüklemeler 0.5 Hz frekans ile uygulanmıştır. Hedeflenen OCR; izotropik konsolidasyon aşamasından sonra drenaj vanasının kapatılması ve sonrasında çevresel basıncının düşürülmesi ile elde edilmiştir. Böylelikle aşırı konsolide numuneler devirsel yükleme öncesi izotropik gerilme durumunda bırakılmıştır.

Şekil 6'da izotropik olarak konsolide edilmiş numunelerin farklı CSR_{tx} ve p'_i değerleri altında davranışları görülmektedir. Eksenel deformasyon birikim oranı CSR_{tx} 'in 0.31 olduğu deney için artmaktadır. Ancak sıvılaşma olarak değerlendirilebilecek ani bir deformasyon artışı yoktur. CSR_{tx} 'in 0.5 olduğu deneyde deformasyon birikim oranı artan devir sayısı ile birlikte azalmaktadır. Boşluk suyu basınç oranları (r_u), yinede, farklı devirlerde 0.9 değerine ulaşmış veya aşmıştır. Aşırı boşluk suyu basıncının başlangıç çevresel basınç değerine ulaşması, efektif gerilmenin azalmasına ve yumuşamaya sebep olmasına rağmen siltteki genleşme eğilimi aşırı dayanım kaybını engellemektedir.



(a)

(b)

Şekil 6. Gerilme-Deformasyon Davranışı (a) $CSR_{tx}=0.31$ ve $p'_i=80$ kPa (C16) (b) $CSR_{tx}=0.50$ ve $p'_i=80$ kPa (C18)

4.1. Çevresel Basınç Etkisi

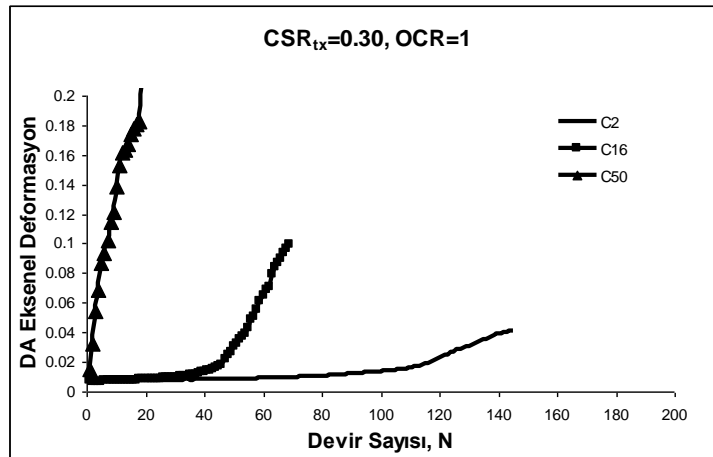
Boş alanda zeminler düzgün olmayan yatay ve düşey gerilmelere maruz kalırlar. Ancak Seed ve Idriss [9] tarafından da belirtildiği üzere, boş alandaki zemin gerilme durumu izotropik çevresel basınç ile simüle edilebilir. Bu sebeple çevresel basınç etkisi ayrı olarak incelenmelidir.

Numuneler çoğunlukla 50, 80 ve 100 kPa büyüklüğündeki çevresel basınçlar altında izotropik olarak konsolide edilmiştir. Çevre basıncının çift genlikli (DA) aksel deformasyon ve devir sayısı (N) arasındaki ilişki üzerindeki etkisi Şekil 7 de gösterilmektedir. Şekil 7a'da verilen grafikler normal konsolide numuneler ile gerçekleştirilmiş deneylere aittir. C2, C16 ve C50 deneylerinde kullanılan numuneler sırasıyla 50, 80 ve 100 kPa'lık çevresel basınçlar altında konsolide edilmiş ve 0.30 büyüklüğünde bir CSR_{tx} değeri altında yüklenmişlerdir. Şekilden anlaşılacağı üzere deformasyon, artan çevresel basınç ile yüklemenin ilk devirlerinde artma eğilimindedir. Şekil 7b'de sırasıyla 50 ve 80 kPa'lık çevresel basınçlar altında konsolide edilen numunelerin kullanıldığı C4 ve C19 deneylerinde gözlemlenen davranışlar gösterilmektedir. Bu deneylerde kullanılan CSR_{tx} 0.60'dır. Devirsel dirençteki düşüş CSR_{tx} değeri 0.30 olan deneylerdeki kadar belirgin olmasa da artan çevresel basınç ile birlikte düşmektedir.

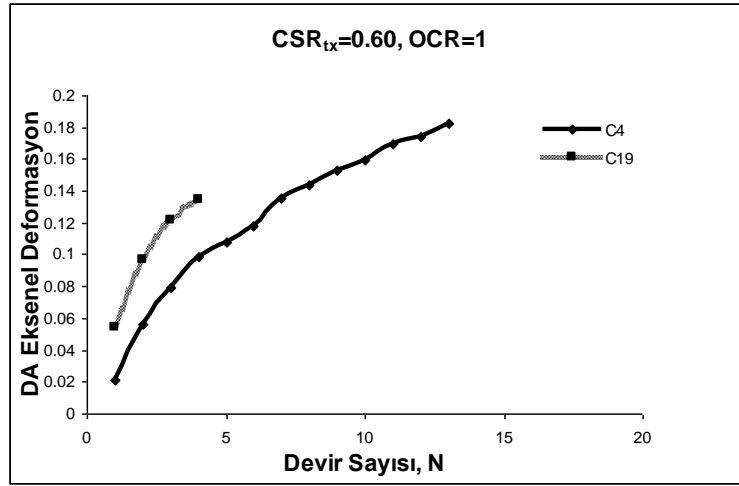
Şekil 8'deki grafikler de çevresel basıncın normal konsolide olmuş zeminler üzerindeki etkisini göstermektedir. Grafikler CSR_{tx} ve %5 DA aksel deformasyona ulaşılan devir sayısı arasındaki ilişkiyi göstermektedir. %5 DA aksel deformasyona ulaşılan devir sayısının 50 kPa çevresel basınca sahip numunede 80 kPa çevresel basınç altında konsolide olmuş olandan daha fazla olduğu görülmektedir.

Gözlemlenen çevresel basınç etkisi literatürde [10-12] belirtilenlerle paralellik göstermektedir. Aynı etki düşük OCR değerine sahip numuneler için de incelenmiştir. 0.55 CSR_{tx} altında test edilmiş 2 adet aşırı konsolide numunenin deformasyon davranışları N 'e bağlı olarak Şekil 9'da gösterilmektedir. C40 ve C41 deneyleri OCR değeri 2 olan, 50 ve 100 kPa çevresel basıncında konsolide edilmiş numunelerle gerçekleştirilmiştir. 100 kPa altında konsolide edilmiş olan numune erken devirlerde 50 kPa altında konsolide olan numuneden daha büyük deformasyonlara ulaşmaktadır. Şekil 10'da CSR_{tx} değerinin 50 kPa çevresel basınca sahip numunelerde daha büyük olduğu görülmektedir.

Artan çevresel basıncın normal konsolide ve OCR değeri 2 olan konsolide numuneler üzerinde önemli bir etkisinin olduğu söylenebilir. Aşırı konsolidasyon oranı 2'den büyük olan numuneler sadece 50 kPa'lık bir çevresel basınç altında konsolide edildiğinden çevresel basınç etkisi 2'den büyük OCR değerleri için incelenememiştir. Diğer taraftan Voznesensky ve Nordal [13] aşırı konsolide killerin devirsel direncinin artan çevresel basınç ile arttığını ve normal konsolide killere için artan çevresel basınç ile azaldığını göstermişlerdir.

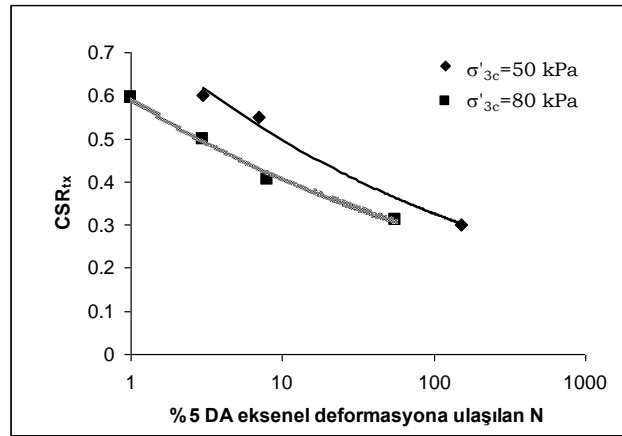


(a)

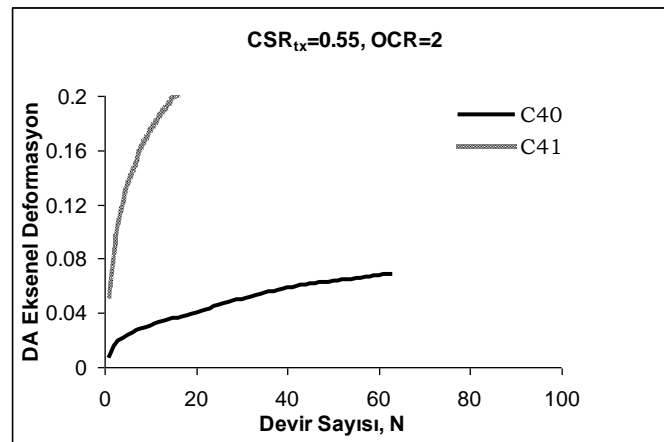


(b)

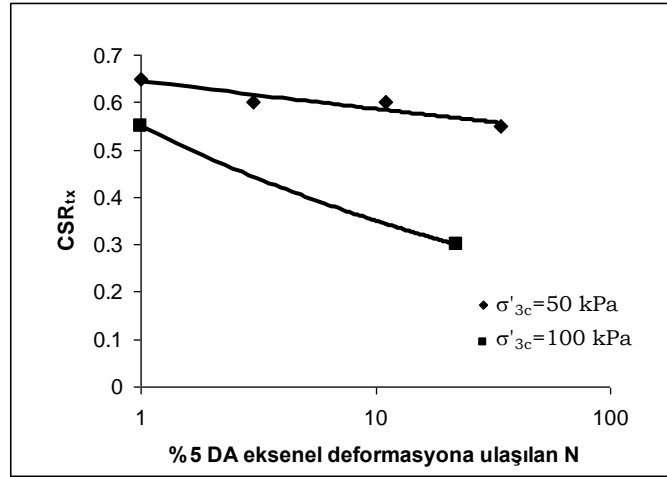
Şekil 7. Normal Konsolide Numuneler için DA Aksel Deformasyon ve Devir Sayısı Arasındaki İlişki (a) CSR_{tx} 0.30 için, (b) CSR_{tx} 0.60 için



Şekil 8. Normal Konsolide Numuneler için CSR_{tx} ve %5 DA Aksel Deformasyona Ulaşılan N Sayısı Arasındaki İlişki



Şekil 9. OCR Değeri 2 Olan Numuneler için DA Aksel Deformasyon ve Devir Sayısı Arasındaki İlişki



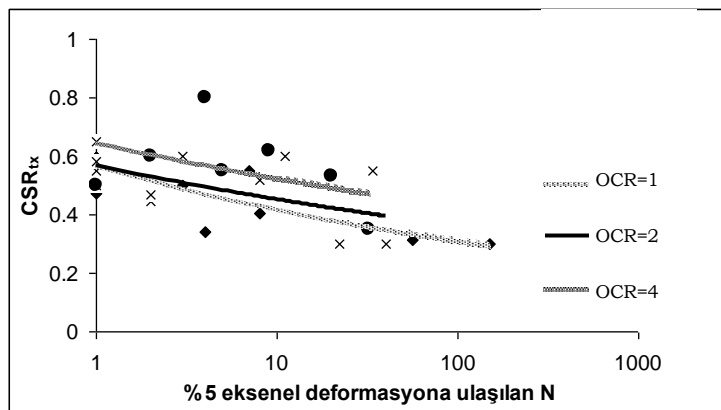
Şekil 10. OCR Değeri 2 Olan Numuneler için CSR_{tx} ve %5 DA Eksenel Deformasyona Ulaşılan N Sayısı Arasındaki İlişki

4.2. Aşırı konsolidasyon etkisi

Zeminlerin geçmişte maruz kaldığı gerilmeler, statik ve dinamik yükleme altındaki gerilme-deformasyon davranışını etkileyen önemli bir faktördür. İnce taneli malzeme davranışı doğası gereği gerilme geçmişine bağlı olduğundan bu etki doygun ince taneli zeminler için daha belirgindir. Artan OCR değerinin ince taneli zeminlerin statik dayanımını arttırdığı genellikle rapor edilse de, aynı tür zeminlerin devirsel davranışını tam tersi yönde etkilediğini rapor eden çalışmalar da vardır [14].

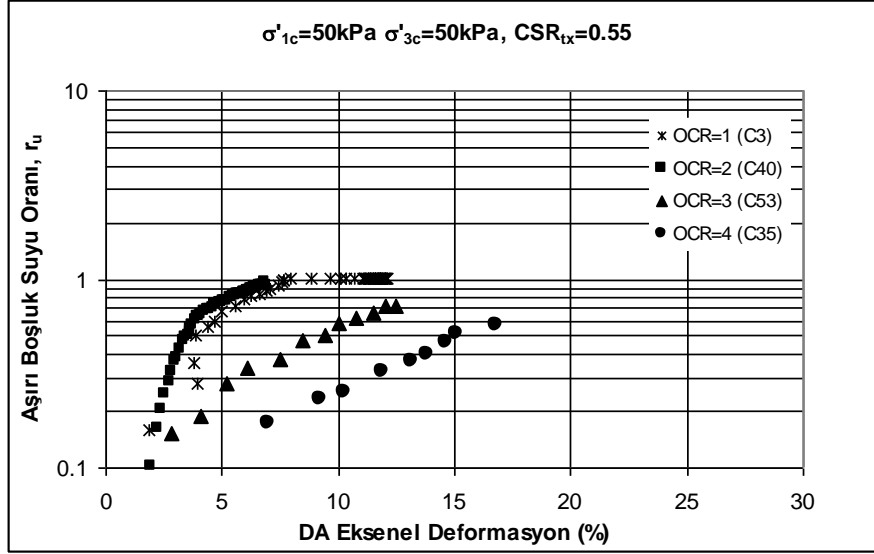
Bu çalışmada aşırı konsolidasyon, izotropik konsolidasyon aşamasını takiben çevresel basıncın 50 kPa değerine indirilmesi ile sağlanmıştır. OCR değeri 1, 2, 3 ve 4 olan numuneler başlangıçta sırasıyla 50, 100, 150 ve 200 kPa lık yükler altında konsolide edilmişlerdir. Böylelikle aşırı konsolidasyonun statik ve devirsel davranış üzerindeki etkilerinin, başlangıçta kesme gerilmesine maruz kalmayan numuneler kullanılarak incelenmesi sağlanmıştır.

OCR etkisi CSR_{tx} ve %5 eksenel deformasyon için gerekli N değeri arasındaki ilişki kullanılarak Şekil 11'deki gibi gösterilmektedir. %5 eksenel deformasyona ulaşmak için gerekli N değerini oluşturacak olan devirsel talebin (CSR_{tx}) artan OCR ile arttığı görülmektedir. Ancak yine de dirençteki artış statik yüklemde görüldüğü kadar belirgin değildir. Hatta bazı deneylerde, artan OCR değerinin %5 eksenel deformasyon için gerekli N değerinde azalmaya sebep olduğu gözlemlenmektedir.



Şekil 11. Değişen OCR Değeri ile CSR_{tx}-N İlişkisi

Devirsel deneyler sırasında gözlemlenen aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu Şekil 12’de gösterilmektedir. Her devirdeki maksimum r_u değerinin artan OCR değeri ile azaldığı görülmektedir. Ancak dikkat çekici olan artan OCR değeri ile düşük boşluk suyu basınçlarında büyük eksenel deformasyonların gözlemlenmesidir. Eğer devirsel direnç oluşan eksenel deformasyon dikkate alınarak değerlendirilirse; OCR değerinin devirsel dayanım üzerindeki etkisi statik dayanım üzerindeki etkisi kadar belirgin değildir. Diğer taraftan eğer devirsel direnç oluşan boşluk suyu basıncı dikkate alınarak değerlendirilirse, artan OCR değerinin devirsel dayanım üzerindeki pozitif etkisinin daha görülebilir olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 12. Farklı OCR Değerleri için Artan Boşluk Suyu Basıncı ile Oluşan Eksenel Deformasyon

5. SONUÇLAR

Doymun düşük plastisiteli siltlerin dinamik davranışını incelemek için klasik zemin mekaniği deneylerinin de içerildiği geniş kapsamlı bir deney programı oluşturulmuştur. Bu deneylerden elde edilen veriler ışığında aşağıdaki temel sonuçlar elde edilmiştir.

- Artan çevresel basıncın normal konsolide ve az derecede aşırı konsolide olmuş siltlerin dinamik davranışı üzerinde önemli bir etkisi olduğu görülmüştür.
- Statik deney sonuçları, drenajsız kayma mukavemetinin artan OCR değeri ile birlikte arttığını göstermiştir. Ancak devirsel deney sonuçları, bu artışın statik deneylerde gözlemlendiği kadar belirgin olmadığını göstermiştir. Diğer taraftan her devirde gözlemlenen maksimum r_u değerinin artan OCR değeri ile birlikte düştüğü görülmüştür. Eğer devirsel mukavemet boşluk suyu basıncı dikkate alınarak değerlendirilirse, mukavemetin OCR artışıyla belirgin bir şekilde arttığı yorumu yapılabilir.

KAYNAKLAR

- [1] Boulanger R. W., and Idriss I. M., “Evaluating the potential for liquefaction or cyclic

- failure of silts and clays”, Rep. No. *UCD/CGM-04/01*, Center of Geotechnical Modeling, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California, 2004.
- [2] Brandon T. L., Rose A. T., Duncan J. M., “Drained and undrained strength interpretation for low plasticity silts”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006;132(2):250-257.
- [3] Sanin M. V., and Wijewickreme D., “Cyclic shear response of channel-fill Fraser River Delta silt”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2006; 26:854-869.
- [4] Mulilis J. P., Seed H. B., Chan C. K., Mitchell J. K., and Arulanandan K., “Effects of sample preparation on sand liquefaction”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1977;103(GT2):91-108.
- [5] Tatsuoka F., Ochi K., Fujii S., and Okamoto M., “Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods”, *Soils and Foundations*, 1986;26(3):23-41.
- [6] Yamamuro J. A. and Wood F. M., “Effect of depositional method on the undrained behavior and microstructure of sand with silt”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2004;24:751-760.
- [7] Bishop A. W. and Henkel D. J., “The measurement of soil properties in the triaxial test”, Edward Arnold Publishers LTD, London, England, 1957.
- [8] Germaine J. T. and Ladd C. C., “Triaxial testing of saturated cohesive soils”, *Adv. Triaxial Testing of Soil and Rock ASTM*, 1988;421-459.
- [9] Seed H. B. and Lee K. L., “Liquefaction of saturated sands during cyclic loading”, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 1966;92(6):105-134.
- [10] Mitchell R. J., and King R. D., “Cyclic loading of an Ottawa area Champlain Sea clay”, *Canadian Geotechnical Journal*, 1977;14:52-63.
- [11] Ishihara K., “Soil Behavior in Earthquake Geotechnics”, Clarendon Press, Oxford, 1996.
- [12] Bray J. D. and Sancio R. B., “Assessment of the liquefaction susceptibility of fine grained soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006;132(9):1165-1177.
- [13] Voznesensky E. A., and Nordal S., “Dynamic instability of clays: an energy approach”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1999;18:125-133.
- [14] Andersen K. H., Pool J. H., Brown S. F., and Rosenbrand w. F., “Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1980;106(GT5):499-529.
- [15] Idriss I. M., Dobry R. and Singh R. D., “Non-linear behavior of soft clays during cyclic loading”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1978;104(GT12):1427-1447.

ADAPAZARI ZEMİNLERİNİN BOŞLUK SUYU BASINCI DAVRANIŞI

PORE WATER PRESSURE BEHAVIOUR OF ADAPAZARI SOILS

Zülküf KAYA¹

Ayfer ERKEN²

ABSTRACT

During strong earthquakes the induced pore water pressure can cause a reduction in bearing capacity, shear strength, elasticity modulus and shear modulus (E and G), flow failure and permanent displacement. In order to determine dynamic behavior of Adapazarı soils, undisturbed soil samples were used in this study. After 1999 Kocaeli earthquake, these samples were taken from Adapazarı center during drilling works conducted within the scope of the geotechnical investigation. Dynamic triaxial tests were conducted on undisturbed saturated soil samples obtained from Shelby tube under undrained conditions and $f=0.1$ Hz frequency for different cyclic stress ratio. Pore water pressure behavior has been investigated according to test results.

Keywords: Adapazarı, dynamic triaxial test, pore water pressure.

ÖZET

Depremlerden dolayı boşluk suyu basıncındaki artış taşıma gücü kaybına, kayma mukavemetinde azalma, akma göçmelerine, Elastisite modülü veya Kayma modülünün (E ve G) azalması ile kalıcı düşey deplasmanlara neden olabilir. Adapazarı zeminlerinin dinamik davranışını belirlemek için; 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminden sonra Adapazarı kent merkezinde geoteknik araştırmalar kapsamında yapılmış sondajlar sırasında alınmış olan örselenmemiş zemin numuneleri kullanılmıştır. Araziden alınan sondaj tüplerinden elde edilen örselenmemiş suya doymun numuneler üzerinde drenajsız koşullarda ve $f = 0.1$ Hz frekansında değişik dinamik kayma gerilmesi oranlarında deneyler yapılmıştır. Deney sonuçlarına göre zeminlerin boşluk suyu basıncı davranışları incelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Adapazarı, dinamik üç eksenli deneyi, boşluk suyu basıncı.

1. GİRİŞ

Günümüzde zeminlerin ve zemin yapılarının statik yükleme durumlarına göre stabilite hesapları ile birlikte tekrarlı yükleme durumundaki davranışlarının araştırılması da Geoteknik Mühendisliğinin önemli problemlerinden birisidir. Bu nedenle, depremler, patlama, dalga yükleri, makine temel titreşimleri, trafik yükleri gibi tekrarlı yükler altındaki zeminlerin

¹ Yrd. Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, İnşaat Müh. Böl., 38039, Kayseri, zkaya@erciyes.edu.tr

² Prof. Dr., İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Geoteknik A.D., 80626 Maslak-İstanbul, erken@itu.edu.tr

dinamik mukavemet özelliklerinin belirlenebilmesi için zeminde oluşan deformasyonların ve boşluk suyu basıncında oluşturduğu değişimlerin bilinmesi gerekir.

Zeminlerin dinamik davranışının incelenmesinde önemli konulardan biride mukavemet özellikleri ve etki eden faktörlerdir. Bu amaçla drenajsız olarak tekrarlı yükler altında mukavemette meydana gelen azalmaların incelenmesi gerekir. Zeminlerin dinamik mukavemeti tekrarlı yüklemeler sonucu oluşan boşluksuyu basıncına bağlıdır.

Deprem büyüklüğü ve deprem süresi aşırı boşluk suyu basıncının büyüklüğünü etkileyen parametrelerdir. Ayrıca yer altı su seviyesinin derinliği, sıvılaştıran tabakanın derinliği ve kalınlığı, zeminin permeabilitesi ile üstteki zeminin bütünlüğü kum kaynamalarının oluşumunu etkileyecektir. Ayrıca kum kaynamaları, sıvılaşmanın neden olduğu yanal zemin deformasyonlarında önemli azalmalara katkı yapabilir (Yang ve Elgamal, 2001).

Zayıf kohezyonsuz ve yeraltı su seviyesi altındaki kumlar ve siltler deprem sarsıntılarında yüksek boşluk suyu basıncı oluştururlar. Bu yüksek boşluk suyu basıncı önemli miktarda zeminde taşıma gücü kaybına neden olur (Finn ve Fujita, 2002; Erken ve Ülker, 2007)

Hsu ve Vucetic (2006)'in yaptıkları çalışmadaki deney sonuçlarına göre, ince daneli zeminlerdeki dinamik boşluk suyu basıncı oluşması için eşik kayma şekil değiştirme (γ_t) seviyesi kaba daneli zeminlere göre daha büyüktür ve genelde zeminin plastisite indisiyle artmaktadır. Plastisite indisi %14-30 arasında olan silt ve killi zeminler için $\gamma_t = 0.024 - 0.06$ aralığında değişmektedir. Sınırlı sayıdaki datalarına göre plastik silt ve killerde γ_t çevre basıncına bağlı olmamaktadır.

El Hosri (1984) tarafından yapılan çalışmalarda siltli zeminlerde kumlardakinden daha fazla boşluk suyu basıncı oluşumunun meydana geldiği görülmüştür. Dinamik yüklemenin başlangıcında silt-kil karışımlarında boşluk suyu basıncı oluşumu kumlardakine göre çok daha hızlıdır. Ayrıca düşük plastisiteli silt-kil karışımlarında plastisite indisinin artışı ile zeminin sıvılaşmaya karşı direnci azalır. Yüksek plastisite aralığında sıvılaşma direnci, artan plastisite indisiyle artar. İnce daneli kil, silt-kil karışımının hidrolik iletkenliğini azalttığı için boşluk suyu basıncı oluşumu artar ve düşük plastisite aralığında daha yüksek boşluk suyu basınçlarına neden olur. Plastisitenin artışı silt-kil karışımının kohezyonunu artırdığı için yüksek plastisite aralığında sıvılaşmaya karşı direnç artmaktadır (Guo ve Prakash, 1999; Prakash ve Puri, 2003; Prakash ve diğ., 1998).

Sıvılaşma çoğunlukla büyük depremler sırasında sığ, gevşek, doymun kumlar veya siltler ile ilgilidir. Bununla beraber, düşük plastisiteli veya plastik olmayan siltler ile siltli kumlar sıvılaşabilir zeminlerin en tehlikeli olanları arasındadır. Çünkü bu tür zeminler sadece dinamik olarak sıvılaşmazlar ayrıca bu zeminler iyi su tutabilir ve düşük permeabilitelerinden dolayı aşırı boşluk suyu basınçlarının yavaşça sönmelenmesini sağlayabilirler. Ancak son yıllarda büyük depremlerin meydana geldiği ülkelerde (1999 Kocaeli, Türkiye ve 1999 Chi-Chi, Taiwan) killi ince daneli zeminlerin sıvılaşmasıyla ilgili vaka analizlerine rastlanmıştır. Doymun olmayan zeminler genelde sıvılaşmaya maruz kalmayabilir çünkü boşluk suyu basıncı oluşumu yeterli olmayabilir. Dinamik yükler altında meydana gelen yumuşama ve sınırlı deformasyonlar genişleyen zemin davranışıyla ilgiliyken, sıvılaşma ve büyük deformasyonlar sıkışan zeminlerin davranışlarıyla ilgilidir.

Boulanger ve diğ. (1998) tarafından yapılan çalışmada kum kaynaması sonucu yüzeye çıkan siltli killi bir numunenin likit limit %38, plastisite indisi %17, ince dane yüzdesi ise %24 olarak belirlenmiştir. Klasik yöntemlere göre sıvılaşmaz olarak düşünülür. Siltli killi kısımların dinamik üç eksenli deney sistemindeki analizinde rezidüel aşırı boşluk suyu basıncı oranı (r_u) %80-90 seviyelerinde gelişmiştir. Ayrıca önemli kayma şekil değiştirmeleri oluşmuş olup bunlar yanal deformasyonlara yol açmıştır.

Adapazarı, Türkiye kuzeyinde doğudan-batıya uzanan Kuzey Anadolu Fayı'ndan dolayı tektonik açıdan aktif bir konumdadır. Kent, aynı zamanda kalınca bir alüvyon dolgu yani zayıf bir zeminde yer alması nedeniyle çeşitli tarihlere meydana gelmiş olan şiddetli depremlerden

büyük hasar görmüştür. Jeoloji ve yerel zemin şartlarından dolayı, deprem esnasında sıvılaşma potansiyeli açısından ve taşıma gücü kaybından dolayı kaygı uyandırmaktadır (Erken, 2001). Bu nedenle zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının belirlenmesi önem kazanmaktadır.

Bu çalışmada, Adapazarı'nda yapılan sondajlarla alınmış olan örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde drenajsız koşullarda ve $f=0.1$ Hz. frekansında değişik kayma gerilmesi oranlarında deneyler yapılmıştır. Zeminlerin boşluk suyu basıncı davranışları incelenmiştir.

2. NUMUNE HAZIRLANMASI VE DENEYLERİN YAPILMASI

2.1. Numune Hazırlama

Zeminlerin dinamik özellikleri, endeks özellikleri, gerilme koşulları, zemin yapısı, sismik geçmiş gibi birçok faktörden etkilenmektedir. Bu nedenle arazideki zeminin tekrarlı yükler etkisi altındaki davranışını doğru olarak tespit etmek için araziden örselenmemiş zemin numuneleri alınmalıdır.

Adapazarı kent merkezinde yapılmış olan sondajlar sırasında alınmış shelby tüpleri planya aletinde boyuna doğrultuda yarma yöntemiyle numuneler çıkartılmış ve traşlama yöntemi ile 50 mm çapında 100 mm yüksekliğinde numuneler hazırlanmıştır.

2.2. Deneylerin Yapılması

Deneyler için İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Zemin Dinamiği Laboratuvarında mevcut olan dinamik üç eksenli basınç deney aleti kullanılmıştır. Traşlanarak hazırlanan numuneler hücreye yerleştirildikten sonra 30 kN/m^2 'lik basınca eşit vakum üst drenaj kanalından uygulanmıştır. Shelby tüpünün alt ve üst başlıklarında açılan küçük deliklerden suyu akıtılan kumlu ve düşük plastisiteli tüpler, derin dondurucuda dondurulduktan sonra deney numunesi hazırlanmıştır. Bu çalışmada derin dondurucuda bekletilen kumlu ve düşük plastisiteli siltlerde, buzların erimesi için vakum uygulama süresi uzun tutulmuştur. Bu işlemden sonra çevre basıncı kademeli olarak artırılırken vakumda aynı kademede azaltılarak çevre basıncı 30 kN/m^2 ye vakum ise sıfıra indirilmiştir. 30 kN/m^2 'lik izotropik basınç altında numuneden su geçirilmiştir. Su geçirme işlemi tamamlandıktan sonra numunenin doygunluğunu sağlamak için ters basınç 200 kN/m^2 'ye, çevre basıncı ise 230 kN/m^2 'ye getirilmiştir. Numune bu gerilme şartları altında uzun süre bekletilerek doygunluğu kontrol edilip % 95 üzerinde doygunluk sağlandıktan sonra ters basınç 200 kN/m^2 , çevre basıncı 300 kN/m^2 yapılarak 100 kN/m^2 'lik efektif izotropik çevre gerilmesi altında konsolide edilmiştir.

Konsolidasyonunu tamamlayan numunelere tekrarlı yükler uygulanmış ve bu sürede çevre basıncı sabit tutulmuştur. Deneyler drenajsız koşullarda $f=0.1$ Hz frekansında yapılmıştır. Deneyler sabit gerilme genliklerinde (gerilme kontrollü) önceden belirlenmiş birim şekil değiştirme genliği seviyelerine ($\epsilon=\pm\%2.5$) veya boşluk suyu basıncı oranı ($=\Delta u/\sigma_c'$) 1.0 (ön sıvılaşma meydana gelinceye) oluncaya kadar tekrarlı yükleme yapılmıştır. Dinamik yükleme yapılırken düşey dinamik yük, düşey deplasman, boşluk suyu basıncı ölçülmüştür.

3. DENEY SONUÇLARI

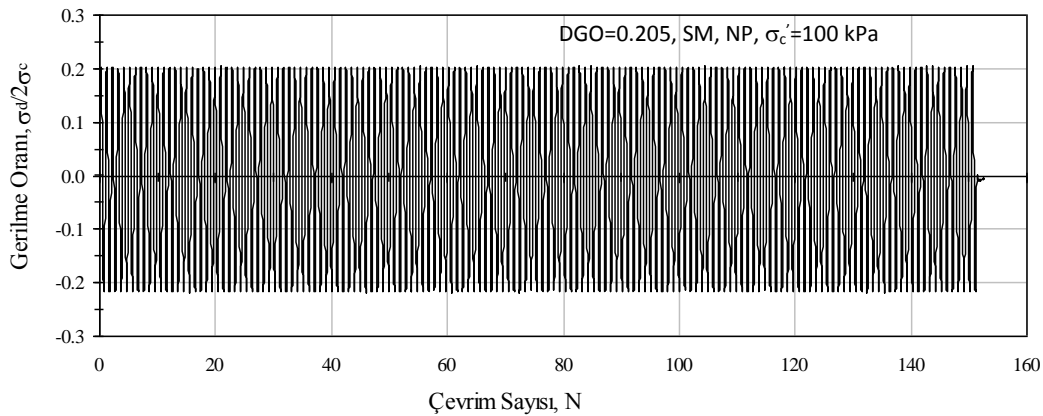
Farklı zemin grupları (killi silt-ML, siltli kum-SM, silt-MH ve siltli kil-CL) üzerinde yapılan dinamik üç eksenli basınç deneylerinden siltli kum-SM numunesine ait tipik deney sonuçları Şekil 1’de gösterilmiştir.

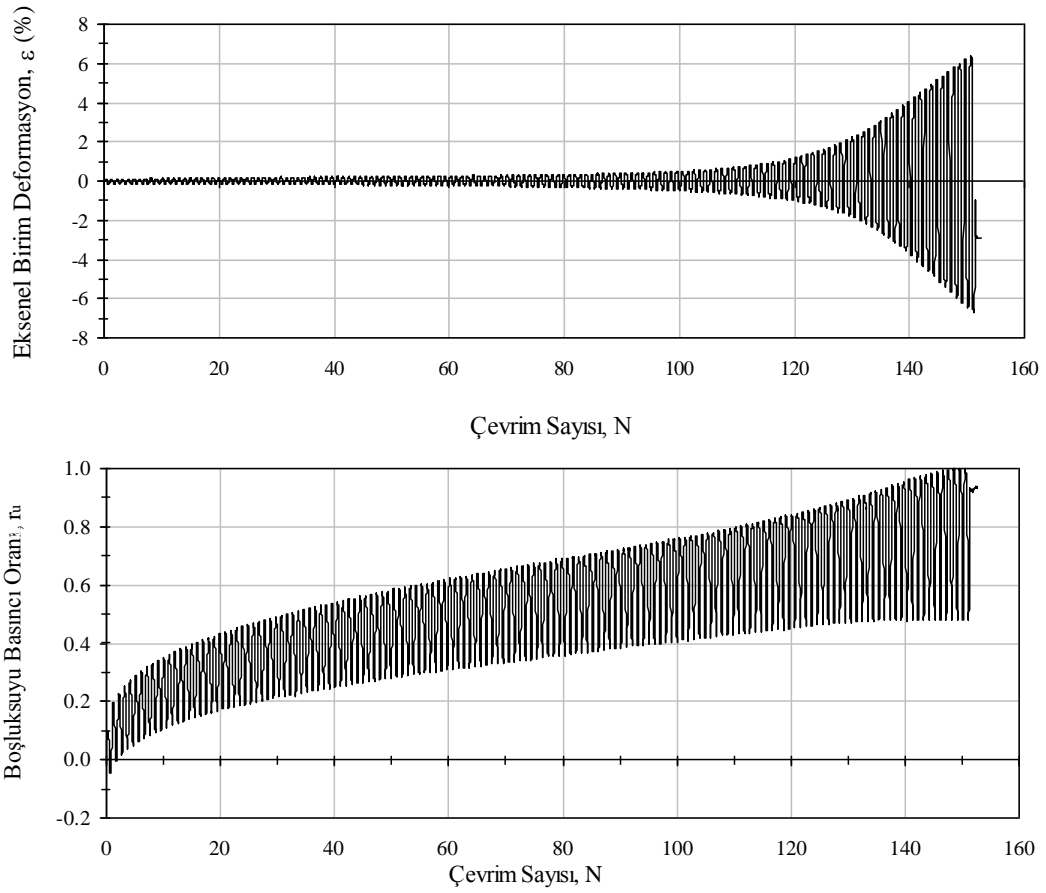
Şekil 1’de verilen non-plastik % 15 ince dane içeren kuma ait deney sonuçlarına göre deney numunesi 0.205 gerilme oranında ilk 100 çevrime kadar eksenel birim deformasyon $\pm\%1$, boşluk suyu basıncı oranı ise 0.75 seviyelerinde iken bu çevrim sayısından itibaren boşluk suyu basıncı dereceli artmasına rağmen eksenel birim deformasyonda hızlı bir artış görülmektedir. Göçme kriteri olarak kabul edilen $\pm\%2.5$ kriterine $N=133$ ’de ulaşılırken bu çevrim sayısında $r_u=0.89$ olmuştur. $r_u=1.0$ değerine ise $N=150$ çevrim sonunda ulaşılabilmiştir. Deney sonunda eksenel birim deformasyon $\pm\%6.5$ olmuştur.

Şekil 2’de plastisite indisi $I_p=40$ ve kıvam indisi $I_c=0.759$ olan CH grubu zemin numunesi üzerinde dinamik kayma gerilmesi oranı 0.45 olan dinamik üç eksenli basınç deneyine ait grafikler verilmiştir.

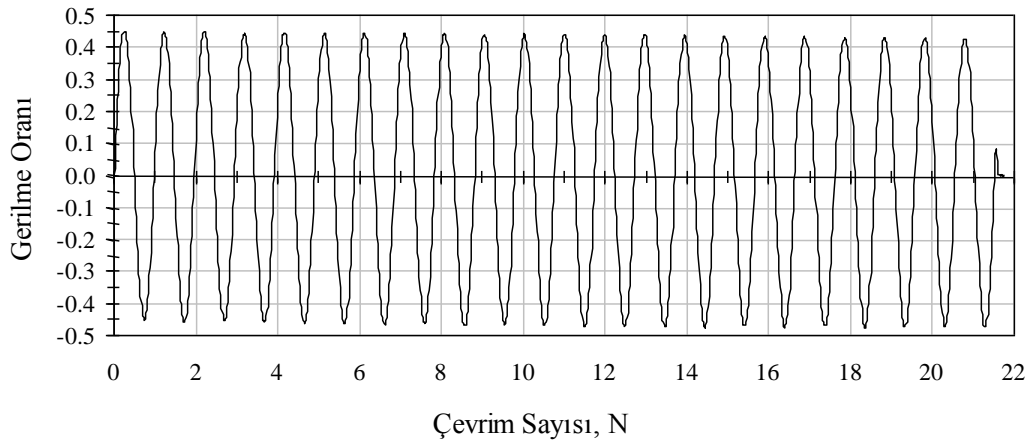
İnce dane oranı %97 olan zemin numunesinde ilk çevrimden itibaren boşluk suyu basıncında artışlar oluşmuş ve $N=5.5$ çevrimde eksenel birim deformasyon $\varepsilon=\pm 2.5$ ile boşluk suyu basıncı 0.55 değerlerine ulaşmıştır. Bu nokta göçme kriterine karşılık gelen çevrim sayısıdır. $N=20$ çevrimin sonunda boşluk suyu basıncı 80 kPa seviyelerinde kalmıştır (Şekil 2).

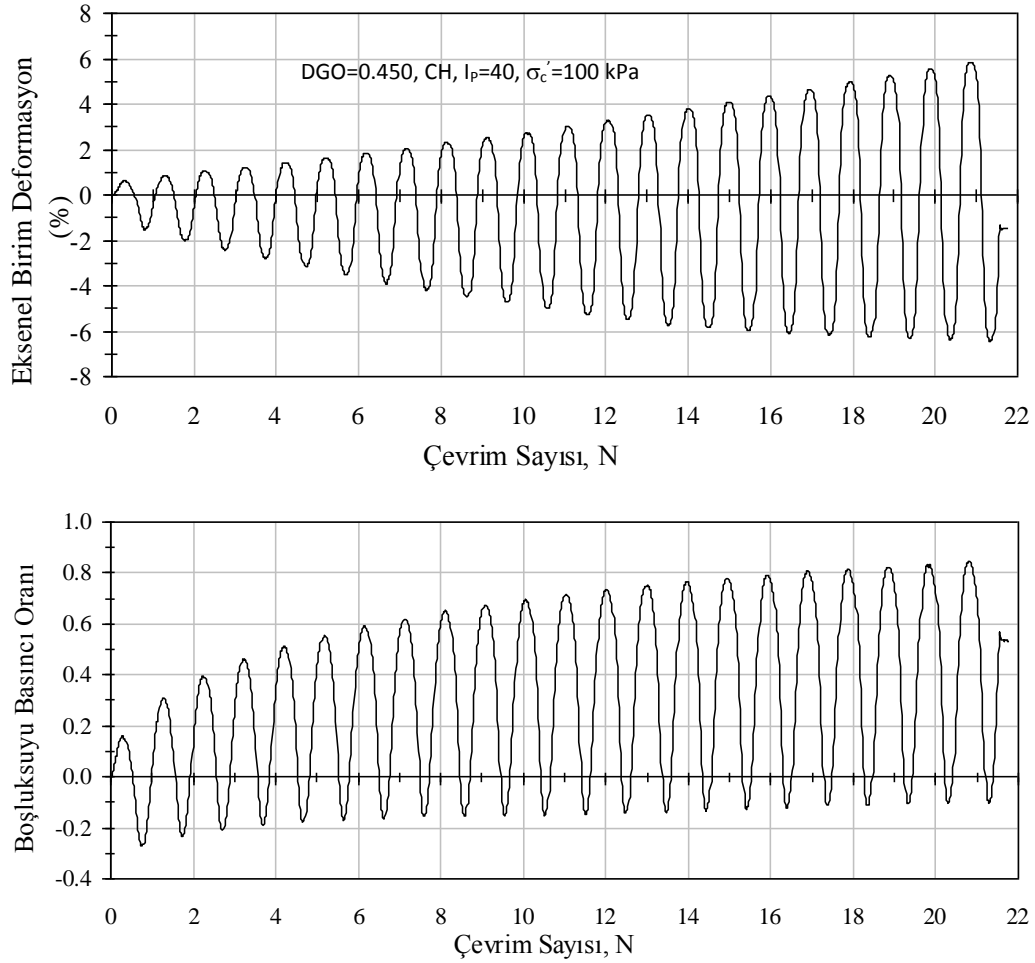
Şekil 3’te, büyük depremleri temsil etmesi açısından seçilen $N=30$ çevrim sayısı içerisinde $\varepsilon=\pm\%2.5$ eksenel deformasyona ulaşmış deney numunelerinde meydana gelen eksenel birim deformasyon ve boşluk suyu basıncı arasındaki ilişki gösterilmiştir. Bu grafik zeminlerin göçme kriterlerine ($r_u=1.0$ veya $\varepsilon=\pm\%2.5$) göre değerlendirileceği zaman boşluk suyu basıncı veya eksenel birim deformasyonun alınması gerektiği konusunda zemin grubunun önemini ortaya koymaktadır. Yani boşluk suyu basıncı oranı $r_u=1.0$ olan zemin grupları %5 deformasyona uğrarken, %5 deformasyona uğrayan zeminler $r_u=1.0$ değerine ulaşamamaktadır (gerilme seviyesinin etkisi unutulmamalıdır). Bu durumda düşük plastisteli silt veya kumlarda göçme kriteri için boşluk suyu basıncı önemliyken plastik zeminlerde eksenel birim deformasyon önemli olmaktadır.





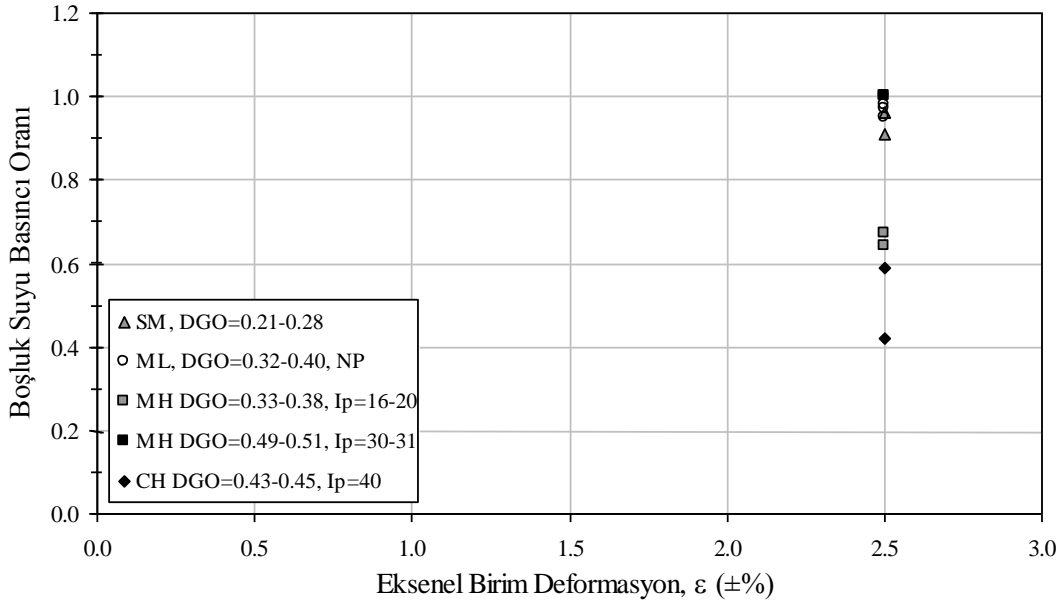
Şekil 1. Siltli Kum (SM) Deney Numunesine Ait Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları





Şekil 2. Yüksek Plastisiteli Kil (CH) Deney Numunesine Ait Dinamik Üç Eksenli Deney Sonuçları

Bu grafikte boşluk suyu basıncı oranı $r_u=1.0$ hattı üzerinde bulunan siltli kum (SM), düşük plastisiteli silt (ML) ve yüksek gerilme genliğine sahip yüksek plastisiteli silt (MH) zeminler sırasıyla 0.21, 0.32 ve 0.49 gerilme oranından daha büyük bütün değerlerde $r_u=1.0$ ve $\varepsilon \geq \pm 2.5\%$ değerlerine ulaşmaktadır. Plastisitesi $I_p=16-20$ olan yüksek plastisiteli silt ($DGO=0.33-0.38$) ve plastisitesi $I_p=40$ olan yüksek plastisiteli kil ($DGO=0.43-0.45$) zeminlerde gerilme seviyelerine bağlı olarak büyük deformasyonlar ve 0.70-0.90 aralığında meydana gelen boşluk suyu basıncı oranları sonucunda zeminlerde taşıma gücü kayıpları oluşmuştur.



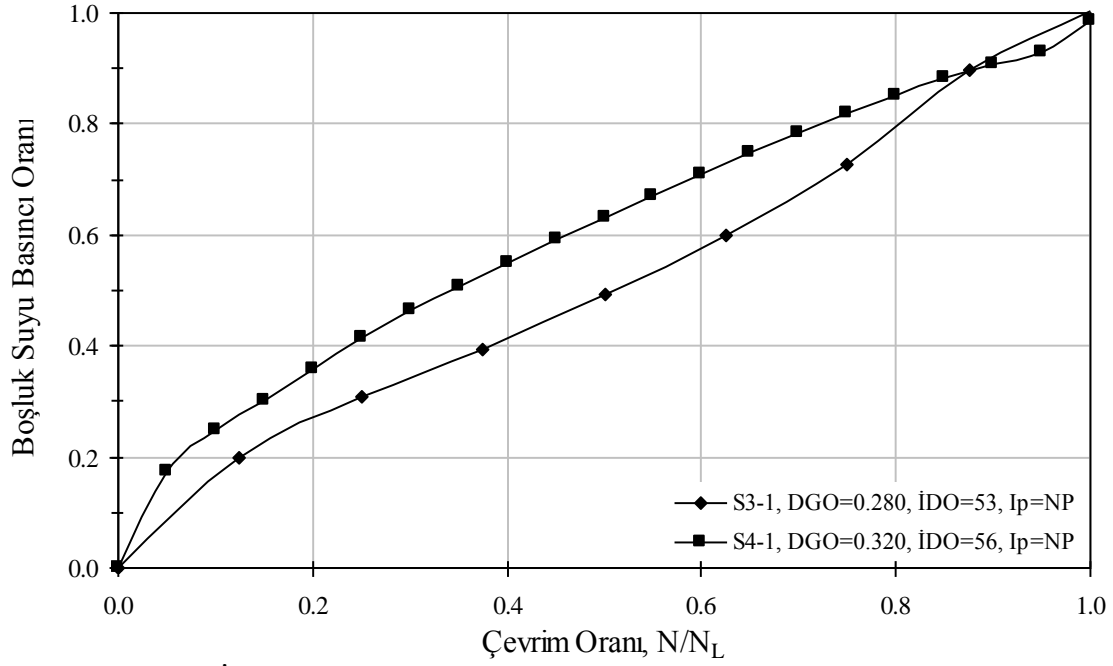
Şekil 3. N=30 Çevrim İçerisinde $\epsilon=\pm\%2.5$ Eksenel Deformasyona Ulaşmış Deney Numunelerinde Meydana Gelen Eksenel Birim Deformasyon ve Boşluk Suyu Basıncı Arasındaki İlişki

Yükleme çevriminin (N) ön sıvılaşmayı meydana getirebilmek için gerekli çevrim sayısına (N_L) oranı ile boşluk suyu basıncı oranı ($\Delta u/\sigma'_0$) arasındaki ilişkisi, plastik olmayan silt (NP, ML) numuneleri, plastisitesi yaklaşık aynı gerilme oranları farklı zemin numuneleri ve gerilme oranları aynı plastisiteleri ve zemin sınıfı farklı numuneler için elde edilmiştir.

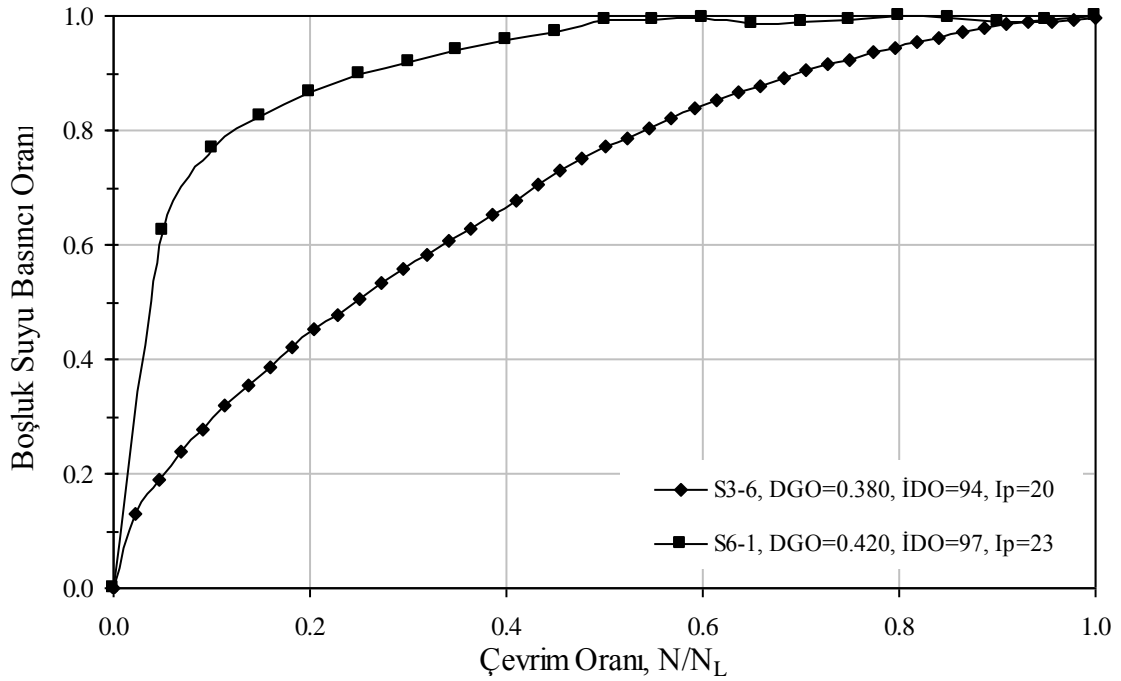
Şekil 4'deki grafikte görüleceği üzere dinamik yüklemenin başlangıcında ince dane oranı biraz fazla olan zemin numunesinde boşluk suyu basıncı artışı daha hızlıdır. Ancak boşluk suyundaki bu artışlarda numunelere uygulanan gerilme genlikleri de etkilidir. Ama asıl neden olarak ince dane oranı arttıkça başlangıçtaki boşluk suyu basınç hızı artmaktadır. Ancak S3-1 numunesi gibi İDO düşük (%53) zeminlerde göçme noktasına yakın ($N/N_L=0.85$ ve $r_u=0.90$) boşluk suyu basıncının artışı hızlanmaktadır.

Şekil 5'te plastisitesi yaklaşık aynı zemin numunelerine 0.38-0.42 gerilme oranları uygulanmış olup çevrim oranına bağlı olarak boşluk suyu basıncı oluşumu gösterilmiştir. Bu grafikte yüksek plastisiteli zemin numunelerinden S6-1 numunesine uygulanan dinamik yükün ($DGO=0.420$) fazla olması nedeniyle bu numunede oluşan boşluk suyu basıncı artışı daha hızlıdır.

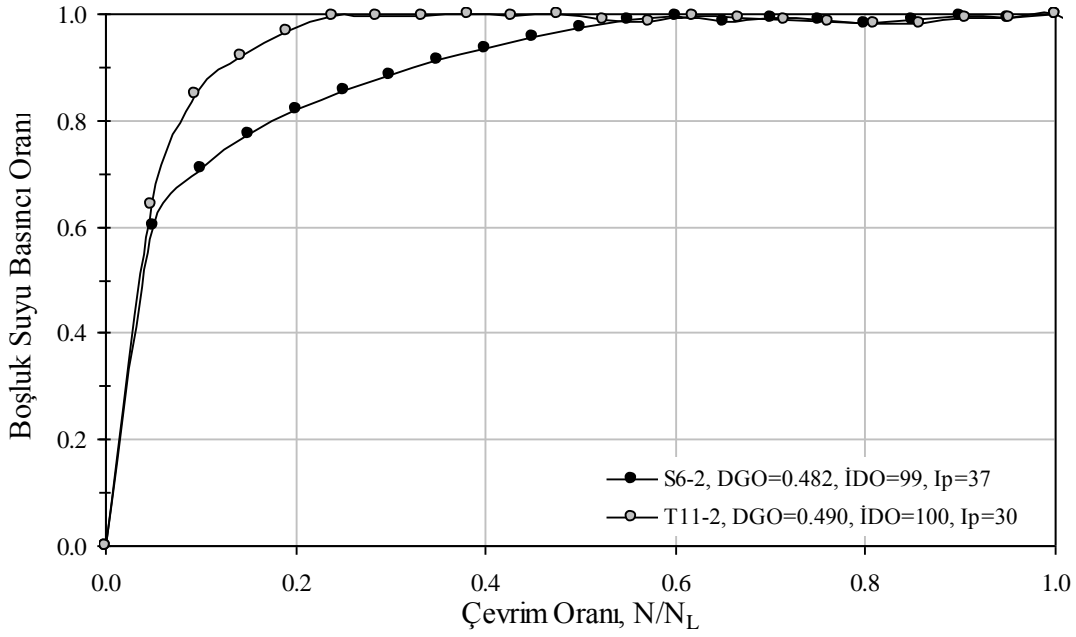
Şekil 6'da gerilme oranları aynı plastisiteleri ve zemin sınıfı farklı numunelerde boşluk suyu basıncı oluşumu gösterilmiştir. Bu grafikte T11-2 zemin numunesinin plastisite indisinin 30 olmasına karşın CH grubu zemin olmasından dolayı S6-2 (MH) numunesine göre boşluk suyu basıncı artışı daha hızlıdır.



Şekil 4. İDO'nun Çevrim Oranı ve Boşluk Suyu Basıncı Oluşumuna Etkisi



Şekil 5. Gerilme Oranının Çevrim Oranı (N/N_L) ve Boşluk Suyu Basıncı Oluşumuna Etkisi



Şekil 6. Plastisitenin Çevrim Oranı (N/N_L) ve Boşluk Suyu Basıncı Oluşumuna Etkisi

4. SONUÇLAR

Deney sonuçlarına göre tekrarlı yükler altında çevrim sayısı arttıkça boşluk suyu basınçları artmaktadır. Kaba daneli zeminlerde (SM grubu zeminler) dinamik kayma gerilmesi oranı (DKGO) düşük olmasına rağmen boşluk suyu basıncı oranı $r_u=1.0$ değerine ulaşılırken ince daneli zeminlerde (CH grubu zeminler) boşluk suyu basıncı oranı $r_u=0.82$ gibi değerlerde sınırlı kalmıştır. Bununla beraber, dinamik gerilme seviyesine bağlı olarak boşluk suyu basıncı oranı $r_u=1.0$ olan zemin grupları %5 deformasyona uğrarken, %5 deformasyona uğrayan zeminler $r_u=1.0$ değerine ulaşamamaktadır. Bu durumda düşük plastisteli silt veya kumlarda göçme kriteri için boşluk suyu basıncı önemliyen plastik zeminlerde aksel birim deformasyon önemli olmaktadır.

Boşluk suyu basıncı oluşumu üzerinde ince dane oranı, dinamik gerilme oranı ve plastisitenin etkisinin olduğu bu çalışmada gösterilmiştir. Plastisite indisi az ve dinamik gerilme oranı yüksek olan zeminlerde daha hızlı boşluk suyu basıncı oluşumu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Boulanger, R. W., Meyers, M. W., Mejia, L. H., Idriss, I. M., 1998. Behavior of a fine-grained soil during the Loma Prieta earthquake, Canadian Geotechnical Journal, 35, 146-158.
- [2] El Hosri, M. S., Biarez, H., Hicher, P. Y., 1984. Liquefaction characteristics of silty clay, Proc., 8th World Conf. on Earthquake Engrg., Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 3, 277-284.
- [3] Erken, A. (2001) "The Role of Geotechnical Factors on Observed Damage in Adapazarı", Proceedings of the XVth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, İstanbul, Turkey, p.p.29-32.
- [4] Erken, A., Ülker, M. B. C., 2007. Effect of cyclic loading on monotonic shear strength of fine-grained soils, Engineering Geology, 89, 243-257.

- [5] Finn, W. D. L., Fujita, N., 2002. Piles in liquefiable soils: seismic analysis and design issues, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 731-742.
- [6] Guo, T., Prakash, S., 1999. Liquefaction of silt-clay mixtures, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125(8), 706-710.
- [7] Hsu, C., Vucetic, M., 2006. Threshold shear strain for cyclic pore-water pressure in cohesive soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 132(10), 1325-1335.
- [8] Prakash, S., Guo, T., Kumar, S., 1998. Liquefaction of silts and silt-clay mixtures, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Proceedings of a Specialty Conference*, Geotechnical Special Publication No. 75, Seattle, Washington, ASCE, 337-348.
- [9] Prakash, S., Puri, V. K., 2003. Liquefaction of silts and silt-clay mixtures, U. S.- Taiwan Workshop on Soil Liquefaction, November 3-5, 2003, National Chiao Tung University, Hsin-Chu, Taiwan.
- [10] Yang, Z., Elgamal, A., 2001c. Sand boils and liquefaction-induced lateral deformation, 15th Intl. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, August. A.M. Ansal (Ed.), 345-350.

RİJİT BİR YERALTI YAPISININ DİNAMİK YÜKLER ALTINDAKİ TEPKİSİNİN SANTRİFÜJ DENEYİ İLE DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF RESPONSE OF A RIGID UNDERGROUND STRUCTURE UNDER DYNAMIC LOADS BY CENTRIFUGE TEST

Deniz ÜLGEN¹

Selman SAĞLAM²

M. Yener ÖZKAN³

ABSTRACT

Safety of underground structures against earthquakes has gained significant importance in parallel to technology development and rapid industrialization. Seismic design of these structures was commonly made by using the simplified frame methodologies. Racking deformations of underground structures were estimated by those approaches taking into account soil-structure interaction. There have been only a few experimental studies in the literature regarding this subject. In the present study, a centrifuge test was conducted to analyze the dynamic response and racking deformation of a rigid underground structure buried in dry sand. Sidewall deformations of the embedded structure model were measured directly by means of extensometers under harmonic loading. Measured racking deformations compared with the predictions of simplified frame methodologies and performance of those methods were assessed.

Keywords: Centrifuge test, underground structures, dynamic soil-structure interaction, relative stiffness.

ÖZET

Gelişen teknoloji ve hızlı endüstrileşmeye paralel olarak, yeraltı yapılarının depreme karşı güvenliğinin sağlanması büyük önem kazanmıştır. Bu yapıların sismik tasarımı, çoğunlukla basitleştirilmiş çerçeve yöntemleri kullanılarak yapılmaktadır. Zemin-yapı etkileşimini de dikkate alan bu yöntemlerde, yeraltı yapılarının deprem kuvvetleri altındaki kayma deformasyonları tahmin edilmeye çalışılmaktadır. Literatürde, konu ile ilgili oldukça az deneysel çalışma bulunmaktadır. Bu çalışmada, rijit, kuru kuma gömülü, kutu şeklindeki bir yeraltı yapısının kayma deformasyonu ve dinamik tepkileri geoteknik santrifüj deneyi tatbik edilerek incelenmiştir. Deney sırasında harmonik yük altında gömülü yapı modelin yan duvarlarında meydana deformasyonlar, doğrudan ekstansometreler vasıtasıyla ölçülmüştür. Ölçülen kayma deformasyonları, literatürde önerilen basitleştirilmiş çerçeve yöntemleri kullanılarak hesaplanan büzülme deformasyonları ile karşılaştırılmış ve bu yöntemlerin performansları değerlendirilmiştir.

Anahtar kelimeler: Santrifüj deneyi, yeraltı yapıları, dinamik zemin-yapı etkileşimi, rölatif rijitlik.

¹ Y. Doç. Dr., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, denizulgen@gmail.com

² Y. Doç. Dr., Adnan Menderes Üniversitesi, ssaglam@adu.edu.tr

³ Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, myozkan@metu.edu.tr

1. GİRİŞ

Son yıllarda, kentleşme, sanayileşme ve gelişen teknoloji ile birlikte, çok yaygın olarak kullanılmaya başlayan metro sistemleri, otoyol tünelleri, depolama tankları, atık su, arıtılmış su şebekeleri, gaz ve petrol sistemlerini koruyan menfez sistemleri gibi gömülü yapılar modern altyapının vazgeçilmez bir parçası haline gelmiştir. Sismik aktiviteye maruz kalabilecek bu yapıların deprem etkisi altındaki tasarımı, özellikle 1995 Kobe Japonya, 1999 Chi-Chi Tayvan ve Kocaeli depremleri sırasında altyapı sistemlerinde meydana gelen hasarlar sonrası büyük önem kazanmıştır. Gömülü yapıların sismik performansının değerlendirilmesi üzerine yapılan pek çok çalışma, yeraltı yapılarının sismik etkiler esnasında ve sonrasında hasar gördüğünü belgelemektedir.

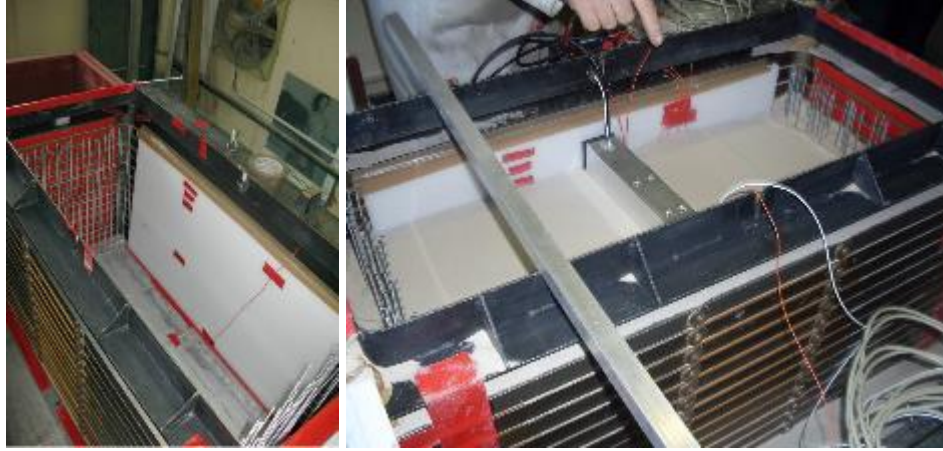
Gömülü yapıların sismik tasarımındaki en basit yaklaşım, yapının çevresindeki zeminle etkileşimini ihmal eden serbest saha deformasyon yöntemidir. Ancak bu yaklaşımda, yeraltı yapısında meydana gelebilecek deplasmanlar, yapı ve zeminin rijitliğine bağlı olarak, olduğundan daha az veya fazla tahmin edilebilmektedir. Wang [1] Penzien [2] ve Bobet [3] gömülü yapılarda meydana gelebilecek kayma deformasyonlarını, zemin yapı etkileşimini dikkate alan basitleştirilmiş çerçeve yöntemini kullanarak tahmin etmeye çalışmışlardır. Bu yöntemde, ilk olarak yapıda deprem etkileri altında oluşabilecek deplasmanlar, zemin ile yapı arasındaki rölatif rijitliğe bağlı olarak bulunmakta ve sonrasında bu deplasmanlar nedeniyle oluşan kesit kuvvetleri statik analizle hesaplanmaktadır. Zeminin deprem yükleri altında azalan kayma modülü (zeminin rijitliği) makul doğrulukla tahmin edildiği takdirde, bu yöntem, gömülü yapıların ön tasarımında başarıyla kullanılabilir.

Santrifüj modellemesi, özellikle sahadaki gerilme koşullarını temsil edebilmekte ve geoteknik mühendisliği problemlerinde gerçeğe yakın çözümler üretilebilmektedir. O'Rourke ve diğ. [4], Ha ve diğ. [5], Ling ve diğ. [6], and Chian ve Madabushi [7] faylanmanın gömülü yapılar üzerindeki etkilerini ve sıvılaştıran zeminlerdeki yeraltı yapılarının dinamik davranışını santrifüj deneyleri yaparak incelemişlerdir. Bundan başka, dairesel kesitli yeraltı yapılarında, düşey doğrultuda ilerleyen kayma dalgası nedeniyle oluşan oval deformasyonlar, Cilingir ve Madabushi [8], Cilingir ve Madabushi [9] ve Lanzano ve diğ. [10] tarafından santrifüj modellemesi ile irdelenmiştir. Dikdörtgen kesitli gömülü yapıların dinamik davranışını inceleyen sadece birkaç santrifüj deney çalışması bulunmaktadır [11, 12]. Yapılan bu çalışmalarda, gömülü yapıların dinamik yükler altındaki dinamik tepkileri ve zemin basınçları incelenmiştir. Literatürde, yeraltı yapısında meydana gelen kayma deformasyonu mekanizmasını santrifüj deneyleri ile detaylı olarak irdelenen herhangi bir çalışma bulunmamaktadır. Bu nedenle, mevcut çalışmada, dinamik yüklere maruz kalan bir rijit yeraltı yapısında meydana gelen deplasmanlar, santrifüj modellemesi ile direkt olarak ekstansometrelerle ölçülmüş, yapının deformasyon modu değerlendirilmiş ve sonuçlar literatürde önerilen basitleştirilmiş çerçeve yöntemleri ile karşılaştırılmıştır.

2. SANTRİFÜJ DENEY MODELİ

Rijit yeraltı yapısının geoteknik santrifüj deneyi Fransa'nın Nantes şehrindeki IFSTTAR (l'Institut français des sciences et technologies des transports) laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir. Model deneyleri, 40g santrifüj ivmesi altında, frekansı 2 Hz ve maksimum ivme genliği 0.40g olan harmonik hareket uygulanarak yapılmıştır. Zeminin dinamik davranışını temsil etmek amacıyla eşdeğer kayma kiriş (EKK) kutusu kullanılmıştır (Şekil 1). EKK kutusunun yan duvarları hareket yönünde serbest bırakılmış ve diğer yönde sabitlenmiştir. İç ölçülerine göre EKK kutusu 80cm uzunluğunda, 35cm genişliğinde ve 41cm

yüksekliğindedir. Yapılan dinamik santrifüj deneylerinde kutunun rezonans frekansının 32Hz ile 37Hz arasında değiştiği tespit edilmiştir [13].



Şekil 28. Eşdeğer Kayma Kutusu

2.1. Zemin Modeli

Santrifüj deneylerinde zemin modeli kuru Fontainebleau kumundan oluşturulmuştur. Bu kuma ait fiziksel özellikler Tablo 1’de özetlenmiştir. Zemin modelinin homojen ve düzgün dağılımlı olarak EKK kutu içine yerleştirmek amacıyla yağmurlama yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemde, deney kumu sabit hızla hareket eden otomatik hazne (Şekil 2) yardımıyla 60cm yükseklikten yağmurlanmış ve %70 bağıl yoğunluk elde edilmiştir.

Tablo 5. Fontainebleau Kumunun Fiziksel Özellikleri

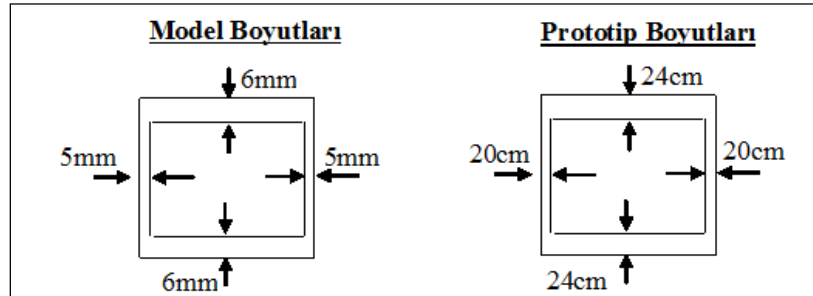
Minimum boşluk oranı, e_{min}	0.55
Maksimum boşluk oranı, e_{max}	0.86
Minimum özgül ağırlık, $\gamma_{min}(kN/m^3)$	13.93 kN/m^3
Maksimum özgül ağırlık, $\gamma_{max}(kN/m^3)$	16.78 kN/m^3
Ortalama dane çapı, (D_{50})	0.20 mm
Spesifik gravite	2.64
Efektif kayma direnci açısı, ϕ'	38°



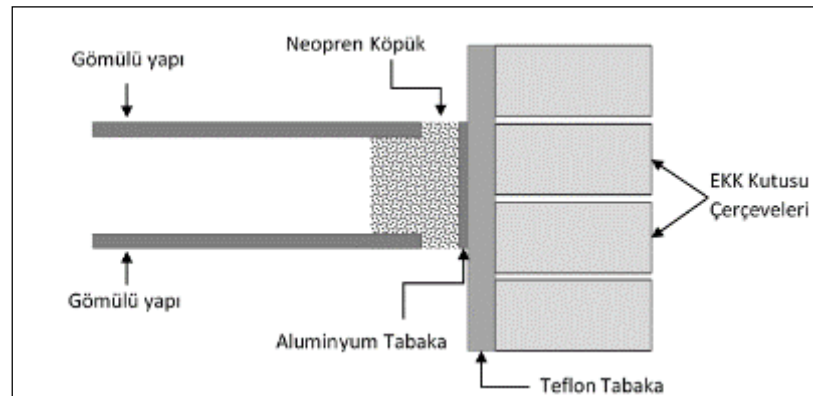
Şekil 29. Yağmurlama Düzeneği

2.1. Rijit Yeraltı Yapısı Modeli

Santrifüj deneylerinde kullanılan gömülü yapı modeli alüminyumdan imal edilmiştir. İç ölçü boyutları 47x50mm ve uzunluğu 350mm olan yeraltı yapısının en kesitinin model ve prototip boyutları Şekil 3'te sunulmuştur. Yeraltı yapısı modelinde oluşabilecek eğilme etkilerini minimuma indirebilmek için, yapının alt ve üst kısımlarının kalınlığı yan duvar kalınlıklarına göre daha fazla olacak şekilde tasarlanmıştır. Bununla birlikte, yeraltı yapısı ile EKK kutusu arasında oluşabilecek sürtünme kuvvetini minimuma indirmek için yapı modelinin uç kısmına Şekil 4'te görüldüğü gibi neopren köpük ve teflon tabaka yerleştirilmiştir.



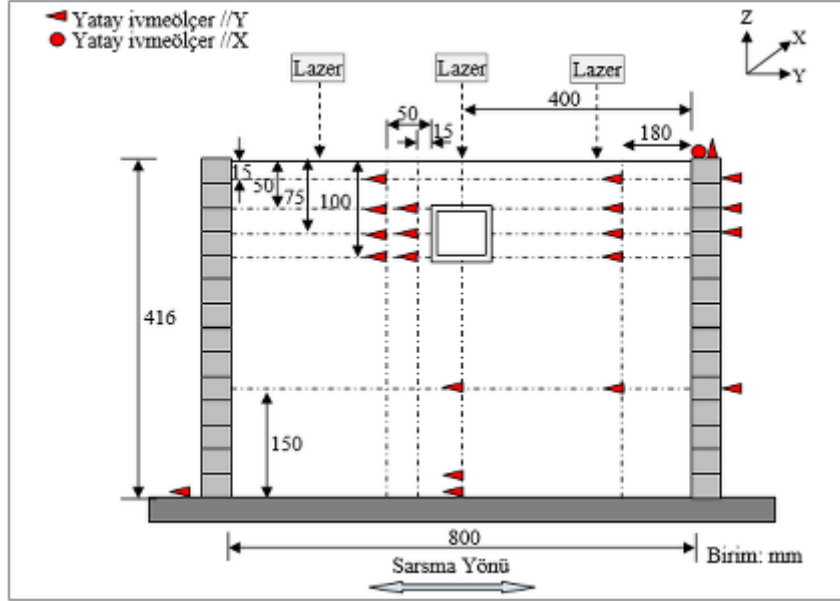
Şekil 30. Yeraltı Yapı Modelinin En Kesit Görünümü



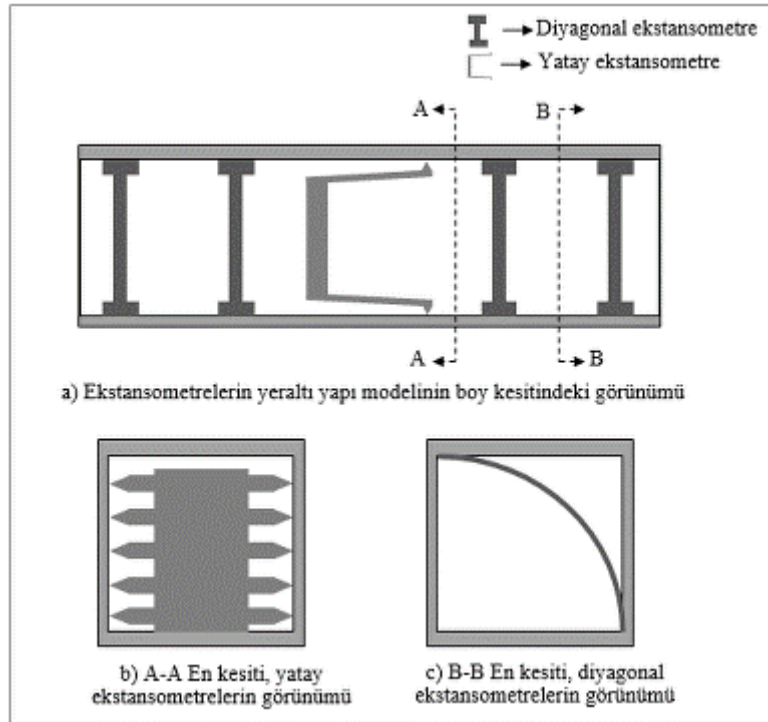
Şekil 31. Yeraltı Yapı Modelinin Boy Kesit Görünümü

3.ÖLÇME DÜZENİĞİ

Şekil 5 santrifüj deneyinde oluşturulan modeli ve ölçme düzeneğini şematik olarak göstermektedir. Zemin içindeki ivmeler zemine gömülü ivme sensörleri ile ölçülmüştür. Ayrıca, gömülü yapının alt ve üst kısımlarına ivmeölçerler yerleştirilerek kutunun dinamik yükler altındaki ivme tepkisi incelenmiştir. Kutuda meydana gelen yatay ve diyagonal deplasmanları doğrudan ölçmek amacıyla, IFSTARR ile birlikte ekstansometreler kullanarak ölçme düzeneği tasarlanmıştır. Tasarlanan bu düzeneğin şematik gösterimi Şekil 6'da verilmiştir.



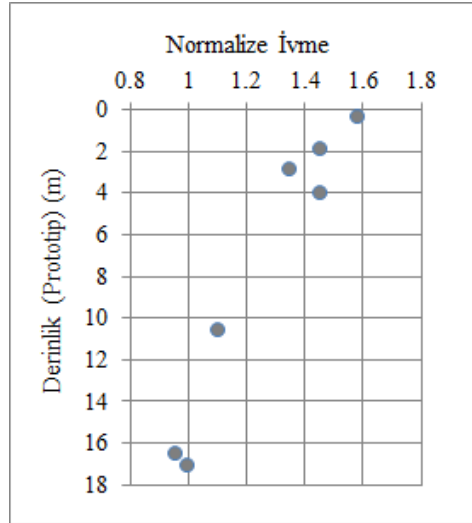
Şekil 32. Santrifüj Deney Modelinin ve Ölçme Düzenine Şematik Gösterimi



Şekil 33. Yeraltı Yapı Modelindeki Ölçme Düzenine Şematik Gösterimi

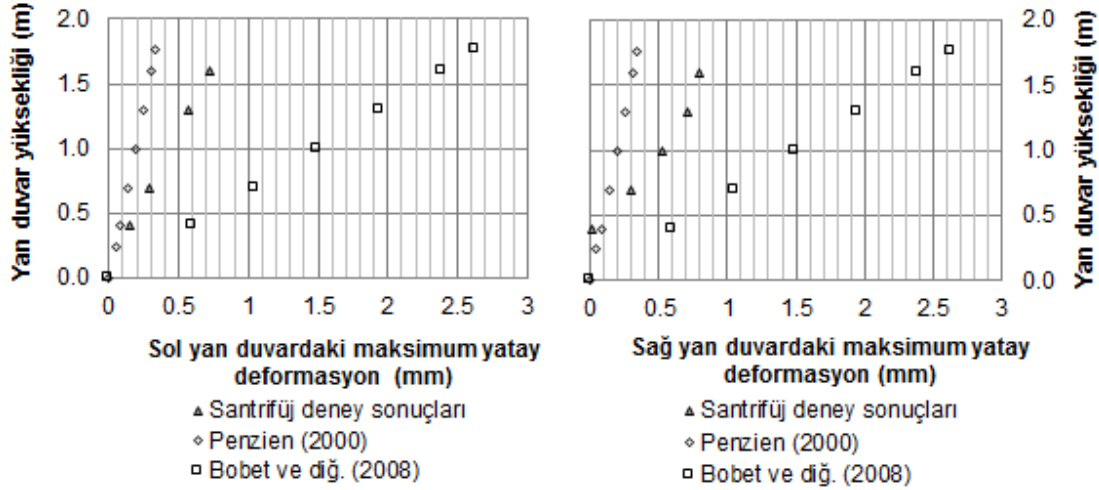
3.BULGULAR

Şekil 7, zemin profili boyunca ölçülen maksimum ivme değerlerinin, deneylerde uygulanan girdi hareketinin maksimum ivmesine bölünmesiyle elde edilen normalize ivme değerlerinin değişimini göstermektedir. Şekil 7’de görüldüğü gibi, maksimum girdi ivmesi zemin yüzeyinde 1.6 katına kadar çıkmaktadır. Bununla birlikte, ivme değerlerindeki artış oranının zemin yüzeyine yaklaştıkça, özellikle 3m derinlikten itibaren yükseldiği gözlemlenmiştir.



Şekil 34. Normalize İvme Değerlerinin Zemin Profili Boyunca Değişimi

Santrifüj deneyinde ekstansometre ölçümlerinden elde edilen yeraltı yapısının yan duvar deformasyonları, Penzien [2] ve Bobet ve diğ. [3] yöntemleri ile tahmin edilen deformasyonlarla birlikte Şekil 8’te gösterilmiştir. Şekilde görüldüğü üzere, gömülü yapı modelinin yan duvarlarında yalın ve lineere yaklaşık bir kayma deformasyon eğrisi elde edilmiştir. Bu deformasyon eğrisi, basitleştirilmiş çerçeve yöntemleri ile bulunan deformasyonlarla karşılaştırıldığında, Penzien yönteminin deneydeki deformasyon ölçümlerinin yaklaşık yarısı, Bobet yaklaşımının ise deney ölçümlerinden yaklaşık 3 kat daha fazla deformasyon öngördüğü belirlenmiştir. Penzien’in yöntemiyle tahmin edilen deformasyonların santrifüj deney ölçümlerine göre az çıkmasının nedeni, bu yaklaşımda yan duvarlara etki eden dinamik zemin basınçlarının ihmal edilmesi ile açıklanabilir. Bobet’in yöntemi ile elde edilen deformasyon tahminlerinin deneylerdeki ölçüm sonuçlarına göre oldukça fazla olmasına, bu yöntemdeki rijit kutuyu saran ve ona yapışık olarak hareket eden zemin kütlesi varsayımının neden olduğu düşünülmektedir. Ancak, unutulmamalıdır ki, her iki yöntemde de elde edilen tahminler zeminle yapı arasındaki rölatif sıklık değişiminden doğrudan etkilenmektedir. Bu yüzden, zemin sıklığını temsil eden kayma modülünün maksimum değerinin ve dinamik yükler altında ne kadar azaldığının tahmin edilmesi gerçekçi sonuçlar elde etmede büyük önem taşımaktadır.



Şekil 35. Santrifüj Deney Ölçümlerinin Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi Sonuçları İle Karşılaştırılması

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, kuru kuma gömülü bir rijit yeraltı yapısının dinamik yükler altındaki tepkileri santrifüj deneyi ile irdelenmiştir. Yapılan deneyler doğrultusunda, aşağıda belirtilen sonuçlara varılmıştır.

- 1) Ekstansometrelerle yapılan ölçümler, düşey doğrultuda ilerleyen kayma dalgalarına maruz kalan dikdörtgen kesitli yeraltı yapısının, beklendiği gibi belirgin bir kayma deformasyon şeklini aldığını göstermiştir.
- 2) Penzien tarafından önerilen yaklaşım kullanılarak elde edilen kayma deformasyonları, santrifüj deneylerinde ölçülen değerlerin yaklaşık yarısı civarındadır. Penzien'in tahminin deney sonuçlarından az olmasının nedeni, bu yaklaşımda dinamik zemin basınçlarının ihmal edilmesi ile açıklanabilir.
- 3) Bobet'in yaklaşımı ile yapılan tahminlerin, santrifüj deneylerinde elde edilen kayma deformasyonlarından yaklaşık 3 kat fazla çıktığı görülmüştür. Bobet'in yönteminde gömülü yapı etrafındaki zeminin rijit yapıya yapışık bir şekilde hareket ettiği varsayımı yapılmıştır. Buradaki daha ihtiyatlı deformasyon sonuçlarının bu varsayımdan kaynaklandığı düşünülmektedir.
- 4) Penzien ve Bobet yöntemleri ile yapılan deformasyon tahminlerinde dikkat edilmesi gereken en önemli nokta, yeraltı yapısı ve çevresindeki zemin arasındaki rölatif rijitliğin belirlenmesidir. Deprem etkileri altında birim şekil değiştirmenin artması ile zemin kayma modülü azalmakta ve rölatif rijitlik deprem süresince değiştirmektedir. Bu yüzden, basitleştirilmiş çerçeve yöntemleri ile makul doğrulukta sonuçlar elde edebilmek için zemin kayma modülünü çok iyi belirlemek gerekmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Wang, J.N. (1993), "Seismic design of tunnels: A state of the art approach", Parsons Brinckerhof, Monograph 7.
- [2] Penzien, J. (2000), "Seismically induced racking of tunnel linings", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29 (5), 683–691.

- [3] Bobet, A., Fernández, G., Huo, H., Ramirez, J. (2008), “A practical iterative procedure to estimate seis-mic induced deformations of shallow rectangular structures”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 45 (7), 923-938.
- [4] O’Rourke, M.J., Gadicherla, V., Abdoun, T. (2003), “Centrifuge modeling of buried pipelines”, *Advancing Mitigation Technologies and Disaster Response for Lifeline Systems*, Proc. of the 6. U.S. Conf. and Workshop on Lifeline Earthquake Engineering, August 10-13 2003, Long Beach CA, USA, 757-768.
- [5] Ha, D., Abdoun, T.H., O’Rourke, M.J. et al. (2010), “Earthquake Faulting Effects on Buried Pipelines-Case History and Centrifuge Study”, *Journal of Earthquake Engineering*”, Vol. 14 (5), 646-669.
- [6] Ling, H.I., Mohri, Y., Kawabati, T., Liu, H., Burke, C., Sun, L. (2003), “Centrifugal modeling of seismic behavior of large-diameter pipe in liquefiable soil”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol 129, 1092-1101.
- [7] Chian, S.C., Madabhushi, S.P.G. (2012), “Effect of Buried Depth and Diameter on Uplift of Underground Structures in Liquefied Soils”, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 41, 181-190.
- [8] Cilingir, U., Madabhushi, S.P.G. (2011a), “Effect of Depth on the Seismic Response of Circular Tunnels”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 48 (1), 117–127.
- [9] Cilingir, U., Madabhushi, S.P.G. (2011b), “A Model Study on the Effects of Input Motion on the Seismic Behavior of Tunnels”, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 31, 452–462.
- [10] Lanzano, G., Bilotta, E., Russo, G., Silvestri, F., Madabhushi, S.P.G. (2012), “Centrifuge modeling of seismic loading on tunnels in sand”, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 35, 854–869.
- [11] Cilingir, U., Madabhushi, S.P.G. (2011c), “Effect of depth on the seismic response of square tunnels”, *Soils and Foundations*, Vol. 51 (3), 449-457.
- [12] Dashti, S., Hushmand, A., Ghayoomi, M., McCartney, J.S., Zhang, M., Hushmand, B., Mokarram, N., Bastani, A., Davis, C., Yangsoo, L., Hu, J., “Centrifuge Modeling of Seismic Soil-Structure-Interaction and Lateral Earth Pressures for Large Near-Surface Underground Structures”, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2013, Paris, France.
- [13] Escoffier S (2008) Conteneur ESB. LCPC Internal report no: 2007-1-13-1/1-a, 106p.

GEOTEKNİK TEHLİKELER AÇISINDAN BİR YERLEŞİM BÖLGESİNİN İNCELENMESİ

AN INVESTIGATION OF A RESIDENTIAL AREA IN TERMS OF GEOTECHNICAL HAZARDS

Gökhan ÖZDEMİR¹

Bilge SİYAHİ²

Ömer Berat POLAT³

ABSTRACT

Damages occurring while and after earthquakes are not limited to structure damages only. As we can observe from earthquake damages occurred before; they can be in the form of shifts in soil and rock slopes, settlement problems, loss of strength and rigidity, lateral spreading, soil liquefaction and site amplification. In fact, for every individual forms of damages, said before, it would be more accurate to examine them in title of “Geotechnical Hazard.” For this purpose; in this study, Tuzla district, which has quite large residential area in İstanbul, hosting 220 thousand inhabitants and existing buildings number is more than 30 thousand, is selected. Probabilistic seismic hazard assessment has been realized and geological formations in the region were investigated and geotechnical characteristics of these formations were evaluated. In the extension of geotechnical engineering analysis such as liquefaction and site response analysis were carried out the geological formations that are seen critical in this context.

Keywords: Tuzla, seismic hazard analysis, soil liquefaction, soil amplification.

ÖZET

Depremler sırasında ve sonrasında meydana gelen hasarlar yalnızca yapı hasarları ile sınırlı değildir. Geoteknik tehlike olarak, zemin ve kaya şevlerindeki kaymalar, oturma problemleri, mukavemet ve rijitlik kayıpları, yanal yayılmalar, zemin sıvılaşması ve zemin büyütmesi tanımlanmaktadır. Deprem tehlikesine maruz mevcut yerleşimlerin veya planlanan yerleşimlerin bu geoteknik tehlikelerden hangisine muhatap olacağı ise geoteknik deprem mühendisliğinin konusudur. İstanbul’da oldukça geniş bir yerleşim alanına sahip yaklaşık 220 bin nüfusu barındıran ve mevcut bina sayısı 30 binden fazla olan Tuzla ilçesi seçilmiştir. Çalışma kapsamında bölgenin olasılıksal sismik tehlike değerlendirmesi yapılmıştır. Daha sonra bölgenin jeolojik formasyonları araştırılarak formasyonların geoteknik özellikleri değerlendirilmiştir. Geoteknik değerlendirmeler kapsamında kritik görülen jeolojik formasyonlar üzerinde sıvılaşma ve saha (zemin) davranış analizleri yapılmıştır. Bu analiz sonuçları yerleşimlere etkileri konusunda değerlendirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Tuzla, sismik tehlike analizi, zemin sıvılaşması, zemin büyütmesi.

¹ İnşaat Yüksek Mühendisi., Tuzla Belediyesi, gokhan_trb@hotmail.com

²Prof. Dr., Gebze Teknik Üniversitesi, bilge.siyahi@gtu.edu.tr

³Araştırma Görevlisi., Gebze Teknik Üniversitesi, obpolat@gtu.edu.tr

1. GİRİŞ

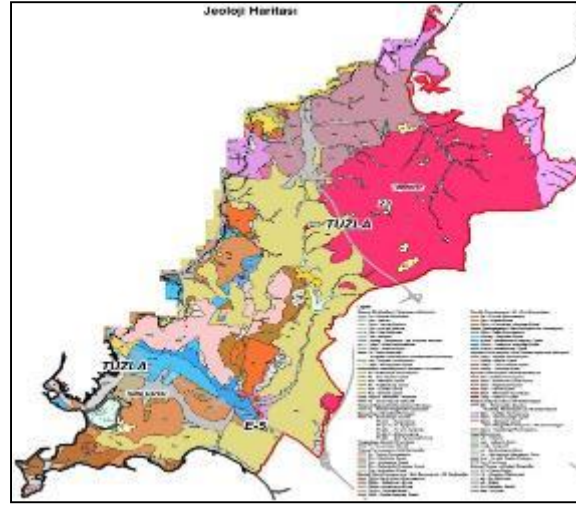
Deprem tehlikesine sahip yerleşimlerde mevcut jeolojik formasyonların hangi geoteknik tehlikelere maruz kalabileceği, Tuzla bölgesi ölçeğinde detaylı incelenmiştir. Geoteknik deprem mühendisliğinin önemli konularında olan geoteknik tehlike değerlendirmeleri; zemin sıvılaşmaları, zemin büyütmeleri, depreme bağlı şev kaymaları ve heyelanlar, yanal yayılmalar ve depreme bağlı oturmalar. Birçok kamu ve özel kuruluşlarda oldukça fazla sayıda sondaj verisi mevcut olabildiğinden, öncelikle Tuzla bölgesine ait çok sayıda ve değişik kalitede sondaj verisini içeren veri bankası oluşturulmuş, bu veri havuzunun içinde, mühendislik tasarımlarında kullanılacak geoteknik veriler gerçekçi ve temsili bir şekilde düzenlenmiştir. Bu konudaki jeolojik verilerden mühendislik parametrelerine doğru geçiş yapabilmek oldukça önemlidir. Bölgenin mevcut sismotektonik mekanizmasının ışığında bölgeyi etkileyen ana sismik kaynağın bu bölgede Prens adalarının güneyinde yer alan Kuzey Anadolu Fay Kırığı olduğu kabul edilmiştir. Bu fay orijinli veya farklı merkezüslerine (episentri) ait Tuzla bölgesindeki, 1905-2015 arasında büyüklüğü $M \geq 4.0$ olan depremler ele alınarak, değişik yıllar içinde olabilecek deprem büyüklükleri hesaplanmıştır. 110 yıllık 334 adet deprem verisi ışığında hesaplanan bu deprem büyüklüğü geoteknik tehlike değerlendirmelerinde kullanılmıştır.

Depremler sırasında oluşabilecek geoteknik tehlikeler olarak bölgeye has özellikleri nedeniyle öncelikle zemin büyütmesi, zemin sıvılaşması olarak ele alınmıştır. Özellikle bu tehlikelerden doğabilecek zemin yüzeyi hasarları, meydana gelen deformasyonlar ve yerleşime etkileri de incelenmiştir. Bölgede mevcut jeolojik formasyonlar ve bunların arasında sıvılaşma hassaslığına sahip olanlar belirlenmiştir. Sıvılaşma analizlerinden hareketle yüzey deformasyonları hesaplanmış ve üst yapıya etkileri belirlenmiştir. Zemin büyütmesi yani zeminin içinden geçen deprem dalgalarının genliklerinin artması ve etkin deprem süresinin uzamasını ifade eden analizler bölgede mevcut formasyonlardan alınan zemin profilleri boyunca gerçekleştirilmiştir. Seçilen profillerde eşdeğer lineer zemin davranış (tepki) analizleri yapılmış ve söz konusu zemin büyütmeleri hesaplanmıştır. Sonuç olarak, bölgedeki yerleşimlerin zeminlerinde olası sıvılaşma, zemin büyütme problemlerine karşı neler yapılabileceği tartışılmıştır

2. JEOLJİK FORMASYONLAR VE SİSMOTEKTONİK YAPI

İstanbul Birliği, Boğaz'ın her iki yakasında ve Kocaeli yarımadasında geniş alanlar kaplayan Paleozoyik ve Mezozoyik Tersiyer yaşta metamorfizma göstermeyen kaya birimlerini içerir. Metropolitan alanı ve yakın dolayında yüzeye çıkan "Kocatöngel Formasyonu" ve "Kurtköy Formasyonu" adlarıyla bilinen Alt Ordovisiyen yaşta karasal çökeller, İstanbul Birliği'nin en yaşlı kaya birimlerini oluşturur. Alt Ordovisiyen yaşlı istifin, tabanı İstanbul ve çevresinde açığa çıkmamış olmasına karşın, Armutlu yarımadası ve Bolu yöresinde şist, gnays ve granitik meta-mağmatitleri kapsayan İnfakambriyen yaşta metamorfik bir temeli açısız uyumsuzlukla üstlediği bilinmektedir. Erken Ordovisiyen başlangıcında, İstanbul ve yakın dolayını kapsayan bir kara parçası üzerinde, Kocatöngel ve Kurtköy formasyonlarıyla temsil edilen akarsu, göl ve lagünlerin yer aldığı karasal ortam koşulları egemen olmuştur. Çok iyi gelişmiş varvli yapısıyla Kocatöngel Formasyonu Buzul (Glacial) iklim koşullarını yansıtır. Üst Ordovisiyen-Silüriyen'de delta ve gelgit ortam koşullarını yansıtan Aydos Formasyonu'nun kuvarsit ve kuvars kumtaşlarıyla temsil edilen genel bir transgresyon etkin olmuştur. Geç Ordovisiyen, Silüriyen ve Devoniyen sürecinde bölge, giderek derinleşen ancak, tektonik bakımdan duraylı bir denizle kaplanır. Bu süreçte yaşlıdan gence doğru, miltaşı-kumtaşı ile temsil edilen "Yayalar Formasyonu" (Ordovisiyen-Silüriyen), şelf tipi resif ve sığ deniz karbonat çökelimini yansıtan

“Pelitli Formasyonu” (Silüriyen-Alt Devonyen), düşük enerjili açık şelf ortamını temsil eden, seyrek kireçtaşı (Kozyatağı Üyesi) ara düzeyli bol makrofosilli, mikalı şeyilleri (Kartal Üyesi) içeren “Pendik Formasyonu” (Alt-Orta Devonyen) ve açık şelf-yamaç ortamını temsil eden yumrulu kireçtaşları ve kireçtaşı-şeyil ardışığının yoğun olduğu “Denizli Köyü Formasyonu” (Üst Devonyen-Alt Karbonifer) çökelmiştir. Karbonifer-Permiyen aralığında, olasılıkla Variskiyen tektonik hareketlerinin etkisiyle, bölgenin su dışına çıktığı, yeniden kara halini aldığı anlaşılmaktadır (Şekil 1). Gebze’nin batısında yüzeylenen “Sancaktepe Graniti” (Permiyen) ile temsil edilen asidik intrüzyon da bu dönemde gelişmiştir. Bölgede günümüzdeki yönlere göre kabaca K-G eksen gidişli kıvrım ve D-B yönlü bindirmeler gelişmiştir [1].



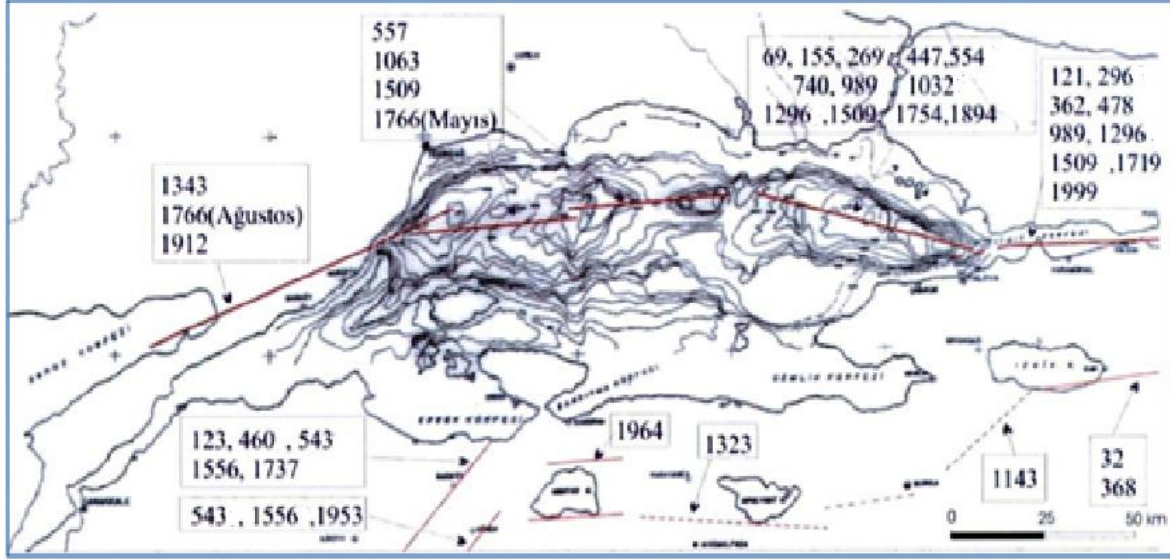
Şekil 1. Tuzla İlçesi Jeoloji Haritası



Şekil 2. Jeolojik Formasyonların Tuzla İlçesinde Yüzeylemesi

İstanbul’da meydana gelen depremlerin çoğunlukla kaynaklandığı Kuzey Anadolu Fay Zonu’nun (KAFZ) Marmara denizi içindeki konumu, değişik araştırmacılar tarafından farklı

modellerle açıklanmıştır. Marmara Denizi içerisindeki geometrisine ilişkin bulgular saptanmıştır (Şekil 3) [2].



Şekil 3. Marmara Denizi İçindeki Diri Fay Bölütleri ve Bu Fay Bölütlerinin Üretmiş Oldukları Düşünülen Depremler

3.GEOTEKNİK TEHLİKELERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

3.1. Zemin Sıvılaşması

Sıvılaşma; her zeminde ve her koşulda meydana gelen bir davranış şekli olmayıp, belirli jeolojik ortamlarda ve hidrojeolojik koşullar altında gerçekleşir ve büyük depremlerde güçlü yer hareketlerine maruz kalan sıg, gevşek, doymun ve genellikle kohezyonsuz veya düşük kohezyonlu çökelerde gözlenir. Sıvılaşma ve sıvılaşmaya bağlı büyük deformasyonlar daha çok gevşek zeminlerde gözlenirken, tekrarlı yumuşama ve daha küçük deformasyonlar nispeten sıkı zeminlerde gözlenir. Sıvılaşma duyarlılığının değerlendirilmesi konusunda 4 farklı ölçüt vardır. Bunlar; tarihsel, jeolojik, zeminin bileşimiyle ve arazi koşullarıyla ilgili ölçütler olarak sınıflandırılabilir [3].

Seed and Idriss (1971) tarafından geliştirilip önerilen basitleştirilmiş yöntem, zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde son 30 yıldır en yaygın kullanılan yöntem olmuştur. Zaman içerisinde birçok kez modifiye edilen yöntem, son kez Geoteknik Deprem Mühendisliği çalıştayında [4] alınan kararlar doğrultusunda [5] tarafından tekrar düzenlenmiştir.

Yöntemde zeminin sıvılaşmaya karşı direncinin belirlenmesi için kullanılan indeks, zeminin sıvılaşma davranışının karakteristiklerini ifade etmede çok uygun bir parametre olan tekrarlı gerilme oranıdır (CSR, Cyclic Stress Ratio). Tekrarlı gerilme oranı; deprem veya tekrarlı bir yükleme sonucu, zeminde gelişen ortalama tekrarlı kayma gerilmesinin (τ_{av}), tekrarlı gerilmelerin uygulanmasından önce zemine etkiyen başlangıç efektif düşey gerilmeye (σ'_v) oranıdır. $M_w=7.5$ büyüklüğündeki bir depremde gelişecek tekrarlı gerilme oranı Eşitlik 3.1 kullanılarak hesaplanır [6].

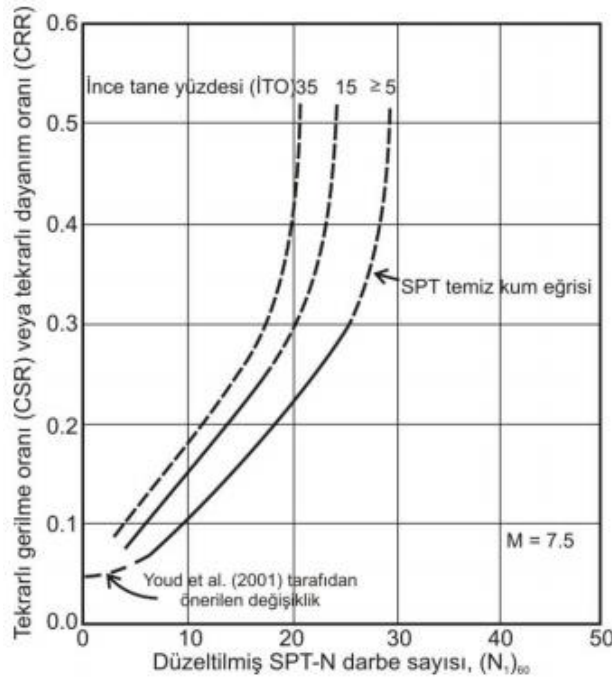
$$CSR = \frac{\tau_{ort}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{a_{maks}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (3.1)$$

Burada; a_{max} : en büyük yatay yer ivmesi, g : yerçekimi ivmesi, σ_v : toplam düşey gerilme, σ'_v : efektif düşey gerilme, r_d : gerilme azaltma faktörüdür. Gerilme azaltma faktörü r_d şu şekilde hesaplanabilir: $r_d=1.0-0.00765z \rightarrow (z \leq 9.15m)$ ve $r_d=1.174-0.0267z (9.15m \leq z \leq 23m)$.

Yöntemin ikinci aşamasında, zemin tabakalarının tekrarlı dayanım oranı (CRR, Cyclic Resistance Ratio) belirlenir. Zeminin tekrarlı dayanım oranının belirlenmesinde, ince dane yüzdesi ve SPT-N değeri dikkate alınarak çeşitli amprik ilişkiler kullanılır.

Şekil 4'te 7.5 büyüklüğündeki depremler için verilen $(N_1)_{60}$ - CRR grafiğinde temiz kum için önerilmiş CRR eğrisi, Eşitlik 3.2 ile ifade edilmektedir [5].

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (3.2)$$



Şekil 4. Mw=7.5 Büyüklüğündeki Deprem İçin Tekrarlı Gerilme Oranı ve $(N_1)_{60}$ Arasındaki İlişki

Herhangi bir derinlikteki zemin tabakalarının sıvılaşma potansiyeli, Eşitlik 3.2'den belirlenen tekrarlı dayanım oranı (CRR) ile Eşitlik 3.1'ten hesaplanan tekrarlı gerilme oranı (CSR) değerleri karşılaştırılarak karar verilir ve sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı (F_L), ilgilenilen depremin büyüklüğü ve tabakaların üzerindeki jeolojik yük ile statik kayma gerilmeleri için düzeltme de yapılarak Eşitlik 3.3'de verilen ifadeden hesaplanır.

$$F_L = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) \cdot MSF \cdot K_\sigma \quad (3.3)$$

Doğadaki belirsizlikler de dikkate alınarak zeminin sıvılaşma potansiyeli, sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının aşağıda verilen aralıklarına göre değerlendirilebilir [7].

- $F_L \leq 1$ Sıvılaşma
- $1 < F_L \leq 1.2$ Potansiyel sıvılaşma
- $F_L > 1.2$ Sıvılaşma beklenmez

3.2. Sıvılaşma Potansiyeli İndeksi

Sıvılaşma potansiyeli indeksi kavramını modifiye eden [8], olasılık esaslı yeni bir kavram olan “Sıvılaşma Şiddeti İndeksi” (LSI)’ni önermiştir.

$$LSI = \int_0^H P_L \cdot H \cdot W \quad (3.4)$$

Burada; P_L : sıvılaşma olasılığı, F_L : sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı, H : zemin tabakası kalınlığı (m), W : yüzeyden olan derinliğe bağlı sıvılaşma potansiyeli azaltma faktörüdür. İncelenen zemin tabakasının orta noktasının derinliğine (z) bağlı olarak, yüzeyden olan derinliğe bağlı sıvılaşma potansiyeli azaltma faktörünün (W) belirlenmesinde Eşitlik 3.5 kullanılmaktadır.

$$W = 1.005z \quad (3.5)$$

Sıvılaşma şiddeti indeksine göre $F_L=0$ koşulunda; incelenen zemin istifinde $LSI=10$ (en yüksek) ve $F_L \geq 0$ koşulunda ise $LSI=0$ (en düşük) değerleri almaktadır [9] (Tablo 1).

Tablo 1. LSI'ya göre Sıvılaşma Riski Dereceleri.

LSI	Zemin Sınıfı
$0 > LSI < 0.35$	Çok düşük
$0.35 > LSI < 1.30$	Düşük
$1.30 > LSI < 2.50$	Yüksek
$2.50 > LSI = 10$	Çok yüksek

3.3. Zemin Büyütmesi

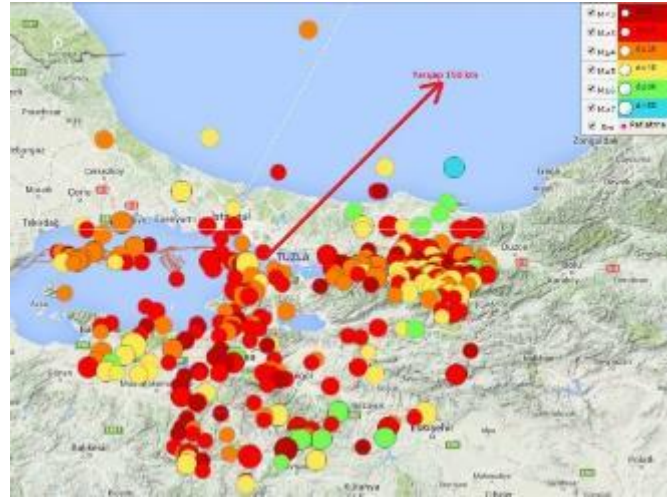
Yerel zemin koşulları kuvvetli yer hareketinin genlik, frekans içeriği ve süreden oluşan önemli özelliklerinin tamamını kuvvetle etkilemektedir. Bunların etki derecesi, yer altındaki birimlerin geometrisi ile malzeme özellikleri, sahanın topografyası ve girdi hareketin özelliklerine bağlıdır.

Yerel zemin koşullarının depremle ilişkili hasarlar üzerindeki etkisi uzun zamandan beri bilinmekle birlikte, bu konuyla ilgili aletsel ölçümlerde ve hesaplamalarda son 40 yılda önemli gelişmeler kaydedilmiştir. Bu konudaki ilk önemli bilgiler 1957 San Fransisco depreminde değişik noktalarda kaydedilen birbirine yakın bölgelerde oluşan yer ivmelerinin bazen birbirinden %100'e varan farklılıklar gösterdiğini ve bunun büyük olasılıkla ölçüm istasyonlarının üzerinde buldukları zemin koşullarından kaynaklandığı ortaya konmuştur [10]. 19 Eylül 1985 Michoacan depreminde (Meksika; $M_s=8.1$) meydana gelen hasarın dağılımı, yerel zemin koşullarının deprem davranışı üzerindeki etkisini açık bir şekilde ortaya koymuştur. Genellikle 0.04 g'den düşük olan taban kayası doruk (pik) ivme değerleri, eski bir göl yatağındaki kalın kil tabakalarında yaklaşık 5 kat büyütme maruz kalmış ve periyotları zemin periyoduna yakın olan yapılarda çok büyük hasarlara yol açmıştır [11].

4.TUZLA BÖLGESİ

4.1.Sismik Tehlike Analizi

Tuzla ilçesi (Enlem40,8 ve Boylam 29,3) merkeze alınarak 150 km yarıçapındaki alan için; 1905-2015 yılları arasında meydana gelen manyitüdü 4 ve daha büyük depremlerin kataloğu (334 adet) derlenmiştir. Bu veriler Gutenberg-Richter yöntemi ile bölgeye uygulanmıştır.

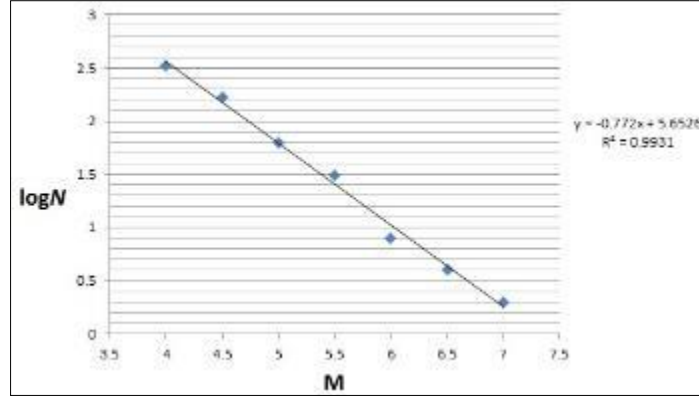


Şekil 5. Sismik Tehlike Analizinde Kullanılan Depremler.

Tablo 2. Manyitüd Aralıklarına Göre Deprem Oluş Sayıları

Manyitüd aralıkları	$4 \leq M < 4.5$	$4.5 \leq M < 5$	$5 \leq M < 5.5$	$5.5 \leq M < 6$	$6 \leq M < 6.5$	$6.5 \leq M < 7$	$7 \leq M < 7.5$
N(tekerrür sayısı)	164	137	32	23	4	2	2
Kümülatif Tekerrür Sayısı	334	170	63	31	8	4	2

Depremler belirli manyitüd aralıklarına bölünerek, başlangıç tarihinden son tarihe kadar olan deprem sayıları oluşturulmuştur (Tablo 2). Deprem kataloğundaki verilerden yararlanarak her bir deprem büyüklüğünün oluşma sıklığı ile bu deprem büyüklüğü arasındaki ilişki bağıntıya çevrilmiştir. Veriler, yatay ekseninde manyitüd M, düşey ekseninde logaritma N (kümülatif oran) değerlerine karşılık gelen grafik oluşturulur ve en küçük kareler yöntemi (EKKY) kullanılarak verileri temsil eden doğru geçirilir (Şekil 6).

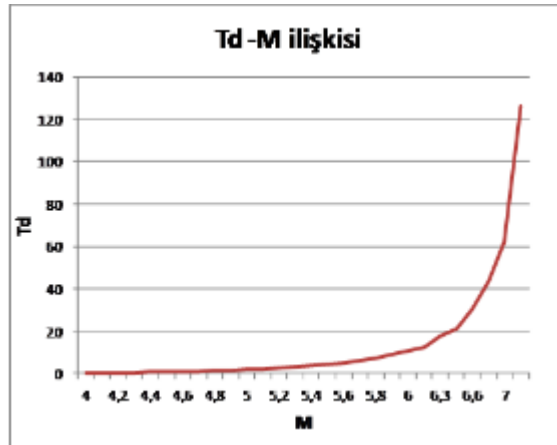


Şekil 6. Bölge için Deprem Tekerrür Sayısı ve Manyitüd İlişkisi (LogN – M)

Bu ilişkinin bağıntısı:

$$\log N = 5,653 - 0,772 * M$$
$$a = 5,653 \quad b = 0,772$$

Çalışma için kullanılacak zaman aralığı, $T_2 = 2015 - 1905 = 110$ yıl olarak belirlenmiştir. 110 yıl içinde en büyük deprem manyitüd değeri, $M_{\max} = 7.3$; en büyük deprem manyitüdü için T_d dönüşüm periyodu ilişkisi Şekil 7’de verilmektedir.



Şekil 7. $T_d = 10^{\log(T_2) - (a-b*M)}$ İlişkisi

4.2. Sıvılaşma Değerlendirmeleri

Çalışmada, Tuzla bölgesindeki sondaj ve arazi bilgileri daha önce farklı özel ve resmi kuruluşlar tarafından yapılan sondaj çalışmalarından derlenmiştir. Bu sondaj bilgileri analiz öncesi değerlendirmelerde Evliya Çelebi Mahallesi'nin alüvyon zemin özelliği gösteren kısımlarında daha yoğun olarak toplanmıştır. Bu değerlendirmeye göre ve sondajlardan elde edilen zemin profillerindeki ön sıvılaşma hassaslığı değerlendirmesine göre kritik olarak tespit edilen 9 adet lokasyonda yüzeyden itibaren her 1.5 m’de bir sıvılaşma analizi uygulanmıştır.

Sıvılaşma analizinde kullanılmak üzere olasılıksal sismik tehlike analizi sonuçları; bölgede beklenen en büyük deprem büyüklüğü $M_{\max}=7.3$ olarak alınmış, bölgenin mevcut ana faya mesafesi 15km ve yaklaşık odak derinliği 17km olarak ele alınmıştır. Bölge için, Ulusay vd., 2004; Çeken vd., 2008; Kalkan ve Gülkan, 2004; Boore vd., 1997; Akkar ve Bommer, 2010

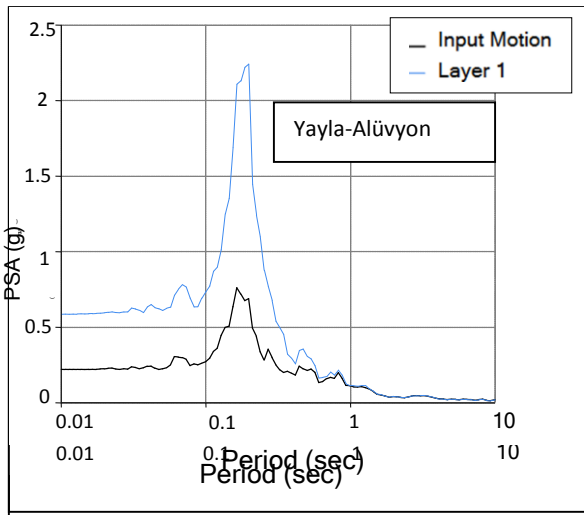
azalım ilişkileri kullanılmış. Kritik olarak tespit edilen her zemin profil, için analizlere esas pik ivme değerleri bu azalım ilişkilerinin ortalaması alınmıştır.

Sıvılaşma analizleri için Seed vd., 2003 [12] ve Andrews ve Martin 2000 [13] yöntemleri kullanılarak bir MS Excel programı hazırlanmıştır. Bu amaçla seçilen zemin profillerinin derinliği 9 ile 19m arasında değişmektedir. Sıvılaşma analizinde kullanılan profillerde YASS'nin 1 ile 2.7 m arasında değiştiği gözlenmiştir. Alüvyon özelliğindeki; kum, killi ve siltli kum tabakalarının yer aldığı profillerde her 1.5 m'de bir yapılan analiz sonuçlarına göre özellikle kumlu tabakalar derinliğince sıvılaşma tehlikesinin mevcut olduğu yani sıvılaşmaya göre güvenlik sayısının çoğunlukla $FS < 1.0$ olduğu bulunmuştur. Buna göre, sıvılaşma potansiyelinin bulunmasından sonra profil derinliği boyunca oluşabilecek oturma değerlerinin Evliya Çelebi mahallesi sondajlarında anlamlı olabileceği ve üst yapıyı etkileyebilecek değerde olduğu tespitinde bulunulmuştur.

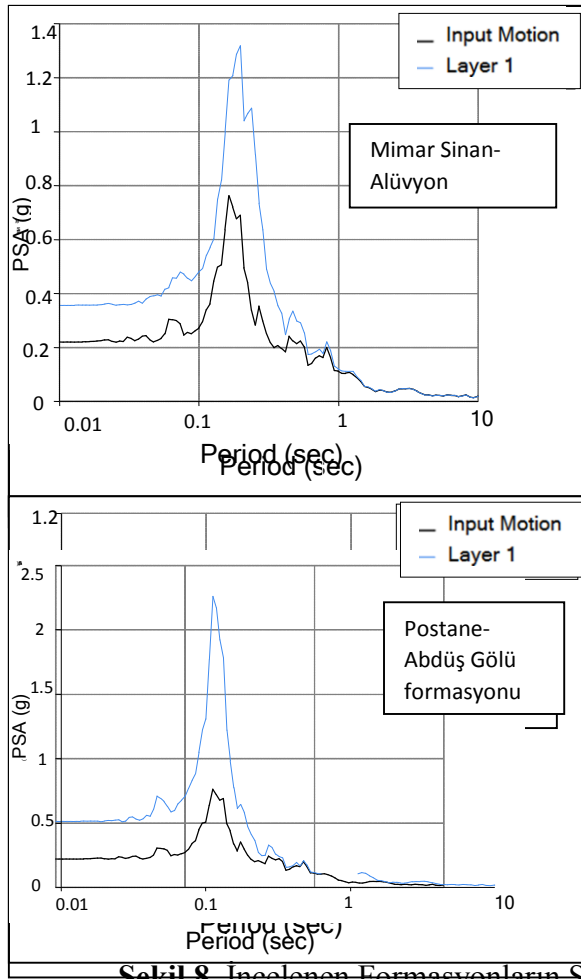
4.3. Saha Davranış (Tepki) Analizleri

Bu çalışmada ve İstanbul Anadolu Yakası Mikrobölgeleme Projesi (İAYMP) kapsamında yapılan çalışmalar [1] ile, deprem sırasında deprem etkilerini büyütme potansiyeli olabilecek Evliya Çelebi Mahallesi zeminleri ve yüzeylenen Kuşdili Formasyonu, Postane Mahallesi yüzeylenen Abdüş Gölü Üyesi ile Evliya Çelebi, Yayla, İstasyon ve Mimar Sinan Mahallelerinde yüzeylenen alüvyon zemin özelliği gösteren lokasyonlarda değişik zemin etüdü yapan firmalardan toplanan sondaj verileri değerlendirilmiştir. Her lokasyondaki sondaj verileri ile laboratuvar ve arazi deney değerleri karşılaştırılarak, değerlendirmeleri yapılmış ve öngörülen her bir mahalle ve formasyon için temsili zemin profilleri oluşturulmuştur. Analiz için DEEPSOIL 6.0 programı kullanılmıştır [14]. Zemin (saha) davranış analizleri için 1999 Kocaeli Depremi, Sakarya istasyonu ivme kaydı seçilerek bölgeleri temsil eden profiller üzerinde gerçekleştirilmiştir.

Saha davranış analizleri sonucunda Kuşdili, Abdüş Gölü formasyonları ve Evliya Çelebi, Yayla, İstasyon ve Mimar Sinan mahallerindeki alüvyon zeminler için yüzeydeki deprem yer hareketleri ile ilgili büyüklükler hesaplanmıştır.



Şekil 8. İncelenen Formasyonların Saha Davranış Analizi Sonuçları



Şekil 8. İncelenen Formasyonların Saha Davranış Analizi Sonuçları (Devam)

Tablo 3. Davranış Analizlerinden Elde Edilen Zemin Büyütmesi Sonuçları

Mahalle - Formasyon	En büyük spektral ivme (g)	Periyot (s)	Frekans (Hz)	Zemin Büyütme Oranı
Evliya Çelebi - Alüvyon	2.35	0.17	5.4	4.0
Yayla - Alüvyon	2.34	0.20	4.9	4.7
İstasyon - Alüvyon	1.74	0.20	4.4	3.8
Mimar Sinan - Alüvyon	1.32	0.20	4.2	4.4
Evliya Çelebi - Kuşdili	1.07	0.17	3.3	4.4
Postane - Abdüş Gölü	2.27	0.17	5.8	3.5

Tablo 3.'de verildiği gibi Tuzla bölgesinde farklı formasyonlardaki büyütme oranları likleri ve zemin profillerine göre yapılan analiz sonuçlarına göre zemin büyütme oranları 3.5 ile 4.7 arasında, değişmektedir. En fazla büyütme oranı 4.7, Yayla Mahallesi - Alüvyon zemin için oluşturulmuş temsili profilden elde edilmiştir. En düşük büyütme oranı 3.4 ile Postane Mahallesi – Abdüş Gölü Üyesi için oluşturulmuş temsili profilden elde edilmiştir.

4.SONUÇLAR

Depremler sırasında oluşabilecek geoteknik tehlikeler içerisinde bölgeye has özellikleri nedeniyle öncelikle zemin sıvılaşması ve zemin büyütmesi konuları ele alınmıştır. Özellikle yoğun yerleşime sahip riskli formasyonlar üzerinde sıvılaşma ve zemin büyütmesi analizleri yapılmıştır. Bölgedeki doğal topoğrafik yapı dikkate alındığında zemin ve kaya şevlerinde deprem tetiklemeyle oluşabilecek şev kaymalarının veya heyelanların gözlenmeyeceği düşünülmüştür. Bölgede yüzeylenmiş birçok zemin ve kaya türü jeolojik formasyon olduğundan, çalışma kapsamında, sıvılaşma hassaslığına sahip formasyonlar Alüvyon ve Kuşdili Formasyonları olarak belirlenmiştir. Bu formasyonlardan alüvyon için zemin türü için sıvılaşma analizlerinde kullanılacak zemin mukavemet parametreleri ve depremi temsil eden tekrarlı gerilme oranları belirlenerek sıvılaşma analizi yapılmıştır. Zemin sıvılaşma analizlerinde iki farklı yöntem kullanılmıştır. Sıvılaşma hassaslığına sahip alüvyon zemin formasyonunda, derinliği 10-19m aralığında değişen 9 adet sondaj profile boyunca yüzeyden itibaren her 1.5 m’de bir bu analizler tekrar edilmiştir. Alüvyon özelliğindeki; kum, killi ve siltli kum tabakaları ile kum tabakalarının yer aldığı derinliklerde yapılan analiz sonuçlarına göre kumlu tabakalar boyunca sıvılaşma tehlikesinin çoğunlukla mevcut olduğu bulunmuştur. Buna göre sıvılaşma tehlikesi olan tabaka derinliklerinde sıvılaşmaya bağlı oturma etkilerinin olabileceği tespit edilmiştir. Sözü edilen oturma değerlerinin olası sınırları hesaplanarak, bu oturmaların üst yapıya etkileri de mutlaka hesaba katılmalıdır. Özellikle İstanbul’un Anadolu tarafındaki yapı yükseklikleri göz önüne alındığında bu oturma değerlerinin ne gibi sonuçlar doğurabileceği de göz önüne alınmak zorundadır. Bu nedenle alüvyon zemin üzerine yapılacak yapılar için özel geoteknik araştırmalar yapılarak özellikle de zemin-yapı etkileşiminin yapıya ve zemine etkileri araştırılmalıdır. Gerekli olduğu takdirde özel önlemler alınmak zorunda olduğu açıktır.

Geoteknik tehlikelerden olan zemin büyütmesi yani zeminin içinden geçen deprem dalgalarının genliklerinin artması ve etkin deprem süresinin uzamasını ifade eden durum incelenmiştir. Buna göre deprem hareketinin büyütme tehlikesi bulunan Evliya Çelebi Mahallesi yüzeylenen Kuşdili Formasyonu, Postane Mahallesi yüzeylenen Abdüş Gölü Üyesi ile Evliya Çelebi, Yayla, İstasyon ve Mimar Sinan Mahallelerinde yüzeylenen alüvyon zemin özelliği gösteren kısımlardaki büyütme değerlerinin olası etkileri de göz önüne alınmalıdır. Bu bölgelerdeki mevcut zemin tabakalarının ana titreşim periyotları 0.17 ile 0.20 saniye arasında, frekansları ise 3.3 ile 5.9 Hz arasında değişmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Özgül ve diğ., 2009, “İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İstanbul Anadolu Yakası Mikrobölgeleme Rapor Ve Haritalarının Yapılması Ana Raporu”.
- [2] Le Pichon, X., A. M. C. Sengor, E. Demirbag, C. Rangin, C. Imren, R. Armijo, N. Gorur, N. Cagatay, B. Mercier de Lepinay, B. Meyer, R. Saatçılar and B. Tok (2001) The active Main Marmara Fault. Earth and Planetary Science Letters, 192, 595-616.
- [3] Hasançebi N., (2011), “Sıvılaşmayla İlişkili Yanal Yayılma Yer Değiştirmesinin Kestirimi”, Doktora Tezi, Hacettepe Üniversitesi.
- [4] National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)(1997)
- [5] Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dorby, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, K. H., 2001, Liquefaction Resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on

- Evaluations of Liquefaction Resistance of Soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127 (10), 817-833.
- [6] Seed, H. B., and Idriss, I. M., 1971, Simplified procedure for evaluating soil liquefaction procedure, Journal of Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, 97 (SM9), 1249-1273
- [7] Ulusay, R., ve Tosun, H., 1999, “Assesment of geomechanical properties and liquefaction susceptibility of foundation soils at a dam site”, Southwest Turkey, Turkish Earthquake Foundation Report No. TDV / TR 020-34, 63 p.
- [8] Yılmaz Z., Cetin K. Ö., (2003), “GIS-based seismic soil liquefaction assessment for Sakarya city after 1999 Kocaeli -Turkey earthquake”, Proceeding of the 11th International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering (11th ICSDEE), University of California Berkeley, 7-9 January, 2003, 1, 909-917.
- [9] Iwasaki, T., K. Tokida, F. Tatsuoka, S. Watanabe, S.Yasuda, and H. Sato (1982). Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods, in 3rd International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, p. 1319-1330.
- [10] Idriss, I. M. and Seed, H. B. (1968) "Seismic Response of Horizontal Soil Layers," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. 4, pp.1003-1031.
- [11] Stone, A. A., Reed, B. R., Neale, J. M., 1987, Changes in daily event frequency precede epidoses of physical symptoms. Journal of Human Stress,70-74
- [12] Seed R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E., ve Faris, A., 2003, Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent [
- [13] Andrews, D. C. A., and Martin, G. R., 2000, Criteria for liquefaction of silty soils, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [14] Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2015) “DEEPSOIL 6.0, User Manual” 116 p.

HENDEK TİPİ DALGA BARIYERLERİNİN TİTREŞİM YALITIMINA ETKİSİNİN SAHA DENEYLERİ İLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION THE EFFECT OF TRENCH TYPE WAVE BARRIERS ON VIBRATION ISOLATION BY FIELD EXPERIMENTS

Onur TOYGAR¹

Deniz ÜLGEN²

ABSTRACT

Studies aiming at reducing effects of ground-borne vibrations created by various vibration sources to adjacencies, have recently accelerated. Employing wave barriers to reduce undesired vibrations is one of the widely used solutions. Generally, open and filled trenches have been used as wave barriers. Even though there are great number of numerical studies examining vibration isolation parameters of these types of barriers, there are only few studies based on field experiments. In this study, it was aimed to investigate vibration isolation performance of open trenches by means of field experiments. First of all, physical and dynamic properties of the field were determined by conducting detailed site investigation. Later, vibration isolation performance of open trench was observed by creating vibrations in different frequencies (25 Hz, 50 Hz and 70 Hz). Vibrations were measured as acceleration and attenuation of vibrations were analyzed with respect to distance. Then, Fourier amplitudes were obtained in specific locations and amplitude reduction ratios were calculated correspondingly. Consequently, vibration reduction was obtained in a range of %35-82 for open trench type wave barriers.

Keywords: Vibration isolation, wave barrier, trench, ground vibration, Rayleigh wave length.

ÖZET

Çeşitli titreşim kaynaklarının oluşturdukları yer titreşimlerinin çevrelere olan etkisini azaltmaya yönelik çalışmalar son yıllarda hız kazanmıştır. İstenmeyen titreşimleri azaltmak için dalga bariyeri kullanımı en yaygın çözümlerden biridir. Dalga bariyeri olarak genellikle içi boş ve dolu hendek kullanılmaktadır. Ancak bu tip bariyerlerin titreşim yalıtımına etki eden parametrelerini inceleyen çok sayıda nümerik çalışma olsa da saha deneyine dayalı araştırmalar azdır. Bu çalışmada hendek tipi dalga bariyerlerinin titreşim yalıtım performansı saha deneyleri ile incelenmek istenmiştir. Öncelikle detaylı bir zemin etüdü yapılarak sahanın fiziksel ve dinamik özellikleri belirlenmiştir. Ardından sahada farklı frekanslarda (25 Hz, 50 Hz ve 70 Hz) titreşimler oluşturularak içi boş hendeklerin titreşim yalıtım performansı gözlenmiştir. Titreşimler ivme cinsinden ölçülmüş ve titreşimlerin mesafeye göre azalmaları incelenmiştir. Sonrasında belirli yerlerdeki Fourier büyüklükleri elde edilmiş ve bunlara bağlı olarak titreşim

¹ Arş.Gör., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, onurtoygara@mu.edu.tr

² Yrd.Doç.Dr., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, denizulgen@mu.edu.tr

azalım oranları hesaplanmıştır. Sonuç olarak içi boş hendek tipi dalga bariyerlerinde %35-82 aralığında titreşimin azaldığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Titreşim yalıtımı, dalga bariyeri, hendek, yer titreşimi, Rayleigh dalga boyu.

1. GİRİŞ

Makine temelleri, otoyollar ve demir yolları gibi kaynakların oluşturdukları yer titreşimleri, çevrelerindeki yapıları ya da hassas ekipmanları olumsuz yönde etkilerler. Bu yüzden bu titreşimlerin azatılmasına yönelik çalışmalar son yıllarda giderek artmıştır. Titreşim izolatörü, kauçuk sönümleyiciler ya da yaylar gibi teçhizatlar kullanarak doğrudan titreşim kaynağına mekanik yalıtım yapmanın yanı sıra palplanş duvar, dalga bariyeri vb. sistemler kullanarak ortamdaki titreşimi azaltmak da kullanılan yöntemlerdendir. Dalga bariyeri olarak genellikle içi boş ya da dolu (bentonit, beton, genleştirilmiş polistiren (EPS) dolu) hendek kullanılmaktadır. Yer titreşimlerinin büyük bir kısmı Rayleigh dalgası olarak yayıldığı [1] için bariyerin yalıtım performansı; bariyerin derinliğine [2] ve Rayleigh dalgalarının dağılmasına, kırılmasına ve yansımaya bağlıdır [3].

Hendek tipi dalga bariyerlerin titreşim yalıtımı performansını incelemiş, saha deneyine dayalı birçok çalışma [4-10] mevcuttur. Titreşim kaynağı ile dalga bariyeri arasındaki mesafe, hendek boyutu ve titreşim gibi parametrelerin, bariyerin yalıtım verimliliğine etkisi incelenmiştir. Çelebi ve diğ. [4] bariyer, hendekten uzaklaştıkça titreşim genliklerinin daha fazla azaldığını görmüştür. Woods [5] ve Ulgen ve Toygar [6], yalıtım performansında dalga bariyerinin derinliği ile Rayleigh dalga boyu arasındaki oranın önemli bir etkiye sahip olduğunu belirtmişlerdir. Bunların yanı sıra titreşim yalıtımındaki ana parametreleri inceleyen çok sayıda nümerik çalışma [11-15] da mevcuttur. Çoğunlukla sonlu elemanlar ve sınır elemanlar yöntemleri kullanılarak içi boş ve dolu hendeklerin yalıtım performansı karşılaştırılmış; hendek derinliği, genişliği ve malzeme etkisi gibi parametreler incelenmiştir. Woods [5] ve Al-Hussaini [11] hendek genişliğinin yalıtım verimliliğine etkisinin, çok az olduğunu sonucuna varmışlardır. Bu nümerik çalışmalarda [11-15] içi boş hendeklerin dolu hendeklere göre daha iyi bir yalıtım sağladığı görülmüştür.

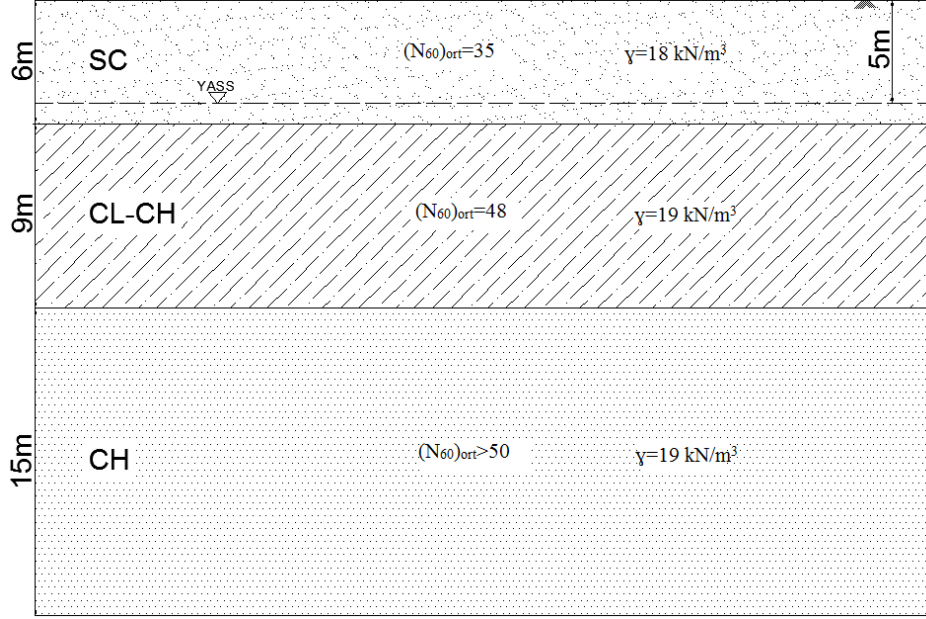
Mevcut çalışmada içi boş hendek tipi dalga bariyerler kullanılarak tam ölçekli saha deneyleri düzenlenmiştir. Titreşim çıkış frekansı, hendek derinliği gibi parametrelerin titreşim yalıtımına etkisi incelenmiştir.

2. YÖNTEM VE GEREÇLER

2.1. Zemin Özellikleri

Hendek tipi dalga bariyerlerinin titreşim yalıtımı performansını belirlemek için sahada belirli frekanslarda titreşimler oluşturulması amaçlanmıştır. Oluşturulan titreşimler haricinde istenmeyen gürültülerin olmaması için Bayır'da (Menteşe, Muğla) olası titreşim kaynaklarından uzakta bir tarım arazisi deney yeri olarak seçilmiştir. Öncelikle sahanın fiziksel ve dinamik özelliklerini belirlemek için kapsamlı bir zemin etüdü yapılmıştır. Zemin etüdünün ilk aşamasında, derinlikleri 10-30m arasında değişen 5 adet sondaj kuyusu açılmış, her 1.5m'de bir standart penetrasyon deneyi yapılarak örselenmemiş numuneler alınmıştır. Yüzeyden itibaren ilk 6m boyunca killi kum (SC) tabakası, sonrasında ise düşük-yüksek plastisiteli kil

(CL-CH) tabakası mevcuttur. Yeraltı su seviyesi 5m derinlikte gözlenmiş, zemin profili Şekil 1'deki gibi tespit edilmiştir.



Şekil 1. Zemin Profili

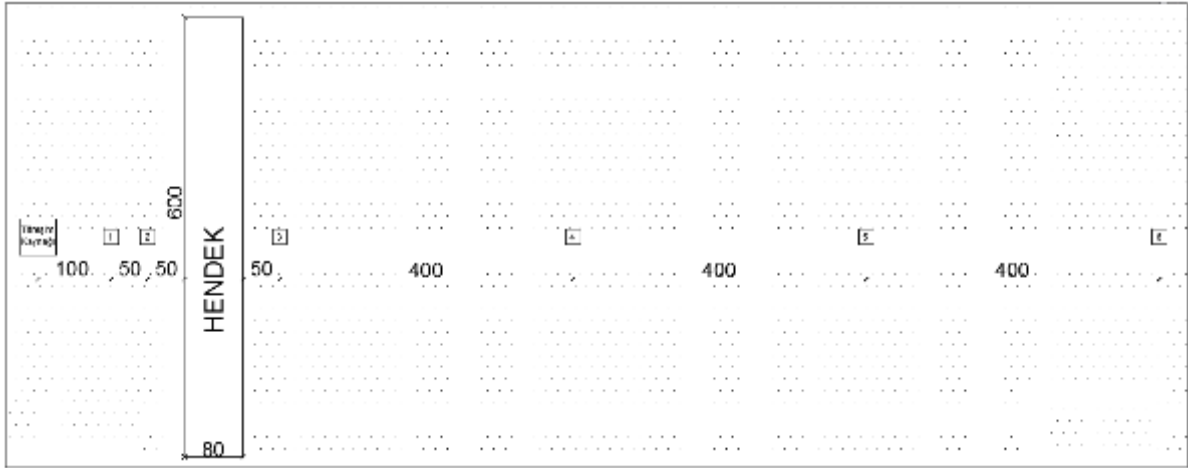
Zemin etüdünün ikinci kısmında sahanın dinamik özelliklerini saptamak için Çok Kanallı Yüzey Dalgası Analizi (Multichannel Analysis of Surface Waves-MASW) ve Mikrotremör testleri yapılmıştır. MASW testi düzenlemek için 24 adet jeofon, 3'er metre aralıklarla sahanın eni ve boyu doğrultusunda yerleştirilmiştir ve sonuç olarak Şekil 2'de verilen ortalama Kayma (S) dalgası profili elde edilmiştir. 2 defa tekrarlanan Mikrotremör testi sonucunda da arazinin hakim titreşim periyodu 0.32s olarak bulunmuştur.



Şekil 2. Ortalama S-Dalgası Profili

2.2. Saha Titreşim Deneyleri

Sahada titreşim oluşturmak için 30cm x 48cm büyüklüğünde tablalı kompaktör kullanılmıştır. Kompaktör, 20-80 Hz aralığında çalıştığı için çıkış frekansları 25 Hz, 50 Hz ve 70 Hz olarak seçilmiştir. Oluşturulan titreşimlerin genliğini ölçmek için, -2g ile +2g aralığında $10^{-6}g$ hassasiyetinde ölçüm yapabilen 6 adet ivme sensörü arazide Şekil 3'te gösterildiği gibi yerleştirilmiştir. Bu sensörler, 24 bit'lik A/D (analog-dijital dönüştürücü) dinamik veri toplama cihazına bağlanarak 200Hz örnekleme hızında ivmeler ölçülmüştür. Arazide, titreşimlerin kendiliğinden ne kadar azaldığını tespit etmek için, öncelikle sensörler hendek yokken yerleştirilmiş ve belirlenmiş olan frekanslarda (25 Hz, 50 Hz ve 70 Hz) kompaktörle oluşturulan titreşimler, düşey doğrultuda ivme cinsinden ölçülmüştür.



Şekil 3. Sensör Yerleşim Planı



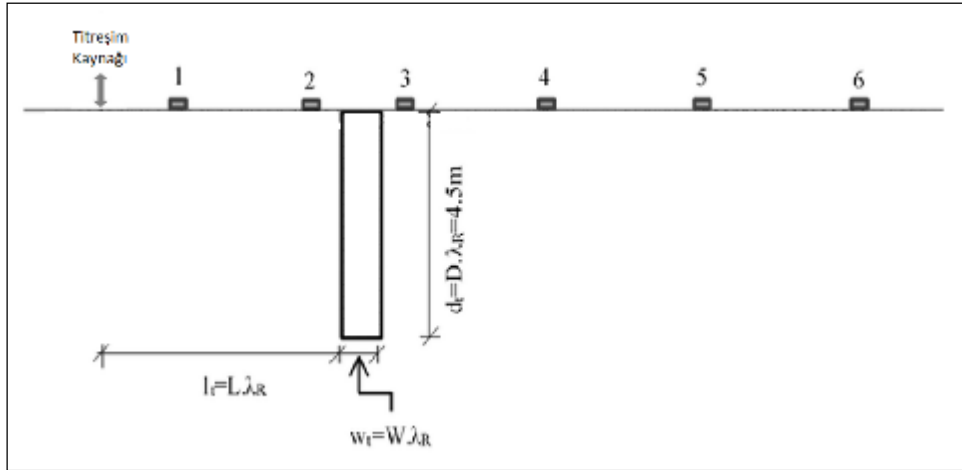
(a)



(b)

Şekil 4. Arazide Sensör Yerleşimi (a) Hendeksiz Durum (b) İçi Boş Hendek

Hendek genişliğinin, titreşim yalıtımına etkisinin oldukça az olduğu [5, 11] için uygulamada kolay olması adına hendek, 80cm genişliğinde kazılmıştır. Hendek derinliği yeraltı su seviyesinin 5m olduğu dikkate alınarak 4.5m olarak seçilmiş, hendek kazısı tamamlandıktan sonra ise aynı frekanslarda oluşturulan titreşimler, aynı yerlerde düşey doğrultuda ölçülmüştür.



Şekil 5. Deney Modeli

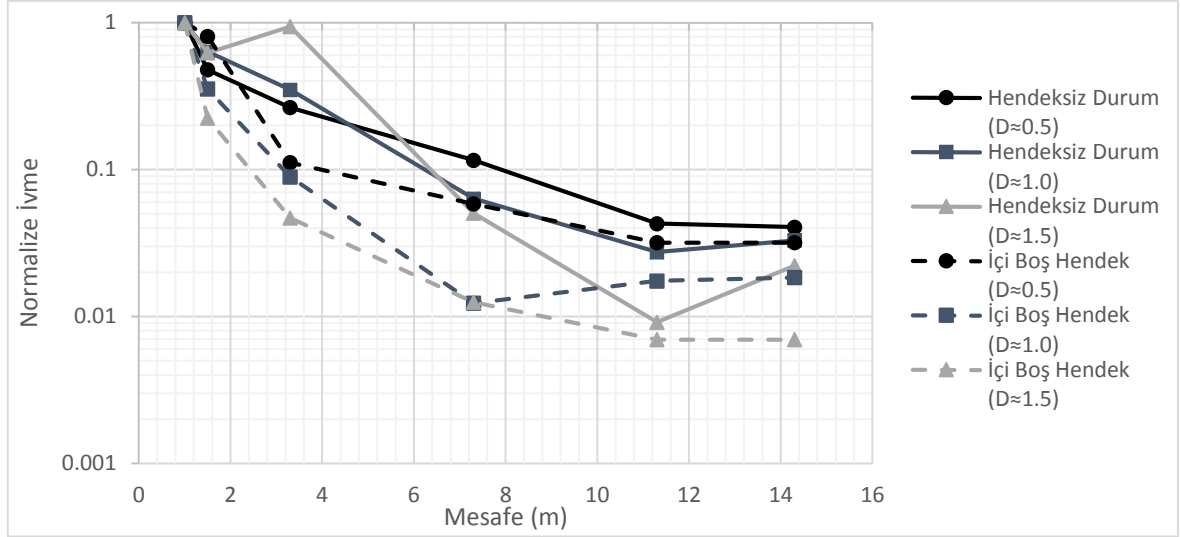
3. BULGULAR

Dalga bariyerlerinin titreşim yalıtım performansı ile Rayleigh dalga büyüklüğü arasındaki ilişkiyi [5, 6] hesaba katmak için öncelikle Şekil 5'te gösterilen kaynak-hendek arası mesafe (l_t), hendek derinliği (d_t) ve hendek genişliği (w_t), Rayleigh dalgası büyüklüğüne göre normalize edilmiştir. Normalize edilmiş boyutlar (L , D ve W) Tablo 1'deki gibidir.

Tablo 1. Rayleigh Dalga Boyu-Normalize Edilmiş Hendek Boyutları

Frekans (Hz)	λ_R	$D=d_t/\lambda_R$	$L=l_t/\lambda_R$	$W=w_t/\lambda_R$
25	8.51	0.53	0.23	0.094
50	4.26	1.06	0.47	0.188
70	3.04	1.48	0.66	0.263

Hendeksiz durum ve 4.5 m derinlikli içi boş hendek durumlarında her sensörde elde edilen maksimum ivme genlikleri bulunmuştur. Ardından bu değerler 1. sensördeki ivmeye göre normalize edilmiştir. Buna göre normalize edilmiş ivmelerin kaynaktan uzaklığa göre değişimi Şekil 6'daki gibi elde edilmiştir.



Şekil 6. Hendeksiz ve Hendekli Durumlarda Arazide İvme Azalımı

Titreşim kaynağından uzaklaşıldıkça ivmenin azaldığı Şekil 6'da açıkça görülmektedir. Hendeksiz durumda ivmeler yaklaşık 7m sonra ilk ivmenin %10'una düşerken hendekli durumda kaynaktan 4m sonra tüm normalize ivmeler bu seviyeye inmiştir. 3. sensörde (hendedğin yakınında) ivme azalımı belirginken 5. ve 6. sensörlerde (hendekten uzakta) hendekli durum ile hendeksiz durumdaki ivme genlikleri birbirine daha yakındır. Çünkü dalga bariyerinden uzaklaşıldıkça hareketin kendisi sönümlenmiş, ivme genlikleri çok küçük olduğu için belirgin bir azalım görülemez.

Her sensörde elde edilen kayıtlar frekans uzayında da incelenmiş ve maksimum Fourier büyüklükleri bulunmuştur. Bu Fourier genlikleri yine ilk sensörde elde edilen maksimum genliğe göre normalize edilmiştir. Yalıtım miktarının frekansa göre nasıl değiştiğini tespit etmek için hendekli durumdaki normalize Fourier genliği ile hendeksiz durumdaki normalize Fourier genliği oranlanarak bir azalım oranı (A_R) tanımlanmıştır. Azalım hendekten sonra beklendiği için sadece hendekten sonraki sensörlerde (#3, #4, #5 ve #6) A_R hesaplanmış, bu değerler de Tablo 2'deki gösterilmiştir.

Tablo 2. Normalize Hendek Derinliklerine Göre Azalım Oranları (A_R)

D	A_R				ORTALAMA
	#3	#4	#5	#6	
0.5	0.28	0.79	0.61	0.91	0.65
1.0	0.32	0.24	0.61	0.34	0.38
1.5	0.02	0.13	0.32	0.24	0.18

Titreşim frekansı arttıkça Rayleigh dalga boyu azalmış, böylece normalize edilmiş hendek derinliği de artmıştır. Buna göre hendekten sonraki her bir noktada normalize edilmiş hendek derinliği arttıkça azalım oranı düşmüş, daha iyi bir yalıtım performansı görülmüştür. Dalga bariyerinden uzaklaşıldıkça azalım oranı ise artmıştır. Çünkü daha önceden de söylenildiği gibi

hendekten uzaklaştıkça titreşimler giderek sönümlenmiş, hendeksiz durumdaki ile hendekli durumdaki genlikler birbirine çok yakınlaşmıştır.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada içi boş hendek tipi dalga bariyerlerinde titreşim frekansı ve hendek derinliğinin titreşim yalıtım performansına etkisi incelenmiş ve aşağıdaki sonuçlar görülmüştür:

- ✓ Titreşim yalıtımında Rayleigh dalga boyunun ve hendek derinliğinin yalıtım performansına etkisi açıkça görülmüş, Rayleigh dalga boyuna göre normalize edilmiş hendek derinliği (D) arttıkça titreşim yalıtım performansının yükseldiği belirlenmiştir.
- ✓ Yapılan saha testleri doğrultusunda hendek tipi dalga bariyerlerin, D=0.5 iken %35, D=1.0 iken %62 ve D=1.5 iken ise %82 oranında titreşimleri azaltabildiği sonucuna varılmıştır. Ancak unutulmamalıdır ki, elde edilen bu sonuçlar farklı zeminlerde değişkenlik gösterebilir.
- ✓ Titreşim frekansı arttıkça Rayleigh dalga boyu azalır ve buna bağlı olarak normalize edilmiş hendek derinliği de artar. Bu nedenle titreşim frekansı arttıkça daha iyi bir yalıtım performansı elde edilmiştir. Bu performansın diğer bir nedeni de yüksek titreşim frekanslarında zeminin sönüm oranının yüksek olmasıdır.
- ✓ Hendeğin hemen ardındaki noktada yalıtım performansının en yüksek olduğu ve hendekten uzaklaştıkça bu performansın azaldığı görülmüştür. Bu durumun ortamdaki gürültüden veya alt tabakalardan yansıyan dalgaların hendekten uzak noktalarda yüzey dalgalarıyla üst üste binmesinden kaynaklanmış olduğu düşünülmektedir.

TEŞEKKÜR

Bu proje, Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi Rektörlüğü Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi tarafından 13-05 koduyla desteklenmiştir. Destek ve yardımlardan dolayı BAP Koordinatörlüğüne teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- [1] Miller, G.F., ve Pursey H. (1955), "On the Partition of Energy between Elastic Waves in a Semi-Infinite Solid", Proc. Roy. Soc. Lond, Ser. A, Vol 233, 55-69.
- [2] Richart, F. E., Hall, J. R., ve Woods, R. D. (1970), "Vibrations of Solids and Foundations", Prentice-Hall.
- [3] Ashwani, J., ve Soni D.K., "Foundation vibration isolation methods", 3rd Wseas International Conference on Applied and Theoretical Mechanics, 14-16 Aralık 2007, Tenerife, İspanya.
- [4] Çelebi, E., Fırat, S., Beyhan, G., Cankaya, I., Vural, I., ve Kırtel O. (2009), "Field experiments on wave propagation and vibration isolation by using wave barriers", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 29, 824-833.
- [5] Woods, R. D. (1968), "Screening of surface waves in soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division (ASCE), Vol 94 (4), 951-979.
- [6] Ulgen, D., ve Toygar, O. (2015), "Screening effectiveness of open and in-filled wave barriers: A full-scale experimental study", Construction and Building Materials, Vol 86, 12-20.

- [7] Dolling, H. J. (1965), “Schwingungsisolierung von Bauwerken durch tiefe auf geeignete Weise stabilisierte Schlütze (Vibration isolation of buildings by means of deep, suitably stabilized trenches)”, VDI Bericht, Vol 88. 37-41.
- [8] Dolling, H. J. (1970), “Abschirmung von erschütterungsdurchbodenschlütze (Isolation of vibrations by trenches)”, Die Bautechnik, Vol 6, 193-204.
- [9] Haupt, W. A., “Model tests on screening of surface waves”, Xth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 15-19 Haziran 1981, Stockholm, İsveç.
- [10] Alzawi, A., ve El Naggari M. H. (2011), “Full scale experimental study on vibration scattering using open and in-filled (Geofoam) wave barriers”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 31(3), 306–317.
- [11] Al-Hussaini T. M., “Vibration isolation by wave barriers” PhD Dissertation, Buffalo: State University of New York, 1992.
- [12] Beskos, D. E., Dasgupta, G , ve Vardoulakis, I. G. (1986), “Vibration Isolation Using Open or Filled Trenches”, Computational Mechanics, Vol 1, 43-63.
- [13] Tsai P., ve Chang, T. (2009), “Effects of open trench siding on vibration-screening effectiveness using the two-dimensional boundary element method”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 29, 865-873.
- [14] Saikia, A., ve Das, U. K. (2014), ”Analysis and design of open trench barriers in screening steady-state surface vibrations”, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol 13, 545-554.
- [15] Ekanayake, S. D., Liyanapathirana, D. S., ve Leo C. J. (2014), “Attenuation of ground vibration using in-filled wave barriers”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 67, 290-300.
- [16] Massarsch, K. R., “Vibration Isolation Using Gas-Filled Cushions”, Geo-Frontiers Congress, 24-26 Ocak 2005, Austin, Teksas, ABD.

ÖN YÜZÜ BETON KAPLI KAYA DOLGU BARAJLARIN DEPREM YÜKLERİ ALTINDAKİ İVME TEPKİLERİNİN İNCELENMESİ

ACCELERATION RESPONSE OF CONCRETE FACED ROCKFILL DAMS SUBJECTED TO EARTHQUAKE LOADING

Selda DURMAZ¹

Deniz ÜLGEN²

ABSTRACT

Concrete faced rockfill dams (CFRD) are usually preferred by engineers since they have economic benefits, can be constructed high and they are safe against earthquakes. Investigation of dynamic response of these dams, commonly used in earthquake regions, have gained significant importance in recent years. For this reason, in the present study, response of CFRD under seismic loads are evaluated using finite element and equivalent linear methods. In dynamic analyses, seismic behavior of CFRD dams with varying slopes and heights are examined under four different scenario earthquakes. In consequence of analyses, variation of acceleration along dam body and horizontal displacements of dam are scrutinized. Furthermore, the effects of ground motion parameters and dam geometry on the dynamic behavior of CFRD are investigated.

Keywords: Rockfill dams, newmark method, finite element, acceleration response

ÖZET

Ön yüzü beton kaplı kaya dolgu (ÖYBKKD) barajlar yüksek inşa edilebilmesi, ekonomik avantajı ve depreme karşı dayanıklı olması nedeniyle mühendisler tarafından sıklıkla tercih edilmektedir. Son yıllarda, deprem bölgelerinde yaygın olarak kullanılan bu barajların dinamik tepkilerinin incelenmesi büyük önem kazanmıştır. Bu sebeple mevcut çalışmada, ÖYBKKD barajların sismik yükler altındaki tepkileri, sonlu elemanlar ve eşdeğer analiz yöntemi kullanılarak değerlendirilmiştir. Analizlerde, eğimleri ve yükseklikleri değişen ÖYBKKD barajların sismik davranışları, dört farklı senaryo deprem altında incelenmiştir. Yapılan analizler neticesinde, ivmenin baraj gövdesi boyunca değişimi ve barajda meydana gelen yatay yer değiştirmeler irdelenmiştir. Ayrıca, yer hareketi parametrelerinin ve baraj geometrisinin, ÖYBKKD barajların dinamik davranışını üzerindeki etkileri araştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Kaya dolgu barajlar, newmark metodu, sonlu elemanlar, ivme tepkisi.

*¹ Araş.Gör., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, seldadurmaz_22@hotmail.com

² Yar.Doç.Dr., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, denizulgen@gmail.com

1. GİRİŞ

Dünya nüfusundaki ve sanayileşmedeki hızlı artış, küresel ısınmanın etkilerinin hissedilir oranlara ulaşması su kontrolü ile ilgili stratejilerin geliştirilmesinde önemli rol oynamıştır. İçme suyu, sulama, taşkın kontrolü, enerji üretimi gibi hayati ihtiyaçlarımızı karşılamak amacıyla kullanılan, su kontrolündeki en etkin çözümlerden biri barajlardır. Ülkemizde, birçok barajın deprem yönünden yüksek risk taşıyan bölgelerde yapılması nedeniyle, barajların deprem yükleri altındaki davranışının incelenmesi büyük önem taşımaktadır. Depreme karşı dayanıklılığı, ani yüklemelerde boşluk suyu basıncı oluşumuna izin vermemesi, inşa sonrası kret oturmalarının düşük miktarlarda olması ÖYBKKD barajlara olan ilgiyi arttırmıştır.

Okamoto [1] barajın kret bölgesinin barajın alt kısmına göre daha fazla titreştiğini, bu yüzden de toprak dolgu barajların tasarım aşamasında kret bölgesine fazlasıyla dikkat edilmesi gerektiğini söylemektedir. Özkan [2] (1998) bazı kaya dolgu barajlarda meydana gelen hasarları listelemiştir. Eylül 1985'te Meksika'daki 8.1 büyüklüğündeki depremde, 60 m yüksekliğindeki La Villita kaya dolgu barajında krette çatlaklar oluşmuş ve kaya dolgu zonunda yaklaşık 40 cm çökme gözlemlenmiştir. Bundan başka 5 Mayıs 1986'da, Türkiye'deki M=5.8 büyüklüğündeki Malatya depreminde, 57 m yüksekliğindeki Sürgü Barajı'nda, krette maksimum çatlak oluşmuş ve kretin memba kısmında 15 cm çökme görülmüştür. Literatürde barajlarda meydana gelen deformasyonlarla ilgili iyi tanımlanmış bir üst limit bulunmasa da, Hyness-Griffin ve Franklin [3] (1984) 100cm büyüklüğünde bir limit deformasyon önermiştir.

Bayraktar ve Kartal [4] (2010) ÖYBKKD barajlardaki beton kaplamanın deprem anındaki doğrusal ve doğrusal olmayan davranışlarını inceledikleri çalışmalarında Torul barajını modellemiş ve beton kaplamanın kret bölgesinde dolgu malzemesinden daha çok deformasyon yaptığını gözlemlenmişlerdir. Liu v.d [5] (2014) sarsma tablası kullanarak depreme dayanıklı kaya dolgu baraj kriterleri üzerinde durmuşlardır. Kret bölgesinde geogrid kullanımı, mansap bölgesindeki şevin kaya bloklar kullanılarak desteklenmesi, kret bölgesindeki dolgu malzemesi ile kaya dolgu arasına bağlayıcı madde uygulanması veya tamamen beton blok uygulaması yapılması gibi dört farklı güçlendirme yöntemi değerlendirilmiştir.

Zhou v.d [6] (2010) yükseklik, vadi genişliği, baraj eğimi ve deprem spektrumlarının, barajların sismik tepkileri üzerindeki etkilerini incelemek için yaptıkları 1200 analiz sonucunda, vadi genişliği arttıkça baraj gövdesinde oluşan maksimum ivmelerin baraj ekseninden kıyılarına doğru ötelendiği sonucuna varmışlardır. Ayrıca şev eğimindeki azalmaya (vadi genişliğinin artması) bağlı olarak krette oluşan maksimum ivme değerlerinde düşme gözlemlenmiştir. Yu v.d [7] (2012) kaya ve toprak dolgu barajların sismik tepkilerini etkileyen faktörleri incelemişlerdir. Yapılan çalışmalar sonucunda artan maksimum yer ivmesi karşısında maksimum kret ivmesinin azaldığı, barajın krete yakın bölümlerinde ivme büyütme oranlarında daha hızlı artış gözlemlendiği, şev eğimlerinin barajlardaki sismik tepkiler üzerindeki etkilerinin önemsiz derecelerde olduğunu belirtmişlerdir. Özener ve Beşli [8] (2014) toprak dolgu ve kaya dolgu barajların sismik tepkilerinin, baraj yüksekliği, şev eğimi ve maksimum yer ivmesi gibi değişkenlerle olan ilişkilerini incelemişlerdir. Yapılan analizler sonucunda maksimum yer ivmesindeki artışın, ivme büyütme oranlarında azalmaya sebep olduğu görülmüştür. Bununla birlikte, büyütme oranlarının baraj üst bölümünde krete oranla daha yüksek olduğu yönünde sonuçlar elde edilmiştir. İvme artışlarının şev eğimleri ile olan ilişkisi incelendiğinde, eğim değişimlerinin en çok baraj üst bölgesini etkilemesine karşın, barajların genel tepkilerinin bu değişimlerden ihmal edilebilir düzeyde etkilendiği sonucuna varmışlardır.

Bu çalışmada, ÖYBKKD barajların deprem yükleri altındaki davranışlarının araştırılması ve dinamik tepkilerinin incelenmesi hedeflenmiştir. Bu amaçla, sonlu elemanlar metodu ile hesap yapan QUAKE/W bilgisayar programı kullanılarak farklı geometrik özelliklere sahip ÖYBKKD baraj modellerinin dinamik nümerik analizleri gerçekleştirilmiştir. Dinamik analizler, farklı frekans içeriğine sahip maksimum yer ivmeleri 0.2g ve 0.6g'ye göre

ölçeklendirilmiş 4 farklı gerçek deprem kaydı altında yapılmıştır. Yapılan analizler sonucunda, baraj modellerinin dinamik davranışı ve baraj gövdesinin ivme tepkileri incelenmiştir. Analizlerden elde edilen sonuçlar, malzeme parametreleri ve baraj geometrik özellikleri ile ilişkilendirilerek ivme ve deplasman tepkileri ve baraj periyodunun maksimum yer ivmesi ile değişimi değerlendirilmiştir.

2. BARAJ MODELLEMESİ

2.1. Baraj Geometrilerinin Oluşturulması

Geometrik modelleme yapılırken memba ve mansap şev eğimlerinin birbirine eşit ve 1:1.4, 1:1.8 olmasına karar verilmiştir. Memba şevine, geçirimsizliği sağlamak amacıyla uygulanacak olan beton kaplamanın kalınlığının 50cm olarak seçilmesi literatürdeki çalışmalarla da örtüşmektedir. Oluşturulan modellerde 100m ve 200m olmak üzere iki farklı yükseklik kullanılmıştır. Kret genişliği, baraj yükseklikleriyle orantılı olacak şekilde 10m ve 20m olarak seçilmiştir.

2.2. Dolgu Malzemesinin Seçimi

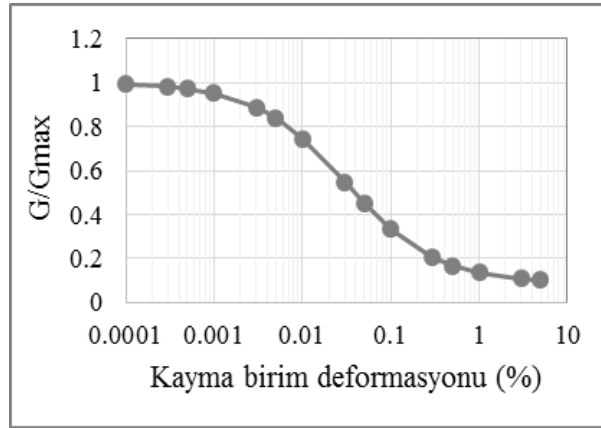
Baraj gövdesinde dolgu malzemesi olarak kullanılacak olan kaya malzemenin özellikleri Tablo 1’de verilmiştir. Sismik yüklemelere maruz kalan barajlardaki en önemli parametreler kayma modülü ve sönümlenme oranıdır. Deprem gibi tekrarlı yüklere maruz kalan malzemelerde, yüklenme boyunca birim şekil değiştirmeler artarken kayma modülü azalmaktadır. Buna bağlı olarak da sönümlenme oranlarının yüzdeleri artmaktadır. Malzemedeki doğrusal olmayan bu davranışı analize yansıtılabilmek için Jia v.d. [9] kaya dolgular için önerdiği birim şekil değiştirmeye bağlı kayma modülü değişimi ve sönüm oranı değişimi eğrileri kullanılmıştır (Şekil 1). Baraj gövdesi boyunca etkin gerilmeye bağlı olarak malzemedeki maksimum kayma modülünde artış gözlemlenir. Bu artışın analizlere yansıtılabilmesi için maksimum kayma modülünün (G_{max}) hesaplanmasında Hardin v.d [10] tarafından önerilen ilişki (Eş. 1) kullanılmıştır.

$$G_{max} = 3230 \cdot \frac{(2.973 - e)^2}{(1 + e)} \cdot AKO^k \cdot (\sigma'_m)^{1/2} \quad (1)$$

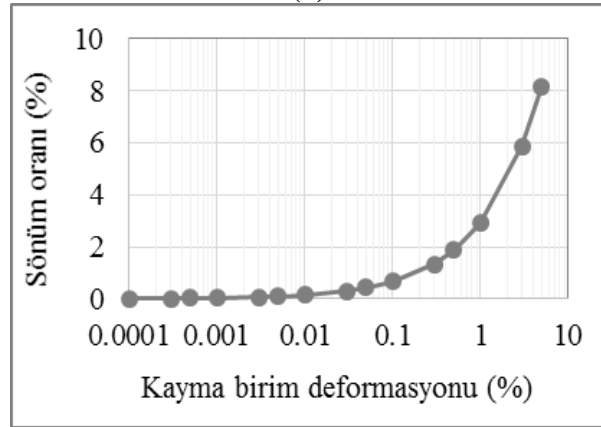
burada, e boşluluk oranını, σ'_m etkin ortalama asal gerilmeyi, AKO ve k aşırı konsolidasyon oranı ve bu orana bağlı sabiti temsil etmektedir.

Tablo 6. Baraj Dolgu Malzemesinin Özellikleri

İçsel Sürtünme Açısı (ϕ) ($^\circ$)	Poisson Oranı	Kohezyon (kN/m^2)	Doygun Birim Ağırlık (kN/m^3)	Kuru Birim Ağırlık (kN/m^3)
40	0,2	0	24	22



(a)



(b)

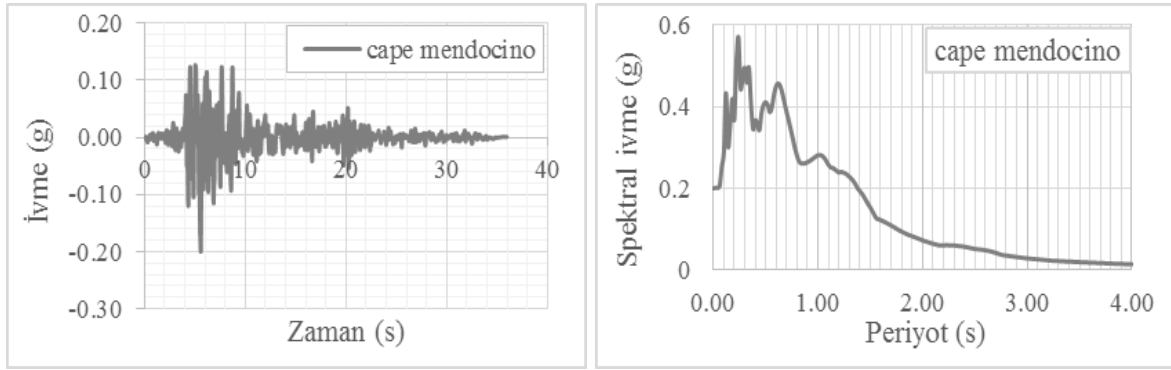
Şekil 36. Kaya Dolgu Malzemesi Eğrileri (a) Kayma Modülü Azalım Eğrisi (b) Sönüm Oranı Eğrisi (Jia v.d [9])

3. SENARYO DEPREMLERİNİN SEÇİMİ

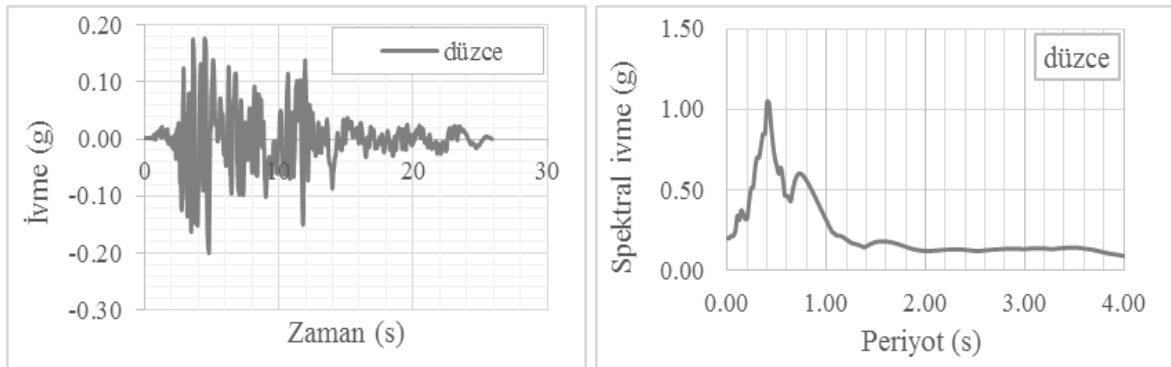
Yapılan analizlerde Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezinin Kuvvetli Yer Hareketleri Veritabanından alınan gerçek deprem kayıtları kullanılmıştır. Barajın farklı frekans içeren dinamik hareketlerdeki tepkilerini belirlemek amacıyla, farklı baskın periyotlara sahip deprem kayıtları seçilmiştir (Tablo 2). Seçilen deprem kayıtları maksimum yer ivmeleri 0.2g ve 0.6g olacak şekilde ölçeklendirilmiştir. Bu depremlerin ivme zaman grafikleri ve tepki spektrumları Şekil 2’de sunulmuştur.

Tablo 7. Kullanılan Deprem Kayıtları

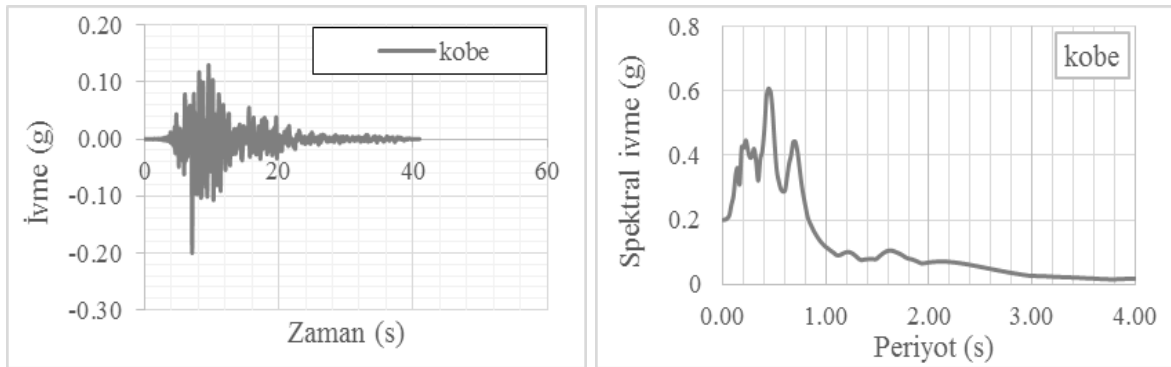
Adı	Tarih	Maksimum yer ivmesi(g)	Baskın Periyot (s)	Moment Büyüklüğü (M_w)
Cape Mendocino	1992	0.385	0.12	7.1
Northridge	1994	0.401	0.22	6.7
Kobe	1995	0.503	0.44	6.9
Düzce	1999	0.348	0.82	7.1



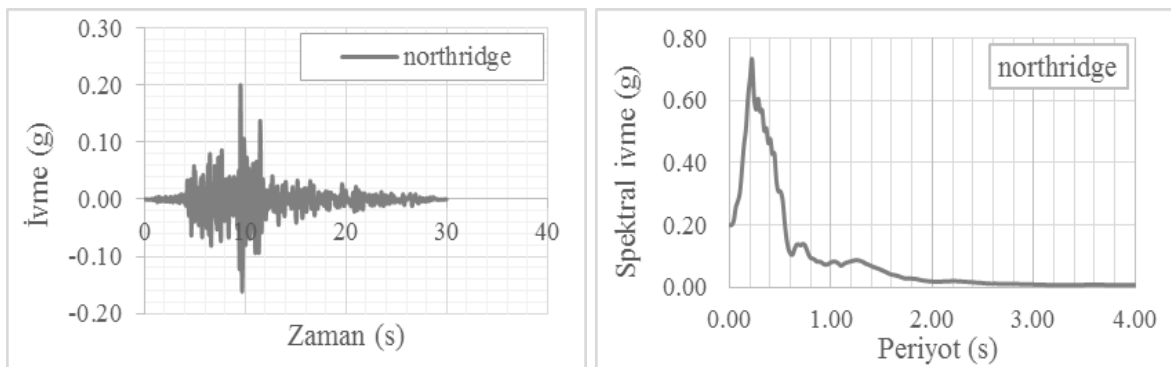
(a)



(b)



(c)

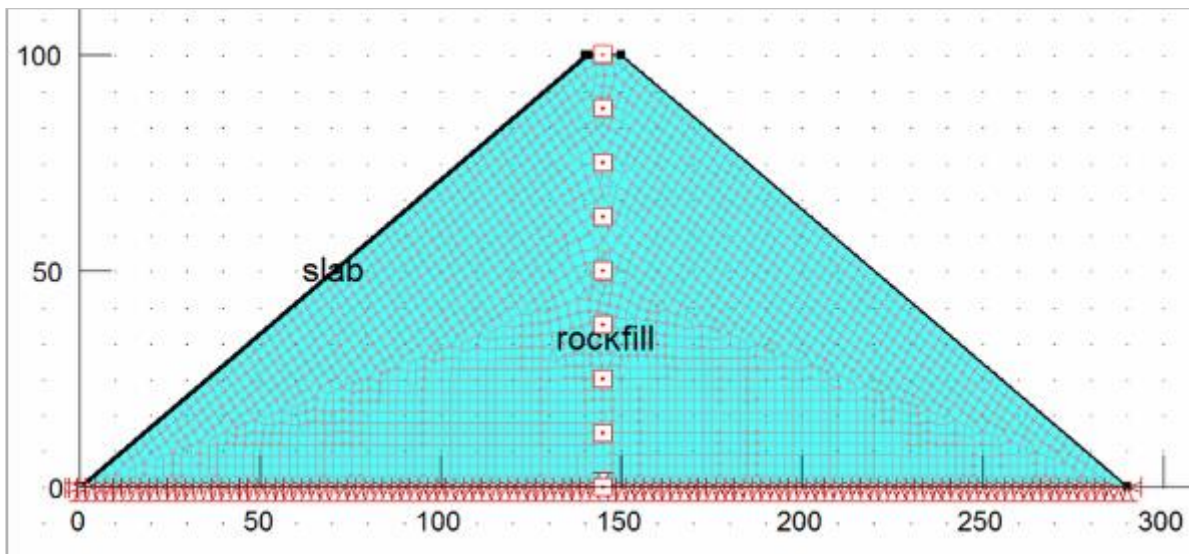


(d)

Şekil 37. Analizlerde Kullanılan Depremlerin İvme-Zaman Grafikleri ve Tepki Spektrumları (a)Cape Mendocino (b)Düzce (c)Kobe (d)Northridge

3. DİNAMİK ANALİZ

Dinamik analizler, sonlu elemanlar yöntemi kullanarak hesap yapan QUAKE/W paket programı ile gerçekleştirilmiştir. Bu programda, dinamik analizler 2 boyutlu düzlem birim şekil değiştirme (2D plain strain) koşullarında gerçekleştirilebilmekte ve zeminin dinamik yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı eşdeğer doğrusal modelleme yöntemi ile çözülebilmektedir. Böylece, deprem yüklerine maruz kalan kaya dolgu malzemesindeki kayma mukavemeti ve sönüm oranındaki değişimler analizlere yansıtılabilmektedir. Şekil 3'te analizlerde kullanılan sonlu elemanlar modeli gösterilmiştir. Mansap ve memba şev eğimleri 1:1.4 ve 1:1.8, yükseklikleri 100m ve 200m olan baraj modellerinin tepkileri, 0.2g ve 0.6g maksimum yer ivmelerine göre ölçeklendirilmiş dört farklı deprem senaryosu altında toplam 32 dinamik analiz yaparak incelenmiştir. Dinamik analizde kullanılan parametreler Tablo 3'te özetlenmiştir.



Şekil 38. Sonlu Elemanlar Modeli

Tablo 8. Dinamik Analizde Kullanılacak Parametreler

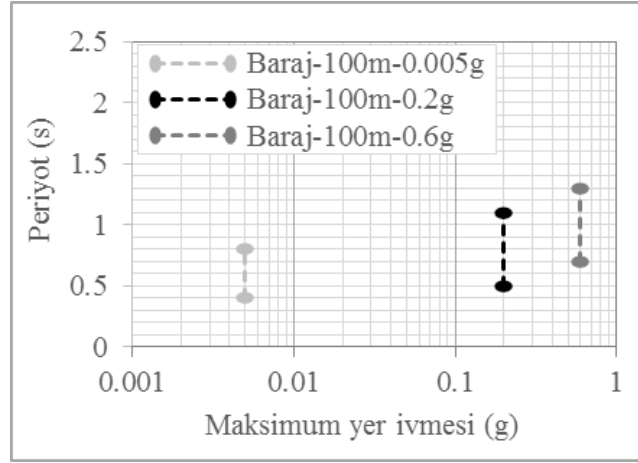
Memba-Mansap Şevi Eğimi	Baraj Yüksekliği (m)	İçsel Sürtünme Açısı (ϕ) ($^{\circ}$)	Maksimum Yer İvmesi (g)
1:1.4- 1:1.8	100-200	40	0.2-0.6

4.BULGULAR

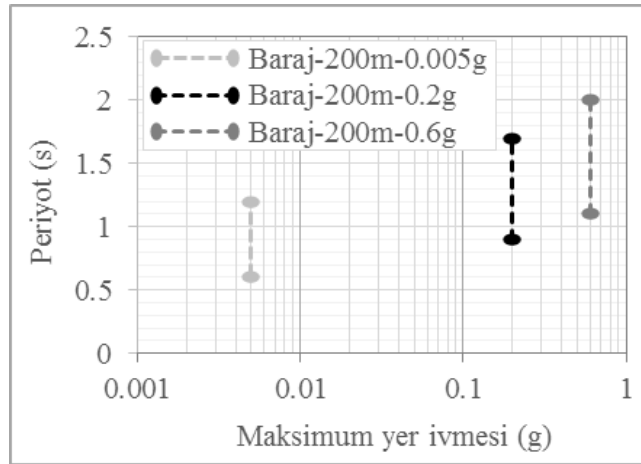
4.1. Baraj Doğal Titreşim Periyodu

Baraj modellerinin doğal titreşim periyodunu belirlemek amacıyla maksimum ivmesi 0.005g'ye göre ölçeklendirilen düşük şiddetteki deprem kayıtları kullanılmıştır. Yapılan dinamik analizler sonucunda, baraj kretinde elde edilen ivme tepki spektrumları, baraj tabanındaki ivme tepki spektrumlarına oranlanarak, ivmelerin hangi frekans veya periyotlarda

ne kadar büyüdüğü veya küçüldüğü belirlenmiştir. Barajın ivmeyi en çok büyüttüğü periyot doğal titreşim olarak kabul edilmiştir (Okamoto [1]). Doğal titreşim periyotları 100m ve 200m yüksekliğindeki barajlar için sırasıyla 0.6s-1.2s ve 0.4s-0.8s aralığında bulunmuştur. Şekil 4, farklı maksimum yer ivmeleri için doğal titreşim periyodu aralığının değişimini göstermektedir. Şekil 4 incelendiğinde doğal titreşim periyodunun maksimum yer ivmesi ile arttığı görülmektedir. Maksimum yer ivmesinin artması ile birlikte kaya dolgu baraj malzemesinin kayma modülü azaldığı için baraj gövdesinin rijitliği azalmakta ve doğal titreşim periyodu yükselmektedir.



(a)

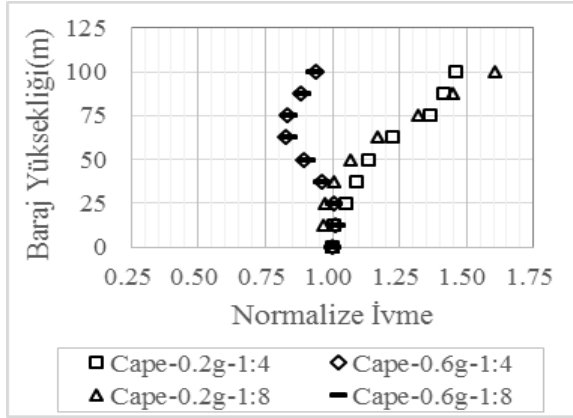


(b)

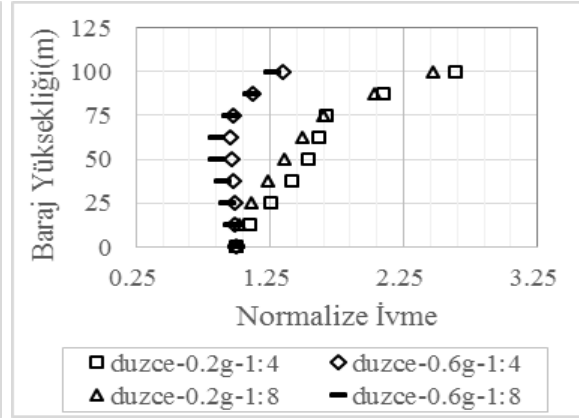
Şekil 39. Baraj Doğal Titreşim Periyodu Aralığının Maksimum Yer İvmesine Göre Değişimi
(a) Baraj Yüksekliği 100m (b) Baraj Yüksekliği 200m

4.2. Baraj Gövdesi Boyunca İvme ve Deplasman Değişimleri

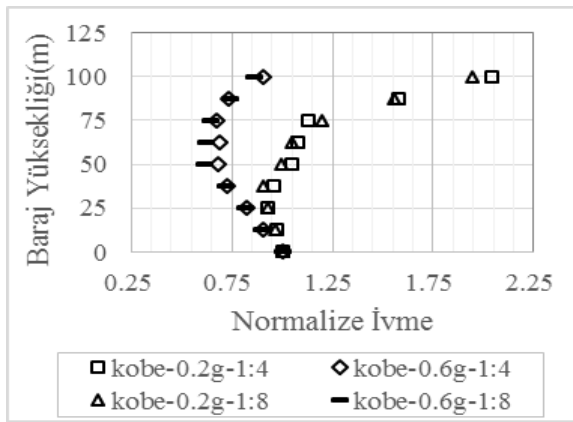
Yapılan dinamik analizler sonucunda, hesaplanan maksimum ivmeler, maksimum yer ivmesi ile normalize edilmiş ve normalize ivme değerlerinin baraj gövdesi boyunca değişimi Şekil 5'te ve Şekil 6'da gösterilmiştir. Bu değerler, yüksekliği 100m olan barajda 12.5m, yüksekliği 200m olan barajda ise 25m aralıklarla verilmiştir. Bununla birlikte, kret ivmelerinin, maksimum yer ivmesine oranının (a_c/a_m) maksimum yer ivmesine göre değişimi Şekil 7'de sunulmuştur.



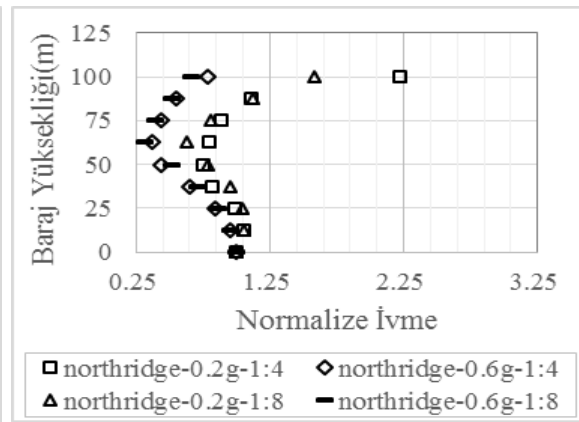
(a)



(b)

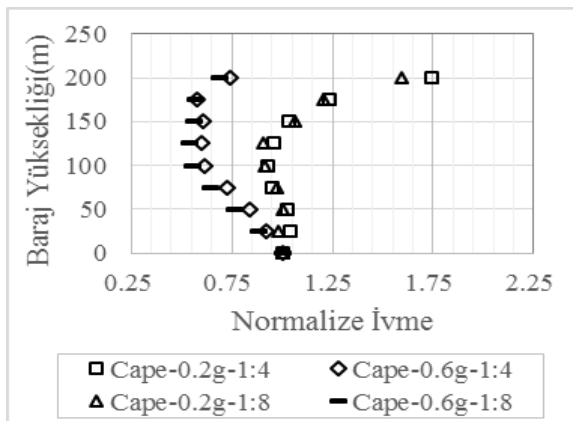


(c)

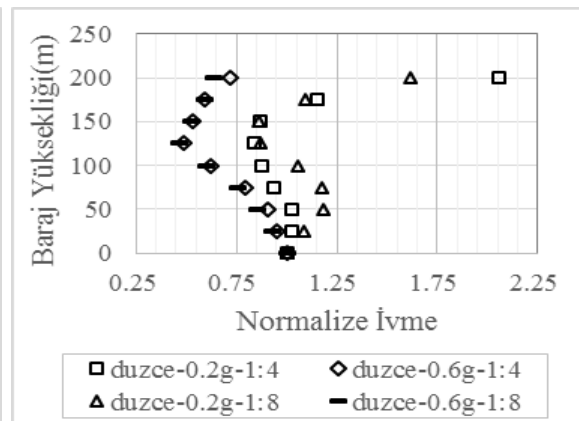


(d)

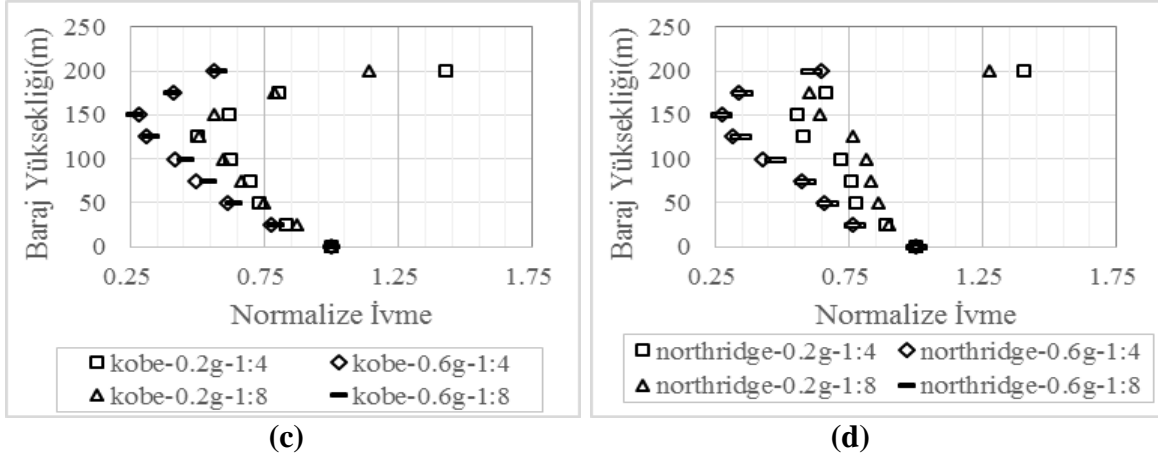
Şekil 40. Yüksekliği 100m Olan Baraj Modelindeki Normalize İvme Değişimi
(a)Cape Mendocino (b)Düzce (c)Kobe (d)Northridge



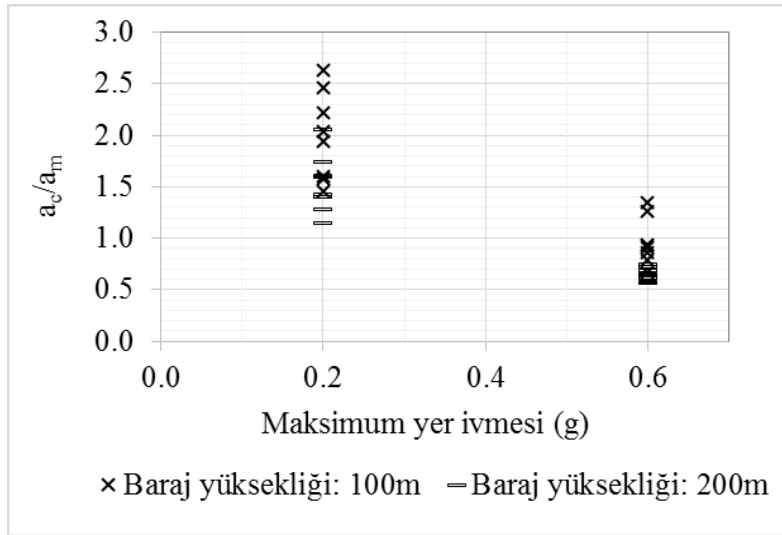
(a)



(b)

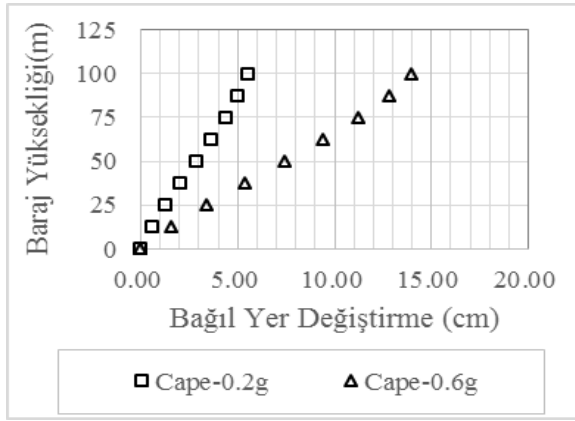


Şekil 41. Yüksekliği 200m Olan Baraj Modelindeki Normalize İvme Değişimi (a)Cape Mendocino (b)Düzce (c)Kobe (d)Northridge

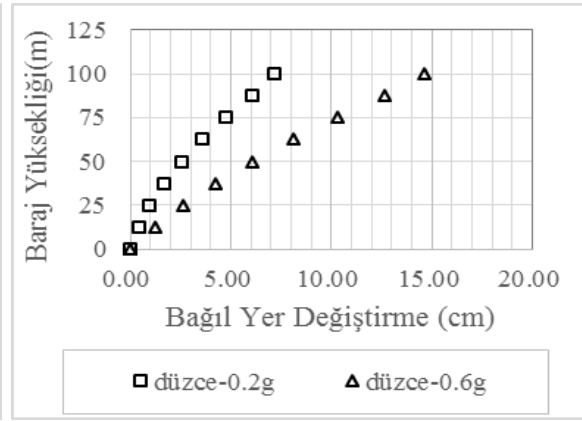


Şekil 42. Maksimum Yer İvmesinin Normalize İvmelere Göre Dağılımı

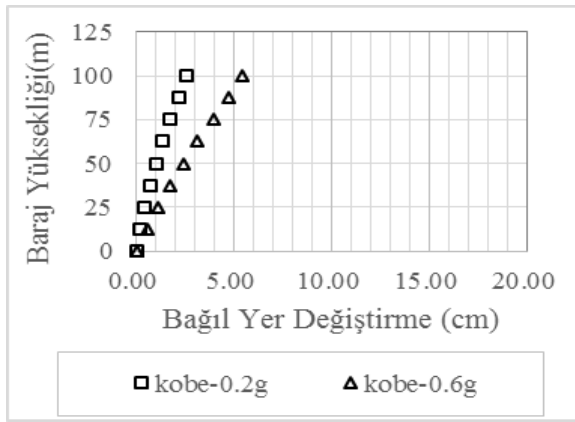
Şekil 5, Şekil 6 ve Şekil 7 detaylı olarak incelendiğinde, baraj gövdesinin eğiminin ivme tepkilerine oldukça az etkisi olduğu tespit edilmiştir. Maksimum yer ivmesi 0.2g ve 0.6g olan deprem hareketleri ile yapılan analizlerde, baraj taban ivmesinin krette sırasıyla 1.1-2.7 ve 0.6-1.4 katına çıktığı belirlenmiştir. Baraj yüksekliği ve maksimum yer ivmesi değeri arttıkça baraj gövdesinde meydana gelen ivme büyütmelerinin azaldığı tespit edilmiştir. Bu durum, baraj doğal titreşim periyodunun artması ile ilişkilendirilebilir. Ayrıca, baraj dolgu malzemesindeki sönüm oranının artması ile ivme büyütmesinin azalmış olabileceği düşünülmektedir. Baraj gövdesi boyunca hesaplanan maksimum yer ivmelerinin, kretin dörtte bir baraj yüksekliği (1/4H) altında kalan seviyeden itibaren ani artış gösterdiği belirlenmiştir. Buna göre, deprem yükleri altında baraj gövdesinde kret bölgesinde meydana gelen deformasyonlar daha yüksek olduğu için Liu v.d [5] tarafından önerilen geogrid güçlendirmesinin oldukça makul olduğu düşünülmektedir. Şekil 8’de ve Şekil 9’da, baraj tabanına göre baraj gövdesinde meydana gelen maksimum bağıl yer değiştirmelerinin değişimini gösteren eğriler verilmiştir. Baraj gövdesi eğiminin maksimum bağıl yer değiştirmesi üzerinde hemen hemen hiçbir etkisi olmadığı belirlenmiştir. Bununla birlikte, yer hareketi parametrelerinin (ivme, frekans ve deprem süresi) baraj yer değiştirme tepkilerinde büyük etkisi bulunduğu tespit edilmiştir.



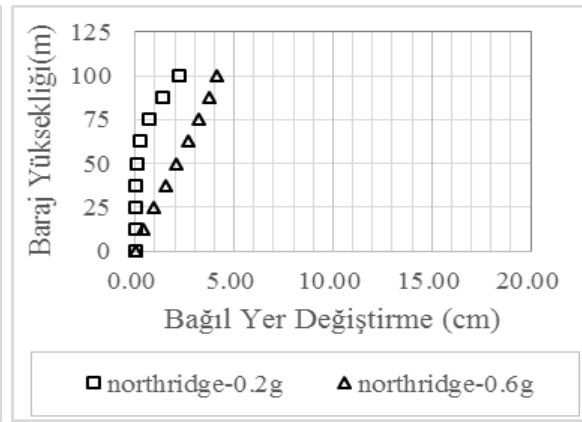
(a)



(b)

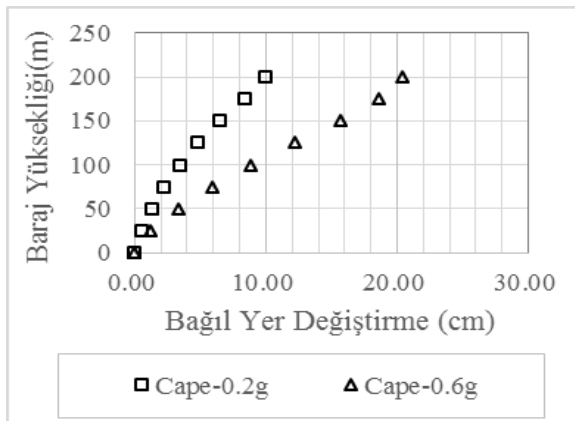


(c)

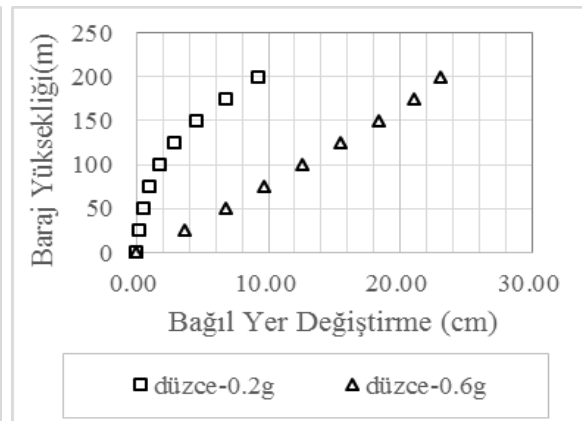


(d)

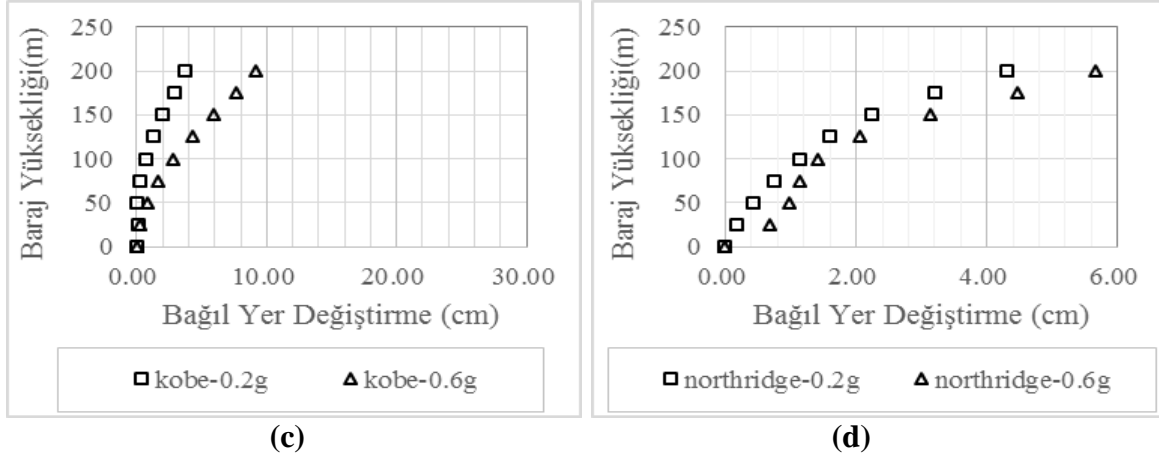
Şekil 43. Yüksekliği 100m Olan Baraj Modelindeki Bağıl Yer Değişirmeler
(a)Cape Mendocino (b)Düzce (c)Kobe (d)Northridge



(a)



(b)



Şekil 44. Yüksekliği 200m Olan Baraj Modelindeki Bağıl Yer Değiştirmeler
(a)Cape Mendocino (b)Düzce (c)Kobe (d)Northridge

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, ÖYBKD barajlarının deprem yükleri altındaki dinamik tepkisi incelenmiştir. Yapılan 32 dinamik analizde, yer hareketi parametrelerinin ve baraj geometrisinin baraj gövdesinin periyodu ve ivme tepkisi üzerine etkisi araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde aşağıdaki sonuçlara varılmıştır:

- 1) Baraj gövdesi eğiminin, baraj gövdesi boyunca meydana gelen ivme ve deformasyonların değişimine etkisinin ihmal edilebilecek kadar düşük olduğu belirlenmiştir.
- 2) Maksimum yer hareketi parametrelerinin barajın dinamik tepkileri üzerinde oldukça etkili olduğu tespit edilmiştir. Bu yüzden tasarım aşamasında senaryo deprem seçiminin çok önemli olduğu düşünülmektedir.
- 3) Baraj periyodunun maksimum yer ivmesi ile arttığı görülmüştür. Maksimum yer ivmesinin artışı ile kaya dolgu malzemesinin birim deformasyonlarının arttığı ve kayma modülünün azaldığı düşünülecek olursa, periyottaki yükselme beklenen bir sonuçtur.
- 4) Maksimum yer ivmesinin ve baraj yüksekliğinin artması ile baraj gövdesinin meydana getirdiği ivme büyötmeleri azalmaktadır. Bu durum, baraj periyodunun ve kaya dolgu malzemesindeki sönüm oranının artması ile ilişkilendirilebilir.
- 5) Baraj kret bölgesinin davranışı incelendiğinde, kretin 1/4 baraj yüksekliği altında olan bölgede ivme ve deformasyon değerlerinde hızlı bir artış gözlemlenmiştir. Kret bölgesinin dinamik tepkilerinin barajın bütününe kıyasla daha yüksek oluşu, bu bölgede güçlendirme yapılmasının uygun olduğunu göstermiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Okamoto, S. (1984), "Introduction to Earthquake Engineering 2nd Edition", University of Tokyo Press, pp.466-477.
- [2] Ozkan, M.Y., 1998. "Review of Considerations on Seismic Safety of Embankment and Earth and Rock-Fill Dams", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 17, pp. 439-458.
- [3] Hyness-Griffin, M.E., Franklin, A.G., 1984. "Rationalizing the Seismic Coefficient Method", Miscellaneous Paper GL-84-13, US Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314.

- [4] Bayraktar, A., Kartal, M. E., “Linear and Nonlinear Response of Concrete Slab on CFR Dam During Earthquake.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2010;30: 990–100
- [5] Liu, J., Liu, F., Kong, X., Yu, L., “Large-scale Shaking Table Model Tests of Aseismic Measures for Concrete Faced Rock-fill Dams” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 61-62(2014)152–163
- [6] Zhou, H., Li, J., Kang, F., “Distribution of Acceleration and Empirical Formula for Calculating Maximum Acceleration of Rockfill Dams” *J. Cent. South Univ. Technol.* (2010) 17: 642–647
- [7] Yu, L., Kong, X., Xu, B. “Seismic Response Characteristics of Earthfill and Rockfill Dams.” 15th world Conference on Earthquake Engineering, 24-28 Eylül 2012, Lizbon
- [8] Özener, P., Beşli, M.K., Investigation of Effects on Seismic Response Characteristics of Earthfill and Rockfill Dams” 10th National Conference on Earthquake Engineering, 21-25 Temmuz 2014, Alaska
- [9] Jia, Y.F., Chi, S.C., “Application of Rockfill Dynamical Characteristic Statistic Curve in Mid-small Scale Concrete Face Dam Dynamic Analysis” 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 Eylül 2012, Lizbon
- [10] Hardin, B.O., and Drnevich, V.P., 1972. “Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves”, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE*, Vol.98, No. SM7, pp. 667-692

KIBRIS ZEMİNLERİNİN ÖZELLİKLERİ VE QUASI TRANSFER SPEKTRUMLARI İLE İLİŞKİSİ

THE PROPERTIES OF THE CYPRUS SOILS AND THE RELATIONSHIP BETWEEN QUASI TRANSFER SPECTRUMS

Cavit ATALAR¹

Braja M. DAS²

Mustafa AKGÜN³

Hilmi DİNDAR⁴

Özkan Cevdet ÖZDAĞ⁵

Yaprak İPEK⁶

ABSTRACT

Swelling clays, alluvial soils, and evaporitic rocks constitute the most soils of Cyprus. North Cyprus is almost completely covered by clayey formations and alluvial soils. The occurrence of Cyprus clays is the result of the alteration of the Troodos ophiolite, the limestones and dolomites of the North Cyprus (Kyrenia) zone and chalks of the South Cyprus zone with biogenic origin and have caused the development of the high montmorillonite (smectite) and calcium carbonate content. Cyprus has a subtropical climate - Mediterranean and semi-arid, warm to hot, dry summers and mild to cool, wet winters. Damages occur at the structures build over the overconsolidated clays of Mesaoria zone and Kythrea Group due to increase in volume, when they get wet and shrink when they dry. Landslides occur at the slopes which contain high clay content. The low bearing capacity alluviums are widespread at Mesaoria plain, Nicosia, Famagusta, east and west shores. Massive damages are found at historical buildings built on alluviums due to settlements and sinkage. During the last 15 years several geotechnical investigations at north and south Nicosia have been reported in the literature which relate to the prevention of damages and restoration to historical buildings. UD, SPT, and core samples taken from the boreholes are tested in the laboratory for mechanical (grading) analysis, moisture content, unit weight, specific gravity, Atterberg limits, and CaCO₃ content. X-ray diffraction (XRD), Scanning Electron microprobe (SEM) and Energy Dispersive X-Ray (EDX) analysis are also conducted. Soil resonance frequency obtained by common evaluation accelerometer & broadband seismograms, Vs30 values (www.usgs.gov), QTS, and soil model at SM03 location and dominant soil vibration periods were determined.

Keywords: Swelling clays, alluvium, marns, smectite, quasi transfer spectrum.

¹ Prof. Dr, Yakın Doğu Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, cavit.atarlar@neu.edu.tr

² Prof. Dr., Dean Emeretus California State University, Sacramento, Henderson, Nevada, U.S.A, brajamdas@gmail.com

³ Prof. Dr., Jeof. Müh., Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü mustafa.akgun@deu.edu.tr

⁴ Jeof. Yük. Müh., Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Jeofizik Mühendisliği Anabilim Dalı, hilmidindar@hotmail.com

⁵ Jeof. Yük. Müh. Uzman, Dokuz Eylül Üniversitesi Rektörlüğü, cevdet.ozdag@deu.edu.tr

⁶ Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü, yaprak.ipek@yandex.com

ÖZET

Kıbrıs zeminlerinin büyük bir bölümünü şişen killer, alüvyonlar ve evaporitik kayalar oluşturur. Kuzey Kıbrıs hemen hemen tamamıyla killi formasyonlar ve alüvyonlar ile kaplıdır. Kıbrıs killeri Trodos ofiyoliti, Kuzey Kıbrıs (Girne) zonundaki kireçtaşı ve dolomitler ile Güney Kıbrıs zonundaki tebeşirlerin killerin oluşumunda kaynak olması ve biyogenik oluşum, killi formasyonların yüksek oranda montmorillonit (smektit) ve kalsiyum karbonat içermelerini sağlamıştır. Mesarya zonu ve Değirmenlik grubunda bulunan aşırı konsolide killi zeminlerin kurak yarı-kurak akdeniz iklimine bağlı olarak su içeriğinin artmasıyla şişmesi, azalmasıyla ise büzülmesi sonucu yapılarda hasarlar oluşmaktadır. Yüksek kil oranı içeren şevlerde heyelanlar oluşur. Düşük taşıma kapasiteli alüvyonlar çok yaygın olarak Mesarya ovasında, Lefkoşa, GaziMağusa ile doğu ve batı kıyılarda gözlenir. Alüvyonlar üzerine inşa edilen tarihi yapılarda oturmalarından veya göçmelerden dolayı büyük hasarlara rastlanmaktadır. Son onbeş yıl içerisinde yapılarda meydana gelen hasarları önlemek ve tarihi binaların restorasyonu için Kuzey ve Güney Lefkoşa’da geoteknik incelemeler yapılmıştır. UD, SPT ve karot sondaj örnekleri alınarak laboratuvarında elek analizleri, doğal su içeriği, birim ağırlık, özgül ağırlık, Atterberg limitleri ve kalsiyum karbonat (CaCO₃) miktarlarının belirlenmesi için deneyler yapılmıştır. Elektron mikroskop (SEM), yarı kantitatif (XRD) ve yarı kantitatif (EDX) element analizleri de yapılmıştır. UD, SPT, and core samples taken from the boreholes are tested in the laboratory for mechanical (grading) analysis, moisture content, unit weight, specific gravity, Atterberg limits, and CaCO₃ content. X-ray diffraction (XRD), Scanning Electron microprobe (SEM) and Energy Dispersive X –Ray (EDX) analysis are also conducted. Quasi Transfer Spektrumlar ve www.usgs.gov çalışmalarından sağlanan Vs30 hız dağılım haritası ile SM03 KYH hareketi istasyonunda tanımlanmış zemin profili ve eş zamanlı olarak elde edilmiş KYH ve broad band sismogramlarının ortak değerlendirilmesi yapılarak zemin hakim periyot değerleri tanımlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Şişen killer, alüvyonlar, marnlar, smektit, quasi transfer spektrumu.

1. GİRİŞ

Yabancı ülkelerin ve kuruluşların finansal desteği ile Rumlar 1982 yılından itibaren bazı büyük yerleşim yerlerinin 1:10 000 ve 1:25 000 ölçekli geoteknik haritalarını yapmıştır. Güney Lefkoşa’nın 1:25 000 ölçekli geoteknik haritası 1982 yılında tamamlanmıştır (GSD, 1982). KKTC’de 1974 yılından itibaren Türkiye’nin finanse ettiği baraj ve yol projelerinde geoteknik çalışmalar yapılmıştır. T.C. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü ile 1976 yılında kurulan KKTC Jeoloji ve Maden Dairesi arasında imzalanan protokol neticesinde “KKTC Doğal Kaynaklarını Araştırma ve Geliştirme Projesi” kapsamında 1996-2000 yılları arasında 1:25 000 ölçekli KKTC jeoloji haritaları yapılmış ve Kuzey Kıbrıs’ın temel jeolojik özellikleri yayınlanmıştır [1]. 2000 yılından itibaren Birleşmiş Milletlerin Kıbrıs’ta finanse ettiği iki toplumlu projeler çerçevesinde KKTC’de Deprem ve Şişen Killer projeleri yapılmıştır (Atalar, 2001). 2001-2002 yılları arasında “Şişen Killer: Kıbrıs Yapıları için Sürekli Tehdit” projesi çalışmaları kapsamında Kuzey Lefkoşa ve civarının 1:5 000 ölçekli jeoloji ve mühendislik jeoloji haritaları yapılmıştır [2, 3, 4].

2000 yılından itibaren Birleşmiş Milletlerin Kıbrıs’ta finanse ettiği iki toplumlu projeler çerçevesinde KKTC’de Deprem ve Şişen Killer projeleri yapılmıştır. 2001-2002 yılları arasında “Şişen Killer: Kıbrıs Yapıları için Sürekli Tehdit” projeleri çalışmaları kapsamında Kıbrıslı Türkler tarafından Kuzey Lefkoşa ve Kıbrıslı Rumlar tarafından Güney Lefkoşa da geoteknik incelemeler yapılmıştır. 2000-2003 yılları arasında “Lefkoşa için sismik tehlike ve

risk değerlendirme” projesi kapsamında Amerikalı uzmanlarla birlikte Kıbrıslı Türkler tarafından Kuzey Lefkoşa ve Kıbrıslı Rumlar tarafından Güney Lefkoşa’da geoteknik incelemeler de yapılmıştır [5, 6]. Son on yılda Birleşmiş Milletler ve Avrupa Birliğininin tarihi binaların restorasyonu için finanse ettiği projeler için yapılan zemin incelemeleri ile de önemli bilgiler elde edilmiştir [7, 8]. Şişen Killer projesi ile hasarlar incelenmiş (Şekil 1). Tarihi yapılarda meydana gelen hasarların bir kısmı restorasyon çalışmaları ile onarılmaktadır (Şekil 2).



Şekil 1. Tek katlı evde şişen kil hasarı



Şekil 2. Bedesten (tarihi bina) hasarı

2. JEOLJİ

Kıbrıs; Afrika ve Avrasya levhalarının kesişme çizgisinin kuzeyinde ve Arab platformunun batısında bu üç levhanın kesişme alanında bulunmaktadır. Kıbrıs’ın jeolojik yapısı Doğu Akdeniz Bölgesinin jeolojik özelliklerini anlamada önemli rol oynar. Doğu Akdeniz Bölgesindeki yoğun jeolojik araştırmalara ve Trodos ofiyolitinin en fazla incelenen ofiyolit kompleksi olmasına rağmen, Kıbrıs’ın jeolojik birimlere ayrılması konusunda fikir birliğine ulaşılamamıştır. Kıbrıs topoğrafyasına bağlı olarak genellikle kuzeyden güneye doğru üç ana jeolojik birime ayrılmıştır. Girne Zonu, Mesarya Zonu ve Trodos Zonu. Bazı araştırmacılar Mamonya Kompleksini de dördüncü zon olarak ayırmıştır [9]. Kıbrıs, jeolojik evrim ve jeolojik birimlerin taşınmalarına bağlı olarak altı jeolojik zona ayrılabilir [10]; (1) Trodos Zonu veya Trodos Ofioliti, (2) Kuzey Kıbrıs (Girne) Zonu, (3) Mamonya Zonu veya Mamonya Kompleksi, (4) Güney Kıbrıs Zonu, (5) Mesarya Zonu ve (6) Alüvyonlar (Şekil 3).

3. KIBRIS ZEMİNLERİ

Kıbrıs zeminlerinin büyük bir bölümünü şişen killer ve alüvyonlar ile evaporitik kayalar, dolgu ve maden artıkları oluşturur [11]. Trodos ofiyoliti Kıbrıs killerinin en önemli kaynağını oluşturur. Trodos ofiyolitinin bazik ve ultra bazik kayalarının ayrışması neticesinde bentonitler oluşmuştur. Yastık lavlarının oluşmasından sonra meydana gelen hidrotermal solüsyonun yastık lavlarını ayrıştırması sonucu bentonitler oluşmuştur. Kıbrıs killerinin oluşumu, Trodos ofiyolitinin ayrışması ile başlamış ve Kretase sonrası pelajik tortul olarak devam ederek günümüze kadar gelmiştir. Kuzey Kıbrıs kireçtaşları ve dolomitleri ile Güney Kıbrıs tebeşirlerinin killerin oluşumunda kaynak olması ve biojenik oluşum, kilaşlarının (marnların) kalsiyum karbonat içermelerini sağlamıştır [12]. Çakıl, kum, silt ve killerden oluşan alüvyonlar çok yaygın olarak doğu-batı istikametinde Mesarya ovasında gözlenir. Mesarya ovasının batıda denize ulaştığı ve bilhassa doğuda GaziMağusa’da denize ulaştığı yerde geniş alanları kaplarlar. Alüvyonlar içerdikleri su oranlarına göre genellikle kışları gevşek, yazları ise orta sert özelliktedir. Konsolide ve aşırı konsolide sert killi zeminler Beşparmak sıradağlarının yamaçlarının tamamını, Lefkoşa, GaziMağusa, Çamlıbel gibi yerleşim birimlerinin büyük bölümünü yüzeyler. Kıbrıs zeminlerini beş ana guruba ayırabiliriz [10, 13]; 1. Bentonitik

zeminler, 2. Mamonya Kompleksi zeminleri, 3. Değirmenlik grubu zeminleri, 4. Mesarya zonu zeminleri ve 5. Alüvyon zeminler (Şekil 4).



Şekil 3. Kıbrıs jeolojik birimlerinin dağılımı (GSD, 2002'den değiştirilerek).

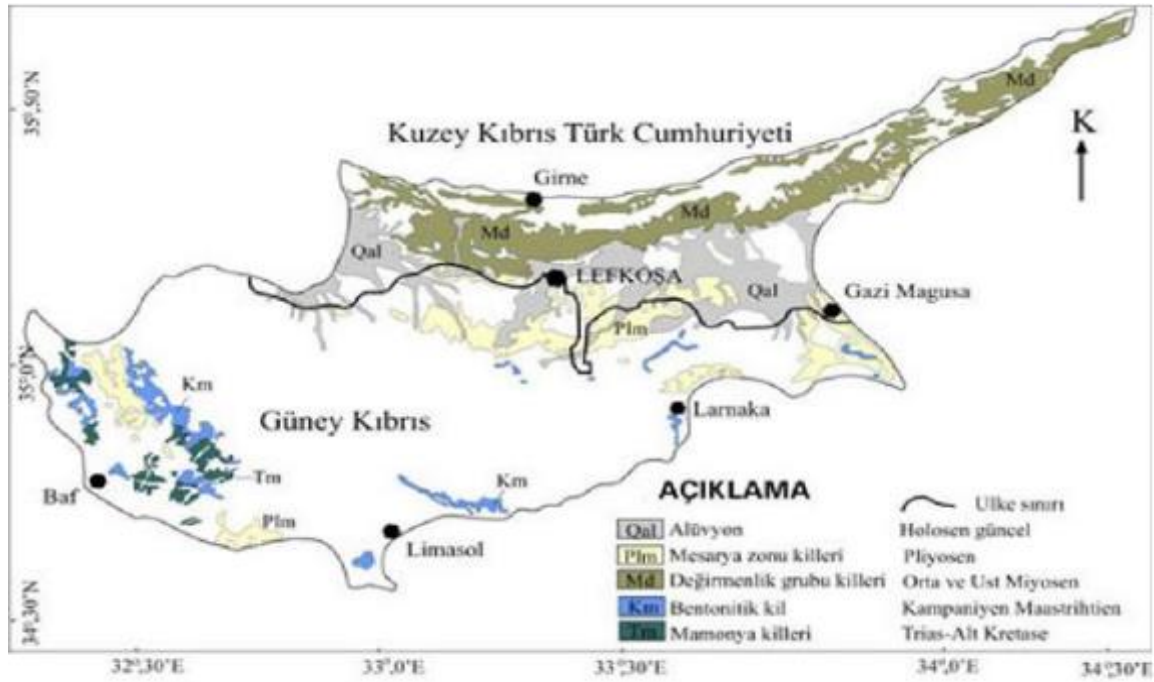
Sorunlu Kıbrıs zeminlerini aşırı konsolide killer ve alüvyonlar olarak iki ana gruba ayırabiliriz. Killler, kil oranı ve buna bağlı olarak plastisitesi orta-çok yüksek, şişme potansiyeli orta-çok yüksek olan konsolide ve aşırı konsolide sert zeminlerdir. Alüvyonlar, gevşek ve orta sert özelliktedir. Alüvyonların bazı seviyelerinde kil oranı bulunsa bile düşük-orta şişme potansiyelinden ve gevşek ve boşluklu özelliğinden dolayı sadece oturmalara bağlı hasarlara, konsolide ve aşırı konsolide sert zeminler ise su içeriğinin artışı ile kabarma ve su içeriğinin düşmesi ile büzülmelerinden dolayı oturmalara bağlı hasarlara neden olmaktadır. Kıbrıs zeminlerinin likit limit ve şişme potansiyelleri Tablo 1 gösterilmiştir.

3.1. Bentonitik zeminler

Trodos ofiyoliti içerisindeki yastık lavların ayrışması neticesinde ilk olarak bentonitik killer oluşmuştur. Bafta ve daha az yaygın olarak güneyde Limasol yakınlarında Moni'de ve doğuda Gazi Mağusa'nın güneyinde Paralimni de bulunur. KKTC sınırları içerisinde sadece Güney Kıbrıs sınırına yakın Yiğitler köyünde gözlenir. Kıbrıs bentonitleri düşük şişme potansiyelli Kalsiyum montmorillonitten oluşur. %35 oranından fazla kalsiyum montmorillonit minerali içerir. Yüksek şişme potansiyelli potasyum montmorillonit içermezler. Buna rağmen Bentonitik killer, en yüksek şişme potansiyeli gösteren killerdir [12].

3.2. Mamonya Kompleksi zeminleri

Adanın güney batısında Baf kasabası yakınlarında gözlenen, Orta Triyas-Üst Kretase yaşlı killerdir. Orta ile çok yüksek şişme potansiyeli gösteren bu kompleks içerisinde genellikle heyelanlar oluşmaktadır.



Şekil 4. Kıbrıs Zeminlerinin Dağılımı (GSD, 1995'den değiştirilerek).

Tablo 1. Kıbrıs Zeminlerinin likit limit ve şişme potansiyeli.

Zeminler	Likit Limit (LL)	Şişme Potansiyeli
Alüvyonlar	48'e kadar	Düşük-Orta
Lefkoşa killeri	53 - 91	Yüksek-Çok Yüksek
Değirmenlik killeri	47 - 73	Orta - Yüksek
Bentonitik killeri	55 - 210	Orta - Çok Yüksek
Mamonya killeri	33 - 167	Yüksek-Çok Yüksek

3.3. Değirmenlik Grubu zeminleri

Değirmenlik grubu sadece KKTC sınırları içerisinde gözlenir ve Beşparmak sıradağlarının kuzey ve güney yamaçlarını doğudan batıya tamamıyla kaplar. Değirmenlik grubu formasyonları içerisinde bulunan bir kaç metreden onlarca metreye ulaşan kalsiyum karbonatlı kilttaşları (marn) değişik şişme potansiyeli gösterir [14].

3.4. Mesarya Zonu zeminleri

Adanın ortasında doğudan batıya doğru bir kuşak gibi ve güneybatı ile batısında, yüksek ve çok yüksek şişme potansiyeli gösteren killeri Pliyosen-erken Kuvaterner yaşlı Mesarya zonu içerisinde bulunur. Lefkoşa, GaziMağusa, Larnaka ve Poli gibi büyük yerleşim yerlerinde gözlenir. Lefkoşa'nın ve GaziMağusa'nın güney kısımlarını tamamıyla kaplar. Çamlıbel'de devamlı olarak küçük heyelanlara neden olmaktadır [15]. Mesarya zonu genellikle kalsiyum karbonat miktarı yüksek kilttaş (marn) ve kalkarenitlerden oluşur. İçerisinde çakıl, kireçtaşı ve konglomeralar da bulunur. Marnlar yüksek oranda montmorillonit (smektit) ve daha düşük oranda illit ve kaolin kil minarelleri içerir. Apolos ve Gürpınar formasyonlarının bazı seviyeleri de kil içerir.

3.5. Alüvyon zeminler

Kıbrıs'ın en genç zeminleridir. Çakıl, kum, silt ve killerden oluşan alüvyonlar Mesarya ovasında, genellikle Lefkoşa, GaziMağusa ile doğu ve batı kıyılarda çok yaygındır. Diğer Zeminler: Jipsler, doğuda GaziMağusa boğazının kuzeyinden batıda Yılmazköy batısına kadar bir kuşak halinde uzanır. Lefke ve Gemikonağında maden artıkları ile kaplı zeminler vardır. Lefkoşa ve GaziMağusa gibi büyük yerleşim yerlerinde dolgu zeminlere rastlanır.

3.1.1. Lefkoşa Zeminleri

Surlar içi ve surların etrafı genellikle dolgu ve alüvyonlarla kaplıdır. Düşük taşıma kapasitesine sahip alüvyonlar güneydoğu ile güneybatıda Kanlıdere yatağında ve kuzeydoğuda eski Kanlıdere yatağında bulunur. Lefkoşanın doğusu ve batısı aşırı konsolide killi zeminlerle kaplıdır [16, 17]. Şehrin güneydoğu ve güneybatısında geniş alanlar çimentolanmamış çakıllarla kaplıdır. Yüksek taşıma kapasiteli kalkarenit, kumtaşı ve kireçtaşı güney ve güneydoğuda yaygındır [18, 19]. Lefkoşa zeminleri, alüvyon, Mesarya (Apalos ve Lefkoşa) grubu ve Değirmenlik grubu olarak ayrılır (Tablo 2).

Tablo 2. Lefkoşa zeminlerinin Likid limit ve SPT N değerleri

Zemin Tipi	Likit Limit	SPT N
Dolgu	35 - 44	13 - R
Alüvyon	25 - 115	2 - R
Apalos	52 - 113	68 - R
Atalasa	42 - 108	55 - R
Lefkoşa (Nicosia)	38 - 119	21 - 75
Yazılıtepe (Lapatza)	35 - 73	69 - R
Değirmenlik (Kythrea)	25 - 73	R

3.1.1.1. Değirmenlik Grubu

Kalınlığının 3,000 m dolayında olduğu tahmin edilmektedir. Kuzey Lefkoşa'nın tamamıyla kaplar. Genellikle türbiditik karakterde kumtaşı, silttaşı-kiltaşlarından oluşan formasyonlar içerir (Şekil 5). Düşük ile yüksek şişme potansiyeli gösterir [20, 21, 6].

3.1.1.2. Mesarya Grubu

Genellikle Güney Lefkoşa da yayılım gösterir. 900 m varan bir kalınlığı vardır. Atalassa üyesi çakıl-kum ve kum-kalkarenit (Lefkoşa kumtaşı) (Şekil 6), Kephales üyesi çakıl-kum, Lefkoşa veya Çamlıbel üyesi kalsiyum karbonatlı kiltası (marn) ve taban konglomera üyesi çakıl-kum'dan oluşur. Kuzey Lefkoşa sondajlarında da Lefkoşa kiltasına rastlanmıştır. Mesarya grubunun bütün üyeleri genelde orta ile çok yüksek şişme potansiyeli gösterirler [22, 23]. Bazı kaynaklarda Mesarya grubunu Lefkoşa kiltaları olarak da göstermektedirler. Mesarya grubunun Apalos, Atalasa ve Lefkoşa killerinde benzer likit limit değerlerine rastlanmıştır.



Şekil 5. Değirmenlik grubu



Şekil 6. Lefkoşa kumtaşı formasyonu

3.1.1.3. Alüvyon zeminler

Birkaç derenin birleşme noktası olmasından ve az eğimli olmasından dolayı Lefkoşa'nın büyük kısmı 22 metreye varan kalınlıkta alüvyonlarla kaplıdır. İnce daneli alüvyonlar yüksek oranda smektit içerir. Genelde iri ve ince daneli zeminler birlikte bulunur. Bazı hallerde sadece çakıllı kısımları (Şekil 7) daha sık ise kumlu kısımlar (Şekil 8) olarak bulunur. Koyu renkli alüvyonlar %15 ile %22, açık renkliler ise %27 ile %40 arasında CaCO_3 içerir [24]. En düşük SPT değerleri ince daneli alüvyon zeminlerde bulunmuştur.



Şekil 7. Çakıllı alüvyonlar



Şekil 8. Kumlu alüvyonlar

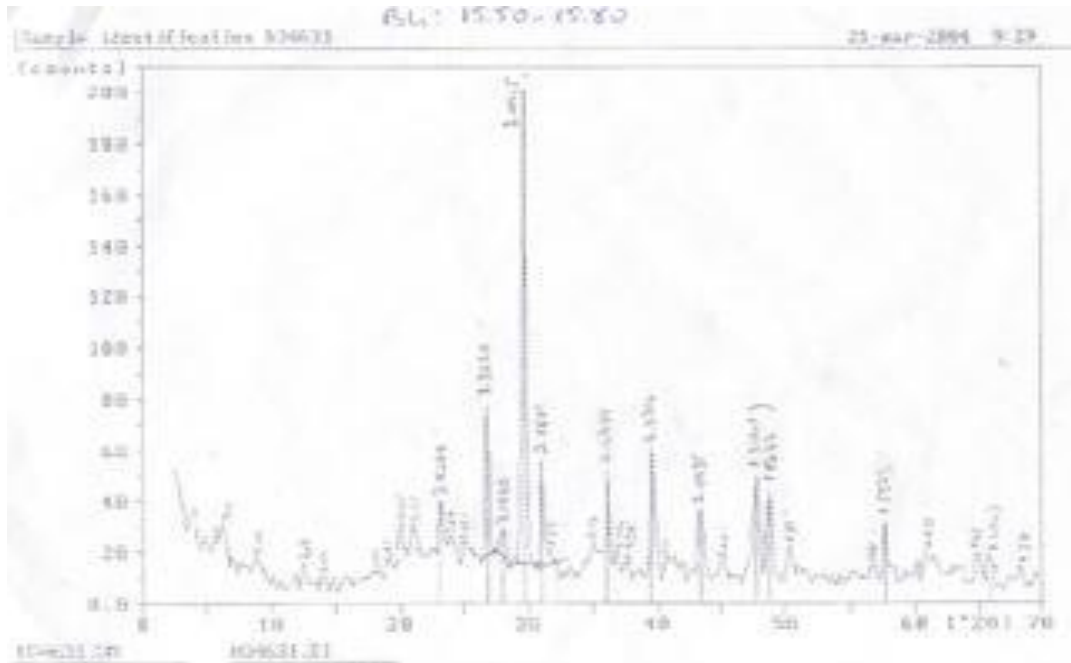
4. LABORATUVAR ANALİZLERİ

Kuzey ve Güney Lefkoşa surları içi zeminlerinin özellikleri Tablo 5 ve 6 'de gösterilmiştir. En düşük likit limit (LL) değerleri 32-38 arasında bütün zeminlerde tesbit edilmiştir. En yüksek likit limit (LL) değerleri 87 ve 92 olarak Lefkoşa sarı-gri kiltaşlarında tesbit edilmiştir. Bu iki örnekte aynı zamanda en yüksek su içeriği oranları 32.5 ve 34.1 bulunmuştur. Likit limit (LL) değerlerinin yükselişine bağlı olarak kil, montmorillonit ve su içeriği oranları artmaktadır. Kalsiyum karbonat (CaCO_3) değerleri açık renkli zeminlerde artmaktadır. Yüksek kalsiyum karbonat (CaCO_3) değerleri bulunan zeminlerde likit limit (LL) değerlerinin daha düşük olduğu görülmüştür. En yüksek kalsiyum karbonat (CaCO_3) değeri 64 olarak tesbit edilen SHN 10

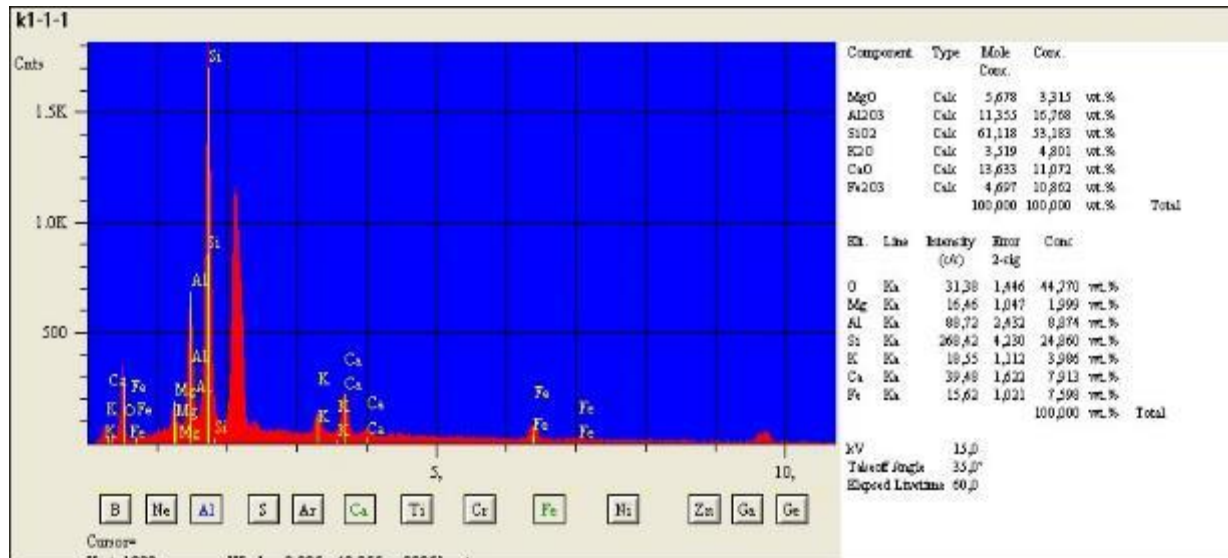
(45.5 - 45.7) örneği aynı zamanda en yüksek kil değerini de ihtiva ettiği halde likit limit (LL) değerleri 56 olarak belirlenmiştir.

4.1. XRD analizleri

Bedesten incelemelerinde alüvyonların killi kısımlarından iki ve Lefkoşa kilitaşlarından üç olmak üzere toplam beş örneğin XRD analizleri yapılmıştır (Şekil 9). Analizler neticesinde en fazla bulunan mineraller sırasıyla kalsit, kuvars, plajyoklaz, mika, dolomit ile en fazla bulunan kil mineralleri sırasıyla montmorillonit (smektit), klorit veya kaolen grubu ve illittir. Alüvyon ve marnlar, %10 ile %30 arasında montmorillonit (smektit), %5 ile %10 arasında illit ve klorit veya kaolinit kil minerali içerir. %30 ile 65% arasında kalsit, %2 ile 6% arasında kuvars, %4 ile 15 % arasında feldispat, %2 ile %9 arasında dolomit minerali içerir.



Şekil 9. XRD analizi (BD-4, 15.50 – 15.80)

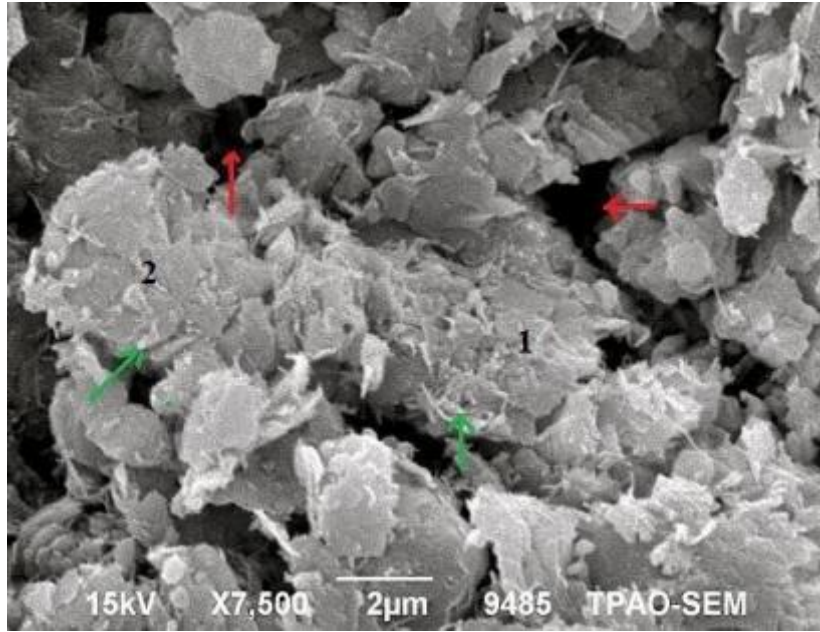


Şekil 10. Yarı kantitatif (EDX) element analizleri

4.2. EDX ve Elektron mikroskop (SEM) Analizleri

Lefkoşa killlerinde kalsiyum karbonat oranı yüksek olup, kil minerallerinin şerit yapılı oluşturduğu yumaksı yapılar ok 1(alt) illit türü kil mineralini işaretlemektedir. EDX analizinde Si, Al, K piklerinin birlikteliği de illit oluşumunu desteklemektedir (Şekil 10). Mg piklerinin de yer yer belirginleştiği için bu killer karışık tabakalı illit-smektit türündendirler. Fe oranındaki artış $\geq \%10$ doğrudan kil alanının yakınında bulunan Fe'li minerallerin (ofiyolit kökenli olabilir) yansıması olabilir.

Kayaç içerisinde kil mineralleri boşluk alanlarını tam olarak doldurmamıştır. Kayaçta porosite korunmuştur (üst oklar). Ok 2 (alt) bir numaralı tanenin kimyasal bileşimine benzer özelliktedir. Bununla birlikte şeritsel - lifsi yapı özelliği yerine daha masiv-levhamsı bir yapı sergiler. Aynı zamanda bu iki tanenin kimyasal bileşiminde $\geq 10\%$ Fe₂O₃'ünde bulunması örneğin kil mineralojisine yer yer klorit-smektit türünün de eşlik ettiğini işaretlemektedir (Şekil 11).



Şekil 11. Elektron mikroskop görüntüsü (BD-4, 15.50 – 15.80m)

5. QUASI TRANSFER SPEKTRUMLARININ ELDESİ

Yapılan birçok araştırma, tek bir yerdeki mikrotremorların yatay spektrumlarının düşey spektrumlarına oranlanmasıyla bölgesel yer etkilerinin hesaplanabildiğini göstermiştir [25]. Bu fikir 1989' da Yutaka Nakamura tarafından açıklanmıştır. Yüzey jeolojisinden kaynaklanan yer etkileri genellikle yüzeydeki yumuşak zemindeki (H_s) deprem kayıtlarının yatay bileşeni ile temel kayanın (H_B) yüzeydeki yatay bileşeni arasındaki spektral oran (SR) olarak kabul edilir ve (1) bağıntısı ile tanımlanır.

$$S_R = H_s/H_B \quad (1)$$

Bu teknik Nakamura (1989) [26] tarafından ortaya konmuş ve Japonya'da ve bütün dünyada uzun zamandır kullanılmaktadır. Tekniğin dayandığı varsayımlar aşağıda özetlenmiştir. Mikrotremorlar, birçok dalgadan özellikle temel kaya çevresinde yüzeylenen yumuşak

zeminden yayılan Rayleigh dalgasından oluşur. Rayleigh dalgası etkisi (E_{RW}) gürültüdür ve tabaka tabanından (V_B) değil de yüzeydeki (V_S) düşey spektrumdan kaynaklanır ve (2) bağıntısı ile tanımlanır.

$$E_{RW} = V_S/V_B \quad (2)$$

Mikrotremor hareketinin düşey bileşeni yumuşak zemin tarafından büyütülmez. Mikrotremor hareketi üzerindeki Rayleigh dalgası etkisi düşey ve yatay bileşene eşittir. Geniş bir frekans aralığında (0,2–20 Hz) temel kayada yatay ve düşey bileşen bir farklılık göstermez ve (3) bağıntısı ile tanımlanır.

$$H_B/V_B = 1 \quad (3)$$

Yatay ve düşey bileşen arasında spektral oran arka planda yumuşak zeminden kaynaklanan Rayleigh dalgası etkisi gürültü olarak kaydedildiğinde bu etkiyi elemek gerekmektedir ve sonuç olarak (4) bağıntısı ile tanımlanır.

$$S_E = S_R/E_{RW} = H_S/V_S \quad (4)$$

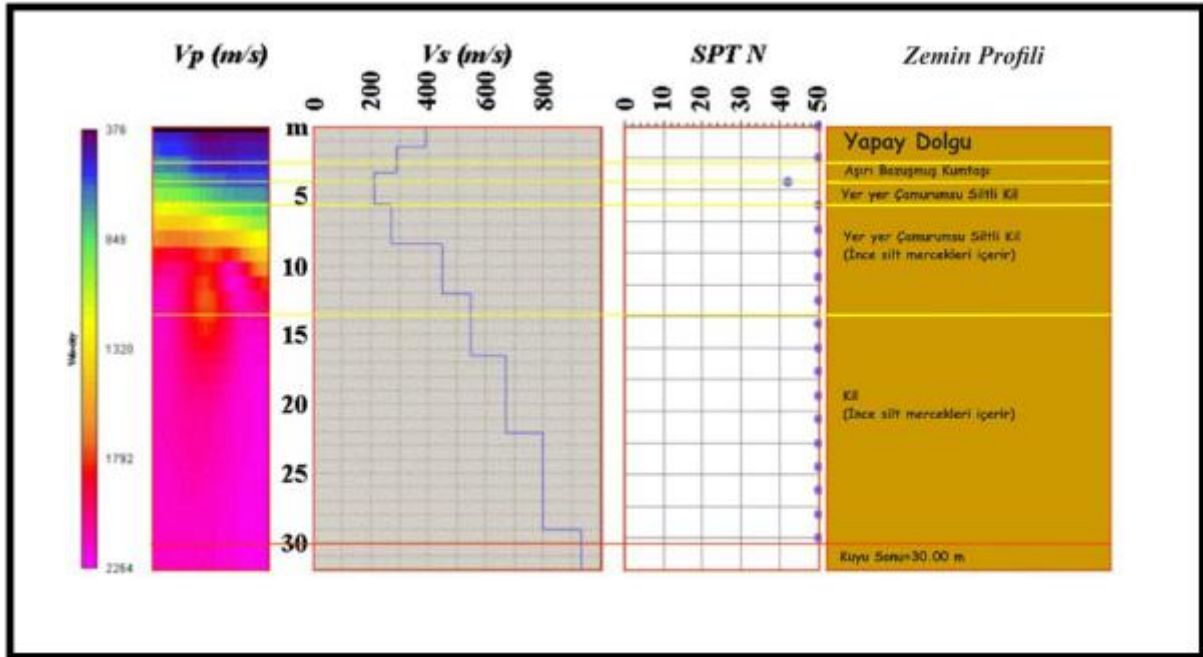
Nakamura tarafından önerilen yöntemle göre bir zeminin yatay bileşenlerinin spektrumlarını düşey bileşen spektrumlarına bölerek zemin hakim titreşim periyodu belirlenebilmektedir [26, 27]. Bununla beraber genel olarak sığ zeminlerde hakim titreşim periyotlarına bağlı olarak zemin tiplerini belirlemede iyi sonuçlar vermesine karşın mühendislik anakayasının derin olduğu (Kayma dalga hızı $V_S \geq 700 \pm 60$ m/sn) (Anbazhagan ve Sitharam 2009) [28] zeminlerde belirgin pikler görülememektedir. Bu kavramlardan hareketle kuramsal olarak zemin hakim titreşim frekansı (f_0) zeminin kalınlığı ve kayma dalgası hızı arasındaki ilişki (5) bağıntısı ile açıklanır.

$$f_0 = V_S/4H \quad (5)$$

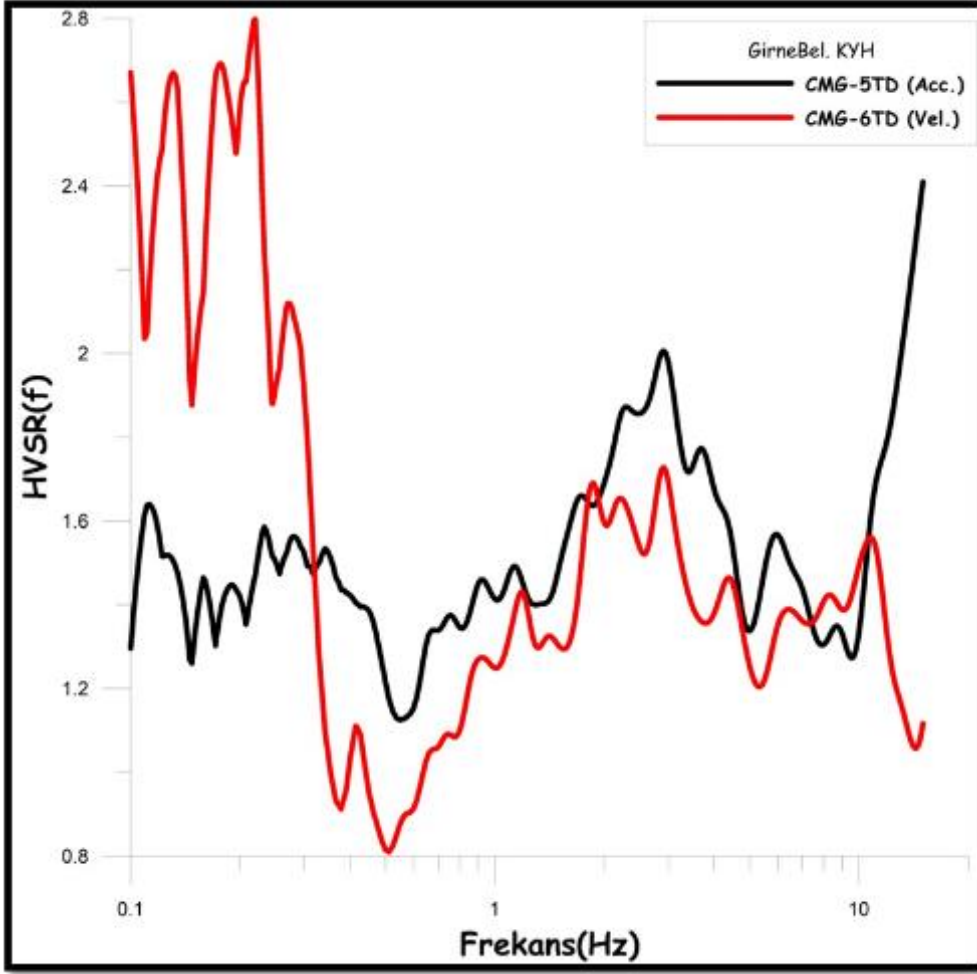
Sonuç olarak bu yöntem ile elde edilecek yatay/düşey spektral oran fonksiyonu, gözlemsel Quasi Transfer Spektrumu (QTS) olarak kullanılır. Lefkoşa zeminlerinde deprem sırasında oluşacak deprem zemin yapı ortak davranışında, zeminin nasıl bir tepki vereceği konusunda Nakamura (1989) ve (1997) [26, 29] yaklaşımları temel alınarak çalışmalar yapılmıştır. Mikrotremor tek nokta ölçümlerinden elde edilen Quasi Transfer Spektrumlar ve www.usgs.gov çalışmalarından sağlanan V_{s30} hız dağılım haritası ile SM03 KYH hareketi istasyonunda tanımlanmış zemin profili ve eş zamanlı olarak elde edilmiş KYH ve broad band sismogramlarının ortak değerlendirilmesi yapılmıştır (Şekil 12, 13 ve 14)



Şekil 12. Mikrotremör Çalışma Noktaları.



Şekil 13. SM-03 İstasyon Zeminine Ait Vp, Vs, SPT ve Zemin Tanımları.



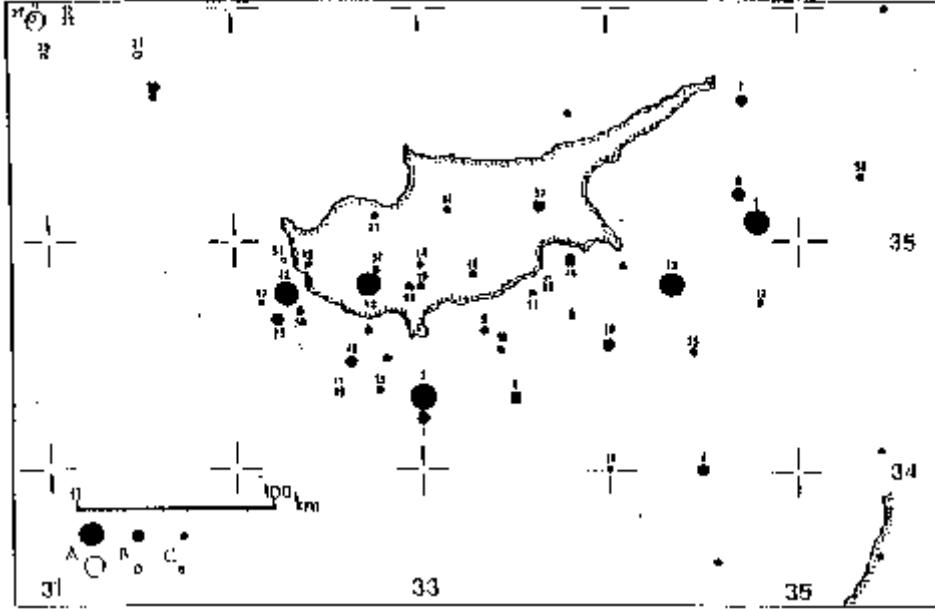
Şekil 14. SM-03 KYH İstasyonu Quasi Transfer Fonksiyonları

Çalışma alanı genelinde pik periyot değerleri genel olarak 1 Sn İle 5 Sn. arasında değişim göstermektedir. Bunun Anlamı Bölge Genelinde Periyot Değerleri 1 sn. den büyüktür. Teves vd. (1996) [30] yaklaşımına göre bu periyot değerleri 30 M. den kalın bir zemin olduğunu desteklemektedir. Bu sonuca göre pik periyot değerinin 1 sn. den büyük olduğu alanlarda yerinde elastik tasarım spektrum hazırlanması önerilir. Mikrotremor ölçüm sonuçlarından elde edilen zemin hakim titreşim periyotlarının alanın doğusunda yüksek değerler alan kısımlarında zemin kalınlığı diğer kısımlara göre daha fazladır.

6. DEPREMSELLİK

Kıbrıs tarihsel depremler neticesinde defalarca tahrip olmuştur [31]. M.Ö. 1050'de Enkomi, 332 ve 342'de Salamis, 365'de Kurion ve bir kaç kez Baf tahrip olmuştur. Son yüzyılda en fazla can ve mal kaybına yol açan 10 Eylül 1953 tarihinde 6.0 ve 6.1 aletsel büyüklüğünde meydana gelen çifte deprem haricinde, büyük hasarlı depremler meydana gelmemiştir [32]. Kıbrıs çevresinde (33.5° ile 37°K - 31° ile 35.5°D) 1890 - 1990 yılları arasında aletsel büyüklüğü 4.5'den büyük 56 deprem kaydedilmiştir [33] (Şekil 10). Bu depremlerin 24'ü 4.5 ile 4.9, 25'i 5.0 ile 5.9 ve 7'si de 6.0 ile 6.5 aletsel büyüklüktedir [34]. 10 Eylül 1953 tarihinde 6.0 – 6.1 aletsel büyüklüğünde meydana gelen çifte depremde 64 kişi ölmüş, 100 kişi yaralanmış ve Baf ile birlikte toplam 158 köy hasar görmüştür.

Son yıllarda Kıbrıs'ta iki hasarlı deprem meydana gelmiştir. Birincisi, 23 Şubat 1995'de 5.9 aletsel büyüklükte (35.1° ile 32.3° D) meydana gelmiş Lefke'de bir ev yıkılmış, Yedidalgada sütunler üzerinde birkaç ev hasar görmüştür. İkincisi, Aletsel olarak ölçümler kaydedilmeye başladığından beri Kıbrıs'taki en şiddetli depremdir ve 9 Ekim 1996 tarihinde 6.8 aletsel büyüklükte (34.5° ile 32.1° D) meydana gelmiştir. Kıbrıs'ın deprem bölgeleri konusunda 1975 yılından beri araştırmalar yapılmaktadır. Bazı deprem bölgeleri haritaları çeşitli tarihlerde yayınlanmışsa da henüz fikir birliğine ulaşılamamıştır.



Şekil 15. 1890 - 1990 arasında Kıbrıs çevresinde (33.5° ile 37° K - 31° ile 35.5° D) kaydedilen $M_s > 4.5$ depremlerin dağılımı. (Ambraseys ve Adams 1992)

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Kuzey Kıbrıs Türk Cumhuriyeti'nin çok geniş bir alanı sorun yaratabilecek zeminlerle kaplıdır. KKTC'nin en büyük iki yerleşim birimi olan Lefkoşa ve GaziMağusa killi zeminler ve alüvyonlar üzerine kurulmuştur. Konsolide ve aşırı konsolide sert killi zeminlerin şişmesi ve büzülmesi nedeniyle bilhassa yeni yapılan hafif yapılarda büyük zararlar meydana gelmektedir. KKTC karayollarında killi zeminler dolayısıyla da hasarlar oluşmuştur. Alüvyonlar üzerine inşa edilen yapılarda oturmalarından veya göçmelerden zararlar rastlanmaktadır.

Quasi Transfer Spektrumlar ve www.usgs.gov çalışmalarından sağlanan Vs30 hız dağılım haritası ile SM03 KYH hareketi istasyonunda tanımlanmış zemin profili ve eş zamanlı olarak elde edilmiş KYH ve broad band sismogramlarının ortak değerlendirilmesi sonucunda elde edilen sonuçlar ve öneriler aşağıda verilmiştir.

- Çalışma alanı genelinde pik periyot değerleri genel olarak 1 Sn İle 5 Sn. arasında değişim göstermektedir. Bunun Anlamı Bölge Genelinde Periyot Değerleri 1 sn. den büyüktür. Teves vd. (1996) yaklaşımına göre bu periyot değerleri 30 M. den kalın bir zemin olduğunu desteklemektedir.
- Bu sonuca göre pik periyot değerinin 1 sn. den büyük olduğu alanlarda yerinde elastik tasarım spektrum hazırlanması önerilir.

- Mikrotremor ölçüm sonuçlarından elde edilen zemin hakim titreşim periyotlarının alanın doğusunda yüksek değerler alan kısımlarında zemin kalınlığı diğer kısımlara göre daha fazladır.
- SM-03 KYH istasyonunda elde edilen Quasi Transfer yüksek frekans değerlerinde genlik değişimlerinde uyum gözlenirken, düşük frekans değerlerinde uyum gözlenmemektedir.
- KYH istasyon kayıtların elde edilen Quasi Transfer Spektrumu pik genliği 2 Hz. olarak gözlenirken geniş bant kayıtlarda pik genlik frekans değeri 0.1 – 0.3 Hz. değerleri arasında izlenmektedir.
- Bunun anlamı KYH kayıtları zemini ivme duyarlı spektral periyot bölgesinde tanımlarken geniş bant kayıtlar yer değiştirmeye duyarlı spektral periyot bölgesinde tanımlamaktadır.
- Bu nedenle mühendislik ana kayası tanımı yapılırken özellikle kil gibi su tutma özelliği yüksek olan birimlerde Nakamura (1997) çalışmasında önerildiği gibi mevsimsel değişimlerin etkisini sürekli olarak izlemek için gözlem istasyonlarının kurulması gerekir.

7. KAYNAKLAR

- [1] Hakyemez, H.Y. (2014), “Kuzey Kıbrıs’ın Temel Jeolojik Özellikleri”, TPJD Bülteni, Cilt 26, Sayı 2, 7 – 46.
- [2] Atalar, C., Necdet, M., ve Mullaoglu, G. (2002a), “Report on Detailed Geological Investigations of the North Lefkoşa (Nicosia) Area for Swelling clays: A continuous threat to the built environment of Cyprus” UNOPS Project., Lefkoşa, TRNC.
- [3] Atalar, C., Mullaoglu, G., Sözen İ., Beyitler, A., Batıhanlı, H., Necdet, M., Özhür, A., ve Albayrak, A. (2002b), “KKTC’nde Detay Jeoloji ve Jeoteknik İncelemeler”, 55. Türkiye Jeoloji Kurultayı Bildiri Özleri, 11 – 15 Mart 2002, 27-29, Ankara.
- [4] Atalar, C., (2002b), “Swelling Clays: A Continuous Threat to the Built Environment of Cyprus”. Report of Turkish Cypriot Chamber of Mining, Metallurgical and Geological Engineers, (contributed by Tandoğdu, Y., Acar, A., Bilsel, H. & Necdet, M.), Lefkoşa, TRNC.
- [5] DeCoster M., Zomeni Z., Panayides I., Petrides G., ve Berksoy O. eds. (2004), “Seismic hazard and risk assessment of Greater Nicosia Area”. UNOPS Report, 330, Nicosia.
- [6] Petrides, G., Efthymiou, M., Necdet, M. Berksoy O. ve Öznesil, H. (2004), “Drilling and Engineering Geology”. In DeCoster M., Zomeni Z., Panayides I., Petrides G., Berksoy O. (eds.), Seismic Hazard and Risk Assessment of Greater Nicosia Area. UNOPS Report, 33, Nicosia.
- [7] Atalar, C. (2004a), “Laboratory Tests of Samples Supplied From Bedestan”, part of UNOPS project, Near East University, Lefkoşa, TRNC (yayınlanmamış).
- [8] Atalar, C. (2007), “Preliminary Geotechnical Report of Armenian Church and Monastery”, Near East University Geotechnical Report, for UNOPS project, Lefkoşa, TRNC, (yayınlanmamış).
- [9] Geological Survey Department (GSD), 2002. Geology of Cyprus. edited by G. Petrides (Director)) Nicosia, Cyprus.
- [10] Atalar, C. (2005a), “Kıbrıs Killerinin Kaynak ve Özellikleri” Bildiri Özleri, 58. Türkiye Jeoloji Kurultayı, 11 - 17 Nisan 2005, Ankara, 144-148.
- [11] Atalar, C. ve Das, B.M. (2005), “Problematic Soils of Cyprus”, International Conference on Problematic Soils, Famagusta, North Cyprus, **3**, May 2005, 1331-1338.

- [12] Constantinou, G., Petrides, G., Kyrou, K., ve Chrysostomou, C. (2002), “Swelling Clays: Continuous Threat to the Built Environment of Cyprus”, Report of ETEK, Nicosia, Cyprus.
- [13] Geological Survey Department (GSD), (1995), “Swelling Clay Occurrences in Cyprus”, Scale 1:250 000. Edited by G. Constantinou (Director) Nicosia, Cyprus.
- [14] Atalar, C., Durgunoğlu, H.T., Das, B.M., ve Hacıoğlu, E. (2006), “Kuzey Kıbrıs Killeri Şişme Potansiyeli”, ZMTM Onbirinci Ulusal Kongresi, 490-499, Trabzon.
- [15] Atalar, C. ve Das, B.M. (2004), “Çamlıbel Heyelan Alanı Zeminlerinin Plastisite Özellikleri”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi, 557-566, İstanbul,
- [16] Atalar, C. (2004b), “Foundation Design for Swelling Clays of North Nicosia”, International Conference on Geotechnical Engineering, 121-128, Sharjah, UAE.
- [17] Atalar, C. ve Kılıç, R. (2005), “Kıbrıs Karayollarında Hasarlar ve Alınabilecek Önlemler”, Çağdaş Yaşam ve Trafik Sempozyumu, 2-4 Mart 2005, KTMMOB, Lefkoşa, KKTC. 258-281.
- [18] Atalar, C. (2002a), “Kentlerin Gelişmesinde Zemin Araştırmaları”, KTMMOB Çağdaş Kentler ve Yerel Yönetimler Sempozyumu, cilt 1, s.6-16, Lefkoşa, KKTC.
- [19] Geological Survey Department (GSD), (1982), “Geotechnical map of Nicosia”, Scale 1:25 000. Edited by G. Constantinou (Director) Nicosia, Cyprus.
- [20] Atalar, C. ve Das, B. M. (2010), “Lefkoşa zemin özelliklerinin heyelan ve sel hasar ilişkileri”, ZMTM Onüçüncü Ulusal Kongresi, 821-832, İstanbul.
- [21] Atalar, C., ve Das, B.M. (2009). “Geotechnical properties of Nicosia soils, Cyprus.”, 2nd Int. Con. New Developments in SMG Eng., 360-367, Nicosia.
- [22] Atalar, C. (2011). “A review of the origin and properties of the soils of Nicosia, Cyprus”, *International Journal of Geotechnical Engineering*, **5**, 1, 79-86.
- [23] Atalar, C. ve Das, B. M. (2011), “Lefkoşa surları zeminlerinin özellikleri”, (davetli makale), itüdergisi/d mühendislik Cilt: 10, Sayı: 4, 70-80 Ağustos 2011.
- [24] Atalar, C. (2008), “Lefkoşa Bedesten restorasyonunda zemin incelemelerinin önemi”, ZMTM Onikinci Ulusal Kongresi, 779-788, Konya.
- [25] Akgün, M., Gönenç, T., Pamukçu, O., Özyalın, Ş., Özdağ, Ö.C. (2013), “Mühendislik Ana Kayasının Belirlenmesine Yönelik Jeofizik Yöntemlerin Bütünleşik Yorumu: İzmir Yeni Kent Merkezi Uygulamaları”, *Jeofizik Dergisi*, doi 13.b02 jeofizik-1304-12.
- [26] Nakamura, Y. (1989), “A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface”, *Quarterly report of the Railway Technical Research Institute* **30:1**, 25-33.
- [27] Bard P. Y., (1999), “Microtremor measurements: a tool for site effect estimation? State-of-the art paper”, Second International Symposium on the The seismic microzonation map of Yenisehir-Bursa, NW of Turkey by means of ambient noise measurements 62 effects of Surface geology on seismic motion, Yoklahama, December 1-3, 1998. Irikura, Kudo, Okada and Sasatani (Editors). *Balkema*, **3**, 1251-1279.
- [28] Anbazhagan, P., Sitharam, T.G., (2009), “Spatial Variability of the Depth of Weathered and Engineering Bedrock using Multichannel Analysis of Surface Wave Method”, *Pure and Applied Geophysics*, **166**, 409-428.
- [29] Nakamura, Y. (1997), “Seismic Vulnerability Indices For Ground and Structures Using Microtremor”, World Congress on Railway Research, Florence, Italy, November 1997.
- [30] Teves-Costa, P.L., Matias, L., and Bard, P. Y. (1996), “Seismic behaviour estimation of thin alluvium layers using microtremor recordings”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **15**, 201-209

- [31] Atalar C. (1999), “Historical Earthquake Influence in Settlements in North Cyprus”, Abstracts, International Conference Earthquake Hazard & Risk in the Mediterranean Region, Lefkoşa, 206.
- [32] Atalar, C. (2003), “Doğal Afet Zararlarının Azaltılmasına Yönelik Jeolojik, Jeoteknik ve Zemin Etüdüleri”, KTMMOB Teknik Birlik, Sayı 1, s.37-49, Lefkoşa.
- [33] Ambraseys N.N., and Adams R.D. (1992), “Seismicity of the Cyprus Region. The Seismicity of Cyprus”, ESEE Research Report, Engineering Seismology 92/9, Imperial College, London, UK.
- [34] Atalar, C., Das, B.M. ve Kılıç, R. (2003), “Zemin İyileştirmelerinin İmar Planlarına Kazanımları”, Lefkoşa 2020 sempozyumu, bildiri No.5, 9 sayfa, Lefkoşa Belediyesi ve Yakın Doğu Üniversitesi, Yerbilimcinin Sesi 20, s.50-54 Lefkoşa, KKTC.

SAMSUN İLİ ATAKUM İLÇESİNDEKİ BİR ALANDA SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL OF AN AREA IN ATAKUM COUNTY OF SAMSUN PROVINCE

M. Kerem ERTEK¹ Gökhan DEMİR² S. Banu İKİZLER³

ABSTRACT

In this study, it's aimed to evaluate the liquefaction potential of an area in Atakum in Samsun both analytically and numerically. The peak accelerations for the scenario earthquakes with the magnitudes of 6.0, 6.5, 7.0 and 7.2 were determined analytically due to the distance of 55 km.'s from study area to the North Anatolian Fault Zone. Evaluations were done using SPT blow counts for four boreholes for the scenario earthquakes and the peak accelerations calculated analytically and two dimensional nonlinear analyses were performed with Towhata-Iai constitutive model suitable for liquefaction analysis available in DIANA finite element software and the results were presented in conclusion.

Keywords: Liquefaction, standart penetration test, Towhata-Iai.

ÖZET

Bu çalışma, Samsun ili Atakum ilçesindeki bir inceleme alanında sıvılaşma potansiyelinin, analitik ve nümerik olarak değerlendirilmesini amaçlamaktadır. İnceleme alanının, Kuzey Anadolu Fay Zonu'na uzaklığı 55 km alınarak 6.0, 6.5, 7.0 ve 7.2 büyüklüğündeki senaryo depremler için en büyük yatay yer ivmesi değerleri analitik olarak belirlenmiştir. Senaryo deprem büyüklükleri ve belirlenen en büyük yatay yer ivmesi değerleri için analitik hesaplar dört sondaj kuyusundaki SPT darbe sayıları kullanılarak, iki boyutlu nonlineer analizler ise Towhata-Iai bünye modeli kullanılarak DIANA sonlu elemanlar programında yapılmış ve sonuçlar sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Sıvılaşma, standart penetrasyon deneyi, Towhata-Iai bünye modeli.

¹ Arş.Gör., Ondokuz Mayıs Üniversitesi, mkerem.ertek@omu.edu.tr

² Yrd.Doç.Dr, Ondokuz Mayıs Üniversitesi, gokhan.demir@omu.edu.tr

³ Yrd.Doç.Dr, Karadeniz Teknik Üniversitesi, banuh@ktu.edu.tr

1. GİRİŞ

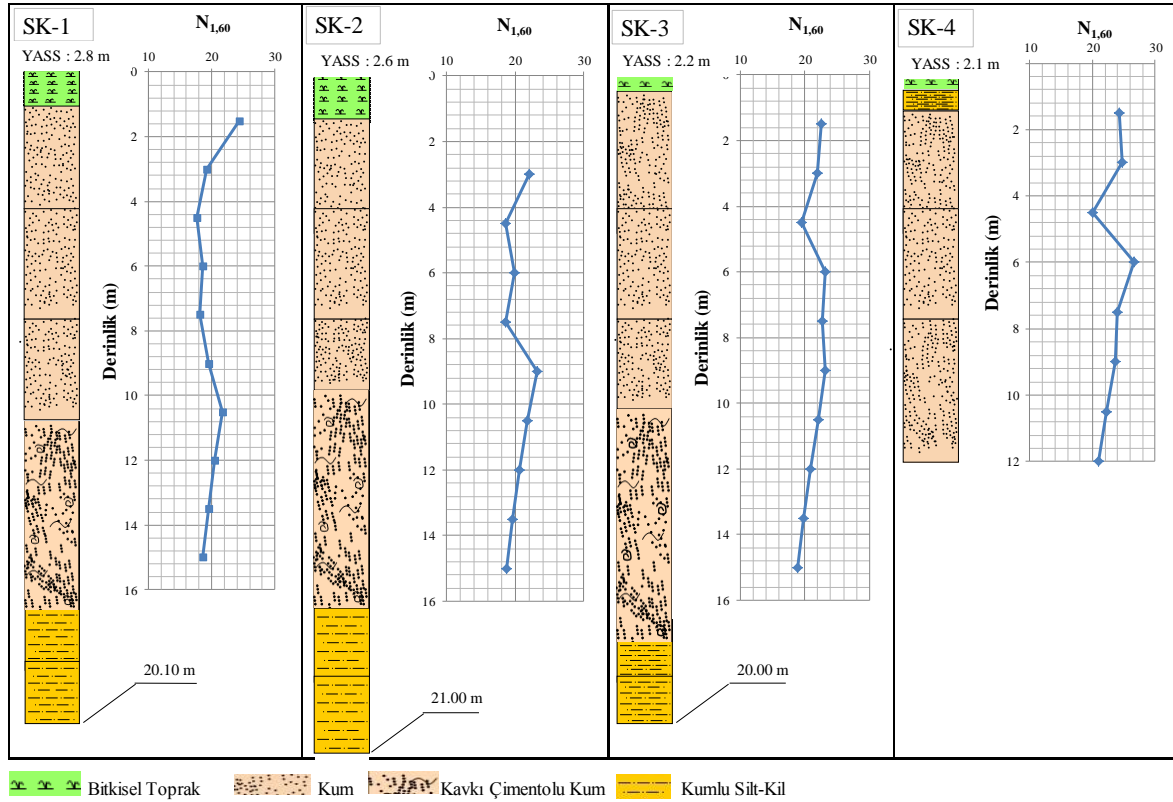
Binalarda oturma, yanal yayılma ve düşey yer değiştirmeler gibi olumsuz durumlara sebep olabilen sıvılaşma, geoteknik deprem mühendisliğinin en önemli, ilginç, karmaşık ve ihtilafli konularından biridir [1]. 1943 yılında, Atakum ilçesine yaklaşık olarak 55 km uzaklıkta bulunan Kuzey Anadolu Fay Zonu, Ladik ilçesinde $M_w=7.2$ büyüklüğünde bir deprem meydana getirmiştir [12]. Hızlı yapılaşmaya maruz Atakum ilçesi, kıyı kesiminde, gerek yüksek yeraltı su seviyesi gerekse alüvyona ait birimlerin varlığı sebebiyle sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi açısından önem arz etmektedir. Bu çalışmada, 2. Derece deprem bölgesinde yer alan Samsun ilinin Atakum ilçesinde bulunan inceleme alanında (Şekil 1), 6.0, 6.5, 7 ve 7.2 senaryo deprem büyüklüklerinde sıvılaşma potansiyelinin ve deprem anında oluşacak artık boşluk suyu basınç oranlarının belirlenmesi amaçlanmaktadır. İnceleme alanında yapılan sondajlarda elde edilen zemin kesitleri Şekil 2’de, zeminlere ait geoteknik özellikler Tablo 1’de verilmiştir.



Şekil 1. İnceleme Alanı

Tablo 1. İnceleme Alanı Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri

Sondaj Kuyusu	Numune Türü	Derinlik (metre)	Su İçeriği W_n (%)	Tabii Birim Hacim ağırlık (γ_n) (kN/m ³)	Elek Analizi			Atterberg Limitleri			Zemin Sınıfı (USCS)
					Çakıl (+) 4 (%)	Kum (%)	Silt-Kil (-) 200 (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	
SK-1	SPT	4.50-4.95	10.6	-	0	97	3	Non Plastik			SW
	SPT	10.50-10.95	17.9	-	0	95	5	Non Plastik			SW-SM
	UD	18.00-18.50	27.9	19.4	0	11	89	33	21	12	CL
	SPT	22.50-22.95	25.4	19.7	0	79	21	Non Plastik			SM
	KAROT	28.00-28.10	24.0	18.1				Non Plastik			
SK-2	SPT	6.00-6.45	22.0	-	0	94	6	Non Plastik			SW-SM
	SPT	9.00-9.45	20.4	-	0	92	8	Non Plastik			SW-SM
SK-3	SPT	3.00-3.45	24.4	-	0	79	21	Non Plastik			SM
	SPT	15.00-15.45	22.3	-	0	73	27	Non Plastik			SM
	SPT	17.50-17.95	27.0	-	0	10	90	Non Plastik			ML
	SPT	21.00-21.45	20.2	-	0	82	18	Non Plastik			SM
	KAROT	29.00-29.20	20.1	19.7				Non Plastik			



Şekil 2. Zemin Kesitleri Ve Düzeltilmiş SPT Değerleri

2. SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ

Sivilaşma potansiyelinin belirlenmesinde en yaygın olarak kullanılan analiz yöntemi standart penetrasyon deneyi (SPT)'ye dayanmaktadır [2]. Bu analiz, Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen basitleştirilmiş yöntemi esas almaktadır. Basitleştirilmiş yöntem, depremin neden olduğu çevrimsel gerilme oranını (CSR), % 60 enerji oranına göre düzeltilmiş SPT darbe sayısına ($N_{1,60}$) bağlı olarak çevrimsel direnç oranını (CRR) ve $M_w=7.5$ büyüklüğündeki

depremler hariç belirlenecek deprem büyüklüğü düzeltme faktörünün (MSF), CRR'nin CSR'ye oranıyla çarpılarak güvenlik faktörünün (FS) belirlenmesi adımlarından oluşmaktadır. Kuzey Anadolu Fay Zonu'na uzaklığı (R) 55 km olan inceleme alanında, 6.0, 6.5, 7.0 ve 7.2 deprem büyüklüklerinde beklenen en büyük yatay yer ivmesi (a_{max}) değerleri Tablo 1'de verilmiştir [3]. Bu değerlerin hesaplanmasında Türkiye depremlerinin karakteristik özelliklerini dikkate alan aşağıdaki eşitlik kullanılmıştır.

$$a_{max} = 2.8(e^{0.9M_w} * e^{-0.025R} - 1) \quad (1)$$

Burada, a_{max} en büyük yatay yer ivmesi, M_w öngörülen deprem büyüklüğü, R ise deprem odağına uzaklık olmaktadır.

Deprem büyüklüğü düzeltme faktörünün hesaplanmasında aşağıdaki eşitlik kullanılmıştır [6].

$$MSF = 10^{2.24/M_w^{2.56}} \quad (2)$$

Tablo 2. Senaryo Depremler için a_{max} ve MSF değerleri

Öngörülen Deprem Büyüklüğü (M_w)	a_{max} (R=55 km)	MSF
6.0	0.157	1.769
6.5	0.248	1.442
7.0	0.39	1.192
7.2	0.468	1.109

Düzeltilmiş standart penetrasyon darbe sayısı ($N_{1,60}$) belirlenmesinde aşağıdaki eşitlik kullanılmıştır [4].

$$N_{1,60} = 0.75(C_N)(C_R)N_{arazi} \quad (3)$$

Burada, C_N , jeolojik yük düzeltme faktörü olmak üzere en büyük değeri 1.6 olacak şekilde aşağıdaki eşitlik kullanılarak bulunmuştur [5, 6, 13].

$$C_N = (P_a/\sigma'_{v0})^{0.5} \quad (4)$$

Burada, P_a , 100 kPa değerindeki atmosfer basıncı ve σ'_{v0} , düşey efektif gerilmeyi ifade etmektedirler. Çevrimsel gerilme oranı CSR ve çevrimsel direnç oranı CRR, aşağıdaki eşitliklerle belirlenmiştir [6, 11].

$$CSR = 0.65 r_d \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \quad (5)$$

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_{1,60})} + \frac{N_{1,60}}{135} + \frac{50}{[10.N_{1,60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (6)$$

Eşitlik 5'te, r_d , gerilme azaltma katsayısı olmak üzere aşağıdaki eşitlik kullanılarak hesaplanmıştır [7].

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)} \quad (7)$$

Sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü aşağıdaki eşitlikle hesaplanmıştır.

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MSF \quad (8)$$

Yüzeyde, 0.8 – 0.2 m arasında değişen kalınlıklarda yer alan bitkisel toprağın altında, 10.5 m derinliğe kadar SM ve 10.5-16.5 m arasında da SM-SW zeminlerin ve bunların altında da killi

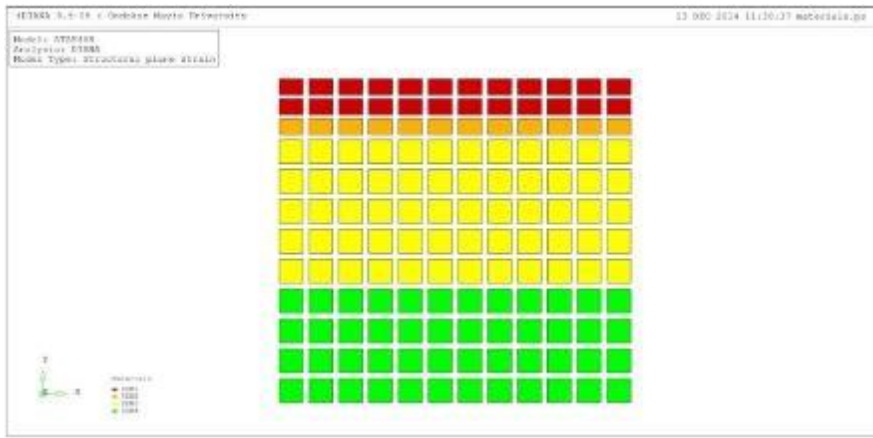
zeminlerin bulunduğu inceleme alanı için 4 sondaj kuyusunda yapılan analizler sonucu elde edilen güvenlik faktörü değerleri, ilgili derinliklerdeki düzeltilmiş SPT darbe sayılarıyla birlikte Tablo 2’de verilmiştir. Güvenlik faktörü ne kadar büyükse zemin sıvılaşmaya karşı o kadar dirençlidir. Bununla birlikte 1’den çok az büyük bir güvenlik faktörüne sahip zemin yine de sıvılaşabilir. Örneğin, daha derindeki bir zemin sıvılaştığında, suyun yukarı yönlü akışı, güvenlik faktörü 1’den bir miktar büyük olan zeminin sıvılaşmasını tetikleyebilir [2]. Sonuç olarak güvenlik faktörünün 1’e eşit veya küçük olması durumunda zemin tabakalarında sıvılaşma, 1-1.2 arasında olması durumunda sıvılaşma potansiyeli ve 1.2’den büyük olması durumunda ise göz önüne alınan zemin tabakalarında sıvılaşma oluşmayacağı kabul edilmektedir [8].

Tablo 3. Düzeltilmiş SPT Ve Güvenlik Faktörü Değerleri

Sondaj Kuyusu	Derinlik (m)	YASS (m)	N _{1,60}	M _w =6.0	M _w =6.5	M _w =7.0	M _w =7.2
				FS	FS	FS	FS
SK-1	1.5	2.8	24.30	5.41	2.79	1.47	1.03
	3		19.27	3.52	1.82	0.96	0.74
	4.5		17.62	2.67	1.38	0.73	0.56
	6		18.57	2.58	1.33	0.7	0.54
	7.5		18.15	2.39	1.23	0.65	0.50
	9		19.55	2.53	1.31	0.69	0.53
	10.5		21.69	2.86	1.48	0.78	0.60
	12		20.51	2.72	1.40	0.74	0.57
	13.5		19.50	2.66	1.37	0.72	0.56
	15		18.62	2.65	1.37	0.72	0.56
SK-2	1.5	2.6	-	-	-	-	-
	3		22.11	3.99	2.06	1.08	0.84
	4.5		18.62	2.75	1.42	0.75	0.58
	6		19.94	2.73	1.41	0.74	0.57
	7.5		18.66	2.42	1.25	0.66	0.51
	9		23.27	3.10	1.60	0.84	0.65
	10.5		21.82	2.84	1.47	0.77	0.60
	12		20.62	2.70	1.39	0.73	0.57
	13.5		19.59	2.64	1.36	0.72	0.56
	15		18.71	2.63	1.36	0.71	0.55
SK-3	1.5	2.2	22.50	12.29	6.34	1.34	0.92
	3		21.95	3.65	1.88	0.99	0.77
	4.5		19.48	2.73	1.41	0.74	0.57
	6		23.18	3.15	1.62	0.85	0.66
	7.5		22.69	2.94	1.52	0.80	0.62
	9		23.23	2.99	1.54	0.81	0.63
	10.5		22.09	2.81	1.45	0.76	0.59
	12		20.85	2.67	1.38	0.72	0.56
	13.5		19.79	2.61	1.35	0.71	0.55
	15		18.88	2.60	1.34	0.71	0.55
SK-4	1.5	2.1	24.30	5.41	2.79	1.47	1.03
	3		24.78	4.26	2.20	1.16	0.90
	4.5		20.00	2.77	1.43	0.75	0.58
	6		26.57	3.91	2.02	1.06	0.82
	7.5		23.91	3.14	1.62	0.85	0.66
	9		23.68	3.05	1.57	0.83	0.64
	10.5		22.16	2.80	1.44	0.76	0.59
	12		20.90	2.66	1.37	0.72	0.56

3. ARTIK BOŞLUK SUYU BASINÇ ORANLARI

Sıvılaşma, deprem esnasında gelişen artık boşluk suyu basınçlarının efektif gerilmeyi ortadan kaldırması sonucunda gerçekleşir. Sıvılaşma olayının, 0.9 ve daha büyük değerlerdeki artık boşluk suyu basınç oranlarında (r_u) meydana geleceği belirtilmiştir [9,10]. Literatürde, kum için geliştirilmiş çeşitli bünye modelleri olmakla beraber, bu çalışmada kullanılan DIANA sonlu elemanlar programı, sıvılaşma analizleri için Towhata-Iai bünye modelini sunmaktadır. DIANA programıyla Şekil 2’deki sonlu elemanlar modeli ve Tablo 2’de verilen model parametreleri ile yapılan 2 boyutlu nonlineer analizler sonucu elde edilen boşluk suyu basınç oranları Tablo 3’te verilmiştir. Analizlerde, model tabanına uygulanacak yer hareketi için 1999 Düzce depreminde kaydedilen ve en büyük yatay yer ivmesi 0.513 g olan kuvvetli yer hareketinin Batı-Doğu (WE) yönlü bileşeni, en büyük ivme 0.2 g, 0.25 g, 0.39 g ve 0.468 g olacak şekilde ölçeklendirilerek kullanılmıştır.



Şekil 3. Sonlu Elemanlar Modeli

Modellerde yerçekimi veya diğer bir deyişle zeminin ve boşluk suyunun ağırlığı ile dinamik yükleme olmak üzere iki farklı yük tanımlanmıştır. Yeraltı su seviyesi, mevsimsel değişiklik gösterebileceği düşünülerek zemin yüzeyinden 2 m aşağıda alınmıştır. Yapılan analizlerde zemin profilinin başlangıç koşullarını belirlemek için K_0 koşullarında statik analiz yapılarak düşey efektif gerilmeler ve boşluk suyu basınçları belirlenmiştir ve oluşan deplasmanlar sıfırlanarak elde edilen gerilme ve boşluk suyu basınçları takip eden dinamik analiz başlangıç koşulları olarak tanımlanmıştır. Dinamik analizlerde, zaman tanım alanında integrasyon için Wilson- θ yöntemi ($\theta=1.4$) ve iterasyon yöntemi olarak ise doğruluk kriterleri en fazla 10 iterasyonda sağlanmak koşuluyla Newton-Raphson kullanılmıştır. Analizlerde, düzlem şekil değiştirme yaklaşımı ve sonlu elemanlar modelinde DIANA programının düzlem şekil değiştirme yaklaşımı için uygun olan 4 düğüm noktalı dörtgen Q8EPS düzlem şekil değiştirme elemanları kullanılmıştır.

Tablo 4. Towhata-Iai model parametreleri

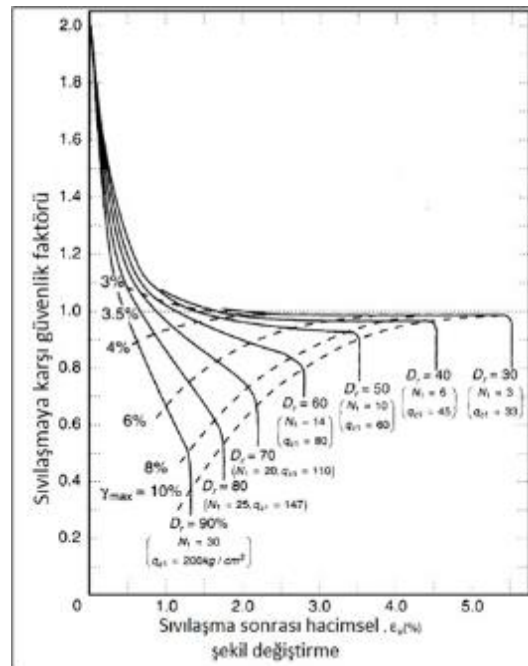
Tabaka	Derinlik (m)	σ'_{v0} (kPa)	G_{ref} (kPa)	K_{ref} (kPa)	E (kPa)	S_1	W_1	P_1	P_2	C_1
ZEM1	1	17.6	-	-	91703	-	-	-	-	-
ZEM2	2.5	44	51417	111403	144996	0.005	4	0.78	1	1.8
ZEM3	6.75	82.7	70490	152730	198784	0.005	7	0.78	1	1.5
ZEM4	13.5	150.2	94998	205829	267895	0.005	10	0.78	1	1.5

Tablo 5. Artık boşluk suyu basınç oranları

Derinlik (m)	Artık Boşluk Suyu Basınç Oranı (r_u)			
	$a_{\max}=0.2$ g	$a_{\max}=0.25$ g	$a_{\max}=0.39$ g	$a_{\max}=0.468$ g
2-3	0.95	0.957	0.978	0.968
3-4.5	0.51	0.895	0.958	0.965
4.5-6	0.853	0.87	0.964	0.967
6-7.5	0.836	0.793	0.962	0.966
7.5-9	0.811	0.705	0.957	0.96
9-10.5	0.761	0.544	0.951	0.964
10.5-12	0.436	0.727	0.82	0.889
12-13.5	0.404	0.675	0.91	0.92
13.5-15	0.229	0.283	0.862	0.925
15-16.5	0.102	0.105	0.311	0.892

4. SIVILAŞMA KAYNAKLI OTURMALAR

Deprem sarsıntısına maruz kalan kumların sıkılaşıma eğilimi gösterdiği bilinmektedir. Alt tabakalarda oluşan sıkılaşıma, yüzeyde oturma olarak kendini belli eder. Deprem kaynaklı oturmalar sıklıkla sığ temeller üzerine inşa edilmiş yapılarda sorun yaratır ve sığ temellerde teşkil edilmiş altyapı sistemlerinde hasarlara neden olur [14]. Sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörünün 1'den küçük olduğu durumda sıvılaşma oluşmakta ve deprem kaynaklı boşluk suyu basınçlarına bağlı olarak akışa geçen suyun neden olduğu oturmalar meydana gelmekte iken güvenlik faktörünün 1'den büyük olduğu durumlarda ise boşluk suyu basınçlarının oluşacağını ve buna bağlı olarak çok daha az olmakla birlikte oturmaların meydana geleceğini dikkate almak gerekmektedir [2]. Bu çalışmada, Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından önerilen yöntem kullanılarak muhtemel oturma değerleri senaryo depremler için hesaplanmıştır (Tablo 6). Bu yöntemde, doymuş temiz kumların yüzeydeki oturmalarını belirlemek için sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörüyle ilişki kurulan Şekil 4'teki grafik kullanılmaktadır.



Şekil 4. Sıvılaşma Karşı Güvenlik Faktörü Ve Sıvılaşma Sonrası Hacimsel Şekil Değişimi İlişkisi [2]

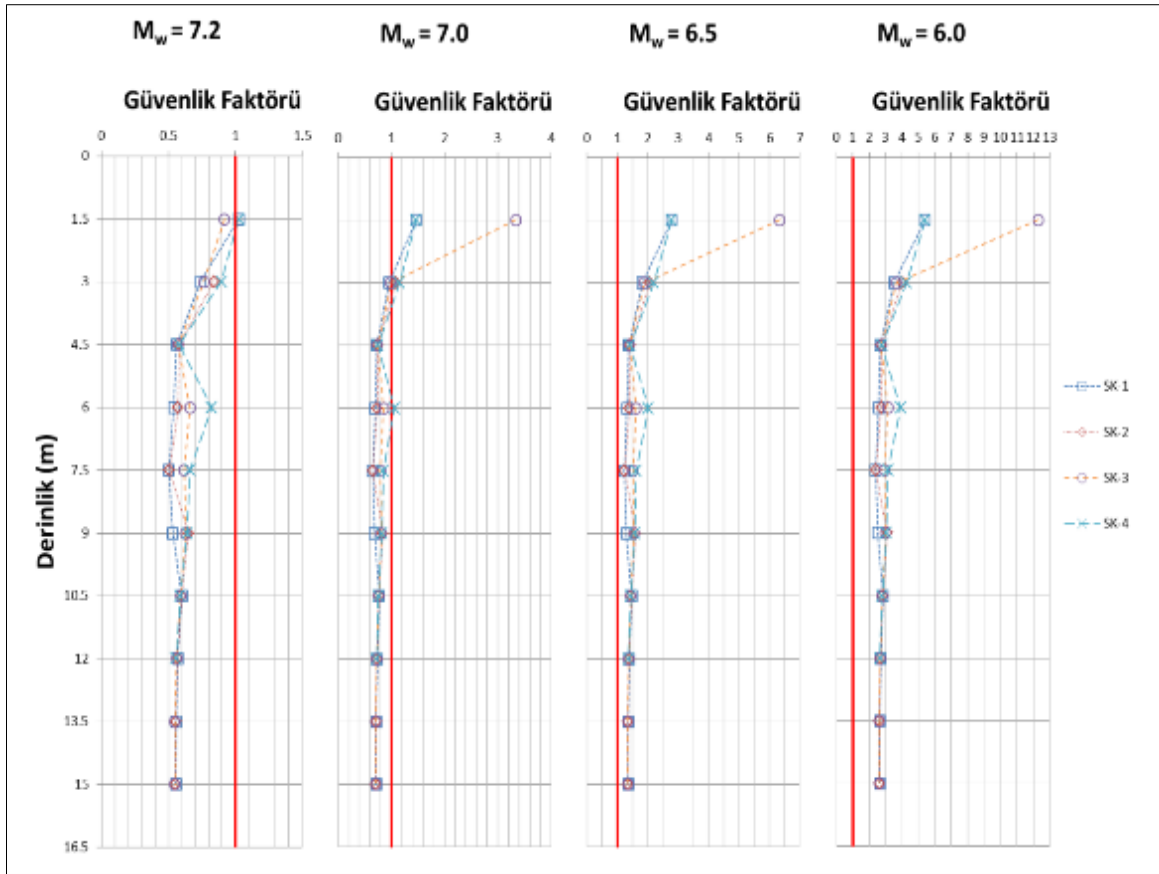
Grafikte, düşey ekseninde yer alan sıvılaşma karşı güvenlik faktörü değerini, D_r , N_1 , q_{c1} ve γ_{max} değerlerinden biriyle eşleştirerek ve sonrasında bu noktanın yatay ekseninde izdüşümünü alarak hacimsel şekil değiştirme değeri bulunabilmektedir. Japonyadaki SPT prosedürleri SPT numune alıcıya % 20 daha fazla enerji ilettiğinden, SPT sonuçlarının kullanılacağı durumlarda $N_1=0.833*(N_1)_{60}$ olarak alınmalıdır [2]. Zemindeki oturmayı bulmak için sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörünün 2'den küçük değerler aldığı her tabaka için tabaka kalınlıkları ve bulunan hacimsel şekil değiştirme değerleri çarpılır. Elde edilen çarpım sonuçlarının toplamı yüzeyde gözlenecek oturma değerini vermektedir.

Tablo 6. Sıvılaşma Kaynaklı Oturmalar

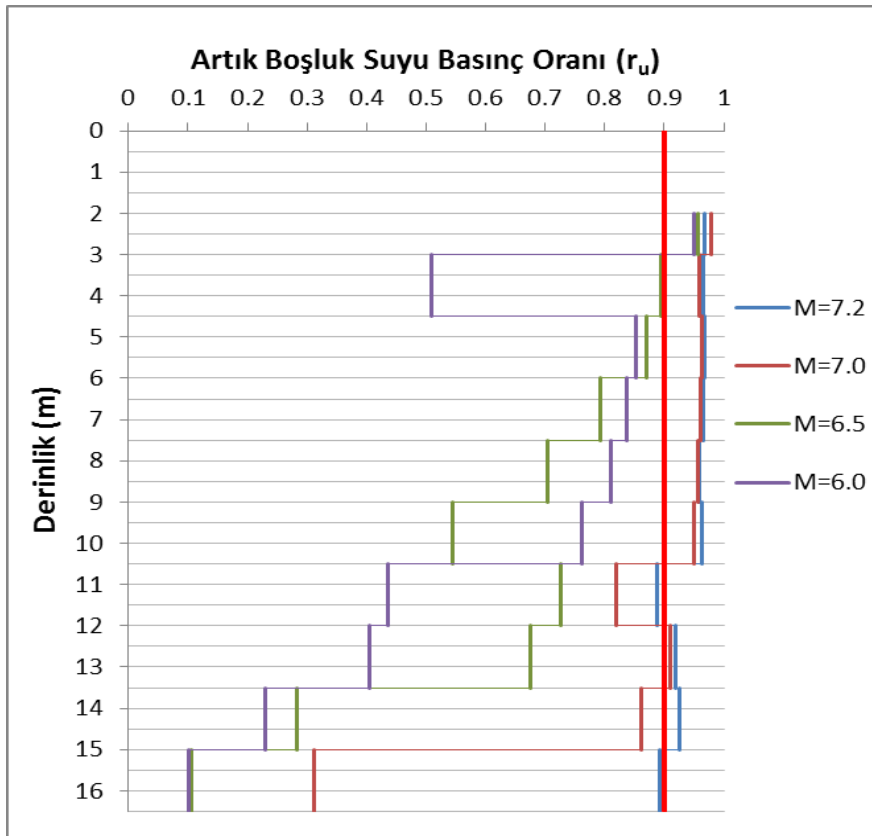
$M_w=7.2$	$M_w=7.2$		$M_w=7.0$		$M_w=6.5$	
Derinlik (m)	ϵ_v (%)	Oturma (cm)	ϵ_v (%)	Oturma (cm)	ϵ_v (%)	Oturma (cm)
SK-1						
1.5	0.86	1.29	0.39	0.58	0	0
3	2.52	3.78	1.4	2.1	0.3	0.45
4.5	2.7	4.05	2.69	4.03	0.51	0.77
6	2.63	3.94	2.62	3.93	0.49	0.73
7.5	2.66	3.99	2.66	3.99	0.5	0.75
9	2.54	3.81	2.54	3.81	0.47	0.71
10.5	2.37	3.55	2.19	3.28	0.39	0.58
12	2.47	3.70	2.4	3.6	0.45	0.68
13.5	2.55	3.82	2.52	3.78	0.47	0.70
15	2.62	3.93	2.6	3.9	0.49	0.73
Toplam Oturma		35.88		33.02		6.11
SK-2						
1.5	-	-	-	-	-	-
3	1.88	2.82	0.72	1.08	0	0
4.5	2.62	3.93	2.58	3.87	0.48	0.72
6	2.51	3.76	2.45	3.67	0.46	0.69
7.5	2.62	3.93	2.61	3.91	0.49	0.73
9	2.23	3.34	1.73	2.59	0.31	0.47
10.5	2.36	3.54	2	3	0.4	0.6
12	2.46	3.69	2.4	3.6	0.45	0.67
13.5	2.54	3.81	2.1	3.15	0.47	0.71
15	2.61	3.91	2.51	3.76	0.49	0.73
Toplam Oturma		32.75		28.65		5.33
SK-3						
1.5	1.41	2.11	0.52	0.78	0	0
3	2.18	3.27	1.08	1.62	0.08	0.12
4.5	2.55	3.82	2.5	3.75	0.26	0.39
6	2.24	3.36	1.67	2.51	0.13	0.20
7.5	2.29	3.43	2.01	3.01	0.26	0.39
9	2.24	3.36	1.87	2.80	0.21	0.32
10.5	2.34	3.51	2.18	3.27	0.25	0.37
12	2.44	3.66	2.39	3.58	0.29	0.43
13.5	2.2	3.30	2.5	3.75	0.3	0.45
15	2.6	3.90	2.59	3.89	0.31	0.46
Toplam Oturma		33.74		28.97		3.14
SK-4						
1.5	0.86	1.29	0.39	0.58	0.07	0
3	1.32	1.98	0.54	0.81	0	0
4.5	2.51	3.76	2.43	3.64	0.26	0.67
6	1.44	2.16	0.67	1.01	0	0
7.5	2.18	3.27	1.6	2.4	0.14	0.45
9	2.21	3.31	1.71	2.57	0.22	0.48
10.5	2.33	3.49	2.18	3.27	0.27	0.6
12	2.43	3.64	2.39	3.58	0.29	0.66
Toplam Oturma		22.92		17.86		2.87

5. SONUÇLAR

Samsun ili Atakum ilçesi sınırlarındaki bir alanda, 4 sondaj kuyusunda 1.5 m aralıklarla yapılmış SPT sonuçları ve laboratuvar deneylerinden elde edilmiş veriler kullanılarak, $M_w=6.0$, $M_w=6.5$, $M_w=7.0$, $M_w=7.2$ büyüklüklerindeki depremler için sıvılaşma potansiyelleri, Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen Basitleştirilmiş Yöntem ve DIANA sonlu elemanlar programı kullanılarak belirlenmiştir (Şekil 5, Şekil 6). Samsun çevresinde meydana gelen geçmiş depremler incelenerek $M_w=6.0$, $M_w=6.5$, $M_w=7.0$ ve $M_w=7.2$ deprem senaryoları oluşturulmuş ve bu depremlerde dikkate alınması gereken en büyük yatay yer ivmesi değerleri sırasıyla 0.157 g, 0.248 g, 0.39 g ve 0.468 g olarak tespit edilmiştir. Seed ve Idriss (1971) yöntemine göre yapılan sıvılaşma analizlerinde $M_w=6.0$ için sondaj kuyularının hiçbirinde sıvılaşma meydana gelmeyeceği belirlenmiştir. $M_w=6.5$ büyüklüğündeki depremde beklenen $a_{max}=0.248$ g için sıvılaşma meydana gelmeyeceği görülmüştür. $M_w=7.0$ büyüklüğündeki bir deprem ve bu depremde beklenen $a_{max}=0.39$ g için yapılan analizlerde 3-16.5 m derinlikler arasında sıvılaşma meydana geleceği, 1.5 - 3 m derinlikler arasında ise sıvılaşma riski bulunmadığı belirlenmiştir ($FS \geq 1.2$). $M_w=7.2$ ve bu büyüklükteki bir depremde beklenen $a_{max}=0.468$ g için yapılan analizlerde, SK-3'te 1.5 - 16.5 m derinlikler arasında sıvılaşma meydana geleceği tespit edilmiştir. DIANA sonlu elemanlarda programında Towhata-Iai bünye modeli kullanılarak, 0.2 g olarak dikkate alınmış deprem kaydıyla yapılan analizlerde zemin profilinde 2 - 3 m derinlikler arasında, boşluk suyu basıncının sıvılaşma meydana getirecek 0.9 değerini aştığı ve dolayısıyla bu tabakada sıvılaşma meydana geldiği, diğer tabakalarda ise boşluk suyu basıncının yükseldiği ancak sıvılaşma meydana getirecek düzeye ulaşmadığı belirlenmiştir. 0.25 g (≈ 0.248 g) en büyük ivmeye sahip olacak şekilde ölçeklendirilen deprem kaydıyla yapılan sonlu elemanlar analizinde 2 - 4.5 m derinlikler arasında boşluk suyu basınç oranı 0.9 değerinin üstüne çıkarak sıvılaşma meydana getirmekte, 4.5-6 m derinlikler arasında 0.8 değerini aşacak şekilde yükselmekte ve diğer tabakalarda ise kısmen yükselmekte ancak sıvılaşma meydana getirmemektedir. 0.39 g en büyük ivme ile yapılan analizde 2 - 10.5 m ve 12 - 13.5 m derinlikler arasında sıvılaşma meydana gelmekte, artık boşluk suyu basıncı 10.5 - 12 m ve 13.5 - 15 m derinlikler arasında önemli ölçüde, 15 - 16.5 m derinlikler arasında da kısmen artmakta ancak sıvılaşma meydana gelmemektedir. 0.468 g en büyük ivmeli deprem için yapılan analizde 2 - 16.5 m derinlikler arasındaki zeminin tamamında sıvılaşma meydana geleceği belirlenmiştir. Basitleştirilmiş yöntem ve DIANA programından elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında $M_w=7.0$ ve $M_w=7.2$ büyüklüklerindeki depremler için varılan sonuçların genel olarak uyumlu olduğu görülmüştür. $M_w=6.5$ büyüklüğündeki deprem için Basitleştirilmiş yöntemle göre sıvılaşma beklenmezken, DIANA programında elde edilen sonuçlara göre 2 - 4.5 m derinlikler arasında sıvılaşma meydana gelmektedir. $M_w=6.0$ büyüklüğündeki depremde $a_{max}=0.2$ g alındığında dahi Basitleştirilmiş yöntemi göre sıvılaşma meydana gelmezken, DIANA programında yapılan analizde ise 2 - 3 m derinlikler arasında sıvılaşma meydana gelmektedir. Sonuç olarak her iki yöntem kullanılarak yapılan çalışmalar sonucunda çalışma alanının sıvılaşma potansiyelinin olduğu belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlara göre inceleme alanında ilgili derinliklerde sıvılaşma potansiyeli olduğu ve oturmaları önemli ölçüde arttıracığı sonucunun dikkate alınması ve bu bölgedeki yapılaşmalarda bu durumun göz önünde bulundurulması, gerekli önlemlerin mutlaka alınması, bölgedeki zemin etüt çalışmalarında yüzeysel olarak yer verilen sıvılaşma olgusunun daha hassas ve detaylı incelenmesi, hesaplanması gerektiği sıvılaşma potansiyelini değerlendirmede dinamik üç eksenli basınç deneyi ve dinamik basit kesme deneyi gibi kapsamlı laboratuvar deneyleri yapılması önerilmektedir.



Şekil 5. Senaryo Depremler İçin Sondaj Kuyularında Güvenlik Faktörü- Derinlik İlişkisi



Şekil 6. Senaryo Depremler İçin Artık Boşluk Suyu Basıncı-Derinlik İlişkisi

KAYNAKLAR

- [1] Kramer, S. L. (1996), "Geotechnical earthquake engineering", (Vol. 80), Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall
- [2] Day, R.W. (2002), "Geotechnical Earthquake Engineering Handbook", McGraw-Hill
- [3] Aydan, O., Sezaki, M., Yazar, R. (1996), "The seismic characteristics of Turkish earthquakes", 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1270.
- [4] Sivrikaya, O., & Toğrol, E. (2010), "İnce daneli zeminlerde SPT sonuçlarının düzeltilmesi üzerine bir çalışma", İTÜDERGİSİ/d, 2(6).
- [5] Liao, S. S., & Whitman, R. V. (1986), "Overburden correction factors for SPT in sand", Journal of Geotechnical Engineering, 112(3), 373-377.
- [6] Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., Stokoe, K. H. (2001), "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(10), 817-833.
- [7] Idriss, I. M. (1999), "Presentation notes: An update of the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential" Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Anal., Publ. No. FHWARD-99-165, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [8] Uyanık, O., (2002), "Kayma dalga hızına bağlı potansiyel sıvılaşma analiz yöntemi", Doktora Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir.
- [9] Hazirbaba, K. and Rathje, E.M. (2004). "A comparison between in situ and laboratory measurements of pore water pressure generation", 13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6, Vancouver, Canada.
- [10] Khatibi, B. R., Sutubadi, M. H., Moradi, G. (2012), "Liquefaction potential variations influenced by building constructions", Earth Science Research, 1(2), p23.
- [11] Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, 97, 9, 1249-1273.
- [12] Büyüksaraç, A., Bektaş, Ö., Yılmaz, H., Arısoy, M. Ö. (2013), "Preliminary seismic microzonation of Sivas city (Turkey) using microtremor and refraction microtremor (ReMi) measurements", Journal of seismology, 17(2), 425-435.
- [13] Cetin, K. O., Seed, R. B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder Jr, L. F., Kayen, R. E., Moss, R. E. (2004), "Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(12), 1314-1340.
- [14] Mollamahmutoğlu, M., Babuçu, F., 2006, "Zeminlerde Sıvılaşma Analiz Ve İyileştirme Yöntemleri", Gazi Kitabevi.
- [15] Ishihara, K., and Yoshimine, M., 1992. "Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes." Soils and Foundations, vol. 32, no. 1, pp. 173-188.
- [16] Bathe, K. J., (2006), "Finite element procedures", Prentice-Hall.
- [17] Cazemier, W., Feenstra, P.H., Snijders, J.M.A., Visschedijk, M.A.T., Bezuijen, A., Teunissen, J.M.A., van Kesteren, W.G.M., and Meijer, K., (1998), "TNO Liquefaction Project Definition Study", Tech. Rep. 97-NMR1449, TNO Building and Construction Research.

- [18] Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T., (1990), "Parameter identification for a cyclic mobility model", Report of the Port and Harbour Research Institute, 29(4), 57-83.
- [19] Towhata, I., Ishiara, K., (1985), "Shear Work and Pore Water Pressure in Undrained Shear", Soils and Foundations, Vol.25, No.3, September, pp. 73-84.



Zemin Özellikleri ve Zemin Davranışı

ZEMİN DONATILARI İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ ŞEVLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF REINFORCED SLOPES WITH SOIL REINFORCEMENTS

Bertan ÖZDEMİR¹

Burak EVİRGEN²

Ahmet TUNCAN³

M. İnanç ONUR⁴

Mustafa TUNCAN⁵

ABSTRACT

The miscellaneous slope stability elements are used in geotechnical engineering especially within the scope of solving the deep excavation and road construction problems. Reinforced soil design, is preferred as alternative method to these elements, provides an application convenience besides being extremely economical. Accordingly, experimental studies were realized on the scaled slope models at laboratory conditions due to investigation the behaviour of reinforced slopes with geotextile, geogrid and steel strips. Deformation behaviours of unreinforced and reinforced slopes were examined under the case of static vertical loading on soil surface. At the end of the study, soil bearing capacity was increased, at the same time displacement values were tried to decrease by using geogrid, geotextile and steel strips. Experimental results were presented with comparing theoretical data.

Keywords: Reinforced soil, steel strip, geogrid, geotextile, soil stability.

ÖZET

Geoteknik mühendisliğinde, özellikle derin kazı ve yol inşaatlarında karşılaşılan şev stabilitesi problemlerinin çözülebilmesi amacıyla çeşitli kazı destekleme unsurları kullanılmaktadır. Bu elemanlara alternatif olarak tercih edilen donatılı zemin tasarımı ise uygulama kolaylığı sağlamanın yanı sıra son derece ekonomik olmaktadır. Bu doğrultuda geotekstil, geogrid ve çelik donatı ile güçlendirilmiş şevlerin davranışlarını inceleyebilmek için; laboratuvar ortamında ölçekli şev modelleri üzerinde deneysel çalışmalar yapılmıştır. Zemin yüzeyinden statik düşey yükleme durumunda, donatısız ve güçlendirilmiş şevlerin deformasyon davranışları incelenmiştir. Bu çalışma sonucunda, deplasmanlar geogrid, geotekstil ve çelik donatı kullanılarak azaltılmaya çalışılmış olup zemin taşıma gücünün artırılması sağlanmıştır. Deneysel sonuçlar teorik verilerle karşılaştırılarak sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Donatılı zemin, çelik donatı, geogrid, geotekstil, şev stabilitesi.

¹ İnş. Müh., Anadolu Üniversitesi, eftal.bozdemir@gmail.com

² Araş. Gör., Anadolu Üniversitesi, burakevirgen@anadolu.edu.tr

³ Prof. Dr., Anadolu Üniversitesi, atuncan@anadolu.edu.tr

⁴ Araş. Gör., Anadolu Üniversitesi, mionur@anadolu.edu.tr

⁵ Prof. Dr., Anadolu Üniversitesi, mtuncan@anadolu.edu.tr

1. GİRİŞ

Donatılı zemin uygulamasındaki temel prensip; heterojen ve karmaşık yapısından dolayı birçok belirsizlik içeren zemin davranışının, çelikten üretilen donatı, polietilen esaslı geogrid veya polyester esaslı geotekstil kullanımı ile iyileştirilmesidir. Bu malzemelerin düşük özgül ağırlığına rağmen yüksek çekme ve eğilme dayanımına sahip olmaları, donatı kullanımı için ön plana çıkmalarını sağlamaktadır. Elemanların yüzeyleri ile zemin arasındaki aderanstan kaynaklanan sürtünme davranışı donatılı zeminlerdeki en önemli tasarım unsuru olarak belirtilebilir. Donatıların kesitleri oldukça küçük olduğundan yeterli derecede çekme dayanımına sahip olması gerekliliği de bir diğer önemli parametredir. Malzemelerin karakteristik özelliklerine zarar verebilecek; ağır metal, tuz ve kimyasal gibi zeminde bulunma olasılığı olan kirleticilere karşı korunması şarttır. Aksi takdirde tasarım aşamasında hesaplanan kesit boyutları zamanla zayıflayarak, yapıyı tehlikeye atabilecektir.

Genel anlamda donatılı zemin; metal veya plastik şeritler, çubuklar, geotekstiller vd. malzemelerin içine yerleştirildiği zemindir. Donatılı zeminde, aynen betonarmede olduğu gibi, donatı ile zemin arasında sürtünme gerilmeleri oluşturarak, zemin güçlendirilir. Kullanılan zemin, genellikle kohezyonsuz (kum, çakıl) zemindir [1]. Geosentetikler; insan yapımı proje, yapı ve sistemlerde; zemin, kaya, toprak veya geoteknik mühendisliği ile ilgili diğer malzemelerle birlikte kullanılan polimerik malzemelerden üretilen düzlemsel bütünlüğü ürünler olarak tanımlanmaktadır [2]. Geotekstil; zeminde kullanılan geçirgen ürünlerin genel adıdır. Hammaddesi genellikle petrol bazlı olan polyester, polietilen, polipropilen veya fiberglas olabilir. Geotekstiller dokuma, keçe veya örgü olabilir, özellikle karayolu ve toprak dolgularda kullanılmaktadır. Donatılar zeminin taşıma kapasitesini artırma ve deplasmanları azaltma amaçlı kullanılmaktadır [3].

Literatürde, donatılı zemin ile ilgili tasarım, modelleme ve deneysel uygulamaları içeren çalışmalar bulunmaktadır. Metal şerit ve geotekstil kullanımı ile donatılı zemin yapılarının teşkilinde, tasarım kriterlerini ve sınır değerleri içeren bilgisayar programı geliştirilmiştir [4]. Söz konusu çalışmada donatılı toprak sisteminin gerekli projelendirme esasları, yeterli malzeme ve işçilik şartları sağlandığı takdirde ekonomik, estetik ve güvenli yapı inşası için verimli bir yöntem olduğu belirtilmiştir. Diğer bir çalışmada kullanım alanları ile işlevleri açısından mekanik ve hidrolik başlıkları altında iki ana grupta incelenen geosentetiklerin sağladığı avantajlar bakımından geleneksel yöntemlerle kıyaslandığında etkin çözümler sunduğu belirtilmiştir [5]. Geosentetiklerin kullanım alanlarının araştırıldığı çalışmada ise geosentetiklerin donatılı seddeler ve donatılı zemin duvarlarda kullanıldığında deprem etkilerini azalttığı ve sıvılaşmaya karşı etkili olduğu; donatılı zemin duvarlarda kullanıldığında dışsal ve içsel stabiliteyi attırdığı; kil zeminlerde fitil dren kullanımı ile konsolidasyonu hızlandırdığı ve demiryolu inşaatlarında da taşıma gücünü arttırdığı belirtilmiştir [6]. Donatılı kum zemin üzerine oturan sürekli temellerin oturma miktarını etkileyen faktörleri, laboratuvar ortamındaki deneysel modelde geogrid kullanımı ile incelenen çalışmada; deneyler ve istatistiki hesaplamalar sonucunda, sınır taşıma gücüne ulaşılması için gerekli oturma miktarının %52 değeri ile en yüksek oranda temel genişliğinden etkilendiğini belirtmiştir. Temel derinliğinin ise %30 oranı ile ikinci derecede etkili parametre olduğu bildirilmiştir [7]. Geogrid donatılı kum zemin üzerine inşa edilmiş sığ temellerin taşıma kapasitesinin incelendiği çalışmada, laboratuvar ortamındaki ölçekli düzenekte şerit temel kullanımı değerlendirilmiştir [8]. Dinamik etkilerin incelendiği çalışmada, modüler blok yüzey kaplama elemanı ile granüler dolgu malzemesi kullanılarak modellenen 6 metre yüksekliğindeki istinat duvarına, sonlu elemanlar programı ile 6 saniye süresince harmonik deprem etkisi 0.2 g ve 0.4 g olmak üzere iki farklı maksimum ivme değerleri ile etki ettirilmiştir. Analizlerde; donatılı bölge dolgusu, mevcut doğal zemin ve temel zemini olmak üzere 3 farklı tipte zemin kullanılmıştır. İki farklı donatı çeşidi kullanılarak, 4.2 m boyundaki donatılar düşeyde 1m olarak eşit mesafede

yerleştirilmiştir. Geosentetik donatı ve modüler blok yüzey kaplaması kullanılarak granüler dolgu ile gerekli şartlarda inşa edilen istinat duvarlarının dinamik yükler altında iyi performans sergilediği belirtilmiştir [9]. Ekonomik analiz içeren çalışmada ise 5.50m yükseklikteki betonarme konsol istinat duvarı ile yine aynı yükseklikteki şev stabilitesinin sağlanabilmesi amacı ile geotekstil ve geogrid kullanımı değerlendirilmiştir. Betonarme istinat duvarın maliyetinin, geotekstil donatılı duvardan yaklaşık %71 daha pahalı olduğu, yine aynı betonarme duvarın geogrid donatılı duvardan ise yaklaşık %24 daha pahalı olduğu belirtilmiştir [10]. Geosentetik donatılı istinat duvarlarında modüler beton birimlerin cephe kaplaması olarak kullanımını değerlendirilerek, sistemin Kuzey Amerika'da performans, estetik, maliyet ve yararları sayesinde rağbet kazandığı belirtilmiştir [11].

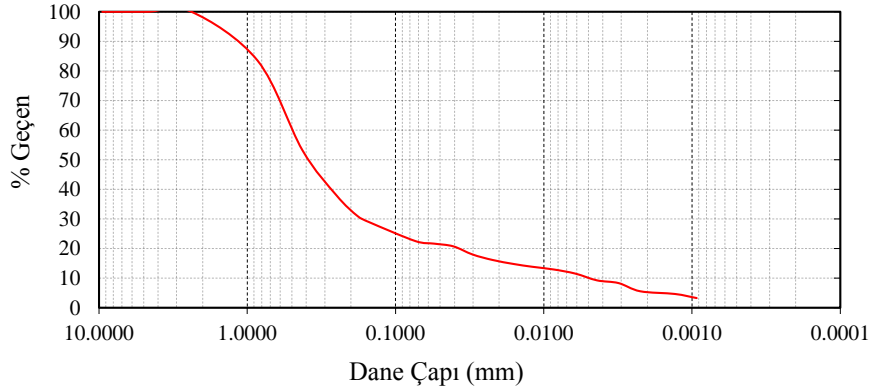
Ayrıca, saha uygulamasındaki tasarım ve inşa aşamalarını açıklayan çalışmalar da bulunmaktadır. Uşak Kışladağ Altın Madeni projesindeki ana kırıcının rampası için 22.5m yüksekliğindeki kanat duvarlarının polimer şeritli donatılı zemin duvar ile inşasının detaylarının sunulduğu çalışmada, birinci derece deprem bölgesinde yer alan ve yüksek tonajlı kamyon yüklerini maruz kalacak söz konusu duvarlar 0.4 g yatay deprem ivmesi altında palyeli tasarlanmıştır [12]. Bu çalışmadan görüldüğü üzere, duvar boyunun palyelendirilerek farklı kademelerde çözüm yapılması hem donatılara gelecek yükü azaltmakta hem de daha ekonomik çözüm sunmaktadır. Bir başka çalışmada, büyük ölçekli bir satış merkezindeki araç girişini sağlamak amacı ile inşa edilen 4 m yüksekliğinde ve 104 m uzunluğundaki geotekstil donatılı istinat duvarı tasarım ve inşası açıklanmıştır [13]. Donatılı zemin yapılarının önceki depremlerdeki performansı ve statik ile sismik sayısal analizlerinin değerlendirildiği çalışmada Davutpaşa kavşağı ve bağlantı yolları inşası durum çalışması olarak sonlu elemanlar yazılımı ile incelenmiştir [14].

2. DENEYSEL MODELLEME

Bu çalışmada, teorik hesaplara göre geotekstil, geogrid ve çelik donatı elemanları kullanılarak laboratuvarında deneysel model geliştirilmiş ve bu modellere düşey yükler uygulanarak donatılı zemin davranışı belirlenmiştir. Çalışma kapsamında, 50 cm x 50 cm boyutlarındaki zemin hücresi içerisinde ölçekli şev modeli tasarlanmıştır. 20 cm yüksekliğinde ve 50 cm genişliğindeki şev modeli 90 derece eğimle dik olarak teşkil edilmiştir. Donatısız (D), geotekstil donatılı (TD), geogrid donatılı (GD) ve çelik donatılı (ÇD) olarak 4 farklı tip şev için deneyler gerçekleştirilmiştir [15].

2.1. Malzeme Özellikleri

Donatılı zemin uygulamasında, tasarlanan donatıların yerleştirilmesinin ardından uygun kum veya çakıl ağırlıklı (granüler) dolgu malzemesi sıkıştırılarak serilmiştir. Deneyler kapsamında %77.6 kum, %17.8 silt ve %4.6 kil içeren ve özgül ağırlık değeri 2.67 olan dolgu malzemesi (Şekil 1), % 6.0 optimum su muhtevasında sıkıştırılarak şevler oluşturulmuştur.

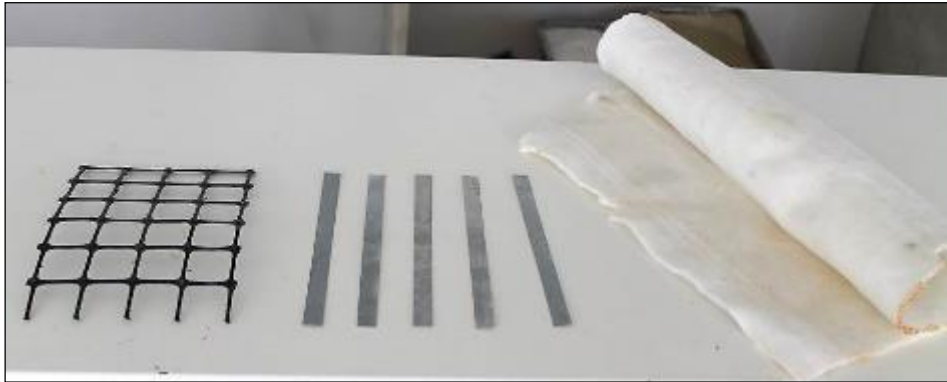


Şekil 1. Zemin Numunesinin Dane Boyut Dağılımı

Teorik hesaplar doğrultusunda temin edilen donatıların (Şekil 2) özellikleri Tablo 1'de verilmiştir. Geogridler 40 mm x 40 mm karelajlara sahiptir. Galvanizli çelikler ise 240 mm uzunluğunda ve 10 mm genişliğinde üretilmiş olup yatayda 20 mm aralıklarla döşenmiştir. Çelik donatılar ve geotekstil düşeyde 20 mm aralıklarla, geogrid ise gerçek ölçekli hesaplamalara göre 16 mm aralıklarla yerleştirilmiştir.

Tablo 1. Donatıların Mekanik Özellikleri

	Donatı Ürünü		
	Geotekstil	Geogrid	Galvanize Çelik
Birim Hacim Ağırlık	200 gr/m ²	260 gr/m ²	8.10 ⁶ gr/m ³
Çekme Dayanımı (kPa)	7.5-11.0	40.0-50.0	515000.0
Kalınlık (mm)	1.2	1.6	0.7



Şekil 2. Kullanılan Zemin Donatıları; sırasıyla geogrid, galvanizli çelik ve geotekstil

Her bir kademede donatılar (geogrid ve çelik şeritler) yerleştirildikten sonra standart proktor deneyinde uygulanan sıkıştırma enerjisi, zemin hücresindeki şev alanına eşdeğer oranda arttırılarak zemin sıkıştırılmıştır. Donatılar 5 mm şev yüzeyinden çıkacak şekilde yerleştirilmiş ve çelik hasıra bağlanmıştır. Şev yüzeyine 0.5 su/çimento oranında hazırlanan beton karışımı hazırlanarak 1.5 cm kalınlığında kaplama betonu oluşturulmuştur. Böylece, donatıların birlikte hareket etmesi sağlanmıştır (Şekil 3). Geotekstilde ise, arazi uygulamasında yapıldığı gibi, yüzeyde bohçalama gerçekleştirilerek bütünlük sağlanmıştır.



Şekil 3. Geogrid ile Şev Yapımı

2.2. Deney Düzenegi

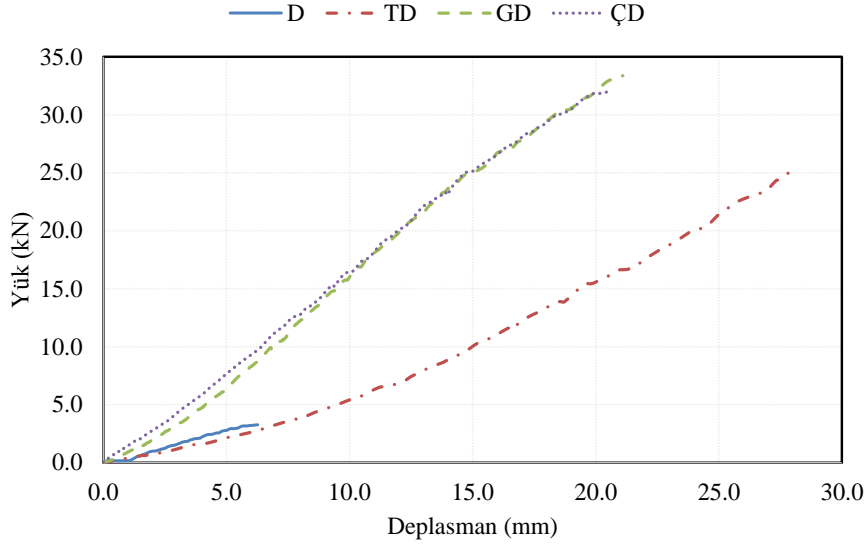
Donatılı zemin modelinde şevin yüklenebilmesi amacıyla Şekil 4’te görülen yükleme çerçevesi üretilmiştir. Çerçevenin üst bölümünde bulunan 9 ton kapasiteli Enerpac piston ile düşey yük uygulanmıştır. 10 ton kapasiteli TML yük hücresi ile düşeyde 2 adet 50 mm kapasiteli CDP50 LVDT ve yatayda şev yüzeyinden 5 cm aşağıda 2 adet 25 mm kapasiteli CDP25 LVDT ile eş zamanlı veri toplanmıştır.



Şekil 4. Yükleme Sistemi

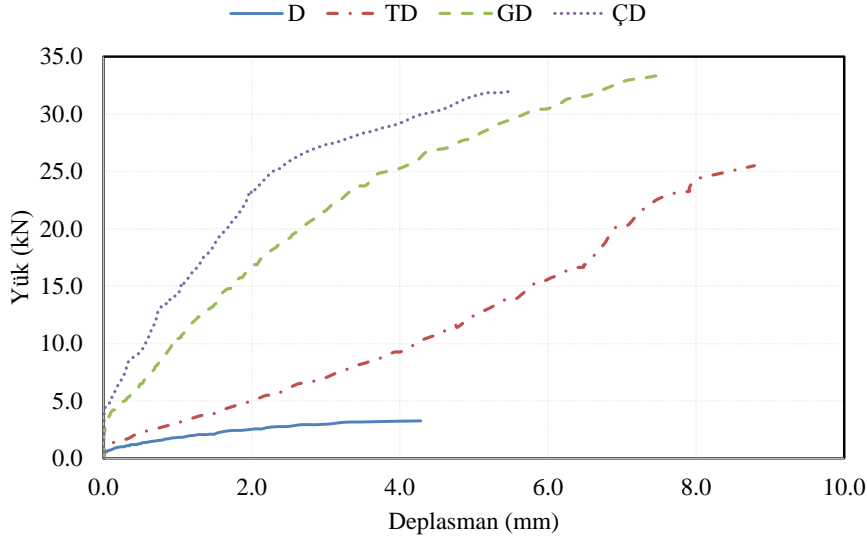
2.3. Deney Sonuçları

Sisteme uygulanan düşey yük sonucunda, zeminde meydana gelen oturma miktarları Şekil 5’te verilmiştir. Donatısız şevde maksimum 3.3 kN yük değerinde göçme gözlenirken, geotekstil donatılı, geogrid donatılı ve çelik donatılı şevlerde sırasıyla 25.5, 33.4 ve 32.0 kN maksimum yük değerleri elde edilmiştir. Bu yük değerlerine karşılık yine aynı sıra ile 6.3, 28.1, 21.1 ve 20.6 mm ortalama düşey deplasman değerleri elde edilmiştir.



Şekil 5. Yük - Düşey Deplasman Eğrileri

Uygulanan yüke bağlı olarak zeminde meydana gelen oturmanın ardından, yükün yatay bileşeni kaplama kısmına etki ederek duvarı devirmeye çalışmaktadır. Buna bağlı olarak zemin yüzeyi veya duvar yüzeyinde meydana gelen ortalama deplasman değerleri Şekil 6'da verilmiştir. Donatısız, geotekstil donatılı, geogrid donatılı ve çelik donatılı şevler için ortalama yatay deplasman değerleri sırasıyla 4.3 mm, 8.8 mm, 7.5 mm ve 5.6 mm olarak gözlenmiştir.

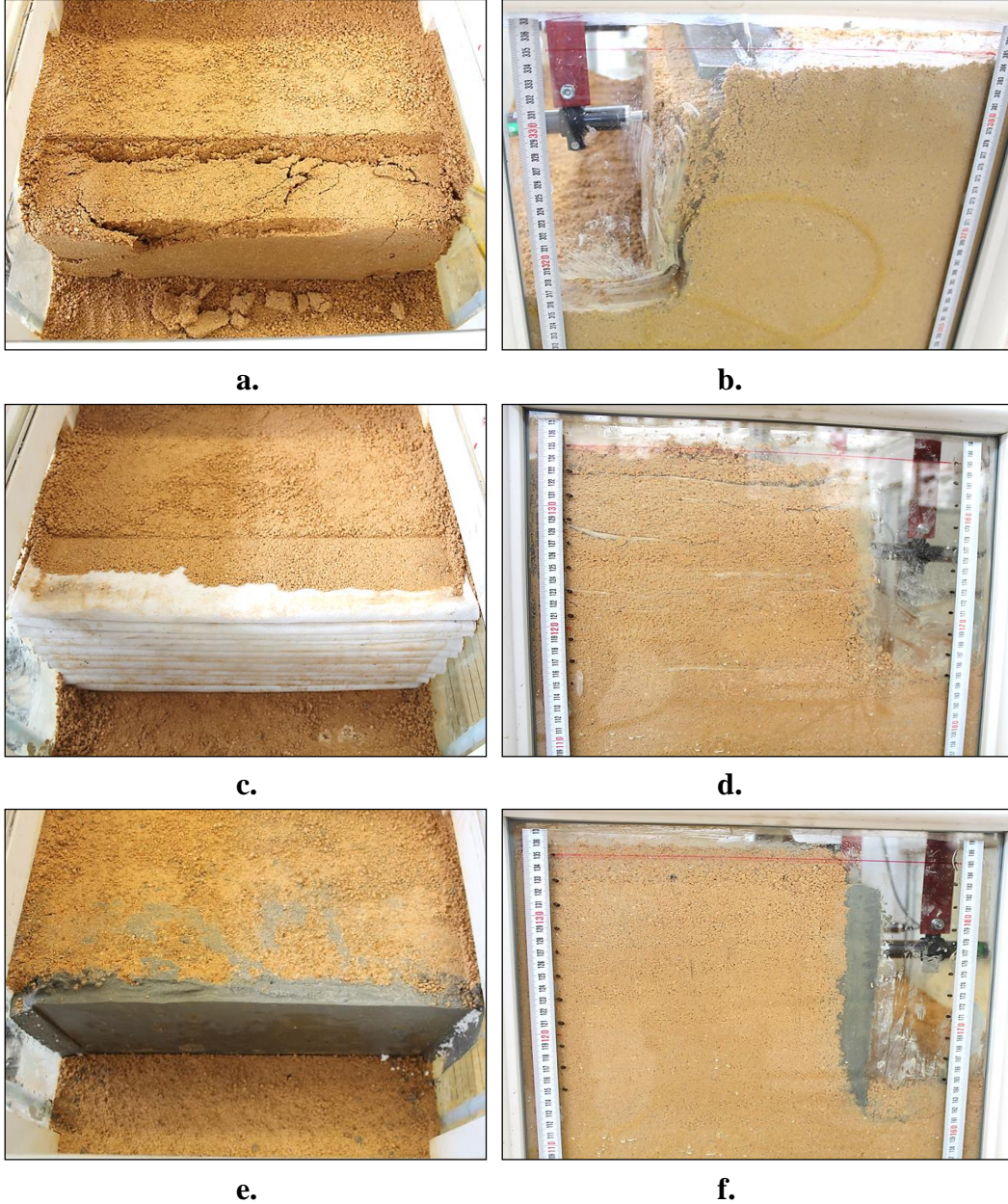


Şekil 6. Yük - Yatay Deplasman Eğrileri

En yüksek yük değerleri piston uygulama alanına bölünerek, maksimum gerilme miktarları hesaplanmıştır. Donatısız ve geotekstil donatılı şevler için 0.86 kg/cm^2 ile 6.6 kg/cm^2 değerleri elde edilirken, sistem kapasitesini zorlamamak amacıyla geogrid donatılı ve çelik donatılı şevlerdeki deneyler yaklaşık 8.7 kg/cm^2 gerilme değerinde bitirilmiştir. Bu oranda yüksek bir gerilme değerinin şev stabilitesinde karşılaştırma yapmak adına yeterli olduğu düşünülmektedir. Ayrıca 8.7 kg/cm^2 gerilme mertebesinde, geogrid ve çelik donatılı şevlerde

ölçek bazında gözlenen yatay deplasman değerleri, şevlerin daha fazla yük alamayacağını kanıtlamaktadır.

Deney sonunda oluşan göçme modları Şekil 7’de verilmiştir. Referans modeli olan donatısız şevde göçme mekanizması düşük gerilme altında topuk dairesi yenilmesi (toe circle) şeklinde gerçekleşmiştir. Geotekstil donatılı şevde ise hem düşey hem de yatay yönde en yüksek deplasman değerleri elde edilmiş olup, kazı yüzeyinde kısmen rijit biçimde eksenden sapma görülmüştür. Geogrid ve çelik donatılı şevler düşeyde benzer özellik sergilemişlerdir. Yatayda ise en yüksek deplasman değerleri bu iki tip şevde görülürken, çelik donatılı şev daha rijit davranmıştır.



Şekil 7. Göçme Mekanizmaları (üst ve yan görünüş); **a-b.** Donatısız Şev, **c-d.** Geotekstil Donatılı Şev, **e-f.** Geogrid Donatılı Şev ve **g-h.** Çelik Donatılı Şev



g.

h.

Şekil 7. Göçme Mekanizmaları (üst ve yan görünüş); a-b. Donatısız Şev, c-d. Geotekstil Donatılı Şev, e-f. Geogrid Donatılı Şev ve g-h. Çelik Donatılı Şev (Devamı)

3.SONUÇLAR

Çalışma kapsamında, donatısız, geotekstil donatılı, geogrid donatılı ve çelik donatılı olmak üzere 4 farklı tip şev için ölçekli deneysel çalışma gerçekleştirilmiştir. Elde edilen bulgular aşağıda verilmiştir.

Donatısız şev 0.86 kg/cm^2 gerilme altında topuk dairesi yenilmesi şeklinde göçmüştür. Geotekstil donatılı şevde yaklaşık 7.7 (6.6 kg/cm^2) kat daha yüksek gerilme değeri elde edilmiştir. Geogrid ve çelik donatılı şevlerde ise bu fark 10.1 (8.7 kg/cm^2) kat gibi ciddi mertebelere çıkmıştır.

Donatısız şevde 4.3 mm olan yatay deplasman değerinin, zemin donatıları kullanımı ile göçme anında 8.8 mm mertebelerine kadar arttığı gözlenmiştir. Hem düşey hem de yatay yönde en yüksek deplasmanlar geotekstil donatılı şevlerde görülmüştür.

Gerek uygulama kolaylığı gerekse maliyeti göz önünde bulundurulduğunda geogrid ve çelik donatılı zeminler diğer şev stabilitesi yöntemlerine göre elverişli çözüm sunmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] Uzuner, B.A. (2007), “Temel Mühendisliğine Giriş”, Dördüncü Basım, Derya Kitabevi, Trabzon.
- [2] ASTM D4439-14 (2014), “Standard Terminology for Geosynthetics”, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, United States.
- [3] Das B.M. (1984), “Principles of Foundation Engineering”, Brooks / Cole Engineering Division, Monterey, California.
- [4] Alkaya, D. ve Yeşil, B., “Metal şerit ve Geosentetik Donatı Kullanılarak Oluşturulan Donatılı Zemin (Toprakarme) Yapıların Spreadsheet Kullanarak Analizi”, Akademik Bilişim, Uşak Üniversitesi, 2012.
- [5] Yılmaz, H.R. ve Eskişar, T., “Geosentetik Ürünlerin Geoteknik Mühendisliği Sorunlarının Çözümünde Kullanımı ve Sağlanan Faydalar”, 2. Geoteknik Sempozyumu, 22-23 Kasım 2007, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- [6] Yılmaz, H.R. ve Akkık P., “Geosentetiklerin Muhtelif Geoteknik Problemlerin Çözümlerinde Kullanım İmkânları Hakkında Bir Araştırma”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi, 7-8 Eylül 2006, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.

- [7] Demiröz A. ve Tan, Ö., “Donatılı Zeminler Üzerindeki Sürekli Temellerin Oturmasını Etkileyen Faktörlerin Araştırılması”, Selçuk Üniversitesi Müh.-Mim. Fak. Derg., c.23, s.3, pp. 13-23, 2008.
- [8] Yıldız, L. (2005), “Donatıyla Güçlendirilmiş Şevli Zemine Oturan Yüzeysel Temel Analizi”, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.
- [9] Güler, E. ve Demirkan, M.M., “Geosentetik Donatılı İstinat Duvarlarının Dinamik Yükler Altında Davranışı”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, 21-22 Ekim 2002, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir.
- [10] Yılmaz, H.R. ve Aklık, P., “Geotekstil veya Geogrid Kullanılarak Oluşturulan Dayanma Yapılarında Sağlanabilen Ekonomi Hakkında Bir İnceleme”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, 21-22 Ekim 2002, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir.
- [11] Bathurst, R.J. and Simac, M.R., “Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Wall Structures in North America”, Keynote Lecture reprint: Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, September 1994, Singapore.
- [12] Özçelik, H., “Maden Kırıcısı Kanat Duvarlarında Polimer Şeritli Donatılı Zemin Duvar Uygulaması”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi, 7-8 Eylül 2006, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.
- [13] Richardson, G.N. (1995) “Lessons Learned from The Failure of a Geotextile Reinforced Retaining Wall Facing”, <http://www.smithgardnerinc.com/docs/>.
- [14] Kaya, T., Özbatır, M. ve Durgunoğlu, H.T., “Donatılı zemin duvar yapılarının depremde davranışı”, <http://www.imo.org.tr/resimler/ekutuphane/pdf/10824.pdf>.
- [15] Özdemir, B., (2015), “Evaluation of Reinforced Slopes With Soil Reinforcements”, Anadolu Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Lisans Tezi.

ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMAN ANALİZLERİ KULLANILARAK ANKRAJLI KAZIK İLE DESTEKLİ ŞEV PERFORMANSININ İNCELENMESİ

EVALUATION OF PILE STABILIZED SLOPES SUPPORTED WITH
ANCHORS BY THREE DIMENSIONAL FINITE ELEMENT ANALYSIS

Ömer Faruk USLUOĞULLARI¹ Esra SUBAŞI DUMAN² Hakan ŞAHİN³

ABSTRACT

In this study the movement of a slope and the performance of a supporting system, which consists of pile and anchors are investigated. This slope is located on Kozcağız-Kumluca road which is a route connecting the inner part of northwest of Turkey to the Western Black Sea coast. This slope location prone to landslide is selected for this study due to the observed soil movements and occurrence of landslides in the past. The laboratory and field test results of disturbed and undisturbed soil samples were obtained from boreholes in different locations and were used in this study. Three-dimensional finite analyses are performed on piles supported with anchors to estimate the slope stability based on the obtained soil properties and the inconsistent topography of the landslide region. The effects of horizontal and vertical anchor row configuration on the performance of piles are investigated by calculating the maximum displacements, bending moments and shear forces. According to the results of the analyses for various horizontal spacing; deformations are decreased between 0.8 to 1.5%. Maximum bending moment and shear forces are reduced 7 to 32% with the increment of row number of anchors. With the increment of vertical row numbers of anchors significant decrements are observed at the maximum bending moment and shear forces between 30 to 40%.

Keywords: Landslide, pile, anchor, three dimensional finite element analyses.

ÖZET

Bu çalışmada Batı Karadeniz kıyılarını iç kesimlere bağlayan güzergâhlardan biri olan Kumluca-Kozcağız Bartın yolu üzerinde meydana gelen şev hareketliliği ve olası heyelan durumunda şev stabilitesini güçlendirmek adına ankrajlı kazık uygulamasının performansı incelenmiştir. Komşu heyelanlar ve gerçekleşen toprak hareketliliği sebebiyle bu potansiyel heyelan bölgesi üzerinde çalışmaların gerçekleştirilmesine karar verilmiştir. Farklı yerlerde açılan sondaj kuyularından elde edilen örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri ile gerçekleştirilmiş laboratuvar ve arazi deney sonuçları çalışmada kullanılmıştır. Elde edilen zemin değerleri ve heyelan bölgesinin değişken topoğrafyası göz önünde bulundurularak, şev dengesini arttırmak için, farklı dizilişlere sahip ankrajlı kazık modelleri üzerinde üç boyutlu sonlu eleman analizleri gerçekleştirilmiştir. Ankrajlar arası düşey ve yatay mesafelerin

¹ Yrd.Doç.Dr., Turgut Özal Üniversitesi, Ankara, Türkiye, ofusluogullari@turgutozal.edu.tr

² Araş. Gör. MSc, Turgut Özal Üniversitesi, Ankara, Türkiye, esduman@turgutozal.edu.tr.

³ Dr.,Proje Müdürü, Professional Service Industries, Inc. (PSI), Houston, USA, hakan.sahin@psiusa.com

kazıkların performansları üzerindeki etkisi maksimum deplasmanlar, kazıklarda meydana gelen kesme kuvveti ve eğilme momentleri hesaplanarak incelenmiştir. Yapılan analizlerde, ankrajlar arası yatay mesafenin değişmesi durumunda deformasyonlarda %0,8-%1,5 arasında azalma elde edilmiştir. Maksimum eğilme momenti ve maksimum kesme kuvveti değerlerinde sıra sayısına bağlı olarak yaklaşık olarak %7-%32 arasında azalma gözlemlenmiştir. Ankraj düşey sırasının artırılması durumlarında da, maksimum eğilme momenti ve maksimum kesme kuvveti değerlerinde % 30 ile %40 arasında önemli derecede azalmalar elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Heyelan, kazık, ankraj, üç boyutlu sonlu eleman analizi.

1. GİRİŞ

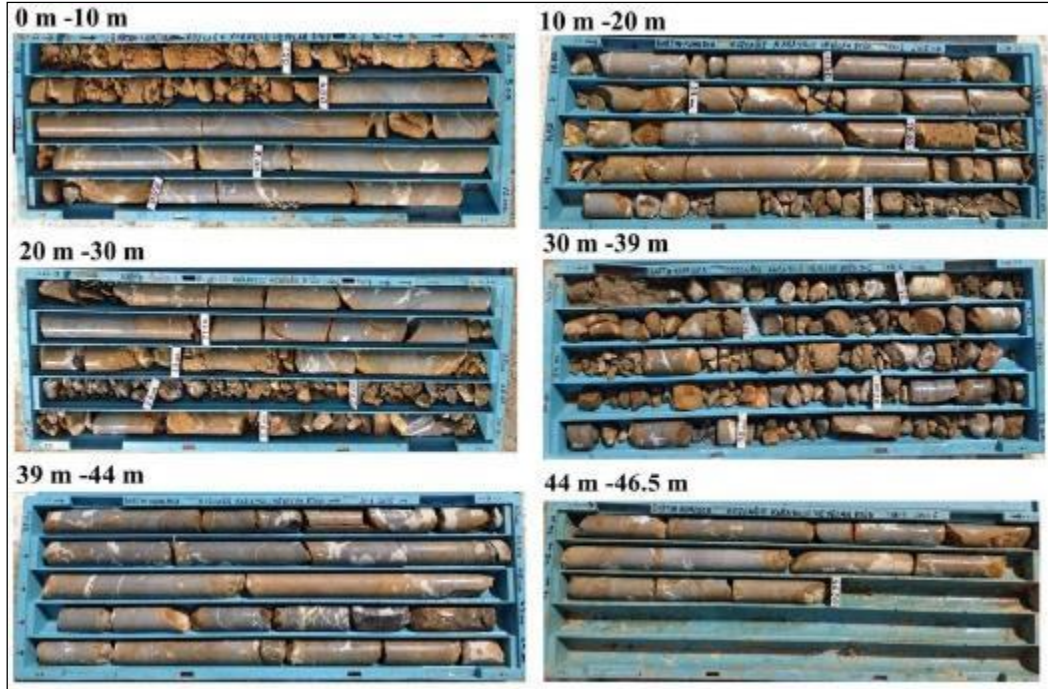
Türkiye’de, depremlerden sonra doğal afetlerin başında gelen heyelanlar, çok fazla can ve mal kaybına sebep olmaktadır. Mevsim normallerinin üzerinde seyreden yağışlar, yol yapım çalışmaları, temel kazıları, istinat yapıları, yapılaşma sonrasında tamamlanamayan alt yapı nedeniyle sızan sular gibi sebeplerle kitle hareketleri ve heyelanlar meydana gelebilmektedir [1, 2, 3]. Olası kitle hareketleri ve heyelan durumu için önceden bir takım önlemler alınarak, hareketlenmeden kaynaklı zararlar en aza indirilebilir. Şev stabilizasyon metotları, heyelanların ve kitle hareketlerinin önlenmesinde önemli rol oynamaktadır. Birçok araştırmacı, limit denge analizlerini kullanarak şev stabilitesini değerlendirmişlerdir [4, 5, 6]. Cheng vd.[7] hassas şev stabilite analizlerini, bilgisayar hesaplamaları ile üç boyutlu analizler gerçekleştirerek incelemiştir. Şev stabilite problemlerini giderebilmek için kazık, istinat duvarı ve ankraj gibi yapısal önlemler araştırılmıştır [8]. Son yıllarda, şev stabilitesini arttırmak amaçlı ankrajlı kazık sistemleri de sıkça kullanılmaya başlanmıştır [9]. Kazıkları yanal olarak destekleyen zemin ankrajları, kazığa etki eden toprak basıncına karşı koyarak kazıklarda oluşan yanal deplasmanların, eğilme momentlerinin ve kesme kuvvetlerinin aza indirilmesinde önemli rol oynamaktadır.

İnceleme alanı fosil heyelan bölgesi içerisinde yer almaktadır ve bu bölgede yapılan yol genişletme çalışmaları sırasında, şev üzerinde hareketlenmeler gözlemlenmiştir. Bu nedenle mevcut yolun, olası kitle hareketinden zarar görmemesi için bir takım önlemler alınması planlanarak şev stabilizasyonunu arttırmak için PLAXIS 3D programı ile üç boyutlu sonlu elemanlar analizleri gerçekleştirilmiştir [7]. Analizlerde ankrajlı kazık uygulaması modellenmiş, ve ankrajlar arası düşey ve yatay mesafelerin maksimum deformasyonlara, kazıklarda meydana gelen kesme kuvveti ve eğilme momentlerine olan etkisi araştırılmıştır.

2. ÇALIŞMA ALANININ JEOLJİK VE GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

Bartın ili, Batı Karadeniz bölgesinin, 41° 53' kuzey enlemi ile 32° 45' doğu boylamı arasında yer almaktadır. İncelemenin yapıldığı alan, Bartın il sınırları içerisinde Kozcağz-Kumluca ayırım yolunun 7+800-9+400 km’leri arasındaki yol güzergâhında bulunmaktadır. Şekil 1’de çalışma alanının yer bulduru haritası görülmektedir.

Çalışmada kullanılan veriler, açılan yedi adet sondaj kuyularından, örselenmiş ve örselenmemiş zemin numunelerinden ve bu numuneler üzerinde, zeminin fiziksel özelliklerini belirlemek amacıyla gerçekleştirilen deneylerden elde edilmişlerdir. Sondaj kuyusu verilerinden; elde edilen jeolojik birimlerin derinlikle litolojik olarak değişimi, ayrışma derecesi, dayanımı, yeraltı suyunun durumu gibi konuları ayrıntılı olarak incelenmiştir. Yapılan arazi incelemelerinde yeraltı suyuna rastlanmamıştır. İnceleme alanının çoğunluğunun Ulus formasyonu (kireçtaşı, nadir kumtaşı ve kuvarsit içeren bir formasyon) içinde yer aldığı gözlemlenmiştir. Kalınlığı değişiklik gösteren kumtaşı blokları (kayma ve heyelana neden olabilecek) içeren zayıf zemin tabakalarına bu formasyon içerisinde rastlanmıştır. Kumtaşı bloklarının ayrışmışlık derecesi değişiklik göstermekle birlikte ara seviyelerde kil, kum ve silt mevcut olup, kayma ve heyelanın bu ayrışmış kaya tabakalarının olduğu zayıf zemin nedeniyle gerçekleşebildiği öngörülmüştür. Sondaj yapılırken, ilerlemeye paralel olarak geçilen kaya birimlerde karotlu ilerleme sağlanarak alınan SK – 1'e ait karot örnekleri Şekil 4' de gösterilmiştir. Açılan sondaj kuyularında, belirli bir derinliğe kadar ana kayadaki zemin özelliklerine rastlanırken, sonralarında ayrışmış kaya parçaları görülmeye başlanmıştır.



Şekil 4. Karot Örnekleri

Şekil 4'de verilen karot örneklerine ait bulgulara, inceleme alanının genelinde rastlanmıştır. Bu bulgulara göre, modelleme çalışmalarında ayrışmış kaya tabakalarının bulunduğu bölge zayıf zemin geri kalan tabakalar ise anakaya olarak tanımlanmıştır. Tablo 1'de sonlu eleman analizlerinde kullanılan geoteknik özellikler verilmiştir.

Tablo 1. Modellemede kullanılan zemin özellikleri

Zemin Türü	γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	ν
Zayıf zemin	22	15x10 ³	5	35	0,3
Anakaya	25	30x10 ⁶	6000	40	0,4

3. STABİLİTE GÜÇLENDİRME ANALİZLERİ

Bu çalışmada öncelikle, elde edilen veriler ile sonlu eleman analiz programı PLAXIS 3D kullanılarak şev stabilitesi araştırılmıştır. Daha sonra stabilitenin zayıf olduğu bölgede zemin iyileştirme yöntemi olarak farklı varyasyonlardaki ankraj uygulamaları kullanılarak ankrajlar ile güçlendirilmiş kazık perde duvar uygulamasının performansı incelenmiştir.

3.1. Üç Boyutlu Sonlu Eleman Yöntemi

Kitle hareketleri ve şev stabilitesinin değerlendirilmesinde kullanılan yöntemlerden biri de üç boyutlu sonlu eleman analizleridir [7]. Dış etkiler altında bir zeminin gerçeğe en yakın davranışını bulmayı amaçlayan sonlu elemanlar analizlerini gerçekleştirmek için geoteknik mühendisliği problemlerinin çözümlerinde yaygın olarak tercih edilen PLAXIS 3D programı kullanılmıştır. Şev stabilite analizleri Basitleştirilmiş Bishop yöntemine [10] dayanarak gerçekleştirilmiştir. Analizlerde zemin parametreleri ϕ ve c kademeli olarak azaltılarak zeminin yenildiği durum belirlenmekte ve o durumdaki oran güvenlik sayısı belirlenmektedir [11].

$$M_{sf} = \frac{(\tan\phi)_{input}}{(\tan\phi)_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} = \text{Güvenlik sayısı} \quad (1)$$

Bu denklemde parametrelerdeki “input” indisi girilen malzeme özelliklerini tanımlanırken, “reduced” indisi ise bu analizlerde kullanılan azaltılmış değerleri belirtmektedir. Analizlerde başlangıçta çarpan, $M_{sf}=1$ alınarak tüm malzeme parametreleri azaltılmış değerine getirilmektedir. Daha sonra ise $\tan \phi$ ve c değerleri kademeli olarak azaltılarak zeminin göçme durumuna ulaşması sağlanmaktadır ve bu göçme anındaki güvenlik sayısı ise toplam çarpan M_{sf} ‘in göçme anındaki değerine eşit olmaktadır [12].

PLAXIS 3D kullanılarak yapılan analizlerin modelleme aşamaları şu şekildedir:

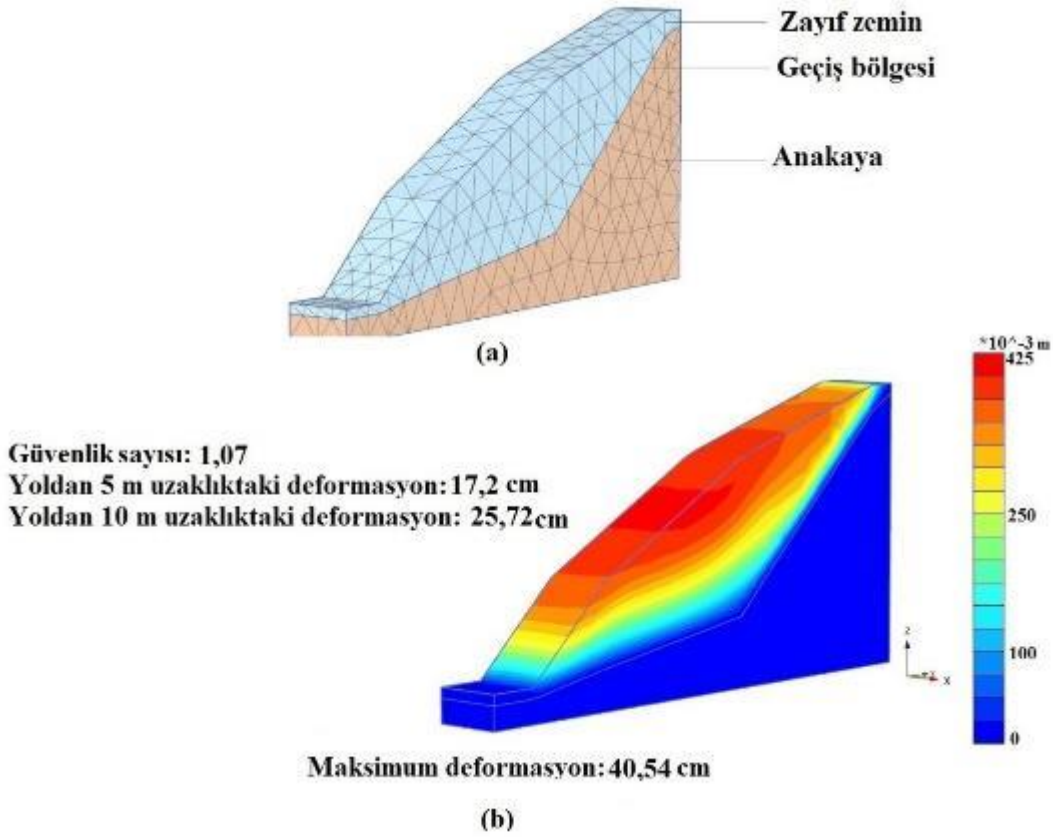
- 3 boyutlu olarak geometrinin oluşturulması
- Zemin özelliklerinin girilmesi
- Kazıkların oluşturulması ve kazık malzeme özelliklerinin tanımlanması
- Ankrajların oluşturulması ve ankraj malzeme özelliklerinin tanımlanması
- Sonlu eleman ağı oluşturulması
- Analizlerin yapılması

Analizlerde zemin için 10 düğümlü üçgen prizma (10-node tetrahedral) elemanlar kullanılmış, kazıklar ise tek boyutlu kiriş eleman olarak modellenmiştir. Hesaplamalar sırasında, eleman boyutu olarak iri (coarse), orta (medium) ve ince (fine) mesh seçenekleri kullanılmış ve sonuçların birbirine yakın olması sebebiyle orta (medium) seçeneği kullanılarak analizler yapılmıştır. Analizlerde yenilme kriteri olarak lineer elastik -mükemmel plastik zemin modeline sahip Mohr Coulomb yenilme kriteri kullanılmıştır.

3.2. Mevcut Durum ve Kazıklar ile Şev Güçlendirme Analizleri

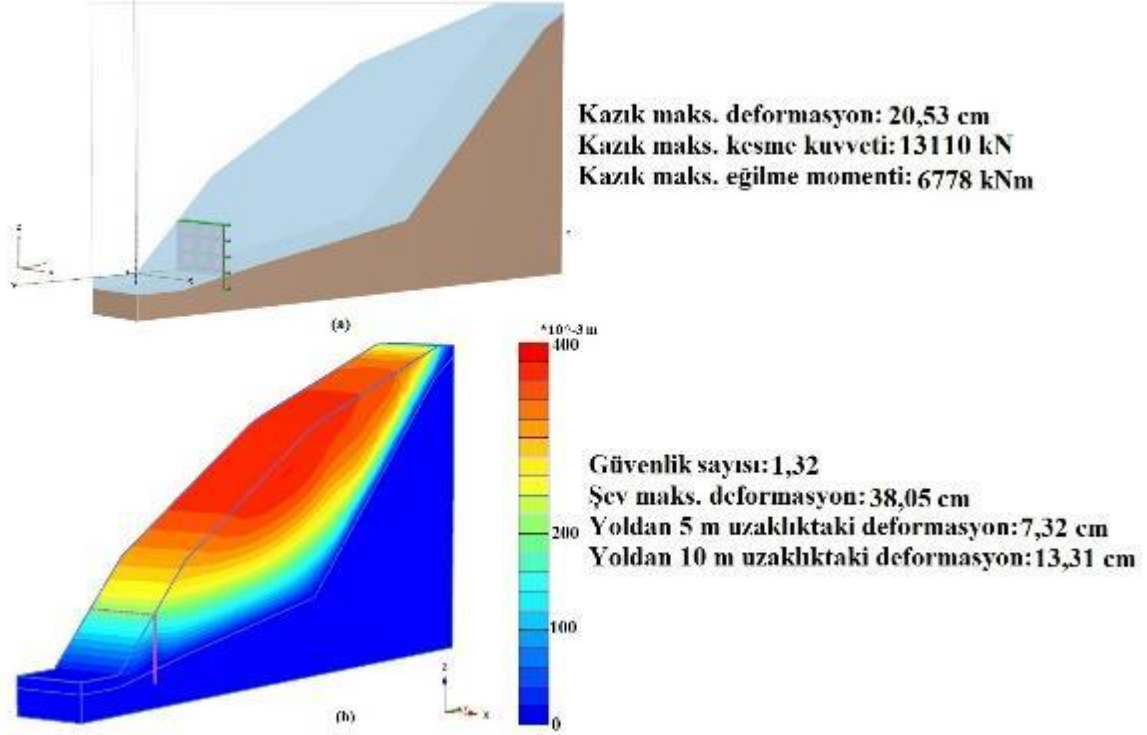
Kumluca-Kozcağz Bartın yolu 7+800-9+400 km’leri arasında bulunan inceleme alanı, yüzeyden itibaren, ayrılmış kaya içeren ulus formasyonu ve ana kayadan oluşmaktadır. Yer altı su seviyesi gözlemlenmemiştir. Şev stabilitesinin güçlendirilmesi amacıyla kazık ve ankrajın birlikte çalıştığı bir sistem modellenerek, güvenlik sayıları ve meydana gelecek deformasyonlar incelenmiştir. Kazık imalatının kayma dairesinin merkezinde yapılması durumunda elde edilecek analiz sonuçlarının en güvenilir sonuçlar çıkaracağı genel olarak literatürde belirtilmiştir, ancak bu çalışmada kayma dairesinin merkezinde yapılacak olan bir kazık çalışmasında, kazık toplam uzunluğu ve kayaya soketlenecek olan kazık uzunluğu ekonomik

ve uygulanabilir olmayacağından, kazıklar, kayma dairesinin merkezi ile yol arasındaki en optimum yer olarak öngörülen, yoldan 15m uzaklıkta modellenmiştir. Sayısal analizlerde kullanılacak olan parametrelerin, yöntemin başarısında önemli bir rol oynaması nedeniyle, modelleme de kullanılacak olan parametrelerin seçimine dikkat edilmiştir. Yapılan sondaj incelemelerinde sağlam kaya zemine ulaşmadan, süreksiz kayalar içeren zemine rastlandığından dolayı, sonlu eleman modellerinde güvenli tarafta kalınarak bu katmanlar zayıf zemin olarak tanımlanmıştır. Modellemede kullanılan zemin parametreleri Tablo 1’de verilmiştir. Zemin modeline ait tetrahedral elemanlar Şekil 5a’ da görülmektedir. Yapılan analiz sonucunda, şev güvenlik sayısı 1,07 olarak hesaplanmıştır. Ayrıca çalışmada yolun zarar görmemesi hedeflendiği için, yoldan 5 m ve 10 m uzaklıktaki deformasyonlarda incelenmiştir (Şekil 5b).



Şekil 5. Mevcut Durum

Şekil 5b’ de gösterildiği üzere güvenlik sayısının 1’e yakın olması ve yola yakın bölgelerdeki hareketlilik nedeniyle şev stabilitesini arttırmak için yapısal önlem alınması planlanmıştır. Bu nedenle çapı 1m, soketlenme boyu serbest kazık boyunun 1/4 oranında ve toplam boyu 17 m, olan bitişik kazıklar modellenerek analizler yapılmıştır. Kazıkların kayma dairesinin merkezinde yapılması uzun kazık boylarına sebep olacağından optimum nokta olarak yoldan 15 m uzaklıkta kazıklar tasarlanarak analizler gerçekleştirilmiştir. Böylece şevlerde görülen maksimum deformasyonun dışında oluşabilecek kitle hareketinin de yola zarar vermesinin önüne geçilmesi planlanmıştır. Şekil 6’da şevlerin kazıkla desteklendiği modelin analiz sonuçları görülmektedir.



Şekil 6. Kazıkla Desteklenen Durum

Şekil 6b’ de görüldüğü üzere, şeve ait güvenlik sayısı 1,32’ye yükselmiş, yoldan 5 m ve 10 m uzaklıktaki deformasyonlar da ise Şekil 5b’de gösterilen mevcut duruma göre azalma gözlemlenmiştir. Kazıkla desteklenen durumlarda, yalnızca zeminin değerlendirilmesi yeterli olmadığı için, kazık performansı da incelenmiştir (Şekil 6a). Bu nedenle kazıkta oluşan kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri hesaplanmıştır.

3.3. Ankrajlar ile Şev Güçlendirme Analizleri

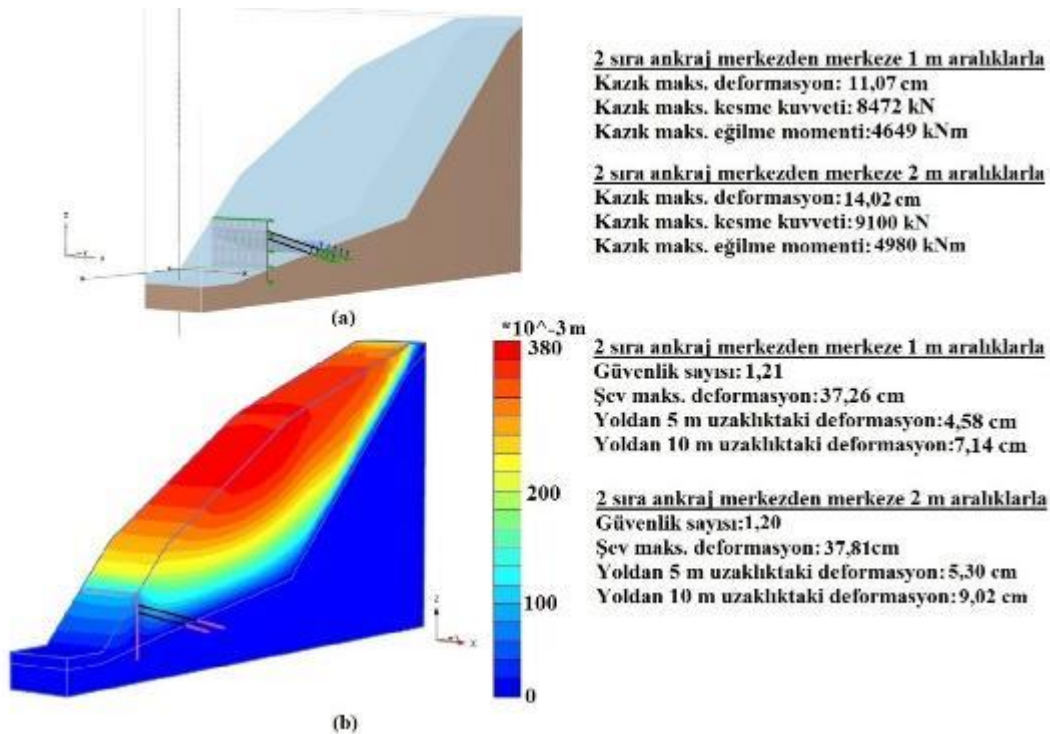
Şekil 6’da görüldüğü üzere, kazıklar ile güçlendirilmiş şev analizlerinde güvenlik sayısında artma, zeminde oluşacak deformasyonlarda ise azalma gözlemlenmiştir. Kazıklara gelen yük nedeniyle oluşan maksimum eğilme momentleri kazık taşıma kapasitesinin üstünde olduğu gözlemlenmiştir [13]. Bu nedenle kazıklara gelen yükü azaltmak için ankrajlı sistem modellenerek ilave analizler gerçekleştirilmiştir.

Ankrajlar ise toplam boyu topoğrafyaya göre değişen, kenetlenme boyu serbest boyun 1/2 oranında olacak şekilde %30 eğimle modellenmiştir. Ankrajların yapısal modellenmesinde serbest boylar iki düğüm noktasından oluşan yay elemanlar ile soketlenmenin gerçekleştiği elemanlar ise üç düğüm noktalı kazık elemanlar kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analizlerde kullanılan kazık ve ankraj yapısal elemanlarının fiziksel özellikleri Tablo 2’de verilmiştir.

Ankrajlar yatay mesafeleri, merkezden merkeze 1 m ve 2 m ve en üst kottan itibaren düşey mesafeleri ‘3 m ve 2 m’ 2 sıra, ‘3 m, 2 m ve 2 m’ 3 sıra, ‘3 m, 2 m, 2 m ve 2 m’ 4 sıra olacak şekilde parametrik bir çalışma ile üç boyutlu sonlu eleman analizleri gerçekleştirilmiştir. Yatay mesafeleri, merkezden merkeze 1 m ve 2 m olacak şekilde ve en üst kottan itibaren düşey mesafeleri ‘3 m ve 2 m’ 2 sıra şeklinde modellenen ankrajlara ait analiz sonuçları Şekil 7’de verilmiştir.

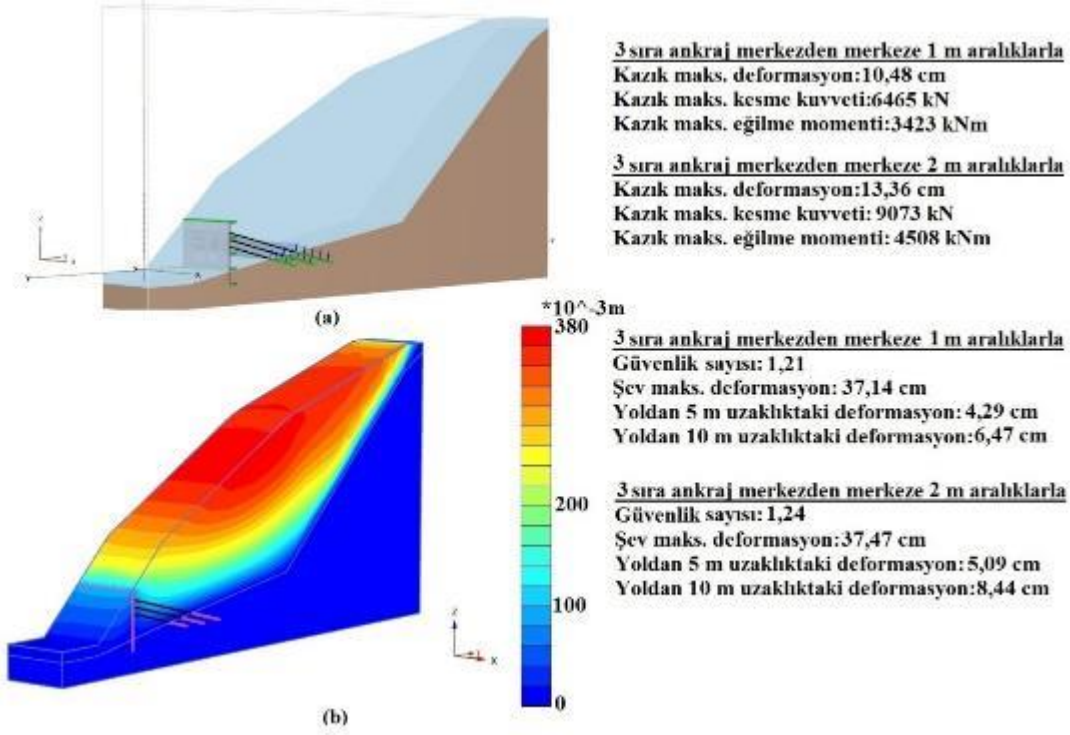
Tablo 2. Modellemede kullanılan yapısal elemanların özellikleri

Yapısal eleman	Parametre	Değer
Kazık	Toplam boy	17 m
	Serbest boy	13,6 m
	Soketlenme boyu	3,4 m
	Çap	1 m
	Aralık	1 m
	Elastisite modülü	$30 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
Ankraj	Serbest boy	1. sıra için 11,95 m
		2. sıra için 9,87 m
		3. sıra için 7,45 m
		4. sıra için 4,33 m
	Soketlenme boyu	Serbest boyun yarısı
	Eğim açısı	30°
	Yatay Aralık	1 m ve 2 m
	Düşey aralık	2 sıra için (3 m ve 2 m)
		3 sıra için (3 m, 2 m ve 2 m)
		4 sıra için (3 m, 2 m, 2 m ve 2 m)
Soketlenen kısmın elastisite modülü	$30 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$	
Soketlenen kısmın çapı	0,125 m	
Serbest kısım EA	$204,7 \times 10^3 \text{ kN}$	



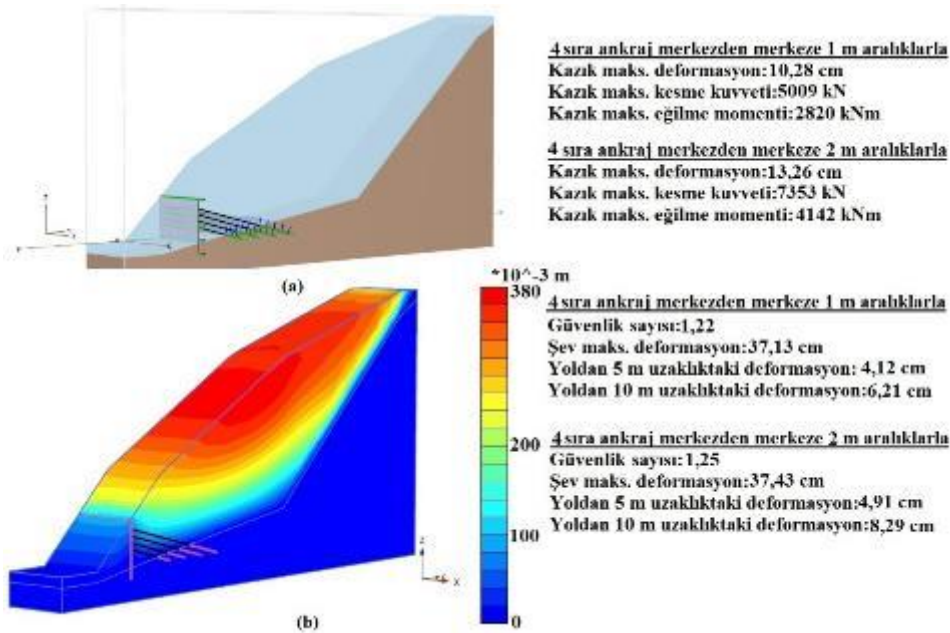
Şekil 7. Merkezden Merkeze 1m ve 2m Aralıklı 2 Sıra Kazık Analiz Sonuçları

Yatay mesafeleri, merkezden merkeze 1 m ve 2 m olacak şekilde ve en üst kottan itibaren düşey mesafeleri '3 m, 2 m ve 2 m' 3 sıra şeklinde modellenen ankrajlara ait analiz sonuçları Şekil 8'de verilmiştir.



Şekil 8. Merkezden Merkeze 1m ve 2m Aralıklı 3 Sıra Kazık Analiz Sonuçları

Yatay mesafeleri, merkezden merkeze 1 m ve 2 m olacak şekilde ve en üst kottan itibaren düşey mesafeleri '3 m, 2 m, 2 m ve 2 m' 4 sıra şeklinde modellenen ankrajlara ait analiz sonuçları Şekil 9'da verilmiştir.



Şekil 9. Merkezden Merkeze 1m ve 2m Aralıklı 4 Sıra Kazık Analiz Sonuçları

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, Kumluca-Kozcağz Bartın yolu 7+800-9+400 km'leri arasında bulunan yol güzergâhı inceleme alanı olarak seçilmiştir. Yapılan zemin incelemelerinde, zeminin yüzeyden itibaren, ayrılmış kaya tabakaları içeren ulus formasyonu ve ana kayadan oluştuğu, yer altı suyunun ise gözlemlenmediği tespit edilmiştir. İnceleme alanında yapılan yol genişletme çalışmaları sırasında, bölgede bulunan fosil heyelanda hareketlenme gözlemlenmesi nedeniyle, mevcut yolun, olası kitle hareketinden zarar görmemesi için bir takım önlemler alınması gerektiği öngörülmüş ve bu amaçla kazık ve ankrajın birlikte çalıştığı bir sistem modellenerek, ankrajlar arası düşey ve yatay mesafelerin, maksimum deformasyonlara, kazıklarda meydana gelen kesme kuvveti ve eğilme momentlerine olan etkisi, PLAXIS 3D programı ile ayrıntılı bir şekilde incelenmiş ve Tablo 3' de gösterilen sonuçlar elde edilmiştir .

Gerçekleştirilen analizlerin sonuçları özetlenecek olursa:

- Hesaplamalar sırasında, eleman boyutu olarak iri (coarse), orta (medium), ince (fine) seçenekleri analizlerde denenmiş, sonuçların birbirine yakın olması sebebiyle orta (medium) seçeneği kullanılarak analizler yapılmıştır.
- Çalışmada yolun zarar görmemesi hedeflendiği için, yoldan 5 m ve 10 m uzaklıktaki deformasyonlarda incelenmiştir. Yapılan analizler de, mevcut durum için güvenlik sayısı 1,05, şev maksimum deformasyonu 40,54 cm olarak hesaplanmıştır (Şekil 5b). Deformasyonun yüksek, güvenlik sayısının da 1'e yakın olması nedeniyle yapısal önlem alınmaya karar verilmiştir.
- Çapı 1 m, anakayaya soketlenme boyu serbest kazık boyunun 1/4 oranında ve toplam boyu 17 m, olan bitişik kazıklar modellenerek analizler yapılmıştır. Kazıkla desteklenmiş analiz sonucunda, güvenlik sayısı 1,32'ye yükselmiştir (Şekil 6b). Yoldan 5 m ve 10 m uzaklıktaki deformasyonlarda ise mevcut duruma göre %50 oranında azalma gözlemlenmiştir.
- Kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momenti 6778 kNm olarak hesaplanmıştır (Şekil 6a).[13]'e göre 1m çapa sahip kazıkların maksimum eğilme moment kapasiteleri 4,5 MNm ve 6 MNm arasında olduğundan kazık ve ankrajın birlikte çalıştığı sistem tasarlanması öngörülmüştür.
- Kazıkları yatay olarak destelemek amacı ile toplam boyu topoğrafyaya göre değişen, kenetlenme boyu serbest boyun 1/2 oranında olan ve yatay ile %30 eğime sahip ankrajlar kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Ankrajlı kazık modellenerek yapılan analiz sonuçlarında şev ve kazıkların deformasyonunda, kazık maksimum kesme kuvveti ve kazık maksimum eğilme momenti değerlerinde önemli derecede azalma gözlemlenmiştir. Kazık maksimum eğilme momenti 6778 kNm'den, 2820 kNm'ye kadar azalırken, kazık maksimum kesme kuvveti ise 13110 kN'dan 5009 kN'a kadar azalma göstermiştir.
- Ankrajlar arası yatay mesafenin 1 m olması ile 2 m olması arasındaki durum karşılaştırıldığı zaman deformasyonlarda çok fazla değişiklik gözlenmezken, özellikle maksimum eğilme momenti ve maksimum kesme kuvveti değerlerinde sıra sayısına bağlı olarak yaklaşık olarak %7-%32 arasında farklılıklar gözlemlenmiştir.
- Ankraj düşey sırasının arttırılması durumlarında da, maksimum eğilme momenti ve maksimum kesme kuvveti değerlerinde % 30 ile %40 arasında değişen sonuçlar elde edilmiştir.
- Yukarıda açıklanan sonuçlar neticesinde, heyelan riski bulunan bölgede yolun zarar görmemesi için kazık kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri göz önünde

bulundurulacak alınabilecek en elverişli yöntem, yatayda 1 m aralıklarla, en üst kottan itibaren düşey mesafeleri '3 m, 2 m ve 2 m' 3 sıra şeklinde modellenen ankrajlı kazık yapılması öngörülmüştür.

Tablo 3. Analiz Sonuçları

Yöntem	Maks. Def. (cm)	Def. Yoldan 5 m (cm)	Def. Yoldan 10 m (cm)	Güvenlik sayısı	Kazık maks. Def. (cm)	Kazık maks. Eğilme momenti (kNm)	Kazık maks. Kesme kuvveti (kN)
Mevcut durum	40,54	17,20	25,72	1,07	-	-	-
Kazıklı durum	38,05	7,32	13,31	1,32	20,53	6778	13110
2 sıra ankraj 1m aralıklarla	37,26	4,58	7,14	1,21	11,07	4649	8472
2 sıra ankraj 2 m aralıklarla	37,81	5,30	9,02	1,20	14,02	4980	9100
3 sıra ankraj 1 m aralıklarla	37,14	4,29	6,47	1,21	10,48	3423	6465
3 sıra ankraj 2 m aralıklarla	37,47	5,09	8,44	1,24	13,36	4508	9073
4 sıra ankraj 1 m aralıklarla	37,13	4,12	6,21	1,22	10,28	2820	5009
4 sıra ankraj 2 m aralıklarla	37,43	4,91	8,29	1,25	13,26	4142	7353

KAYNAKLAR

- [1] Pachauri A., Pant M., Landslide hazard mapping based on geological attributes. Engineering geology Vol.32(1), pp. 81-100, 1992.
- [2] Gokceoglu C., Aksoy H., Landslide susceptibility mapping of the slopes in the residual soils of the menden region (turkey) by deterministic stability analyses and image processing techniques. Engineering Geology Vol. 44(1), pp.147-161, 1996.
- [3] Ercanoglu M., Landslide susceptibility assessment of Bartın (west black sea region, Turkey) by artificial neural networks. Natural Hazards and Earth System Science Vol.5(6) pp. 979-992, 2005.
- [4] Fellenius W., Calculation of the stability of earthdams, Transactions of the 2nd congress on large dams, Washington, DC, vol 4, pp. 445-463, 1936.
- [5] Janbu N., Application of composite slip surfaces for stability analysis, Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes, Stockholm, Vol. 3, pp. 43-49, 1954.

- [6] Bishop A., The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes, *Geotechnique*, Vol. 5(1), 7-17, 1955.
- [7] Wei W., Cheng Y., Li L., Three-dimensional slope failure analysis by the strength Reduction and limit equilibrium methods, *Computers and geotechnics*, Vol. 36(1), 70-80, 2009.
- [8] Abramson L.W., *Slope stability and stabilization methods*. John Wiley & Sons, 2002.
- [9] Briaud. J, Lim Y., Tieback walls in sand: numerical simulation and design implications. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 125(2), pp. 101-110, 1999.
- [10] Bishop A., The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. *Geotechnique* Vol. 5(1) pp. 7-17, 1955.
- [11] *Plaxis 3D (2013) Reference Manual*. PLAXIS
- [12] Usluogullari O.F., Vipulanandan C., Stress-strain behavior and california bearing ratio of artificially cemented sand. *Journal of Testing and Evaluation* Vol. 39(4) pp.637-645, 2011.
- [13] Kourkoulis R., Gelagoti F., Anastasopoulos I., Gazetas G., Slope stabilizing piles and pile-groups: parametric study and design insights. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* Vol. 137(7), pp. 663-677, 2011.

SENTETİK VE DOĞAL KENTSEL KATI ATIKLARIN KAYMA MUKAVEMETİNİN BÜYÜK ÖLÇEKLİ DİREK KESME DENEYLERİYLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF SHEAR STRENGTH BEHAVIOR OF NATURAL AND
SYNTHETIC MUNICIPAL SOLID WASTES WITH LARGE SCALE DIRECT
SHEAR TESTS

Hasan Fırat PULAT¹

Yeliz YÜKSELEN AKSOY²

ABSTRACT

Shear strength parameters of the municipal solid wastes are primary engineering parameters which are used in landfill design. Landfill which is designed with steeper slope and higher storage height extends the life of landfill and contributes to the economy. Shear strength parameters of the municipal solid wastes can differ depending on numerous factors such as composition, aging, moisture content, storage process, overburden load. In this study, large scale direct shear tests were conducted by using synthetic MSW samples which were prepared at different compositions as representative compositions of Turkey (T-1), Europe (E-1) and United States of America (U-1). All samples were prepared at optimum moisture conditions. In addition to the synthetic samples natural municipal solid waste samples which were gathered from Manisa Sahindere region were used. The test results have shown that, the highest internal friction angle of the synthetic waste samples belongs to E-1 sample which has the highest fibrous waste ratio. On the other hand, T-1 sample which has the highest organic waste ratio, has the highest cohesion value. Natural MSW samples obtained from Manisa Municipality Landfill have higher internal friction angle and lower cohesion value than the synthetic waste samples. The conducted large scale tests have shown that, organic waste content affects the cohesion value positively. Furthermore, fibrous wastes have a affirmative impact on the internal friction angle. Larger particle size distribution of the natural Manisa sample provides higher internal friction angle compared to the synthetic waste samples.

Keywords: Municipal solid waste, shear strength, composition, large scale direct shear test.

ÖZET

Kentsel katı atıkların kayma mukavemeti parametreleri düzenli atık depolama sahalarının tasarımında kullanılan mühendislik parametrelerinin başında yer almaktadır. Depolama sahasının şartlarının el verdiği ölçüde yüksek ve dik açıda tasarlanması depolama sahasının ömrünü uzatarak ekonomiye direkt katkı sağlayacaktır. KKA'ların kayma mukavemeti değerleri kompozisyon, yıllanma, su içeriği, örtü yükü, depolama işlemleri gibi birçok etkene bağlı olarak

*¹ Araş. Gör. Dr., Celal Bayar Üniversitesi, firat.pulat@cbu.edu.tr

² Doç. Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi, yeliz.yukselen@deu.edu.tr

farklı değerler alabilmektedir. Bu çalışma kapsamında Türkiye (T-1), Avrupa (E-1) ve Amerika Birleşik Devletleri (U-1) ortalama kentsel katı atık kompozisyonları olmak üzere farklı kompozisyonlarda ve optimum su içeriğinde hazırlanmış sentetik numunelerin büyük ölçekli direk kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Sentetik numunelere ek olarak Manisa Şahindere bölgesinden alınan doğal atık numunelerinin de büyük ölçekli direk kesme deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçları incelendiğinde sentetik olarak üretilen üç kompozisyon arasında en büyük içsel sürtünme açısı değerinin lifli (kağıt, karton, tekstil) atık bakımından diğerlerine kıyasla daha zengin olan E-1 numunesine ait olduğu belirlenmiştir. Buna karşılık organik atık (mutfak, park ve bahçe) bakımından zengin olan T-1 kompozisyonunun en yüksek kohezyon değerine sahip olduğu görülmüştür. Manisa Büyük Şehir Belediyesi kentsel katı atık depolama sahasından alınan doğal numunelerin içsel sürtünme açısı sentetik numunelerden daha yüksek, kohezyonu ise daha düşük değer almıştır. Gerçekleştirilen büyük ölçekli direk kesme deneyleri sonucunda organik madde içeriğinin kohezyon parametresi üzerinde atırcı yönde bir etkiye sahip olduğu, kağıt-karton ve tekstil gibi lifli atıkların ise içsel sürtünme açısını arttırdığı belirlenmiştir. Manisa doğal atık depolama sahasından alınan atıkların daha büyük dane dağılımına sahip olması nedeniyle içsel sürtünme açısının sentetik numunelere kıyasla daha büyük değer almıştır.

Anahtar kelimeler: Kentsel katı atık, kayma mukavemeti, kompozisyon, büyük ölçekli direk kesme deneyi.

1. GİRİŞ

Doğal olarak ya da sonradan oluşmuş bir şev yapısının duraylılığını etkileyen en önemli parametrelerden biri şevi oluşturan materyalin sahip olduğu kayma mukavemetidir (Kavazanjan ve diğ., 1995; Pulat, 2014). Kentsel katı atıklar (KKA)'ın kayma mukavemeti parametrelerinin birçok etkene bağlı olarak büyük bir aralıkta değerler aldığı literatürde rapor edilmektedir (Kavazanjan ve diğ., 1995; Zekkos, 2005). Kayma mukavemeti parametreleri gerek düzenli depolama sahalarının tasarımında gerekse statik ve dinamik analizlerde çok önemli bir yere sahiptir. Kentsel katı atıkların kayma mukavemetinin belirlenmesine yönelik incelemeler arazi ve laboratuvar çalışmaları olarak ikiye ayrılmaktadır. Landva ve Clark (1986) Kanada'nın farklı atık depolama sahalarından aldıkları numuneler ile büyük ölçekli direk kesme deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Yapılan deneyler sonucunda içsel sürtünme açısının 24° ile 42° arasında, kohezyon değerinin 10 ile 23 kPa arasında değiştiğini belirtmişlerdir. Yine bu çalışmada 1,5 mm/dakika olan kesme hızında aşırı boşluk suyu basınçlarının gelişmediğine dikkat çekmişlerdir. Kavazanjan ve diğ. (1999) Kaliforniya'da bulunan atık depolama sahasından aldıkları doğal atık numuneleri ile basit kesme ve direk kesme deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Yapılan deneyler sonucunda en uygun kayma zarfı (the best fit line) oluşturulmuş ve içsel sürtünme açısı 31° kohezyon değeri ise 43 kPa olarak rapor edilmiştir. Towhata ve diğ. (2004) çalışmalarında Almanya'dan getirilen organik atıklar ile Tokyo'dan getirdikleri yakılmış atıkları kullanmışlardır. Araştırmacılar 7.4 ile 7.7 kN/m³ birim hacim ağırlık aralıklarında hazırladıkları numuneler ile büyük ölçekli direk kesme deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Yapılan deneyler sonucunda organik atık numunelerinin maksimum kayma mukavemeti değerine (pik) ulaşmadığı rapor edilmiştir. Literatür araştırmaları sonucunda büyük ölçekli direk kesme deneyinin kentsel katı atıkların kayma mukavemeti değerlerinin belirlenmesinde en fazla kabul gören metot olduğu belirlenmiştir (Kavazanjan ve diğ., 1995; Eid ve diğ., 2000; Zekkos, 2005).

Bu çalışma kapsamında sentetik olarak laboratuvar ortamında çeşitli kompozisyonlarda üretilen numunelerin optimum su içeriğinde büyük ölçekli direk kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Sentetik numunelere ek olarak Manisa Büyük Şehir Belediyesi vahşi atık depolama sahasından alınan doğal atık numunelerinin de deneyleri yapılmıştır. Bu deneyler sonucunda kompozisyon etkisinin kayma mukavemetine nasıl etkileri olduğu belirlenmiştir. Ayrıca doğal numuneler ile sentetik olarak hazırlanmış numunelerin kayma mukavemeti parametreleri birbiriyle karşılaştırılmıştır.

2. MALZEME KARAKTERİZASYONU

Çalışma kapsamında kullanılan katı atıklar sentetik ve doğal katı atık numuneleri olarak ikiye ayrılmaktadır. Sentetik numuneler Türkiye (T-1), Avrupa ortalaması (E-1) ve Amerika Birleşik Devletleri (U-1) kentsel katı atık kompozisyonlarını temsil eden üç farklı kompozisyonda hazırlanmıştır. Kompozisyonları oluşturan atık türlerinin yüzdelerinin belirlenmesinde raporlardan, resmi kurum internet sitelerinden ve akademik çalışmalardan yararlanılmıştır (ÇOB, 2010; Gören, 2006; OECD, 2007; Aykol, 2008; EPA, 2009; TUİK, 2010). Sentetik katı atık numunelerinin oluşturulmasında 11 farklı atık malzeme kullanılmıştır. Bunlar kağıt, karton, plastik, tekstil, bahçe atığı, mutfak atığı, talaş, metal, kül, cam ve zemin numunesidir (Şekil 1).



Şekil 1. Sentetik KKA Numunelerinin Üretiminde Kullanılan Malzemeler

Laboratuvar ortamında üç farklı kompozisyonda hazırlanan sentetik KKA numunelerinin bileşim yüzdeleri verilmiştir. Tablo 1'den görüldüğü üzere en yüksek kağıt-karton atık oranı E-1 kompozisyonuna aitken (%35), en yüksek organik atık (park bahçe ve mutfak atığı [%45]) T-1 kompozisyonuna aittir. U-1 numunesi plastik (%12) ve metal atık (%9) bakımından diğer iki kompozisyondan daha büyük değerlere sahiptir.

Tablo 1. U-1, E-1 ve T-1 Kompozisyonlarına Ait Atık Yüzdeleri

No	KKA türü	U-1 (%)	E-1 (%)	T-1 (%)
1	Mutfak Atığı	16	17.5	22.5
2	Cam kırıkları	7	6	4
3	Bahçe Atığı	16	17.5	22.5

4	Plastik	12	8	10
5	Ağaç talaşı	7	6	4
6	Metal talaşı	9	5	2
7	Kül	0	0	15
8	Kağıt	22	28	12
9	Karton	6	7	3
10	Tekstil	5	3	5
11	Zemin	0	2	0

Sentetik KKA numunelerine ek olarak Manisa Şahindere atık depolama sahasından temin edilen doğal atık numuneleri de bu çalışma kapsamında kullanılmıştır (Şekil 2a). Doğal ortamdan alınan numuneler içerisinde çok büyük boyutlara parçalar bulundurduklarından özel üretilmiş eleklerden (5 cm×5 cm) geçirilmişlerdir (Şekil 2b).



Şekil 2. a) Manisa Vahşi Atık Depolama Sahası b) İri Danelerin Bertarafı

3.YÖNTEM

Kentsel katı atıkların fizikokimyasal özelliklerinin belirlenmesi amacıyla laboratuvar ortamında dane dağılım analizi, doğal su içeriği tayini, organik madde miktarı, özgül ağırlık ve pH değerlerinin belirlenmesine yönelik deneyler gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar Tablo 2’de gösterilmektedir.

Tablo 2. Kompozisyonların Fiziko-Kimyasal Özellikleri

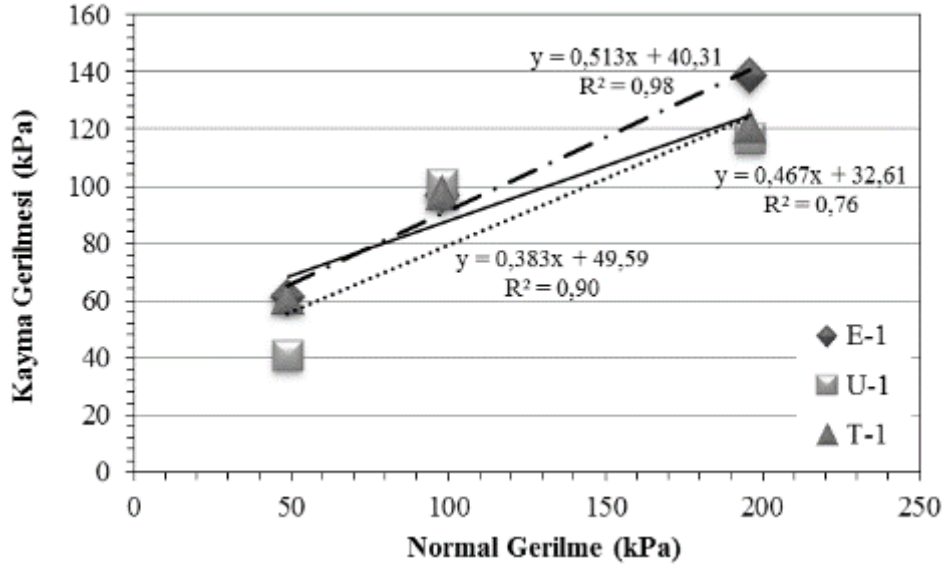
Kompozisyon	Organik madde içeriği (%)	Başlangıç su içeriği (w) (%)	Özgül ağırlık (Gs)	pH
T-1	65	62	1.27	10.47
U-1	58	40	1.90	5.93
E-1	64	44	1.72	5.94
Manisa	61	94	1.12	-

Tablo 2’den görüldüğü üzere; doğal kentsel katı atık numunelerinin doğal su içeriği değerleri sentetik numunelerden daha yüksektir, sentetik numuneler kendi arasında değerlendirildiğinde ise en yüksek organik atık yüzdesine sahip olan T-1 kompozisyonunun en yüksek su içeriğine sahip olduğu belirlenmiştir. Sentetik numunelerin pH değerleri karşılaştırıldığında %15 oranında kül atık ihtiva eden T-1 kompozisyonun, diğer sentetik E-1 ve U-1 kompozisyonlarından çok daha büyük değer aldığı görülmüştür. Doğal Manisa atık numunesinin özgül ağırlık değeri T-1 numunesine yakın bir değer alırken, E-1 ve U-1 numuneleri çok daha büyük değerlere sahiplerdir.

Zemin numunelerine oranla çok daha büyük daneler bulunduran KKA numunelerinin kayma mukavemeti değerlerinin belirlenmesi için büyük ölçekli direk kesme cihazı kullanılmıştır ($D_{Hücre} \geq 10.D_{maks.dane}$, ASTM D 3080). Kesme kutusu 300 mm boyutunda kare kesitli olup (900 cm^2) net yüksekliği 150 mm’dir. Daha önce Standart Proctor deneyinden belirlenen optimum su içeriğindeki numune beş eşit katman halinde ve her bir katmana Standart Proctor tokmağı ile 100 darbe vurularak yerleştirilmiştir. KKA’ların belirgin bir maksimum göçme gerilmesi değeri olmadığından kesme kutusu deneyleri yanal deformasyon kontrollü yapılmıştır. Deneyler için daha önceden belirlenmiş %20 yanal deformasyon değeri kullanılmıştır ($\epsilon = 60 \text{ mm} / 300 \text{ mm}$). Bu nedenle 60 mm’lik yatay deplasman yapıldığında alt hazne ilerlemesini durdurulmuş ve deney tamamlanmıştır.

4. KENTSEL KATI ATIKLARIN KAYMA MUKAVEMETİ ÖZELLİKLERİ

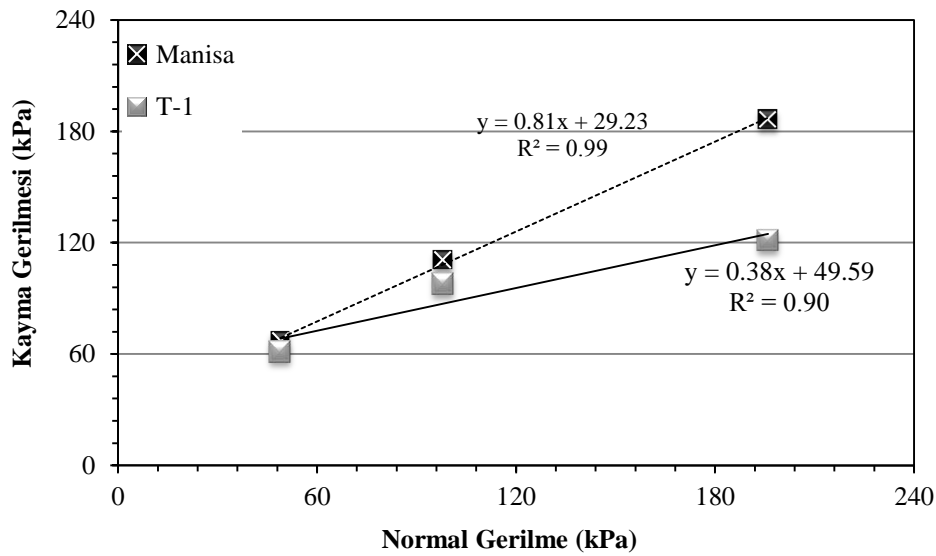
Optimum su içeriğinde üç farklı kompozisyonda hazırlanan numunelerle gerçekleştirilen büyük ölçekli direk kesme deneyi sonucunda elde edilen kayma zarfları Şekil 3’te görülmektedir. Şekil 3’den görüleceği üzere sentetik numuneler içerisindeki en yüksek lifli atık oranına sahip olan E-1 numunesi en büyük içsel sürtünme açısı değerine sahiptir (Tablo 2). Bu konuyla ilgili literatür çalışmalarında da benzer sonuçların elde edildiği görülmüştür (Machado ve diğ., 2008; Reddy ve diğ., 2009). Kölsch (1995) doğal atıklar kullanarak gerçekleştirdiği büyük ölçekli direk kesme deneyleri neticesinde lifli atıkları atık gövdesi içerisindeki dayanım arttırıcı etkilerinin olduğunu belirtmiştir. Bray ve diğ. (2009) gerçekleştirdikleri büyük ölçekli direk kesme ve üç eksenli deneyleri neticelerinde daha yüksek lifli atık içeren numunelerin daha az lifli atık içeren numunelerden daha dayanımlı olduğunu rapor etmişlerdir.



Şekil 3. E-1, U-1 ve T-1 Numunelerine Ait Kayma Gerilmesi – Normal Gerilme İlişkisi

Sentetik numuneler içerisindeki en yüksek kohezyon değerinin, en büyük organik atık içeriğine sahip olan T-1 numunesine ait olduğu belirlenmiştir ($C_{T-1} > C_{E-1} > C_{U-1}$). Reddy ve diğ. (2009) doğal atık depolama sahasından aldıkları numunelerin sıkışabilirlik ve kayma mukavemeti özelliklerini incelemişlerdir. Gerçekleştirdikleri deneyler sonucunda kohezyon değerinin belirlenmesinde ayrışabilen organik atıkların rol oynadığını belirtmiştir. Cho ve diğ. (2011) yaptıkları deneyler neticesinde mutfak atık oranının artmasıyla içsel sürtünme açısı değerinin küçüldüğünü belirtmişlerdir. U-1 numunesi ise E-1 ile T-1 numuneleri arasında değerler almıştır.

Manisa atık depolama sahasından alınan Manisa numunesi ile Türkiye atık kompozisyonunu temsil eden T-1 numunesinin kayma zarfları Şekil 4'te karşılaştırmalı olarak verilmiştir. T-1 numunesine göre daha iri dane dağılımına sahip olan Manisa doğal taze numunesinin kohezyon değeri daha düşük buna karşılık içsel sürtünme açısı daha yüksektir.



Şekil 4. Manisa ve T-1 Numunelerine Ait Kayma Gerilmesi – Normal Gerilme İlişkisi

Tablo 3’de bu çalışma kapsamında farklı özelliklerdeki katı atık numuneleriyle gerçekleştirilen büyük ölçekli direk kesme deneyinden elde edilen kayma mukavemeti parametreleri gösterilmektedir.

Tablo 3. Sentetik Taze KKA Numunelerin Direk Kesme Deney Sonuçları

Numune	Kayma Mukavemeti Parametreleri	
	İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)	Kohezyon, (kPa)
E-1	27.1	40.3
U-1	25.1	32.6
T-1	20.9	49.6
Manisa	38.9	29.2

Bu çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde; numunelerin sahip olduğu lifli atık oranının içsel sürtünme açısını arttırdığı belirlenmiştir. Bu durumun aksine numune içerisindeki organik atık miktarının artmasının içsel sürtünme açısını olumsuz etkilediği görülmüştür. Organik atık yüzdesi yüksek olan numunelerin düşük yüzdeli numunelerden daha büyük kohezyon değerine sahip olduğu saptanmıştır. Sentetik numunelere kıyasla daha büyük bir dane dağılımına sahip olan Manisa doğal atık numunelerinin içsel sürtünme açılarının sentetik numunelerden daha yüksek olduğu belirlenmiştir.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada kentsel katı atıkların kayma mukavemeti parametrelerine etkisi incelenmiştir. Bunun için Türkiye, Avrupa ve Amerika Birleşik Devletleri ortalama kentsel katı atık kompozisyonlarına ait numuneler sentetik olarak laboratuvar ortamında üretilmiştir. Ayrıca Manisa katı atık depolama sahasından alınan numunelerin kayma mukavemeti parametreleri sentetik numunelerinki ile karşılaştırılmıştır. Çalışmadan elde edilen genel sonuçlara bakıldığında en yüksek lifli atık oranına sahip olan E-1 numunesinin en büyük içsel sürtünme açısı değerine, en yüksek oranda organik atık yüzdesine sahip T-1 numunesinin ise en yüksek kohezyon değerine sahip olduğu görülmüştür. Lifli atıklar kentsel katı atıkların içsel sürtünme açısının artışına neden olurken, organik madde içeriğindeki artış kohezyon değerini arttırmaktadır. Doğal numuneler ile sentetik numunelerin kayma mukavemeti parametreleri karşılaştırıldığında, doğal atık numunelerinin içsel sürtünme açılarının sentetik numunelerden daha yüksek olduğu belirlenmiştir. Bunun nedeni ise doğal numunelerin daha büyük danelere sahip olmasıyla açıklanabilir.

KAYNAKLAR

- [1] Aykol, K., (2008). “Evsel katı atıkların Geoteknik özelliklerinin modellenmesi”. Yüksek lisans tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.
- [2] Bray, J.D., Zekkos, D., Kavazanjian, E., Athanasopoulos, G.A. and Riemer, M. F. (2009). “Shear strength of municipal solid waste”. Journal of Geot. and Geoenv. Eng.. ASCE 135(6),709-722.
- [3] Cho, Y.M., Ko, J.H., Chi, L., Townsend, T.G. (2011). “Food waste impact on municipal solid waste angle of friction”. Waste Management, 31(2011), 26-32.

- [4] COB (T.C. Çevre ve Orman Bakanlığı), (2010). "Atıkların Düzenli Depolanmasına Dair Yönetmelik", T.C. Resmi Gazetesi No:27533, Tarih: 26.03.2010
- [5] Eid, H., Stark, T., Evans, W., and Sherry, P. (2000). "Municipal Solid Waste Slope Failure. I: Waste and Foundation Soil Properties". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(5), 397–407.
- [6] EPA, (2009). "Technical Report of United States Environmental Protection Agency", *Municipal Solid Waste in The United States*. www.epa.gov.
- [7] Gören, S., (2006). "Sanitary Landfill", Forart Matbaası., İstanbul.
- [8] Kavazanjian, E., Jr., Matasovic, N., Bonaparte, R., Schmertmann, G.R., (1995). "Evaluation of MSW properties for seismic analysis". *Geoenvironment 2000*, ASCE Geotechnical Special Publication No.46 (2).
- [9] Kavazanjian, E., Matasovic, N., Bachus, R.C., (1999). "Large-diameter static and cyclic laboratory testing of municipal solid waste". In: *Proceedings Sardinia 99*, 7th international waste management and landfill symposium, 4–8 October 1999, Cagliari, Italy.
- [10] Kölsch, F., (1995). "Material values for some mechanical properties of domestic waste", *Proceedings of the 5th International Landfill Symposium Sardinia, Italy*. 2-6 October 1995.
- [11] Landva, A.O., and Clark, J., (1986). "Geotechnical Testing of Waste Fill," *Proceedings of Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, Ontario*, 371-385.
- [12] Machado SL, Vilar OM, Carvalho MF. (2008). "Constitutive model for long term municipal solid waste mechanical behavior". *Computers and Geotechnics*, 2008, No. 5, Vol. 35, pp. 775–790.
- [13] OECD, (2007). "Environmental Data Organisation for Economic Cooperation and Development" (OECD), (2007). www2.oecd.org
- [14] Pulat, H.F., (2014). "Kentsel Katı Atıkların Geoteknik Karakterizasyonu ve Duraylılığının İncelenmesi", Celal Bayar Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü Doktora Tezi, Manisa.
- [15] Reddy, K.R., Hettiarachchi, H., Gangathulasi, J., Parakalla, N., Bogner, J., Lagier, T., (2009a). "Compressibility and shear strength of municipal solid waste under short-term leachate recirculation operations". *Waste Management and Research* 27 (6), 578–587.
- [16] Towhata, Ikuo; Kawano, Y.; Yonai, Y.; Koelsch, F. (2004). "Laboratory tests on dynamic properties of municipal wastes", *The 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering (11th ICSDEE)*. *The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (3rd ICEGE)*. University of California, Berkeley, January 7-9, Vol.1, pp. 688-693.
- [17] Zekkos., (2005). "Evaluation of static and dynamic properties of municipal solid waste". Ph D. Thesis. Berkeley, California. (2005).
- [18] Türkiye İstatistik Kurumu (TÜİK), (2010). "Bölgesel İstatistikler". İnternet adresi: www.tuik.gov.tr

POLİMER, KİMYASAL VE KATKILAR İLE MODİFİYE EDİLMİŞ UÇUCU KÜLLERİN KATI ATIK DEPOLAMA ALANI ŞİLTESİ OLARAK KULLANILABİLİRLİĞİ

UTILIZATION OF POLYMERS, CHEMICALS AND ADDITIVES MODIFIED FLY ASHES AS SOLID WASTE DISPOSAL LANDFILL LINER

Seracettin ARASAN¹

Hakan İKİZ²

ABSTRACT

For preventing contamination, disposal of solid wastes in a landfill is a common practice in most countries. According to the Turkish and USEPA regulations, the liner of waste disposal landfills must have a hydraulic conductivity of no more than 1×10^{-6} cm/sec and 1×10^{-7} cm/sec, respectively. Fly ash is a by-product of thermal power plant and around 13 million tons of fly ash is produced per year at 11 thermal power plants of Turkey. The aim of this study is to investigate the feasibility of utilization fly ash as a liner material. For this purpose, Type C fly ash was obtained from Afsin-Elbistan power plant in turkey and mixed with bentonite, borogypsum and glucose monohydrate and these dry mixtures compacted with solutions of NaOH and xanthan gam at standard and modified Proctor energy. To investigate the properties of modified fly ash, compaction and hydraulic conductivity tests were performed. With consideration of experimental results it could be said that, modified fly ash with NaOH, xanthan gam and glucose monohydrate gained lower hydraulic conductivity and could be used as a waste disposal landfill liner.

Keywords: Hydraulic conductivity, fly ash, bentonite, glucose monohydrate, NaOH.

ÖZET

Katı atıkların bir alanda depolanması birçok ülkede kirliliğin önlenmesi için kullanılan yaygın bir uygulamadır. Türk ve USEPA yönetmeliklerine göre, bu tür depolama alanlarında kullanılan şiltelerin, hidrolik iletkenliklerinin sırasıyla 1×10^{-6} cm/s ve 1×10^{-7} cm/s'den düşük olması gerekmektedir. Uçucu küller termik santrallerin yan ürünüdür ve Türkiye'de bulunan toplam 11 termik santralde yılda yaklaşık 13 milyon ton uçucu kül elde edilmektedir. Bu çalışmada uçucu küllerin şilte malzemesi olarak kullanılabilirliğini araştırmak amaçlanmıştır. Bu kapsamda; Afsin-Elbistan termik santralinden temin edilen C sınıfı uçucu kül bentonit, borojips ve glikoz monohidrat ile kuru olarak karıştırılmış ve bu karışımlar daha sonra NaOH ve zantan gamlı solüsyonlar ile standart ve modifiye Proctor enerjisinde sıkıştırılmıştır. Modifiye uçucu küllerin özelliklerini belirlemek için kompaksiyon ve hidrolik iletkenlik deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçları dikkate alındığında NaOH, zantan gam ve glikoz monohidrat ile modifiye

¹Yrd.Doç.Dr., Atatürk Üniversitesi, arasan@atauni.edu.tr

² Öğr. Gör., Gümüşhane Üniversitesi, ikizhakan@gmail.com

edilmiş uçucu küllerden düşük hidrolik iletkenlik elde edildiği ve bunların katı atık depolarında şilte olarak kullanılabilmesi söylenebilir.

Anahtar Kelimeler: Hidrolik iletkenlik, uçucu kül, bentonit, glikoz monohidrat, NaOH.

1. GİRİŞ

Endüstri ve sanayinin artmasıyla birlikte çevreye bırakılan atıklar artmakta ve bu atıkların bertarafı/depolanması büyük bir sorun oluşturmaktadır. Günümüzde, atıklardan kurtulmanın en fazla tercih edilen yöntemlerinden biride doğal alanlara atık depoları oluşturmaktır. Atık depolama alanlarında karşılaşılan en büyük ve tehlikeli problemlerin başında sızıntı sularının doğal zemine sızması ve yeraltı suyuna karışabilmesi gelmektedir. Bu durum insan ve diğer canlıların sağlığını çok büyük risk altına almaktadır. Bu durumun önüne geçmek için atık depoları ile doğal zemin arasında geçirimsiz tabakalar (şilteler) oluşturulmaktadır. Geçirimsiz şilteler sıkıştırılmış kil şiltelerden (compacted clay liner-CCL) ve/veya fabrikasyon geosentetik kil şiltelerden (geosynthetic clay liner-GCL) oluşturulabilir. Sıkıştırılmış kil şilteler 60 cm veya 100 cm kalınlığında ve hidrolik iletkenliği 10^{-6} cm/s veya 10^{-7} cm/s'den daha düşük olan malzemelerden oluşturulmalıdır [1-2].

1990'lı yıllardan itibaren birçok araştırmacı sıkıştırılmış/geosentetik kil şilteler üzerine çalışmalar yapmışlardır. Yapılan çalışmaların büyük bölümü şilte sistemlerinde kullanılan bentonit killerin sızıntı suyunu temsilen kimyasal çözeltilerden etkilenmesi üzerine yoğunlaşmıştır [3-7]. Bunun yanında alternatif diğer kil minerallerinin şilte sistemlerinde kullanılabilirliğinin araştırıldığı çalışmalar da literatürde mevcuttur [8-12]. Yapılan bu çalışmalar diğer birçok kil mineralinin de şilte sistemlerinde kullanılabilmesini göstermiştir. Diğer yandan uçucu kül, kırmızı çamur, yüksek fırın cürufu, borjips, mermer tozu, lastik kırıntısı vb. endüstriyel atıklarında depolanması ve/veya bertarafı önemli çevre sorunlarından. Bu atıklardan uçucu küller termik santrallerde kömürün yanması sonucunda filtrelerde tutulan 1-200 mikron aralığındaki atıklardır. Türkiye'de bulunan toplam 11 termik santralde yılda yaklaşık 13 milyon ton uçucu kül elde edilmektedir. Tüm dünya genelinde uçucu küllerin %15'i geri kazanılmakta veya kullanılmaktadır. Bu oran Türkiye'de ise %1 civarındadır [13]. Son yıllarda artan çalışmalar ile uçucu küllerin çimento, beton, tuğla üretimi ve zemin stabilizasyonu gibi birçok alanda kullanımı gündeme gelmiştir. Yine de bu alandaki çalışmalar sınırlı sayıdadır ve yıllık uçucu kül üretimi dikkate alındığında yetersiz kalmaktadır. Bu çalışmalardan Maher et al.[14]'de arıtma çamuru ile uçucu kül karışımlarının hidrolik iletkenliklerini incelemişlerdir. Çalışma sonucunda bazı karışımların 10^{-7} cm/s civarında değerler verdiği bulunmuştur. Chu and Kao [15]'te ise kile toplam %15-20 oranlarında uçucu kül ve cüruf ilave ederek yaptıkları hidrolik iletkenlik deneylerinde 10^{-8} cm/s değerlerini elde etmişlerdir. Benzer bir çalışmada kil içerisine %20 oranında uçucu kül katılması ile hidrolik iletkenlik $1,8 \times 10^{-7}$ cm/s olarak elde edilmiştir [16]. Saka ise [17] yaptığı çalışmada ise endüstriyel atık olan atık çamuru ve kalıp kumu ile kireç ve zeolit karışımlarının şilte malzemesi olarak kullanılabilirliğini araştırmış ve %20 kalıp kumu, %10 zeolit ve atık çamuru karışımının $8,8 \times 10^{-8}$ cm/s hidrolik iletkenlik değeri verdiğini belirtmiştir. Bu çalışmaların yanında uçucu kül içine daha düşük miktarda diğer malzemelerin karıştırılması ile yapılan çalışmalarda literatürde mevcuttur. Çokca and Yılmaz [18] uçucu küle %10 oranında bentonit ve lastik atığı karıştırarak yaptıkları hidrolik iletkenlik deneylerinde 10^{-8} - 10^{-9} cm/s aralığında hidrolik iletkenlik değerleri elde ederek ve lastik atığı oranının artmasıyla hidrolik iletkenliğin arttığını ifade etmişlerdir. Diğer bir çalışmada ise Zabielska-Adamska [19] sadece uçucu kül üzerinde farklı enerjilerde yaptığı çalışmada, enerji miktarının artmasıyla hidrolik iletkenliğin düşeceğini ifade etmiştir ancak en düşük değerler bile 1×10^{-7} cm/s'den daha büyük olarak elde edilmiştir.

Sivapullaiah and Baig [20] ise iki farklı uçucu küle kireç ve alçı taşı ekleyerek hidrolik iletkenliklerini incelemişlerdir. Deneyler sonucunda kirecin tek başına hidrolik iletkenliği artırdığı ancak alçı taşıyla birlikte 10^{-7} cm/s seviyelerinde değerler aldığı elde etmişlerdir. Bu çalışmada, Afşin-Elbistan Termik santralinden temin edilen C sınıfı uçucu kül katkıları (bentonit, borojips ve glikoz monohidrat), kimyasal (NaOH) ve polimer (zantan gam) kullanılarak modifiye edilmiş ve atık depolama alanlarında şilte olarak kullanılabilirliğini araştırmak amacıyla laboratuvarında hidrolik iletkenlik deneyleri yapılmıştır.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

2.1. Uçucu Kül ve Katkı Malzemeleri

Deneylerde Afşin-Elbistan Termik santralinden temin edilen C sınıfı uçucu kül katı atık depolama tesisleri şilte malzemesi üretiminde ana malzeme olarak kullanılmıştır. Uçucu küle katkı olarak Çanbensan firmasından temin edilen bentonit kili, ETİ Bor işletmelerinden temin edilen borik asit üretim atığı olan borojips ve endüstriyel glikoz monohidrat toz formunda farklı oranlarda kullanılmıştır. Glikoz monohidrat $C_6H_{12}O_6 \cdot H_2O$ formülünde asit hidrolizasyonu ile kavrulmuş nişastadır. Kimya, döküm, tekstil, kağıt sanayilerinde ve yapıştırıcı olarak tekstil, kağıt ve döküm sanayiinde, ayrıca kauçuk ve kozmetik sanayiinde kullanılmaktadır. Uçucu kül ve bentonite ait bazı indeks özellikleri Tablo 1’de, uçucu kül, bentonit ve borojipse [21] ait kimyasal özellikleri Tablo 2’de verilmiştir. Glikoz monohidrate ait bazı özellikler ise Tablo 3’te verilmektedir. Ayrıca bu malzemelere ait görüntüler Şekil 1’de verilmektedir.

Tablo 1. Deneylerde Kullanılan Uçucu Kül ve Bentonit Kilinin Bazı Geoteknik Özellikleri

		Uçucu Kül	Bentonit
Özgül Ağırlık, G_s		2.82	1.04
Kum Miktarı	> 0.075 mm (%)	35	-
İnce Malzeme Miktarı	<0.075 mm (%)	65	100
Likit Limit	(%)	48	515
Plastik Limit	(%)	NP	35
Zemin Sınıfı (USCS’ye göre)		ML	CH

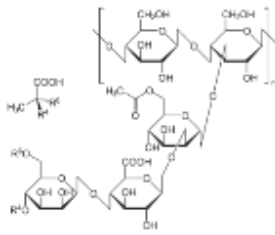
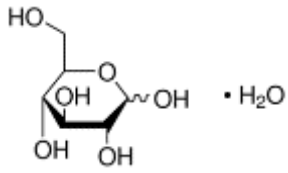
2.2. Numunelerin Sıkıştırılmasında Kullanılan Kimyasal ve Polimer

Hidrolik iletkenlik deneyine tabi tutulacak uçucu kül ve diğer katkılarla oluşturulan numune karışımları standart ve/veya modifiye Proktor enerjilerinde sıkıştırılarak hazırlanmıştır. Bu kapsamda su, NaOH’lı su (%1, %2 ve %4 konsantrasyonlarında) ve zantan gamlı su (%0.25 ve %0.5 konsantrasyonlarında) ile sıkıştırılarak hidrolik iletkenlik deneyleri yapılmıştır. NaOH (sodyum hidroksit) bazik, suda çözünen, yumuşak, kaygan ve sabun hissi veren bir çözelti oluşturur. Zantan gam, *Xanthomonas campestris* isimli bir bakteri kullanılarak daldırmalı aerobik fermentasyon ile üretilen ve gıdalarda stabilizör, emülgatör, koyulaştırıcı, süspansiyon oluşturucu, tekstür geliştirici veya köpük arttırıcı heteropolisakarittir (biyopolimer). Zantan gama ait bazı özellikler Tablo 3’te verilmektedir.

Tablo 2. Deneylerde Kullanılan Malzemelerin Kimyasal Bileşenleri

Bileşen	Uçucu Kül (%)	Bentonit (%)	Borojips (%)
SiO ₂	23.08	60.65	1.54
Al ₂ O ₃	6.25	14.84	-
Fe ₂ O ₃	2.58	5.79	0.03
CaO	47.03	1.40	67.08
MgO	1.60	2.93	0.26
Na ₂ O	0.32	2.94	0.02
SO ₃	14.61	0.52	1.09
K ₂ O	0.47	1.00	0.05
Kızdırma Kaybı	3.95	8.83	28.5

Tablo 3. Zantan Gam ve Glikoz Monohidrate Ait Bazı Özellikler [22-23]

	Zantan gam	Glikoz monohidrat
Formülü		
Adı / C.A.S numarası	E415 / 11138-66-2	D-(+) glucose monohydrate / 14431-43-7
pH	6.0-8.0	Uygun veri yok
Bulk Yoğunluğu	650-850 g/L	1540 g/L
Kurumada kayıp	15% 'ten daha az (105°, 2.5 h)	7.5%-9.5%
Toplam kül miktarı	Kuruma sonrası 16%'dan daha az	Uygun veri yok

2.3. Numunelerin Hazırlanması ve Hidrolik İletkenlik Deneyleri

Atık depolama alanları şilte malzemesi olarak modifiye uçucu külün kullanılabilirliğini araştırmak için öncelikli olarak uçucu kül ve modifiye uçucu kül numunelerinin Standart ve Modifiye Proktor deneyleri sırasıyla, ASTM D698 ve ASTM D1557'ye göre yapılmıştır. Kompaksiyon deneyleri ile optimum su muhtevaları bulunan numuneler daha sonra standart ve/veya modifiye Proktor enerjisinde sıkıştırılmış ve ASTM D 5856' ya göre düşen seviyeli geçirimsizlik deneyi ile hidrolik iletkenlikleri laboratuvarında bulunmuştur.

Deney yapılacak numunelerin hazırlanmasında kullanılan katkı maddeleri Şekil 1'de gösterilmektedir. Öncelikli olarak katkı maddeleri (borojips, bentonit veya glikoz monohidrat) katı olarak 0.5 mm çaplı elekten elenerek uçucu kül ile kuru olarak el ile karıştırılmıştır. Zantan gam ve/veya NaOH ise su ile manyetik karıştırıcıda karıştırılarak optimum su muhtevası miktarınca homojen bir karışım oluncaya kadar kuru karışımlara el ile karıştırılmıştır. Elde edilen bu karışım standart ve/veya modifiye Proktor enerjisinde sıkıştırılarak deney numuneleri hazırlanmış ve hidrolik iletkenlik deney sistemine yerleştirilmiştir. Sonuçların güvenilirliği açısından deneyler iki veya üç numune üzerinde tekrarlanmıştır. Numunelerin hazırlanmasında kullanılan malzeme karışım oranları ise Tablo 4'te verilmiştir.



Şekil 1. Deneysel Malzemelere Ait Görüntüler

Tablo 4. Deneysel Malzemeler Ve Karışım Oranları

No	Kompaksiyonda uygulanan enerji	Üçüncü kül ve katkı malzemeleri (%)				Kompaksiyon sıvısı (suya oranla %)	
		Üçüncü Kül	Bentonit	Glikoz monohidrat	Borojips	Zantan Gam	NaOH
1	Standart	100					
2	Modifive	100					
3	Standart	100				0.25	
4	Standart	100				0.5	
5	Modifive	100				0.25	
6	Modifive	100				0.5	
7	Standart	100					1
8	Modifive	100					1
9	Standart	100					2
10	Modifive	100					2
11	Standart	100					4
12	Modifive	100					4
13	Standart	100				0.25	2
14	Modifive	100				0.25	2
15	Standart	100				0.5	2
16	Modifive	100				0.5	2
17	Modifive	90	10				
18	Modifive	90	10			0.25	
19	Modifive	90	10				2
20	Modifive	90	10			0.25	2
21	Modifive	90		10			
22	Modifive	90		10		0.25	
23	Modifive	90		10			2
24	Modifive	90		10		0.25	2
25	Modifive	90			10		
26	Modifive	90			10	0.25	
27	Modifive	90			10		2
28	Modifive	90			10	0.25	2
29	Modifive	95			5		
30	Modifive	95			5	0.25	
31	Modifive	95			5		2
32	Modifive	95			5	0.25	2
33	Modifive	90	5		5		
34	Modifive	90	5		5	0.25	
35	Modifive	90	5		5		2
36	Modifive	90	5		5	0.25	2
37	Modifive	90	5	5			
38	Modifive	90	5	5		0.25	
39	Modifive	90	5	5			2
40	Modifive	90	5	5		0.25	2
41	Modifive	90		5	5		
42	Modifive	90		5	5	0.25	
43	Modifive	90		5	5		2
44	Modifive	90		5	5	0.25	2

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

3.1. Kompaksiyon Deney Sonuçları

Afşin-Elbistan'dan temin edilen uçucu kül üzerinde yapılan standart ve modifiye Proktor deney sonuçları Şekil 2'de verilmektedir. Grafikten de anlaşılacağı gibi uçucu külün standart ve modifiye Proktor enerjilerinde optimum su muhtevaları sırasıyla %35 ve %28 olarak elde edilmiştir. Çalışma kapsamında uçucu kül ile katkı malzemelerinin karıştırılması ile hazırlanan karışımların modifiye Proktor enerjisinde elde edilen optimum su muhtevaları ise Şekil 3'te verilmektedir. Şekil 3'ten de görüleceği gibi bentonit ve borojips katkısı optimum su muhtevasını artırırken glikoz monohidrat optimum su muhtevasını düşürmektedir.

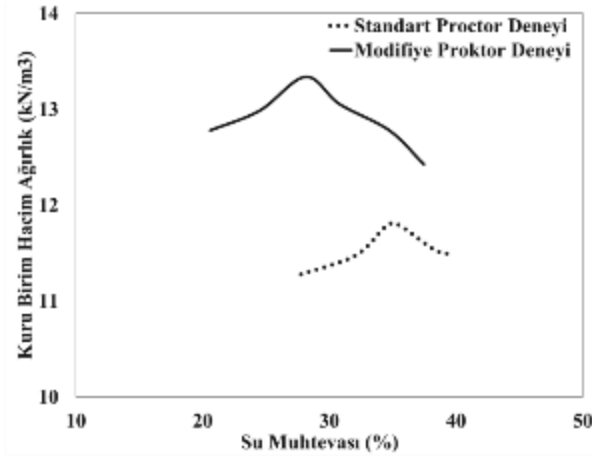
Hidrolik iletkenliklerin su muhtevasının optimumdan düşük ve yüksek olmasına göre nasıl değiştirdiği araştırmak için uçucu kül üzerinde bir seri hidrolik iletkenlik deneyi yapılmıştır. Yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar Şekil 4'te verilmektedir. Standart ve modifiye Proktor enerjilerinde sırasıyla 1.23×10^{-5} cm/s ve 3.45×10^{-6} cm/s değerleri elde edilmiştir. Beklenildiği gibi modifiye Proktor enerjisinde daha düşük hidrolik iletkenlik değerleri elde edilmiştir. Ayrıca, optimum su muhtevasından düşük veya yüksek su muhtevalarında her iki sıkıştırma enerjisinde de optimum su muhtevasında elde edilen hidrolik iletkenlik değerlerinden daha yüksek değerler elde edilmiştir. Lambe and Whitman [24] ince daneli zeminlerin benzer bir davranış gösterdiğini ifade etmişlerdir.

3.2. Hidrolik İletkenlik Deney Sonuçları

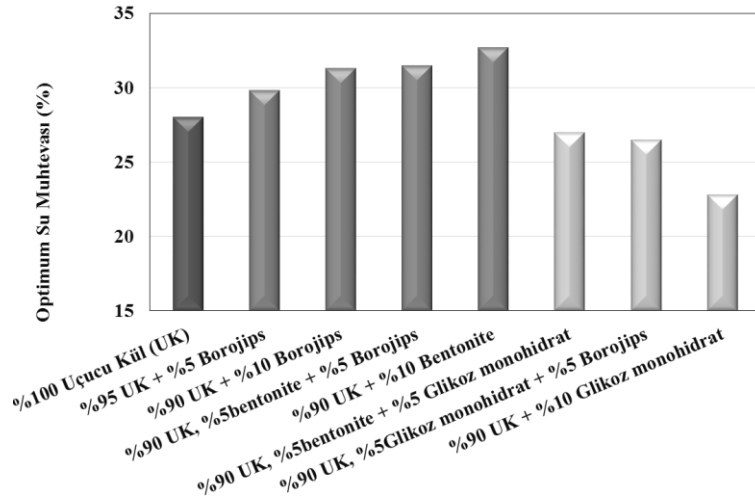
Afşin-Elbistan termik santralinden temin edilen uçucu kül hem standart hem modifiye Proktor enerjilerinde atık depolama alanlarında kullanılan şilte malzemeleri için gerekli hidrolik iletkenlik değerlerini sağlamamaktadır. Katkısız uçucu külün standart ve modifiye Proktor enerjisinde sıkıştırıldığında hidrolik iletkenlik değerleri sırasıyla 1.23×10^{-5} cm/s ve 3.45×10^{-6} cm/s olarak elde edilmiştir. Bu sebeple uçucu kül farklı katkı, kimyasal ve polimer ile modifiye edilmiştir. 44 adet modifiye edilmiş uçucu kül numunesi üzerinde yapılan hidrolik iletkenlik deney sonuçları Şekil 5 ve Şekil 6'da verilmektedir.

Şekil 5 incelendiğinde görüleceği üzere kompaksiyon sıvısı olarak kullanılan NaOH'lı su hidrolik iletkenliği düşürürken, zantan gamlı (zg) suyun önemli bir etkisi olmamaktadır. En düşük hidrolik iletkenlik değerleri ise %0.25 zantan gam ve %2 NaOH'lı suyun kompaksiyon sıvısı olarak kullanıldığı numunelerde standart ve modifiye Proktor enerjisinde sırasıyla 3.69×10^{-6} cm/s ve 2.49×10^{-7} cm/s olarak belirlenmiştir. Kompaksiyon sıvısını değiştirmek hidrolik iletkenliği yaklaşık 10 kat düşürmesine rağmen standart Proktor enerjisinde sıkıştırılan numunelerin hidrolik iletkenliği USEPA [2] yönetmeliğinde istenen hidrolik iletkenlik değerlerinden yüksektir (Şekil 5). Yine de modifiye Proktor enerjisinde %2 NaOH'lı su ve %0.25 zantan gam ve %2 NaOH'lı su ile sıkıştırılan numuneler 1.0×10^{-6} cm/s'den daha düşük hidrolik iletkenlik değerleri vermiş ve Türk "Katı Atıkların Kontrolü Yönetmeliği"ne [1] uygundur. Bentonit, borojips ve glikoz monohidrat katkılı uçucu kül (UK) numunelerde aynı sıvılar ile modifiye Proktor enerjisinde sıkıştırılmış ve hidrolik iletkenlik değerleri belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar Şekil 6'da verilmektedir. Numunelerden (%10 Glikoz monohidrat+%90UK ve su), (%10 Glikoz monohidrat+%90UK ve (%2 NaOH)'lı su) ve (%10 Glikoz monohidrat+%90UK ve (%0.25zg ve %2 NaOH)'lı su) sırasıyla 3.13×10^{-8} cm/s, 2.74×10^{-8} cm/s ve 2.3×10^{-8} cm/s değerlerini vermişlerdir. Bu değerlerde Türk [1] ve USEPA [2] yönetmeliklerinde belirtilen hidrolik iletkenlik değerlerinden daha düşüktür. %10 Bentonit katkılı numuneler ise 1×10^{-6} cm/s'den daha düşük hidrolik iletkenlik değerleri verdikleri için Türk Yönetmeliğine [1] uygundur. Genel olarak zantan gam ile sıkıştırılan numunelerin

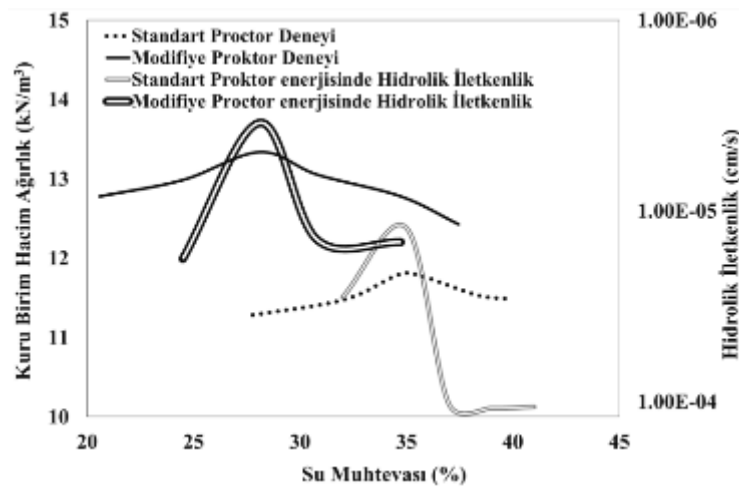
hidrolik iletkenlikleri su ile sıkıştırılanlara göre daha yüksek değerler verirken NaOH'lı su ile sıkıştırılan numuneler daha düşük hidrolik iletkenlik değerleri vermişlerdir.



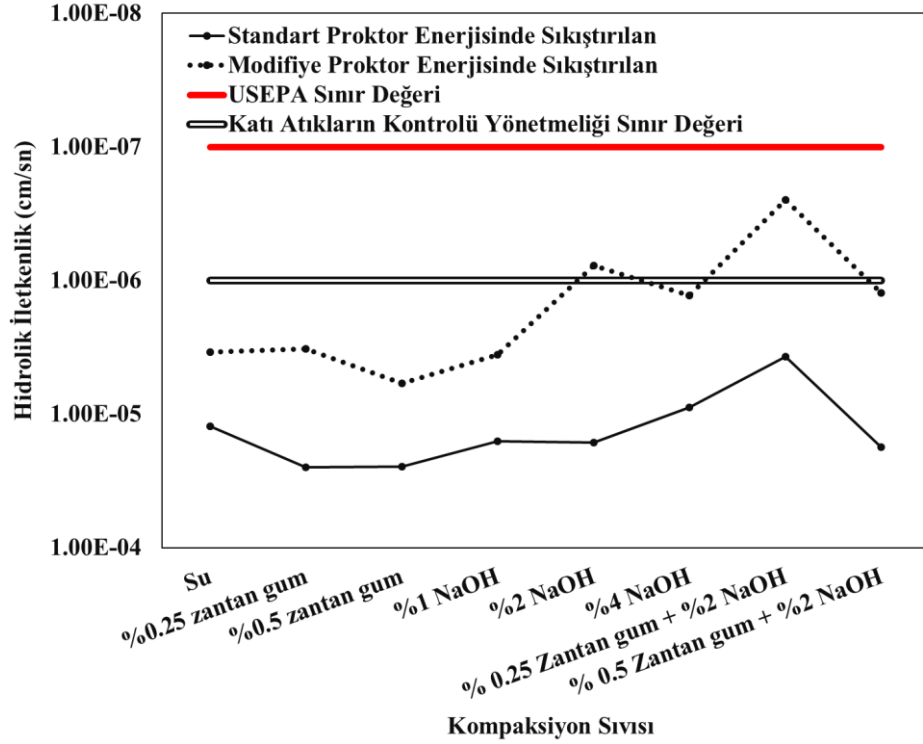
Şekil 2. Uçucu Kül Ait Kompaksiyon Deney Sonuçları



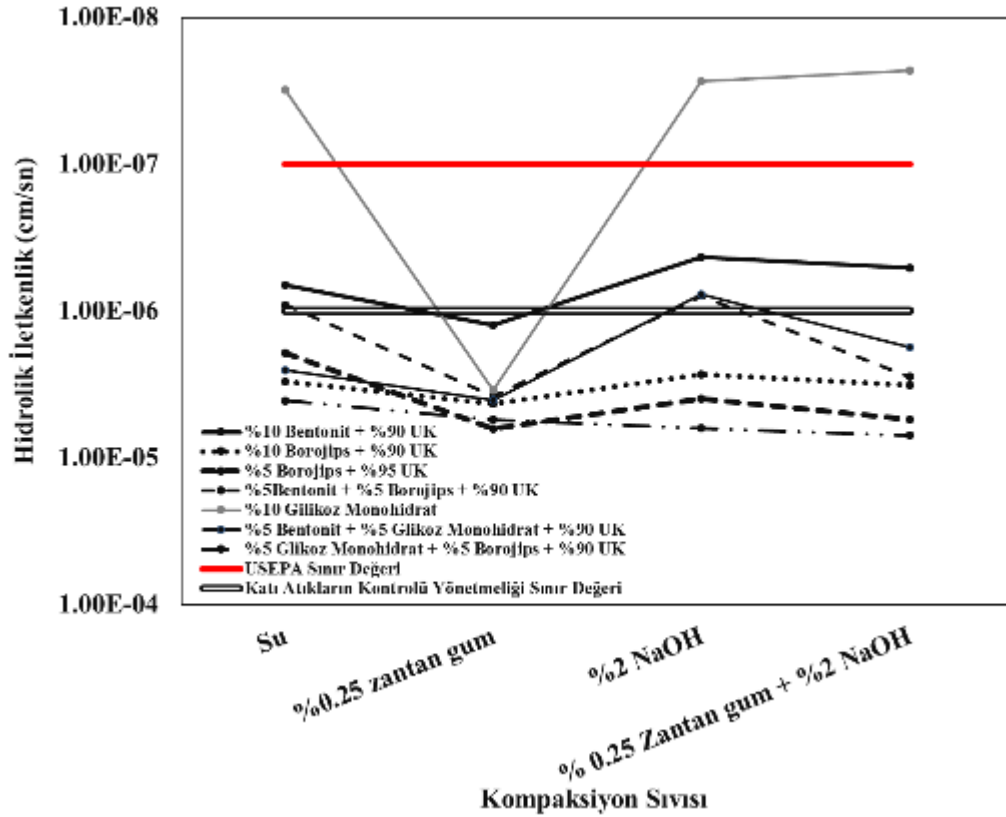
Şekil 3. Karışımların Modifiye Proktor Enerjisinde Elde Edilmiş Optimum Su Muhtevaları



Şekil 4. Uçucu Kül Ait Su Muhtevasına Göre Hidrolik İletkenliğin Değişimi



Şekil 5. Farklı kompaksiyon sıvılarının uçucu külün Hidrolik İletkenliğine Etkisi



Şekil 6. Karışımların Farklı Sıvılarla Sıkıştırıldığında Elde Edilen Hidrolik İletkenlikleri

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, Afşin-Elbistan termik santralinden temin edilen uçucu külün atık depolama alanlarında şilte olarak kullanılabilirliğini araştırmak için hidrolik iletkenlik deneyleri yapılmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- Uçucu küle bentonit ve borojips katkısı optimum su muhtevasını artırırken glikoz monohidrat optimum su muhtevasını düşürmektedir.
- Katkısız uçucu külün standart ve modifiye Proktor enerjisinde sıkıştırıldığında hidrolik iletkenlik değerleri sırasıyla, 1.23×10^{-5} cm/s ve 3.45×10^{-6} cm/s olarak elde edilmiştir.
- Zantan gam ile sıkıştırılan numunelerin hidrolik iletkenlikleri su ile sıkıştırılanlara göre daha yüksek değerler verirken NaOH'lı su ile sıkıştırılan numuneler daha düşük hidrolik iletkenlik değerleri vermişlerdir.
- Numunelerden (%10 Glikoz monohidrat+%90UK ve su), (%10 Glikoz monohidrat+%90UK ve (%2 NaOH)'lı su) ve (%10 Glikoz monohidrat+%90UK ve (%0,25zg ve %2 NaOH)'lı su) sırasıyla 3.13×10^{-8} cm/s, 2.74×10^{-8} cm/s ve 2.3×10^{-8} cm/s değerleri vermişlerdir. Elde edilen bu değerler Türk ve USEPA yönetmeliklerinde belirtilen hidrolik iletkenlik değerlerinden daha düşüktür.
- %10 Bentonit katkılı numuneler ise 1.0×10^{-6} cm/s'den daha düşük hidrolik iletkenlik değerleri verdikleri için Türk Yönetmeliğine uygundur.

Sonuç olarak, Afşin-Elbistan uçucu külünün modifiye edilerek katı atık depolama alanlarında şilte olarak kullanılabilceği söylenebilir. Konuyla ilgili daha gerçekçi yargılara ulaşabilmek için numunelere ait temas açısı, XRD ve SEM gibi analizlerin yapılması ve arazi uygulamalarının yapılması ileride yapılacak çalışmalar için önerilir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma 2013/342 numaralı Atatürk Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projesi kapsamında desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Anonim, 1991, “Katı Atıkların Kontrolü Yönetmeliği”, Resmi Gazete: 14.03.1991 ve 20834 (en son 05.04.2005 tarih ve 25777 sayılı Resmi Gazete’de değişiklik yapılmıştır).
- [2] Anonymous (2005), “Solid Waste Disposal Facility Criteria” Solid Waste and Emergency Response (5305W). EPA530-K-05-015, United States Environmental Protection Agency (USEPA), Washington, DC.
- [3] Gleason, M.H., Daniel, D.E., Eykholt, G.R., (1997), “Calcium and Sodium Bentonite for Hydraulic Containment Applications”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 123(5), 438-445.
- [4] Shackelford, C. D., Benson, C. H., Katsumi, T., Edil, T. B., & Lin, L. (2000), “Evaluating The Hydraulic Conductivity of GCLs Permeated with Non-Standard Liquids”, Geotextiles and Geomembranes, Vol 18(2), 133-161.
- [5] Kolstad, D. C., Benson, C. H., & Edil, T. B. (2004), “Hydraulic Conductivity and Swell of Nonprehydrated Geosynthetic Clay Liners Permeated with Multispecies Inorganic Solutions”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 130(12), 1236-1249.

- [6] Lee, J.M., Shackelford, C.D., (2005), “Impact of Bentonite Quality on Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 131(1), 64-77.
- [7] Weimin, M. Y., Zhang, F., Chen, B., Chen, Y. G., Wang, Q., & Cui, Y. J. (2014), “Effects of Salt Solutions on The Hydro-Mechanical Behavior of Compacted GMZ01 Bentonite”, *Environmental Earth Sciences*, Vol 72(7), 2621-2630.
- [8] Tuncan, A., Tuncan, M., Koyuncu, H., & Guney, Y. (2003), “Use of Natural Zeolites as A Landfill Liner”, *Waste Management & Research*, Vol 21(1), 54-61.
- [9] Güney, Y., & Özdemir, H. V. (2005), “The Utilization of Sepiolite in Landfill Liners”, *Environmental Technology*, Vol 26(5), 561-570.
- [10] Met, I., Akgün, H., & Türkmenoğlu, A. G. (2005), “Environmental Geological and Geotechnical Investigations Related to The Potential Use of Ankara Clay as A Compacted Landfill Liner Material, Turkey”, *Environmental Geology*, Vol 47(2), 225-236.
- [11] Al-Rawas, A. A., Mohamedzein, Y. E., Al-Shabibi, A. S., & Al-Katheiri, S. (2006). Sand–Attapulgitic Clay Mixtures as a Landfill Liner. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(5), 1365-1383.
- [12] Yılmaz, G., Yetimoglu, T., & Arasan, S. (2008). Hydraulic conductivity of compacted clay liners permeated with inorganic salt solutions. *Waste Management & Research*, 26(5), 464-473.
- [13] Turker, P., Erdogan, B., Katnas, F., Yeginobalı, A., 2009, “Türkiye’deki Uçucu Küllerin Sınıflandırılması ve Özellikleri”, *Türkiye Çimento Müstahsilleri Birliği*.
- [14] Maher, M.H., Butziger, D.L., Disalvo, D.L., ve Owels, I.S., 1993, “Lime Sludge Amended Fly Ash for Utilization as an Engineering Material”, *Fly Ash for Soil Improvement, Geotechnical Special Publication*, Vol 36, 89-100, New York.
- [15] Chu, S.C., ve Kao, H.S., 1993, “A Study of Engineering Properties of a Clay Modified by Fly Ash and Slag”, *Fly Ash For Soil Improvement, Geotechnical Special Publication*, Vol 36, 89-100, New York.
- [16] Günal, R.G., (1996), “Uçucu Külün Zemin Stabilizasyonunda Kullanılması”, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [17] Saka, N., (2001), “Endüstriyel Atıkların Çöp Depolama Alanı Dizaynında Geçirimsizlik Malzemesi Olarak Değerlendirilmesi”, Anadolu Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Eskişehir.
- [18] Cokca, E., and Yılmaz, Z., 2004, “Use of Rubber and Bentonite Added fly Ash as a Liner Material”, *Waste Management*, Vol 24, 153-164.
- [19] Zabielska-Adamska, K. (2006), “Shear Strength Parameters of Compacted Fly Ash–HDPE Geomembrane Interfaces”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 24(2), 91-102.
- [20] Sivapullaiah, P.V. and Baig, M.A.A. (2011), “Gypsum Treated Fly Ash as A Liner for Waste Disposal Facilities”, *Waste Management* Vol 31, 359-369.
- [21] Çoruh, E., Hınıslioğlu, S., Kocakerim, M., Arasan, S., Oltulu, M., (2013), “Borojipsin Alttemel Tabakasında Stabilizasyon Malzemesi Olarak Kullanılmasının Araştırılması”, *Erzincan Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi*, Vol 6(2), 221-231.
- [22] Anonymous (2015a). <http://www.fao.org/ag/agn/jecfa-additives/index.html?lang=en>
- [23] Anonymous (2015b). <http://www.sigmaaldrich.com/catalog/product/fluka/49161>
- [24] Lambe, T.W., and Whitman, R.V., (1979), “Soil Mechanics”, SI Version, JWE.

SIZINTI SUYUNUN ZEOLİTİN HİDROLİK İLETKENLİĞİ ÜZERİNE ETKİSİ

EFFECT OF WASTE LEACHATE ON ZEOLITE HYDRAULIC CONDUCTIVITY

Tuğçe ÖZDAMAR KUL¹

Ali Hakan ÖREN²

ABSTRACT

In this study, impact of compaction water content and permeant type on the hydraulic conductivity of compacted zeolite was investigated using flexible wall permeameters. For this purpose, zeolites compacted at different water contents were subjected to hydraulic conductivity test with tap water in the first stage. The results showed that increase in the compaction water content led to decrease the zeolite hydraulic conductivity up to 90 times. In the second stage, effect of landfill leachates on the hydraulic conductivity of compacted zeolite was investigated. Leachates (SS-A and SS-B) taken from two different landfills were leaked from compacted zeolites. The hydraulic conductivity of compacted zeolite was 1.8 times and 3.5 times greater than the average of hydraulic conductivity of zeolite to tap water and DI water when SS-A and SS-B were used as the permeant, respectively. In order to control the chemical stability during the hydraulic conductivity tests with SS-A and SS-B, samples were taken from the influent and effluent and subjected to the pH and electrical conductivity (EI) measurements. Although pH values were within the allowable ranges ($pH_{out}/pH_{in}=1.0\pm 0.1$), the minimum limit value (i.e. 0.9) required for EI stability was not achieved during the test permeated with SS-B.

Keywords: Flexible-wall permeameter, hydraulic conductivity, landfill liner, waste leachate, zeolite.

ÖZET

Bu çalışmada sıkıştırma su içeriği ve süzdürme sıvısı tipinin sıkıştırılmış zeolitin hidrolik iletkenliğine etkisi esnek duvarlı permametreler kullanılarak incelenmiştir. Bu amaçla ilk olarak farklı su içeriklerinde sıkıştırılan zeolitler çeşme suyu ile hidrolik iletkenlik deneyine tabi tutulmuştur. Deney sonuçları sıkıştırma su içeriğinin artmasının zeolitin hidrolik iletkenliğini 90 kata kadar azalttığını göstermiştir. İkinci aşamada ise sızıntı suyunun sıkıştırılmış zeolitin hidrolik iletkenliği üzerindeki etkisi araştırılmıştır. İki farklı atık depolama alanından alınan sızıntı suları (SS-A ve SS-B) sıkıştırılmış zeolit örnekleri içinden süzdürülmüştür. Sıkıştırılmış zeolitin SS-A ve SS-B ile süzdürülmesi durumunda hidrolik iletkenlikleri çeşme suyu ve deiyonize su ile elde edilen hidrolik iletkenlik değerlerinin ortalamasından sırasıyla 1.8 kat ve 3.5 kat düşük elde edilmiştir. Ayrıca, sızıntı suları ile yapılan deneyler sırasında kimyasal stabilite kontrolü için giriş ve çıkış sıvılarından örnekler alınmış ve bunlar üzerinde pH ve elektriksel iletkenlik (EI) ölçümleri yapılmıştır. SS-A ve SS-B ile yapılan hidrolik iletkenlik

¹ Araş.Gör., Dokuz Eylül Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Tinaztepe Yerleşkesi, Buca-İZMİR, tugce.ozdamar@deu.edu.tr

² Doç. Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Tinaztepe Yerleşkesi, Buca-İZMİR, ali.oren@deu.edu.tr

deneylerinde pH değerleri izin verilebilir aralıkta ($pH_{\text{çıkış}}/pH_{\text{giriş}}=1.0\pm 0.1$) olmasına rağmen Eİ stabilitesi için gerekli minimum değer (0.9) zeolitın SS-B ile süzdürüldüğü durumda sağlanamamıştır.

Anahtar Kelimeler: Esnek duvarlı permametre, Hidrolik iletkenlik, katı atık depolama, sızıntı suyu, zeolit.

1. GİRİŞ

Zeolitler, bünyesinde sodyum, potasyum, kalsiyum ve magnezyum gibi yer değiştirebilir katyonları bulunduran gözenekli yapıdaki sulu alüminosilikatlerdir. İçerisindeki mineral yapısına bağlı olarak 60'tan fazla çeşidi bulunan zeolitlerin en bilinenleri klinoptilolit, fillipsit, şabazit ve mordenittir. Zeolitler, bünyelerinde bal peteği şeklinde birbiri ile bağlantılı bir çok mikro kanal ve gözenek barındırdıkları için “moleküler elek” olarak da adlandırılmaktadırlar. Bununla birlikte sahip oldukları negatif yüzey yükü ve yüksek özgül yüzey alanı ile zeolitler başta atıksu arıtma işlemleri olmak üzere nükleer atıkların temizlenmesi, zirai faaliyetler ve hafif agrega olarak inşaat malzemeleri içinde kullanım alanı bulmaktadır [1]. Literatürde zeolitler üzerinde yapılan çalışmada zeolitın ağır metal giderim performansının oldukça başarılı olduğu görülmektedir [2, 3, 4, 5]. Burada ülkemizin zeolit açısından dünyanın en büyük rezervlerinden birine sahip olduğunu da vurgulamak gerekmektedir.

Ayrıca, zeolitın geçirimli reaktif bariyer malzemesi olarak kullanımının incelendiği çalışmalar da mevcuttur [6, 7, 8]. Geçirimli reaktif bariyerler zemin içerisinde kirliliğin akış yönü üzerinde bir duvar şeklinde inşaa edilen yüksek geçirimsizlikteki yapılardır. Geçirimli reaktif bariyer malzemesi olarak zeolitın kullanılması durumunda kirlilik içindeki çözünmüş ve çözünmemiş partiküller zeolit danecikleri tarafından tutularak kirliliğin azaltılması ve/veya ortadan kaldırılması sağlanmaktadır. Geçirimli reaktif bariyer teşkilinde kullanılacak zemin malzemesi sıkıştırılmadan gevşek bir biçimde istenilen alana yerleştirilmektedir. Dolayısıyla zeolitın geçirimli bariyer malzemesi olarak kullanıldığı çalışmalarda elde edilen hidrolik iletkenlik değerleri sıkıştırılmamış ve/veya kısmen sıkıştırılmış durumu temsil etmektedir [7, 8].

Bununla birlikte; son yıllarda yapılan çalışmalarda zeolit içine belirli oranlarda bentonit karıştırmak sureti ile oluşturulan zeolit-bentonit karışımlarının kum-bentonit karışımlarına alternatif olarak atık depolama alanlarında geçirimsiz tabaka bileşeni olarak kullanımı araştırılmıştır [9, 10, 11, 12]. Ancak bu çalışmaların hiç birinde sadece zeolitın hidrolik iletkenlik özelliği incelenmemiştir.

Özdamar ve Ören (2012) iki farklı dane boyutundaki sıkıştırılmış zeolit üzerinde yaptığı çalışmada zeolitın hidrolik iletkenliğinin 5.2×10^{-3} cm/s ile 1.6×10^{-7} cm/s aralığında değiştiğini bulgulamıştır. Bu çalışmanın devamında Ören ve Özdamar (2013) dane boyuna bağlı olarak hidrolik iletkenliğin önemli ölçüde değiştiğini, dane boyu arttıkça sıkıştırılmış zeolitın hidrolik iletkenliğinin arttığını vurgulamıştır. Ancak burada sunulan her iki çalışmada da sabit duvarlı permametre hücreleri kullanılmıştır. Ayrıca deneylerde süzdürme sıvısı olarak çeşme suyu kullanılmış olup sıkıştırılmış zeolitın sızıntı suları ile süzdürüldükleri durumdaki hidrolik iletkenlik davranışları bilinememektedir.

Burada sunulan çalışmada sıkıştırılmış zeolitın özellikle katı atık depolama alanlarında alternatif bariyer malzemesi veya örtü malzemesi olarak kullanılması durumu göz önüne alınarak çeşitli süzdürme sıvıları ile, özellikle de sızıntı suları ile, hidrolik iletkenliği belirlenmiştir. Bu amaçla ilk olarak sıkıştırma su içeriğinin zeolitın hidrolik iletkenliği üzerindeki etkisi araştırılmış, daha sonra sızıntı suları kullanılarak sıkıştırılmış zeolitler üzerinde hidrolik iletkenlik deneyleri yapılmıştır.

2. MALZEME VE YÖNTEMLER

2.1. Malzeme

Bu çalışmada kullanılan zeolit Gördes/Manisa'dan sağlanmış olup üniform dane dağılımına sahiptir. Ağırlıklı olarak klinoptilolit minerali içeren zeolitin yıkamalı elek analizi sonucunda %88'inin "orta kum" ve %10'unun da "ince kum" dane boyuna sahip granüllerden oluştuğu belirlenmiştir.

2.2. Yöntemler

Malzemenin sıkıştırma deneyleri ASTM D698-07'ye uygun olarak yapılmıştır. Her su içeriği için ayrı örnek hazırlanmıştır. Leğen içerisine alınan zeolit püskürteç yardımı ile ıslatıldıktan sonra homojen bir karışım haline gelinceye kadar karıştırılmıştır. Daha sonra her bir örnek standart Proctor enerjisi kullanılarak sıkıştırılmıştır.

Hidrolik iletkenlik deneylerinde 15 cm çapında esnek duvarlı permametre hücreleri kullanılmıştır. Deneylerde kullanılacak örnekler 15 cm çapında 5.6 cm yüksekliğindeki kalıpta standart Proctor enerjisi altında 2 tabaka halinde serilmek sureti ile tabaka başına 36 darbe uygulanarak sıkıştırılmıştır. Sıkıştırma işleminden sonra kalıptan çıkarılan örnekler permametre hücresine yerleştirilmiş ve hidrolik iletkenlik deneyleri 28 kPa hücre basıncı altında geri basınç uygulanmadan yapılmıştır. Örnek içerisinden akış çok yavaş gerçekleştiği için deney sistemi düşen seviyeli olarak kurulmuştur. Hortum bağlantıları deneyler sırasında akış yukarıdan aşağıya olacak şekilde yapılmış ve çıkış ağzı atmosfere açık bırakılmıştır. Deneylerde süzdürme sıvısı olarak Buca şebeke suyundan alınan çeşme suyu, deiyonize su ve farklı atık depolama alanlarından alınan sızıntı suları kullanılmıştır. Deneyler yaklaşık 2.5 ay sürdürüldükten sonra sonlandırılmıştır. Hidrolik iletkenliklerin hesabında büretteki sıvı seviyelerinde meydana gelen azalmalar dikkate alınarak Denklem (1) kullanılmıştır:

$$k = \frac{a \times H}{A \times \Delta t} \times \ln \frac{h_0}{h_1} \quad (1)$$

Burada k permabilite katsayısını, a büret enkesit alanını, A örnek enkesit alanını, H örnek yüksekliğini, Δt iki okuma arasında geçen zamanı, h_0 ve h_1 sırasıyla ilk ve son okuma yüksekliğini temsil etmektedir.

Deneyler sırasında örnek içerisinden geçen sıvı çıkış ağzından ölçekli cam mezürler içinde toplanarak ölçülmüştür. Hidrolik iletkenlik deney sonuçları örnek içindeki boşluk hacmi dikkate alınarak "boşluk hacmi cinsinden akış miktarı (BHCAM)" ile ifade edilmiştir [13].

Atık depolama alanlarından alınan sızıntı suları ile yapılan deneylerde belirli aralıklarla giriş ve çıkış sıvısından örnek alınarak plastik tüplerin içinde toplanmış ve buzdolabında saklanmıştır. Daha sonra ACCUMET XL50 cihazının ilgili ölçüm çubukları (probları) ile bu sıvılar üzerinde pH ve elektriksel iletkenlik (Eİ) ölçümleri yapılmıştır. Ölçümlere başlamadan önce uçların kalibrasyonları yapılmıştır. pH ucunun kalibrasyonu için üç adet (pH=4, pH=7 ve pH=10), Eİ çubuğunun kalibrasyonu içinse iki adet (Eİ=1.413 mS/cm, Eİ=12.88 mS/cm) tampon çözelti kullanılmıştır.

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

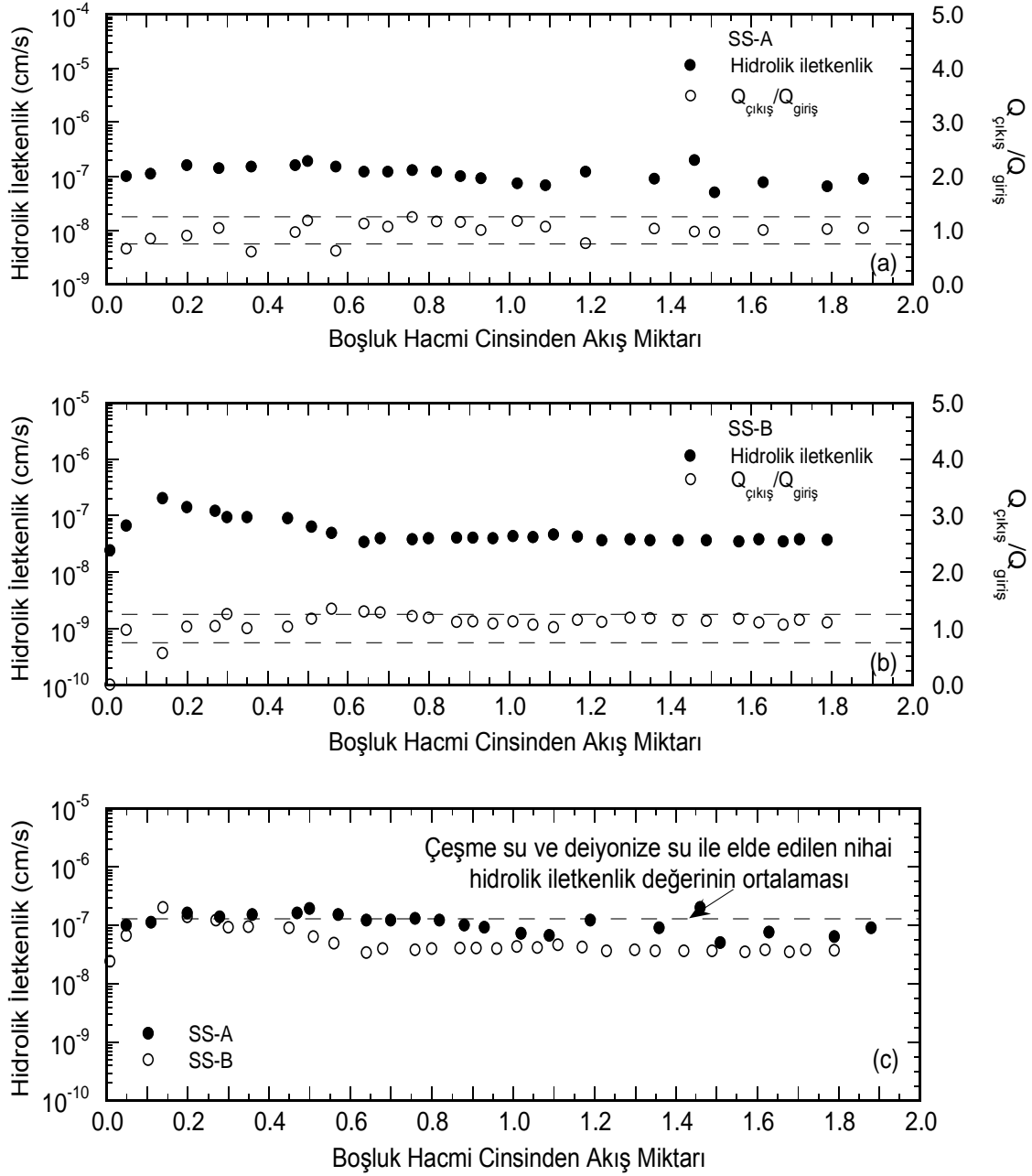
Sıkıştırma su içeriğinin zeolitin hidrolik iletkenliği üzerine etkisi ilk olarak çeşme suyunun süzdürme sıvısı olarak kullanıldığı durum için araştırılmıştır. Bu amaçla optimum su içeriğinde ve optimum su içeriğinin ıslak ve kuru kısmında olacak şekilde üç adet örnek hazırlanmış ve hidrolik iletkenlik deneylerine tabi tutulmuştur. Ayrıca referans oluşturması açısından optimum su içeriğinde sıkıştırılan bir adet zeolit örneği de deiyonize su ile süzdürülerek hidrolik iletkenlik deneyi yapılmıştır. Deneyler sonunda elde edilen nihai hidrolik iletkenlik değerleri son 5 okumanın ortalaması alınarak hesaplanmış ve Tablo 1’de gösterilmiştir.

Tablo 1. Sıkıştırılmış İnce Daneli Zeolitin Farklı İslatma Sıvıları ile Süzdürüldüğü Hidrolik İletkenlik Deney Sonuçları

Süzdürme Sıvısı Tipi	Sıkıştırma Su İçeriği (%)	γ_{dry} (t/m ³)	Hidrolik İletkenlik (cm/s)
Deiyonize Su	47.0	1.08	9.6×10^{-8}
Çeşme Suyu	46.0	1.06	1.6×10^{-7}
Çeşme Suyu	41.1	1.05	6.5×10^{-6}
Çeşme Suyu	48.5	1.05	7.2×10^{-8}
SS-A	45.5	1.07	7.2×10^{-8}
SS-B	45.9	1.08	3.7×10^{-8}

Sonuçlar incelendiğinde çeşme suyu ile yapılan deneyde elde edilen hidrolik iletkenlik değerinin deiyonize suyun kullanıldığı duruma göre 1.7 kat daha yüksek olduğu belirlenmiştir. Bu durumun çeşme suyunun içinde bulunan düşük konsantrasyonlu katyonlardan kaynaklandığı söylenebilir. Ancak pratikte bu değerler aynı kabul edilebilir. Optimumun kuru kısmında (%41.1) sıkıştırılan örneğin çeşme suyu ile süzdürülmesinden elde edilen hidrolik iletkenliği, optimum su içeriğinde sıkıştırılan örneğe (%46) kıyasla 41 kat daha yüksek elde edilmiştir. Öte yandan optimumun ıslak kısmında sıkıştırılan örneğin (%48.5) hidrolik iletkenlik değeri ise optimumun kuru kısmından 90 kat, optimum su içeriğinde sıkıştırılan örnekten 2.2 kat daha düşük elde edilmiştir. Diğer bir deyişle, sıkıştırma su içeriği arttıkça zeolitin hidrolik iletkenliği azalmıştır. Bu durum optimumun kuru kısmı ile optimum arasında daha belirgindir. Burada elde edilen bulgular Ören ve Özdamar (2013)’te sabit duvarlı permametreler ile elde edilen sonuçlar ile de uyumludur.

Esnek duvarlı permametre hücrelerinde çeşme suyu ile yapılan deneylerde en düşük hidrolik iletkenlik değerleri zeolitlerin optimum ve optimumun ıslak tarafında sıkıştırıldıkları durumlarda elde edilmiştir. Bu sebeple sızıntı suları ile yapılacak deneylerde optimum su içeriğindeki sızılık hedeflenerek örnekler hazırlanmıştır. Sızıntı suyunun zeolitin hidrolik iletkenliği üzerindeki etkisi Şekil 1’de gösterilmiştir. Şekil 1a ve Şekil 1b’deki içi dolu semboller hidrolik iletkenlik değerlerini, içi boş semboller $Q_{çıkış}/Q_{giriş}$ değerlerini, kesikli çizgiler ise fiziksel stabilite için gerekli olan sınır değerleri ($Q_{çıkış}/Q_{giriş}=1.0 \pm 0.25$) göstermektedir.

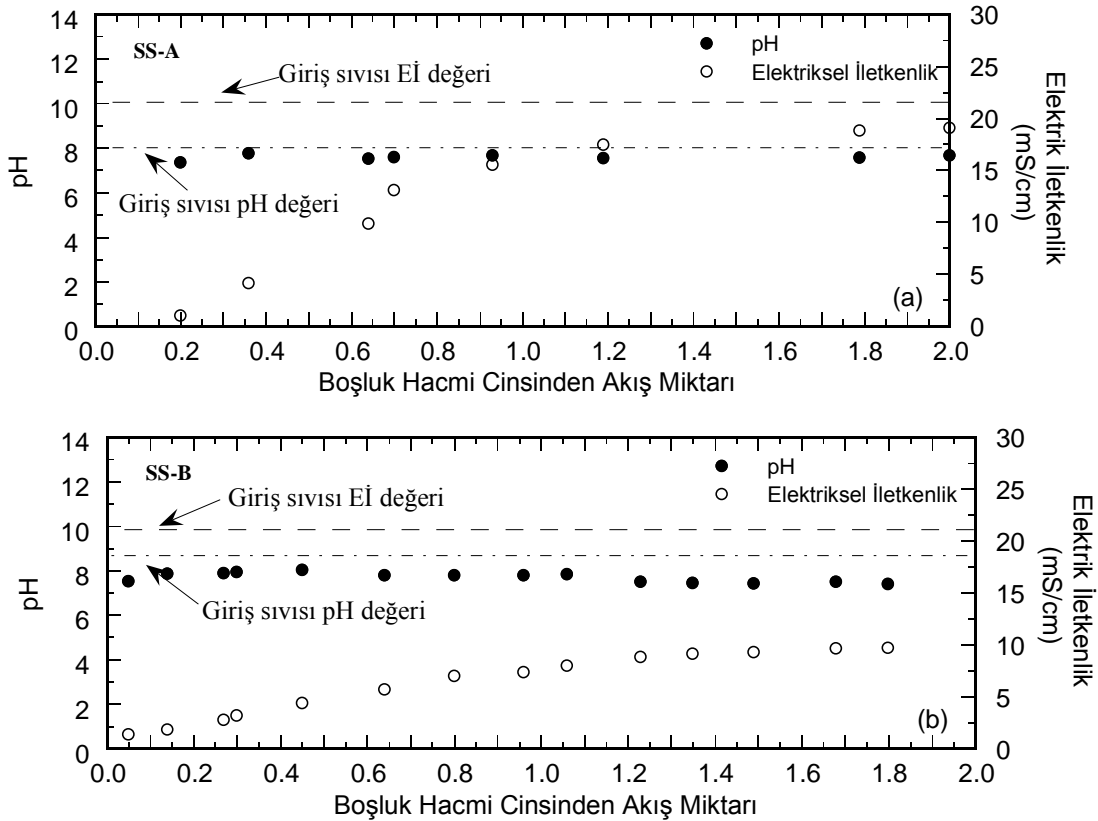


Şekil 1. Sızıntı Suyunun Sıkıştırılmış Zeolitin Hidrolik İletkenliğine Etkisi: a) SS-A; b) SS-B; c) SS-A ile SS-B'nin karşılaştırılması

Şekil 1a'da gösterilen SS-A ile süzdürülen numunenin fiziksel stabilitesi ($Q_{çıkış}/Q_{giriş}$) deney boyunca izin verilen sınırlar içerisinde kalmış; hidrolik iletkenliği ise fazla değişkenlik göstermemiştir. SS-B ile süzdürülen numunenin hidrolik iletkenliği ise başlangıçta bir miktar artış göstermiş olup yaklaşık 0.6 BHCAM gerçekleştikten sonra 3.7×10^{-8} cm/s değerinde sabitlenmiştir (Şekil 1b). Deney boyunca gerekli olan fiziksel stabilite koşulu da sağlanmıştır. Şekil 1c'de ise sızıntı suları elde edilen hidrolik iletkenlikler çeşme suyu ve deiyonize su ile elde edilen nihai hidrolik iletkenlik değerlerinin ortalaması (1.3×10^{-7} cm/s) ile karşılaştırılmıştır. SS-A ve SS-B ile elde edilen nihai hidrolik iletkenlik değerleri çeşme suyu ve deiyonize su ile elde edilen ortalama değerden sırası ile 1.8 kat ve 3.5 kat düşüktür. Şekil 1c'den de görüleceği gibi sıkıştırılmış zeolitin SS-A ile süzdürüldüğü durumda hidrolik

iletkenliği çeşme suyu ve deiyonize su ile elde edilen ortalama hidrolik iletkenlik değeri ile hemen hemen aynı iken SS-B ile süzdürüldüğü durumda bir miktar daha düşük değerler elde edilmiştir. Bu durum sızıntı sularının içerisindeki partiküllerin süzdürme esnasında zeolit daneleri arasındaki akış yollarını tıkamasından kaynaklanmış olabilir.

Sızıntı suları ile yapılan deneylerde kimyasal stabilite kontrolü amacı ile giriş ve çıkış sıvılarından alınan örnekler üzerinde pH ve Eİ ölçümleri yapılmıştır. Ölçüm sonuçları Şekil 2a ve Şekil 2b’de verilmiştir. Şekillerdeki içi dolu semboller pH değerlerini; içi boş semboller Eİ değerlerini, kesikli çizgiler ise giriş sıvılarının pH ve Eİ değerlerini temsil etmektedir.



Şekil 2. Sızıntı Suları ile Yapılan Hidrolik İletkenlik Deneyleri Boyunca pH ve Eİ Değişimi:
a) SS-A; b) SS-B

Şekil 2a ve Şekil 2b’de de görüldüğü gibi deneyler boyunca pH değerlerinde fazla bir değişiklik meydana gelmezken, Eİ değerleri deney süresince artmıştır. SS-A’nın süzdürme sıvısı olarak kullanıldığı deneyde pH değerleri 7.4-7.8 arasında değişirken, Eİ değerleri 1.02 mS/cm’den 19.05 mS/cm’ye çıkmıştır. Benzer şekilde SS-B ile yapılan deneyler sırasında pH değerleri 7.5-8.0 aralığında değişirken Eİ değerleri 1.36 mS/cm’den 9.67 mS/cm’ye çıkmıştır.

Hidrolik iletkenlik deneylerinin sonlandırılabilmeleri için ASTM D6766’ye göre fiziksel stabilite koşuluna ilave olarak kimyasal stabilitenin de sağlanması gerekmektedir. Bu sebeple giriş ve çıkış sıvılarından alınan örneklerin pH ve Eİ değerleri oranlanarak deneylerde kimyasal stabiliteye ($pH_{\text{çıkış}}/pH_{\text{giriş}}$ ve $Eİ_{\text{çıkış}}/Eİ_{\text{giriş}}$) ulaşıp ulaşılmadığı kontrol edilmiştir. Kontrol için $pH_{\text{çıkış}}/pH_{\text{giriş}}$ ve $Eİ_{\text{çıkış}}/Eİ_{\text{giriş}}$ ’in 0.9 ile 1.1 arasında olması (1.0 ± 0.1) şartı aranmaktadır. Sızıntı suları ile yapılan hidrolik iletkenlik deneyleri süresince $pH_{\text{çıkış}}/pH_{\text{giriş}}$ değerlerinin kimyasal stabilite koşulunu sağladığı gözlemlenmiştir. Bununla birlikte $Eİ_{\text{çıkış}}/Eİ_{\text{giriş}}$ değerleri SS-A ile yapılan deneyde ancak sağlanırken SS-B ile yapılan deneyde ise istenilen sınır değerinin altında kalmıştır. SS-A ile yapılan hidrolik iletkenlik deneyinde $Eİ_{\text{çıkış}}/Eİ_{\text{giriş}}$ değerleri deney sonunda

0.9'a kadar çıkarken; SS-B ile yapılan deneyde bu oran ancak 0.5'e kadar çıkmıştır. Zaman sınırlaması sebebi ile burada sunulan çalışmada SS-B ile yapılan hidrolik iletkenlik deneyi Eİ stabilitesinin sağlanması beklenmeden bitirilmiştir.

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında sıkıştırılmış zeolitin hidrolik iletkenlikleri farklı parametreler ele alınarak belirlenmiştir. İlk olarak su içeriğinin sıkıştırılmış zeolitin hidrolik iletkenliği üzerine etkisi çeşme suyu kullanılarak incelenmiştir. Daha sonra ise farklı süzdürme sıvıları kullanılmış ve süzüntü tipinin hidrolik iletkenliğe etkisi ortaya konmaya çalışılmıştır. Süzdürme sıvıları ile yapılan deney sonuçları pH ve Eİ ölçümleri ile desteklenmiştir.

Sıkıştırılmış zeolitin hidrolik iletkenlik değerleri çeşme suyu ve deiyonize su ile süzdürülmesi durumunda birbirine oldukça yakın elde edilmiştir ($1.6 \times 10^{-7} - 9.6 \times 10^{-8}$ cm/s). Buna ilave olarak, sıkıştırma su içeriğinin artırılması sıkıştırılmış zeolitin hidrolik iletkenliğini 90 kata kadar azaltmıştır. Bu etki optimum su içeriğinin kuru kısımdan optimum su içeriğine geçerken daha belirgindir.

Sıkıştırılmış zeolitin hidrolik iletkenliği süzdürme sıvısı olarak sızıntı sularının kullanılması durumunda çeşme suyu ve deiyonize suya kıyasla bir miktar farklılık göstermiştir. Sonuçlar çeşme suyu ve deiyonize su ile elde edilen nihai hidrolik iletkenlik değerlerinin ortalaması ile (1.3×10^{-7} cm/s) karşılaştırılmıştır. SS-A ve SS-B ile elde edilen hidrolik iletkenlik değerleri çeşme suyu ve deiyonize su ile elde edilen ortalama değerden sırası ile 1.8 kat ve 3.5 kat düşüktür.

Sızıntı suları ile yapılan deneylerde deneylerin sonlandırılması için gerekli fiziksel stabilite koşulu ($Q_{\text{çıkış}}/Q_{\text{giriş}}=1.0 \pm 0.25$) sağlanmıştır. Bununla birlikte kimyasal stabilite için gerekli $pH_{\text{çıkış}}/pH_{\text{giriş}}$ (1.0 ± 0.1) koşuluna zeolitin her iki sızıntı suyu ile süzdürüldüğü durumda da ancak ulaşılmış olup; $Eİ_{\text{çıkış}}/Eİ_{\text{giriş}}$ (1.0 ± 0.1) koşulu sadece zeolitin SS-A ile süzdürüldüğü durumda sağlanabilmiştir. Buradan, kimyasal dengenin oluşabilmesi için sızıntı suları ile gerçekleştirilen hidrolik iletkenlik deneylerinin daha uzun süreli olarak yapılmasının gerektiği görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Mumpton, F. A., "La Roca Magica: Uses of Natural Zeolites in Agriculture and Industry", Proc. Natl. Acad. Sci., Vol 96, pp. 3463-3470, 1999.
- [2] Blenhard, G., Maunaye, M., ve Martin, G., "Removal of Heavy Metals from Waters by Means of Natural Zeolites", Water Research, Vol. 18 (12), pp. 1501-1507, 1984.
- [3] Cincotti, A., Lai, N., Orru, R., ve Cao, G., "Sardinian Natural Clinoptilolites for Heavy Metals and Ammonium Removal: Experimental and Modeling", Chemical Engineering Journal, Vol. 84, pp. 275-282, 2001.
- [4] Peric, J., Trgo, M., ve Medvidovic, N. V., "Removal of Zinc, Copper and Lead by Natural Zeolite – A Comparison of Adsorption Isotherms", Water Research, Vol. 38 (7), pp. 1893-1899, 2004.
- [5] Ören, A.H. ve Kaya A., "Factors Affecting Adsorption Characteristics of Zn²⁺ on Two Natural Zeolites." Journal of Hazardous Materials, Vol. B131, pp. 59-65, 2006.
- [6] Jacobs, P.H., ve Förstner, U., "Concept of Sub-aqueous Capping of Contaminated Sediments with Active Barrier Systems Using Natural and Modified Zeolites", Water Research, Vol. 33 (9), pp. 2083-2087, 1999.

- [7] Park, J. B., Lee, S. H., Lee, J. W., ve Lee, C. Y., “Lab Scale Experiments for Permeable Reactive Barriers Against Contaminated Groundwater with Ammonium and Heavy Metals Using Clinoptilolite”, *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 95, pp. 65-79, 2002.
- [8] Lee, S.H., Jo, H.Y., Yun, S.T. ve Lee, Y.J., “Evaluation of Factors Affecting Performance of Zeolitic Rock Barrier to Remove Zinc From Water”, *Journal of Hazardous Materials*, Vol 175, 224-234, 2010.
- [9] Kaya, A. ve Durukan, S., “Utilization of Bentonite-embedded Zeolite as Clay Liner.” *Applied Clay Science*, Vol. 25, pp. 83-91, 2004.
- [10] Kayabalı, K., “Engineering Aspects of a Novel Landfill Liner Material: Bentonite-amended Natural Zeolite.” *Engineering Geology*, Vol. 46, pp. 105-114, 1997.
- [11] Ören, A.H., Durukan, S. ve Kayalar, A.Ş., “Influence of Compaction Water Content on the Hydraulic Conductivity of Sand-bentonite and Zeolite-bentonite Mixtures.” *Clay Minerals*, Vol. 49, pp. 109-121, 2014.
- [12] Ören, A.H., Kaya, A., ve Kayalar, A.Ş., “Hydraulic Conductivity of zeolite Bentonite Mixtures in Comparison to Sand Bentonite Mixtures.” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 48(9), pp. 1343-1353, 2011.
- [13] Ören ve Özdamar, “Sıkıştırılmış Zeolitlerin Hidrolik İletkenlik Davranışı.” *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 14. Ulusal Kongresi*, 4-5 Ekim 2012, Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta.
- [14] Ören ve Özdamar, “Hydraulic Conductivity of Compacted Zeolites.” *Waste Management and Research*, Vol. 31, pp. 634-640, 2013.

BİR DOLGU ŞEVİN İNSANSIZ HAVA ARACI KULLANILARAK MODELLENMESİ

MODELLING OF AN EMBANKMENT SLOPE USING UNMANNED AERIAL VEHICLE

Okan ÖNAL¹ Gürkan ÖZDEN²

ABSTRACT

In this study, an introduction has been made to unmanned aerial vehicle system, developed for deformation monitoring of landslides and modelling of slopes. A topology of a study area has also been modelled using the the developed system. Ground control stations, localized using high precision GPS units have been used, in order to calibrate and verify the generated model. It has been concluded that, a cm precision 3D model can be generated by using ground control stations.

Keywords: Slope, monitoring, unmanned aerial vehichle, photogrammetry, cloud points.

ÖZET

Bu çalışmada şev stabilitesi analizleri ve deformasyon izleme uygulamalarında kullanılmak üzere geliştirilmiş insansız hava aracı sisteminin tanıtımı yapılmış ve örnek olarak belirlenmiş bir çalışma sahasının üç boyutlu modeli oluşturulmuştur. Oluşturulan üç boyutlu modelin kalibre edilmesi ve doğruluğunun belirlenebilmesi için saha üzerinde tesis edilen yer kontrol noktalarından hassas GPS'ler ile ölçümler alınmıştır. Yapılan fotogrametrik çalışma sonucunda yer kontrol noktaları kullanarak bir kaç cm mertebesinde bir hata ile alanın üç boyutlu modelinin oluşturulması sağlanabilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Heyelan, izleme, insansız hava aracı, fotogrametri, nokta bulutu.

1. GİRİŞ

İnsansız hava araçları arazi uygulamalarında sahadan veri toplanması ve toplanan verilerin işlenmesi ile mühendislik ölçümleri yapılması işlerinde son yıllarda giderek artan bir şekilde kullanılmaya başlanmıştır. Genel olarak DRONE olarak isimlendirilen insansız hava araçları (IHA) öncelikle askeri uygulamalar için geliştirilmiş ve kullanılmıştır. Askeri amaçla kullanılan sistemler genel olarak uzaktan da kumanda edilebilen uçaklar ve helikopterlerden oluşur ve kullanıcıya bulunduğu konumu, doğrultuyu, irtifayı ve hızı bildirmek için gelişmiş veri aktarım sistemleri ve hassas sensörler ile donatılmışlardır. Özellikle havada asılı kalma kabiliyeti olan

¹ Doç.Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, okan.onal@deu.edu.tr

² Prof.Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, gurkan.ozden@deu.edu.tr

çok rotorlu hava araçlarında, uçuş stabilitesinin sağlanabilmesi için sensörlerden gelen verileri hava aracı içerisinde gerçek zamanda işleyecek mikrobilgisayarlar bulunmaktadır. Günümüz ileri seviye insansız hava araçları, otomatik iniş kalkış, ve önceden programlanmış görevleri icra edebilme yetenekleri ile donatılmıştır. Bu yetenekler, İHA'ların herhangi bir pilot gerektirmeden havada hareket edebilmesini ve görüş dışı mesafelerde de görev icra edebilmesini mümkün kılmaktadır.

Geliştirilen sistemlerde kullanılan sensörler ve mikroişlemciler, fiyatlarının yüksekliği ve ulusal güvenlik politikaları dolayısıyla uzun süre mühendisler tarafından kullanılamamıştır. Ticari kullanım yolunu açan ilk adım Küresel Konumlandırma Uyduları Sistemi (GPS)' in ticari kullanıma açılması olmuştur. Bundan sonra Uzakdoğu'nun elektronik parça fiyatları üzerindeki baskısı ve gönüllüler tarafından geliştirilen açık kaynak kodlu yazılım ve donanımlar ile insansız hava taşıtları yaygınlaşmaya başlamışlardır.

Askeri kullanım dışı ilk üretilen otonom insansız hava taşıtları, hobi modelcilerin mevcut modellerini hafif jiroskoplar, ivmeölçerler ve manyetik pusulalar ile donatmaları sonucu oluşmuştur. Bundan dolayıdır ki ilk geliştiriciler deneyimlerini model uçaklar üzerinde kazanmışlardır [1]. Bu üç sensör daha sonra mikro işlemci yapısı içerisine gömülmüş ve içsel hareket ünitesi (Inertial Motion Unit) adını almıştır. Özellikle son on yıl içerisinde batarya teknolojisinin gelişmesi ve lithium polymer pillerin kapasitesinin artması ile insansız hava taşıtları uzun uçuş süreleri ve beraberinde daha fazla ağırlık taşıma yetenekleri ile fonksiyonellik kazanmıştır. Hafif sayısal fotoğraf ve video kameraların ve mobil sensörlerin eklenmesi ile insansız hava taşıtları ticari uygulamalar için elverişli hale gelmişlerdir [2].

Mühendislik amaçları için İHA'larının kullanımı ilk olarak 80'li yıllarda haritalama faaliyetleri ile başlamış ancak akademik çevreler tarafından fazla ilgi görmemiştir [2]. Fakat düşük irtifadan yüksek çözünürlüklü fotoğrafların alınabilmesi özel sektör tarafından ilgi görmüş ve gelişmeler bu çerçevede gerçekleşmiştir [3]. Başlangıçta orman arazilerinin gözlenmesi, imar alanlarının tespiti ve köprü ve yapıların durabilitesinin incelenmesi gibi sadece gözlemsel incelemelere dayalı kullanımlar söz konusu iken daha sonraları görüntü analizi programları ile tarım arazilerinde rekolte tahmini, denizsel ortamlarda kirlilik yayılması modelleri, baraj göllerinde rezerv kapasitesi tahminleri, alansal oturmaların tespiti ve izlenmesi, maden ocaklarında ocak stabilitesi ve maden rezerv kapasitesi tahmini gibi gelişmiş kullanım alanları bulmuştur [2]. 2000'li yıllardan sonra literatürde İHA'lara daha çok rastlanmaya başlanmıştır. Bu konuda ilk önemli kongre 2004 yılında İstanbul'da gerçekleştirilen uluslararası uzaktan algılama ve fotogrametri kongresi (ISPRS) olmuştur. Dört yıl sonra aynı kongre Pekin'de gerçekleştirilmiş ve İHA'lar için ayrı oturumlar düzenlenmeye gerek duyulmuştur.

İHA'ların etkin kullanımı fotogrametrik algoritmaların geliştirilmesi ile daha da artış göstermiştir. Hava fotoğraflarının analiz edilmesi ve görüntülenen alanların üç boyutlu olarak modellenbilmesine olanak sağlayan algoritmalar, İHA'lar için büyük bir potansiyel oluşturmuş ve kullanım alanlarını büyük ölçüde arttırmıştır. Fotogrametrik modelleme için belirli bir bölgenin farklı noktalardan çekilmiş çok sayıda birbiri ile kesişen görüntülerine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu ihtiyaç, önceden güzergahı programlanabilen ve bir pilot tarafından yönlendirilmeye gerek duymayan İHA'lar tarafından başarıyla karşılanabilmektedir.

Mühendislik çalışmaları için belirli bir bölgenin üç boyutlu topografik haritasının oluşturulması klasik yöntemler olan arazi takimetri çalışmaları, hassas GPS istasyonları kullanılarak harita çıkarma, robotik total station veya laserscan (LIDAR) teknikleri ile gerçekleştirilebilmektedir [4]. Bu teknikler içerisinden uygun olanın seçimi taranacak sahanın alanı ve istenen hassasiyet seviyesine göre değişmektedir. Sahanın büyük olması durumunda topografik saha çalışmaları çok uzun süreler almakla beraber çalışanların performansına da bağlı olmaktadır. Öte yandan robotik total station ve LIDAR taramaları daha kesin sonuçlar vermekle beraber çok masraflı olmakta ve sadece kurulduğu noktadan görebildiği yüzeyleri tarayabilmektedir. Bu sistemlerin

ağır ve hantal olması, tarama için belirli bir süreye ihtiyaç duyması ve yüksek güç tüketimi küçük insansız hava taşıtlarında kullanımlarını engellemiştir.

Yukarıda bahsedilen teknikler ve kısıtlamaları, üç boyutlu topografik modellerin oluşturulmasında insansız hava taşıtlarının kullanılmasını ön plana çıkartmıştır. Bu teknikte çekilen hava fotoğrafları görüntü işleme teknikleri ile işlenerek geniş alanlar için kabul edilebilir kesinlikte üç boyutlu topografik haritalar çok daha kısa sürede ve az teknik personel kullanılarak elde edilebilmektedir.

Mühendislik uygulamaları açısından IHA'lar maden sahaları gibi topografik alımlara sıkça başvurulması gerek alanlar ile geleneksel yöntemlerle alımları çok uzun süren veya imkansız olan geniş ve sert coğrafyalarda etkin olarak kullanılmaya başlanmıştır. İnşaat mühendisliği açısından toprak dolgu barajların deformasyonlarının takibi, alansal oturmaların izlenmesi, şantiye yönetimi ve büyük şev hareketlerinin izlenmesi gibi bir çok uygulama geliştirmek mümkünken, henüz konu ile ilgili literatürde ulaşılabilir çalışma yok denecek kadar azdır. Bu çalışmalardan bazıları Nobuhiko, 1998 [5], Rau, 2011 [6], Niethammer, 2011 [7] ve' dir. Nobuhiko, kaymış bir şevin izlenmesi için hava fotoğrafları kullanarak fotogrametrik analiz yapmış, Rau, yağmur dönemleri sonunda oluşabilecek heyelan bölgelerinin belirlenmesi amacıyla insansız hava aracı ile görüntüleme ve haritalama konusunda çalışım, Niethammer ise heyelanların izlenmesi ve deformasyon bölgelerinin belirlenmesi ile ilgili uygulamalar yapmıştır.

Bu bildiride, IHA'ların geoteknik mühendisliği açısından kabiliyetlerini irdelemek üzere üniversite kampüsü içerisinde bulunan bir dolgu şevinin modellenmesi amaçlanılmıştır. Bu amaçla dolgu şevi düşük irtifa yüksek çözünürlüklü hava fotoğrafları ile sayısallaştırılarak üç boyutlu nokta bulutu elde edilmiştir. Elde edilen nokta bulutu yer kontrol noktalarının hassas GPS aletleri ile ölçülmesi suretiyle kalibre edilmiş ve oluşturulan modelin hassaslığı irdelenmiştir. Çalışmada kullanılan IHA, yurtdışından getirilen parçalar kullanılarak yazarlar tarafından tasarlanmış ve üretilmiştir.

2. İNSANSIZ HAVA ARACI

Bu çalışmada kullanılan insansız hava aracı multikopter olarak adlandırılan ve çoklu pervane sistemiyle aracı havada tutan ve yönlendiren gruba girmektedir. Multikopterler havada sabit kalabilmeleri, sabit bir noktadan kalkıp inebilmeleri ve nispeten güç hava şartlarında görev yapabilmeleri gibi özellikleriyle giderek daha fazla tercih edilir hale gelmiştir. Multikopterler çok karmaşık bir elektronik ve çok basit mekanik bileşene sahip uçan makinalardır. Hareketli tek kısım dönen motorlar olduğundan, diğer insansız hava araçlarında bulunan hareketli kontrol yüzeyleri ve bu yüzeyleri hareket ettiren mekanik aktarmalar bulunmamaktadır. Multikopter havada hareketini her bir motoruna farklı dönme hızları vererek sağlamaktadır. Bunu sağlayabilmek için çok ani ve kesin kontrol sağlayan elektronik hız kontrolleri (ESC) içermektedirler. Multikopterlerin havada stabilitesini korumasını sağlamak için tüm ESC'leri kontrol eden mikro işlemciler geliştirilmiştir. Bu mikro işlemcilerin görevi, kendisine bağlı birçok sensörden aldığı veriyi kullanarak hesaplamalar yapmak ve motorların hızına karar vermek ve ESC'lere bu verileri iletmektir.

Gelişmiş multikopterlerde GPS, ivmeölçer, jiroskop, manyetik pusula, barometre ve sonar sensörleri görev yapmaktadır. Mikro işlemci tüm bu sensörlerden gelen verileri değerlendirerek havada seyir için gerekli hesaplamaları yaparak kontrolü sağlamaktadır [8]. İnsansız hava aracının yönü yerden uzaktan kumanda ile sağlanabildiği gibi önceden programlanmış bir rota ile de sağlanabilir. Uzaktan kumanda ile yönetim, insan faktörünü de içerdiğinden genel olarak mühendislik uygulamalarında tercih edilmemektedir.



Şekil 1. Çalışma için Geliştirilen İHA Platformu

Bu çalışma için geliştirilen insansız hava aracı dört kollu ve sekiz pervaneli olarak tasarlanmış bir modeldir (Şekil 1). Aracın toplam uçuş ağırlığı 4000 gr altında tutulurken, toplam itiş yaklaşık 8000gr'dır. 1/2'lik ağırlık itiş oranı, aracın daha zor hava şartlarında da görev yapabilmesini sağlayabildiği gibi bazı durumlarda bu oran yedek piller ile düşürülerek havada kalma süresi de uzatılabilmektedir. Geliştirilen insansız hava aracında kullanılan elektronik henüz ülkemizde üretilmediği için tüm parçalar yurtdışından getirilmiştir. Parçaların mekanik olarak bir araya getirilmesinden sonra, uygun şekilde kalibre edilmesi gerekmektedir. Bu süreç, ESC'lerin kalibrasyonu, motor ve pervanelerin balanslarının yapılması, manyetik karışımın sensörlere etkisinin azaltılması için kabloların zırhlaması, mevcut manyetik karışımın sensörlere etkisinin ölçülerek sensör verilerinin kalibrasyonu ve uçuş kontrolörünün parametrelerinin belirlenmesi işlemlerinden oluşmaktadır.

Bu çalışma için geliştirilen multikopterde Ardupilot olarak adlandırılan insansız hava taşıtları için özelleşmiş bir Arduino kontrolörü kullanılmıştır. Ardupilot açık kaynak kodlu olduğu için mühendislik kullanımlarına uygun fakat kontrol için kullandığı yüzlerce parametre ile oldukça karmaşık bir yapıya sahip bir kontrolördür. Gerekli kalibrasyonlar yapıldıktan ve parametreler ayarlandıktan sonra sıra ile aracın havada manuel olarak kalabilmesi, manuel modda yüksekliğini koruyabilmesi, GPS verisi ile konum ve irtifasını koruyabilmesi sağlandıktan sonra son olarak otomatik modda önceden programlanmış rota üzerinde seyir yapabilmesi sağlanmalıdır. Ayrıca insansız hava aracına monte edilen ve kamerayı kopterin hareketlerinden etkilenmeyecek şekilde sabit tutan kamera düzeçleyicisi de kalibre edilmeli ve mikro kontrolör tarafından kontrol edilebilir hale getirilmelidir.

Hava fotoğraflarının alımında 12 megapixel görüntü çözünürlüğüne sahip ve dışarıdan tetiklenebilen veya zaman aralıklı çekim için programlanabilen bir fotoğraf makinası kullanılmıştır. Kullanılan fotoğraf makinasının lensi, optik bozunmasız bir lens ile değiştirilmiş ve lens kalibrasyonu yapılmıştır.

3. FOTOGRAMETRİK ANALİZ VE UÇUŞ PLANLAMASI

Son dönemde geliştirilen fotogrametrik teknikler ve gelişen bilgisayar yazılımları, hava fotoğraflarının işlenmesinde önemli gelişmeler olmasını sağlamıştır. Önceleri sadece çekilen fotoğrafların birleştirilmesi ile elde edilen planlar artık yerlerini üzerinden ölçüm yapılabilir ortofotolar ve hatta 3 boyutlu modellere terk etmişlerdir. Fotogrametrik analiz basitçe şu adımlardan oluşmaktadır;

Havadan alınan fotoğrafların fotogrametrik analizi karelerin belirli bir oranda kesişmesini gerektirmektedir. Kesişen bu karelerdeki aynı öğeler her bir hava fotoğrafında algoritmalar tarafından aranarak bulunur. Bulunan noktalardan geçen ışınlar kullanılarak her bir fotoğrafın çekildiği konum hesaplanır. Bu aşamada eğer kopterin uçuş kayıtlarından fotoğrafların çekildiği konum bilgisi verilirse hesaplama süresi oldukça kısalabilmektedir. Hesaplanan bağlantı noktaları ve fotoğraf çekim konumları kullanılarak tüm ara noktalar için konum bilgisi interpolate edilebilmektedir. İnterpolasyon aşaması tamamlandıktan sonra istenen detay seviyesine göre milyonlarca noktadan oluşan konum bilgisi (nokta bulutu-point cloud) elde edilmektedir. Nokta bulutu kullanılarak bir yüzey (surface mesh) elde edilebilir ve bu yüzey üzerine fotoğraflarını kaplanması ile çok gerçekçi modeller oluşturulabilir. Mühendislik uygulamaları için nokta bulutunun oluşturulması fotogrametrik açıdan yeterlidir. Elde edilen veri daha sonra Autocad, Netcad veya Plaxis gibi yazılımlarla işlenebilmektedir.

Yukarıda bahsedilen işlemler çok yoğun işlem gücü gerektirdiği için hesaplama açısından çok masraflıdır. İşlemler öncelikle yoğun miktarda hafıza (RAM) gerektirmektedir. Daha sonra ana işlemci (CPU) ve grafik işlemcisi (GPU) hesaplamaların belirli aşamalarında kullanılmaktadır. Bu çalışmada elde edilen nokta bulutu yaklaşık 150 milyon noktadan oluşmaktadır ve bunun için 64 GB ram ve 2 Xenon CPU ve 1 Quatro GPU' ya sahip bir iş istasyonu yaklaşık 36 saat çalışmıştır. İstenen detay seviyesi düştükçe hesap süresinde kısalmaktadır. Bu çalışmanın haricinde daha büyük alanların modellenmesi için bölümümüzdeki ağı kullanan bir paralel işleme networkü de (Cloud Computing) oluşturulmuştur. Bu ağda bulunan bir sunucu (server) diğer bilgisayarlara (node-client) iş paylaşımı yaptırarak sonuçları derleyip saklama görevi üstlenmektedir. Bu durumda proje küçük parçalara ayrılarak birçok bilgisayar tarafından paralel olarak hesaplandığı için ciddi şekilde hız artışları sağlanabilmektedir.

Uygun bir fotografik analiz için hava fotoğraflarının uçuş doğrultusunda %80 diğer doğrultuda %60 oranında kesişmesi istenmektedir [2]. Bu kesişme oranının sağlanması elde edilecek modelin doğruluğu için kritik öneme sahiptir. Planlama için öncelikle kullanılacak kameranın optik özellikleri bilinmelidir. Bu şekilde hangi irtifadan ne kadar bir alanı görüntüleyebileceği belirlenebilir. İkinci olarak uçuş hızına bağlı olarak fotoğraf çekim konumlarının belirlenmesi ve bu verinin koptere yüklenmesi gerekmektedir. Uygun uçuş planlaması için model oluşturulacak bölgenin sınırları belirlenmeli ve yukarıda bahsedilen unsurlar dikkate alınarak uçuş hatları konumlandırılmalıdır. (Şekil 2). Uçuşun son aşamasında kopterin geri geleceği güzergah kontrol edilmeli ve pil süresinin geri dönüş ve iniş için yeterli olduğu kontrol edilmelidir. Uçuş planına otomatik kalkış ve otomatik iniş eklenerek uçuşun tamamen otonom şekilde gerçekleşmesi sağlanabilir.



Şekil 2. Uçuş Planlaması ve Fotoğraf Çekim Konumlarının Belirlenmesi

Bu çalışma için modellenen şev Dokuz Eylül Üniversitesi Tınaztepe Kampüsünün Orman kapısı tarafında bulunan ve kontrolsüz olarak yerleştirilen bir dolgudur. Dolgu yapımı esnasından belirli zamanlarda hafriyatlar yapılmış ve sıkıştırma işlemi yapılmamıştır. Söz konusu dolgu üzerine yakın tarihte bir karayolu geçişi yapılmıştır. Zaman içerisinde dolguda oturma ve şevlerde de hareket olması öngörülmektedir. Uçuş planlamasının özeti Tablo 1’de verilmiştir.

Tablo 1. Uçuş Planlaması Verileri

Taranan Alan	Toplam Uçuş Mesafesi	Havadaki Hat Sayısı	Hatlar Arası Mesafe	Uçuş Süresi	Dönüş Çapı	Fotoğraf Çekim Aralığı
56250 m ²	1.75 km	6	36m	6dk05sn	10m	2.31 sn

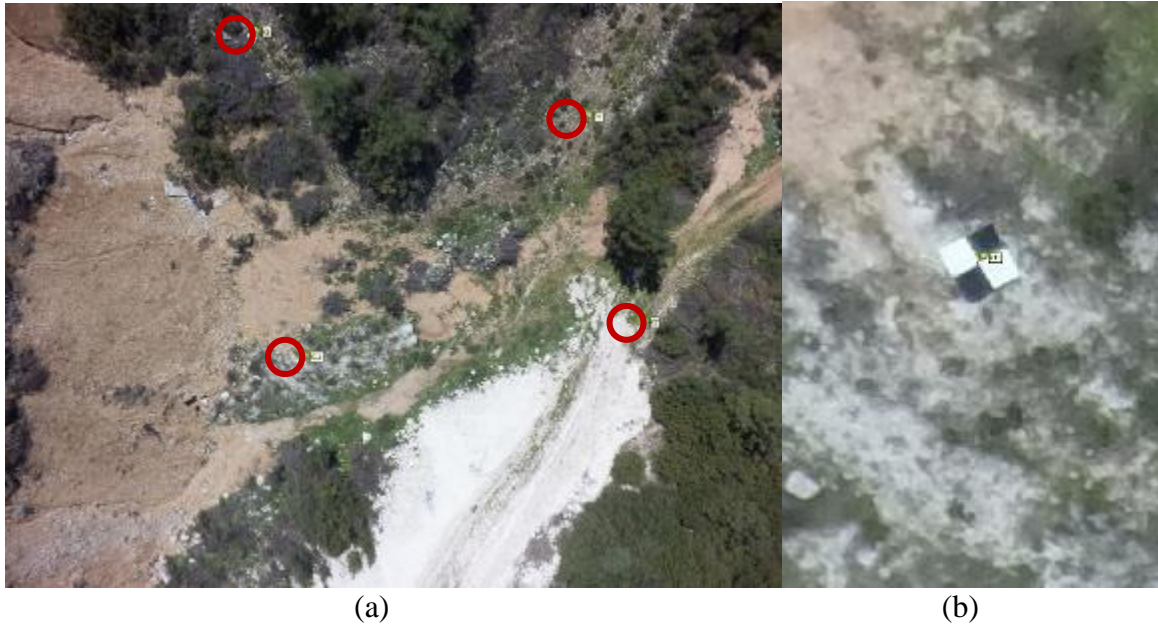
4. HAVA FOTOĞRAFLARI KULLANARAK ŞEVİN MODELLENMESİ VE KALİBRASYONU

Yapılan uçuş sonrasında havadan çekilen fotoğraflar ve kopterin uçuş kayıtları, bilgisayara aktarılır ve kopterin konum kayıtları ile fotoğraflar eşlenerek her bir fotoğrafın çekildiği koordinat, ilgili fotoğrafa işlenir. Konum bilgisi eklenen fotoğraflar fotogrametrik yazılım ile işlenerek kısıtlı sayıda noktadan oluşan kaba nokta bulutu hesaplatılır (Şekil 3).



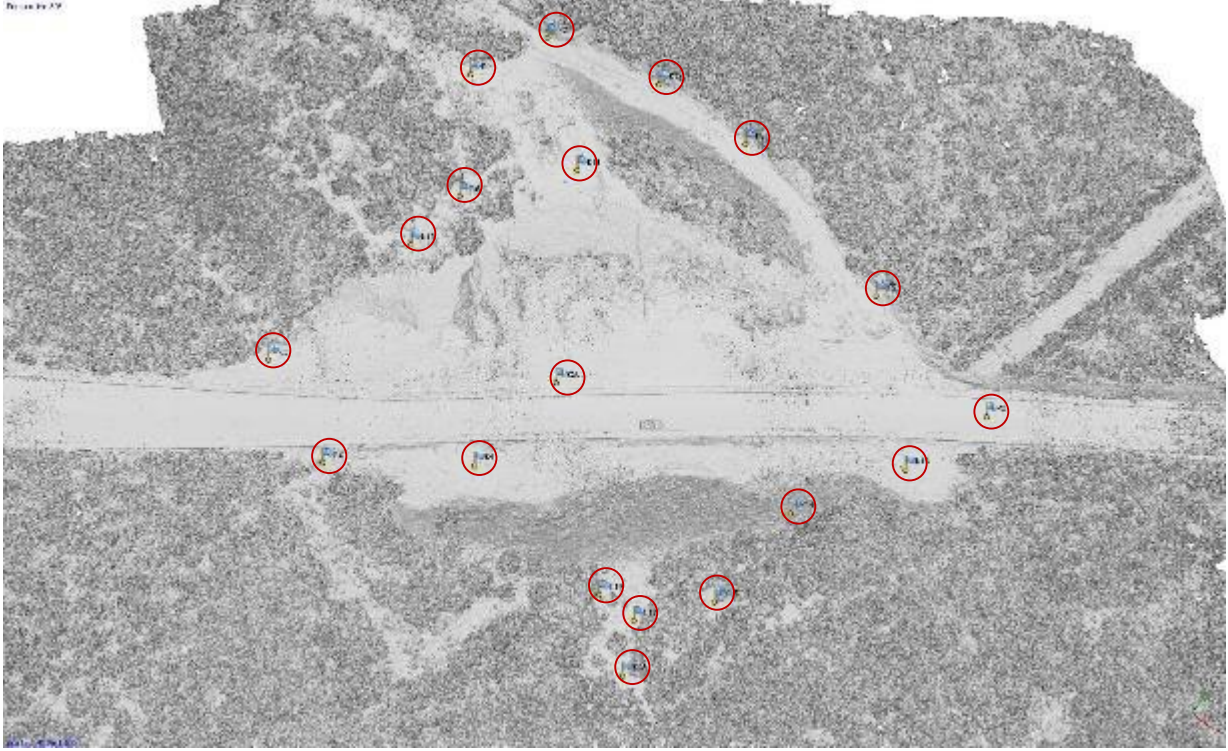
Şekil 3. Yaklaşık 45000 Noktadan Oluşan Kaba Nokta Bulutu

Elde edilen nokta bulutunun son derece kesin gerçek koordinatları ifade edebilmesi için kalibrasyonu gerekmektedir. Bu kalibrasyon alana dağıtılmış yer kontrol noktaları ile yapılabilmektedir (Şekil 4a). Bu noktaların hava fotoğraflarında seçilebilmesi için özel işaretlerden oluşan 60X60 cm boyutunda damalı plakalar yapılmıştır (Şekil 4b). Uçuştan önce yerleştirilen bu plakaların konumları yaklaşık 2 cm hata mertebesine sahip kendisini sabit bir yer istasyonundan aldığı bilgi ile düzelteren son derece hassas ölçüm aletleri olan RTK GPS'ler (Real Time Kinematic) ile ölçülmüştür.



Şekil 3. Araziye Yerleştirilmiş Yer Kontrol Noktaları

Ölçülen koordinatlar, fotogrametrik yazılım vasıtasıyla yer kontrol noktalarına atanarak kaba nokta bulutundaki yer kontrol noktalarının verilen konumlara yakınsaması sağlanır. Bu yöntem ile oluşturulan modeller coğrafi koordinatlara çekilmiş olur ve kendi içinde nokta konumları kesinlik kazanır. Yer kontrol noktaları ile kalibrasyonda noktaların alan içerisinde dağılımı olması ve farklı kotta bulunan noktaları da içermesi önem arz etmektedir. Bu çalışmada yerleştirilen yer kontrol noktalarının konumları Şekil 4’de gösterilmiştir. Genel olarak yerleştirilen yer kontrol noktalarının yarısı kalibrasyonda diğer yarısının ise doğrulamada kullanılması uygun olmaktadır. Bu çalışmada 19 adet yer kontrol noktası kullanılmıştır.



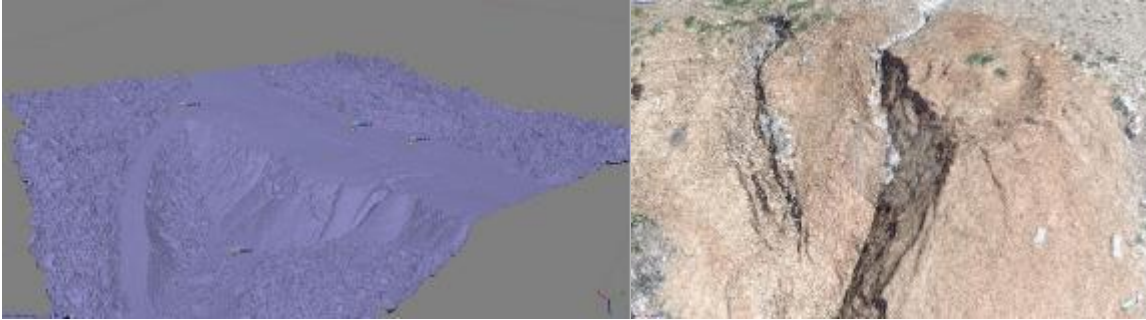
Şekil 4. Sahaya Yerleştirilen Yer Kontrol Noktalarının Konumları

Yer kontrol noktaları kullanılarak kalibre edilen kaba nokta bulutu yeterli hassasiyete ulaştıktan sonra hesaplama açısından oldukça uzun zaman alan ara noktaların hesaplanması aşamasına geçilebilir. Bu hesap aşamasında bilgisayarın CPU ve GPU donanımları beraber çalışabilmektedir. Bu aşama çalışmanın en fazla zaman alan kısmı olduğu için ara noktaların hesaplanmasına geçmeden önce oluşturulan modelin hassasiyetinin yeterli olduğundan emin olmak gerekmektedir. Şekil 5’de incelenen şevin 145 milyon noktadan oluşan sıklaştırılmış nokta bulutu gösterilmiştir. Oluşturulan buluttaki nokta sayısı çok fazla olduğu için birim alana düşen nokta sayısı artmış ve modelde istenen detay arttırılmıştır. Fakat çok sayıda noktadan oluşan modelin işlenebilmesi için çok yüksek işlem gücüne sahip bilgisayarlara ihtiyaç duyulmaktadır. Bu nedenden dolayı sıklaştırılmış nokta bulutunun ihtiyaç doğrultusunda belirlenecek hassasiyete sahip olacak şekilde planlanması daha doğru bir yaklaşım olmalıdır. Sıklaştırılmış nokta bulutu renkli bir bilgisayar modeli olmakla beraber, noktalar arası yüzeyler oluşturularak ağ modele dönüştürebilir (Şekil 6b).



Şekil 5. İncelenen Şevin Sıklaştırılmış Nokta Bulutu (Dense Point Cloud)

Sıklaştırılmış nokta bulutu yakından incelendiğinde her noktanın x, y ve z koordinatının yanında bir de renk bilgisinin olduğu görülebilir (Şekil 6b). Renk bilgisi aynı amaçlı teknolojiler olan üç boyutlu lazer tarayıcılarla (LIDAR) elde edilememektedir.



Şekil 6. Oluşturulmuş Ağ Model (a)
İncelenen Şevde Erozyona Maruz Kalmış Bir Bölge (b)

Oluşturulan modelin kesinliği tesis edilen yer kontrol noktaları kullanılarak denetlenebilir. Bu çalışmada kullanılan 19 adet yer kontrol noktasından 12'si kalibrasyon, kalan 7 adedi de doğrulama için kullanılmıştır. Yapılan optimizasyon işleminden sonra 12 adet yer kontrol noktasının ortalama hatası 19 mm olarak belirlenmiştir. Geriye kalan doğrulama noktalarında ise ortalama 24 mm hata belirlenmiştir. Tesis edilen K15 isimli yer kontrol noktasında yapılan RTK ölçümünde bir problem olduğundan bu nokta optimizasyon işlemine dahil edilmemiştir. Optimizasyon ve doğrulamada kullanılan yer kontrol noktaları ve hesaplanan konum hataları Tablo 2'de verilmiştir. Çizelgede seçili olan kontrol noktaları kalibrasyon, diğerleri ise doğrulama için kullanılmıştır.

Tablo 2. Yer Kontrol Noktası Kullanılarak Yapılan Optimizasyon Sonuçları

Markers	Easting	Northing	Altitude	Error (m)	Projections
<input checked="" type="checkbox"/> K1	518813.780000	4248579.470000	229.570000	0.020258	10
<input type="checkbox"/> K2	518837.820000	4248568.210000	228.180000	0.005842	27
<input checked="" type="checkbox"/> K4	518866.010000	4248588.850000	227.410000	0.026780	31
<input checked="" type="checkbox"/> K5	518915.620000	4248676.140000	227.440000	0.012639	21
<input checked="" type="checkbox"/> K6	518870.250000	4248686.640000	221.260000	0.007478	23
<input type="checkbox"/> K7	518815.990000	4248680.140000	208.310000	0.034581	15
<input checked="" type="checkbox"/> K9	518823.350000	4248636.380000	214.780000	0.013546	38
<input type="checkbox"/> K10	518821.870000	4248620.010000	218.490000	0.042043	56
<input checked="" type="checkbox"/> K11	518841.460000	4248658.820000	210.240000	0.017510	38
<input type="checkbox"/> K12	518845.160000	4248686.410000	216.000000	0.023859	14
<input checked="" type="checkbox"/> K13	518945.180000	4248648.360000	228.350000	0.014825	11
<input checked="" type="checkbox"/> K14	518931.200000	4248624.240000	222.570000	0.008046	42
<input type="checkbox"/> K15	518928.320000	4248595.920000	216.220000	2.332830	36
<input checked="" type="checkbox"/> K17	518918.500000	4248580.740000	213.350000	0.031674	39
<input type="checkbox"/> K18	518924.370000	4248568.780000	213.570000	0.027113	27
<input checked="" type="checkbox"/> K19	518908.110000	4248580.680000	213.040000	0.032153	54
<input type="checkbox"/> K20	518869.250000	4248615.370000	227.350000	0.033657	46
<input checked="" type="checkbox"/> P1	518763.420000	4248526.630000	234.420000	0.007292	12
<input type="checkbox"/> P2	518952.350000	4248669.200000	229.740000	0.004466	20
<input checked="" type="checkbox"/> P4	518806.550000	4248661.710000	208.540000	0.016627	17
Total Error				0.019332	

5. SONUÇLAR

Geliştirilen yöntemler ile belirli bir bölgenin çok detaylı üç boyutlu topoğrafik modeli saha uygulamalarına kıyasla çok kısa bir sürede oluşturulabilmektedir. Elde edilecek hassasiyet uygun yapılmış bir uçuş planı ve doğru yer kontrol noktaları tesisi ile RTK GPS'lerin ölçüm hassasiyeti olan birkaç cm mertebesine kadar inebilmektedir. Uygulanan metot ile modellenen şev, farklı zamanlarda yapılan uçuşlar ile deformasyonların gelişimi açısından incelenebileceği gibi doğrudan sonlu elemanlar yazılımları ile de analiz edilebilir. Aynı zamanda kullanılan metot, mühendislere sürekli olarak erişebilecekleri ve farklı açılardan inceleyebilecekleri sahanın çok detaylı bir modelini sunduğundan, oluşabilecek deformasyon mekanizmalarının ön görülmesinde veya var olan mekanizmaların keşfedilmesinde geniş olanaklar sunmaktadır. Kalibre edilen model yüksek hassasiyet içerdiği için kazı-dolgu hacimlerinin belirlenmesi, alansal oturmaların takibi, deformasyonların izlenmesi gibi alanlarda etkin olarak kullanılabilir. Öte yandan çok karmaşık yazılım ve donanımların kullanılması dolayısıyla eğitimli personel ihtiyacının yanı sıra, kötü hava şartlarında uçuş yapılamaması, yer kontrol noktalarına ihtiyaç duyması, pil ömrünün az olması ve kopterlerin belirli zamanlarda bakım gerektirmesi ve çok pahalı olması metodun zayıf noktalarını oluşturmaktadır.

6. KAYNAKLAR

- [1] Wester-Ebbinghaus, W., (1980), “Aerial photography by radio controlled model helicopter”, *Photogramm. Rec.*, Vol.10, 85–92.
- [2] Colomina, I., Molina, P., (2014), “Unmanned aerial systems for photogrammetry and remote sensing: A review” *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, Vol. 92, 79-97.
- [3] Petrie, G., (2013), “Commercial operation of lightweight UAVs for aerial imaging and mapping”, *GEOInformatics*, Vol 16, 28–39.
- [4] Bisheng Yang, Chi Chen, (2015), “Automatic registration of UAV-borne sequent images and LiDAR data” *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, Vol. 101, 262-274.
- [5] Nobuhiko Oka, (1998), “Application of photogrammetry to the field observation of failed slopes” *Engineering Geology*, Vol. 50, 85–100.
- [6] Rau, J., Jhan, J., Lob, C., Linb, Y., (2011), “Landslide mapping using imagery acquired by a fixed-wing UAV” *ISPRS – Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inform. Sci.* XXXVIII-1/C22, 195–200.
- [7] Niethammer, U., Rothmund, S., Schwaderer, U., Zeman, J., Joswig, M., (2011) “Open source image-processing tools for low-cost UAV-based landslide investigations” *ISPRS – Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inform. Sci.* XXXVIII-1/C22, 57–62.
- [8] Elkaim, G., Lie, F., Gebre-Egziabher, D., (2014), “Principles of guidance, navigation and control of UAVs” In: Valavanis, K., Vachtsevanos, G. (Eds.), *Handbook of Unmanned Aerial Vehicles*. Springer, p. 1600.

JİPSLİ ZEMİNLERDE GÖZLENEN HEYELAN HAREKETLERİ VE ALINAN ÖNLEMLER ÜZERİNE BİR VAKA ANALİZİ

A CASE HISTORY ON SLOPE INSTABILITIES OBSERVED IN SOILS WITH GYPSUM AND PRECAUTIONS

Volkan KALPAKCI¹ Şevki ÖZTÜRK² Gökhan YAMAN³ Mehmet AS⁴

ABSTRACT

The soil structure of Çankırı (a city in central Turkey) has high gypsum content, which loses its strength significantly when subjected to water. A detailed site investigation was performed at Çankırı Karatekin University campus area after slope instabilities was observed. The site investigations have revealed that a huge mass of soil was sliding, threatening the stability of the main road of campus area. Since it was not economical to stabilize the whole sliding mass it was decided to maintain the stability of the road which passes through the crown of the landslide. Alternative solutions were analyzed by finite element method and it was observed that the solution with two rows of piles connected by a structural beam element had shown the best performance. The results of the analyses for alternative solutions will be presented in a comparative manner throughout the study.

Key words: Landslide, gypsum, analysis, pile, case history.

ÖZET

Çankırı ilinin zemin yapısı birçok yerde jips içeriklidir. Bu tür zeminler su ile temas ettiğinde zemin, mukavemetini ciddi biçimde yitirmektedir. Çankırı Karatekin Üniversitesi yerleşke alanında görülen heyelan hareketleri üzerine sahada kapsamlı bir etüt çalışması yapılmıştır. Yapılan etüt çalışmaları neticesinde, yerleşke alanında oldukça derin ve büyük bir kütlenin heyelan etmekte olduğu görülmüştür. Heyelan eden tüm kütleyi tutmak ekonomik olmadığından, yerleşke içerisindeki ana yolun heyelan içerisinde kalan bölümünün stabilitesinin sağlanması amaçlanmış ve bu amaca yönelik bir çözüm geliştirilmiştir. Çözüm yönteminin seçimi esnasında farklı alternatifler analiz edilmiş ve neticede çift sıra kazık ve başlık kirişinden oluşan sistemin en iyi performansı gösterdiği görülmüştür. Bu bildiride, yol güvenliği için geliştirilen çözüm yöntemleri karşılaştırmalı olarak anlatılacaktır.

Anahtar kelimeler: Heyelan, jips, analiz, kazık, vaka.

¹ Yrd. Doç. Dr., Hasan Kalyoncu Üniversitesi, volkan.kalpakci@hku.edu.tr

² Yrd. Doç. Dr., Erzurum Teknik Üniversitesi, sevki.ozturk@erzurum.edu.tr

³ İnş. Yük. Müh., TOKER Sondaj ve İnş. Müh. Müh. A.Ş., gokhanyaman@toket.com.tr

⁴ İnş. Yük. Müh., TOKER Sondaj ve İnş. Müh. Müh. A.Ş., mehmetas@toket.com.tr

1. GİRİŞ

Bilindiği üzere Çankırı ili oldukça zengin kaya tuzu kaynaklarına sahiptir ve zemin yapısı birçok yerde jips içeriklidir. Bu tür zeminler su ile temas ettiğinde, jips kristalleri erimekte ve zemin oldukça zayıf bir yapıya bürünmektedir [1, 2]. Bu tür zeminler, birçok farklı coğrafyada heyelanlara sebep olmuştur [3, 4, 5]. Çankırı Karatekin Üniversitesi yerleşke alanında (Şekil 1) görülen heyelan hareketleri (Şekil 2) üzerine sahada sondaj, inklinometre ve laboratuvar deneylerini içeren kapsamlı bir etüt çalışması yapılmıştır. Yapılan etüt çalışmaları neticesinde, yerleşke alanında oldukça büyük bir kütle heyelan etmekte olduğu görülmüştür. Heyelan eden kütle çok büyük olduğundan ve heyelanın aşağı yönde devam etmesi bir tehlike yaratmadığından tüm heyelanı durdurmak mantıklı ve ekonomik bulunmamıştır. Ancak, kampüs içi ulaşımı sağlayan ana yol heyelanın taç bölgesi içinde kalmaktadır (Şekil 3). Bu sebeplerle, yerleşke içerisinde ulaşımı sağlayan ana yolun heyelan içerisinde kalan bölümünün stabilitesinin sağlanması amaçlanmış ve bu amaca yönelik bir çözüm geliştirilmiştir.

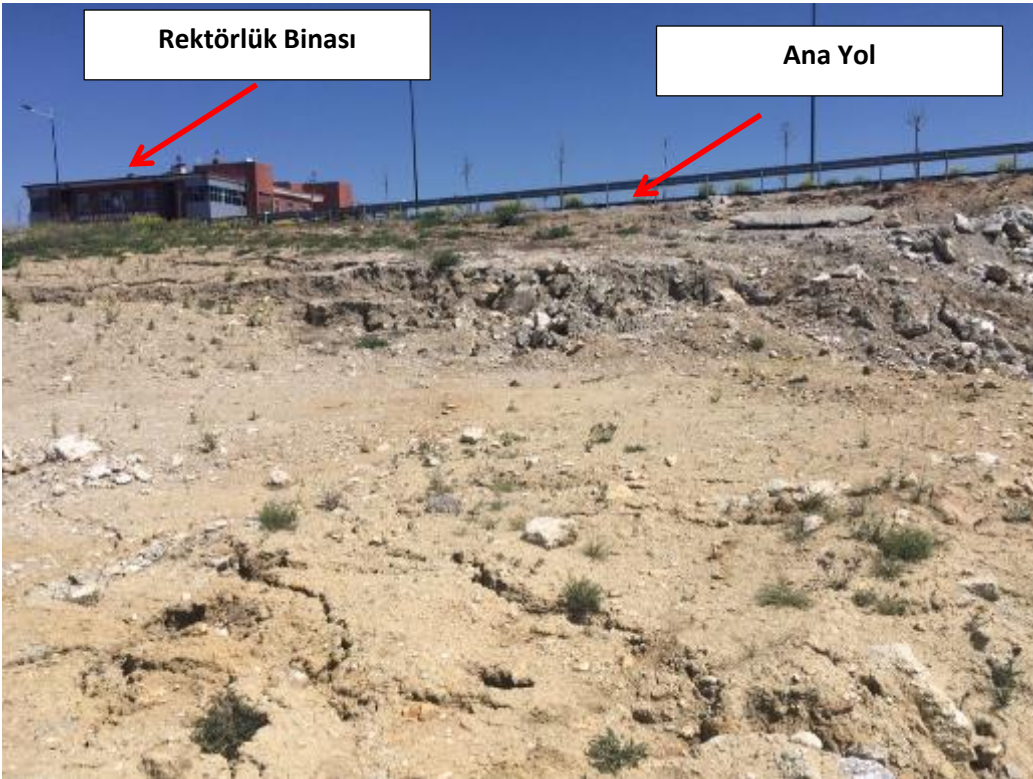
Çözüm yönteminin seçimi esnasında sondaj ve inklinometre verileri dikkate alınarak, bu durum için uygun olabileceği düşünülen üç farklı alternatif “PLAXIS” isimli sonlu elemanlar programı kullanılarak iki boyutlu düzlemde (plane-strain) statik yükler altında analiz edilmiştir. Bu alternatifler konsol çalışacak tek sıra, ayırık çift sıra ve üstten bağlantı kirişi ile bağlanmış çift sıra fore kazıklı sistemler olarak düşünülmüştür. Bu bildiriye, sahada yapılan etüt çalışmaları ile yol güvenliği için geliştirilen çözüm yöntemleri karşılaştırmalı ve detaylı olarak anlatılacaktır.



Şekil 1. Heyelan Bölgesi Uydu Görüntüsü



Şekil 2. Heyelan Alanı Genel Görünüm



Şekil 3. Heyelan Taç Bölgesi

2. SAHA ÇALIŞMALARI

Saha çalışmaları kapsamında 13 adet toplamda 520m derinliğinde sondaj kuyusu açılmıştır. Sondaj kot, koordinat ve derinlikleri Tablo 1’de sunulmuştur. Bu kuyulardan 12 tanesine inklinometre boruları yerleştirilerek kayma düzlemi belirlenmiştir. Ayrıca yer altı suyu gözlemi için her biri 50 m derinliğinde olan 3 adet gözlem kuyusu açılmıştır. Zemin parametrelerinin belirlenmesi amacıyla birçok saha ve laboratuvar deneyleri yapılmıştır [6].

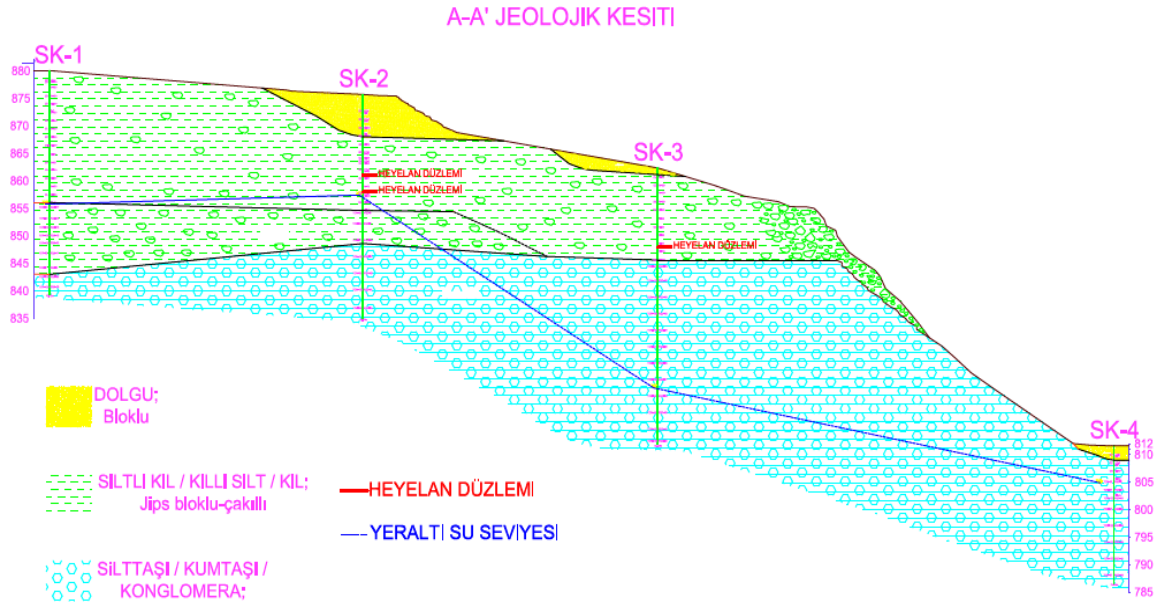
Tablo 1. Sondaj Bilgileri

Sondaj No	Derinlik (m)	Koordinatlar		
		X	Y	Z
SK-1	40.70	551984.64	4498901.78	880.04
SK-2	40.70	551945.67	4498853.16	875.70
SK-3	50.30	551888.95	4498838.57	862.33
SK-4	25.00	551819.00	4498780.99	811.57
SK-5	41.50	551972.43	4498822.69	870.34
SK-6	52.00	551948.96	4498806.44	864.12
SK-7	41.00	551873.35	4498754.72	829.57
SK-8	30.00	551842.77	4498723.47	822.90
SK-9	41.50	551924.85	4498898.91	877.57
SK-10	50.50	551882.66	4498876.99	860.05
SK-11	50.50	551843.93	4498864.52	855.53
SK-12	30.00	551764.95	4498845.58	815.46
SK-13	26.50	551987.67	4498792.87	871.94

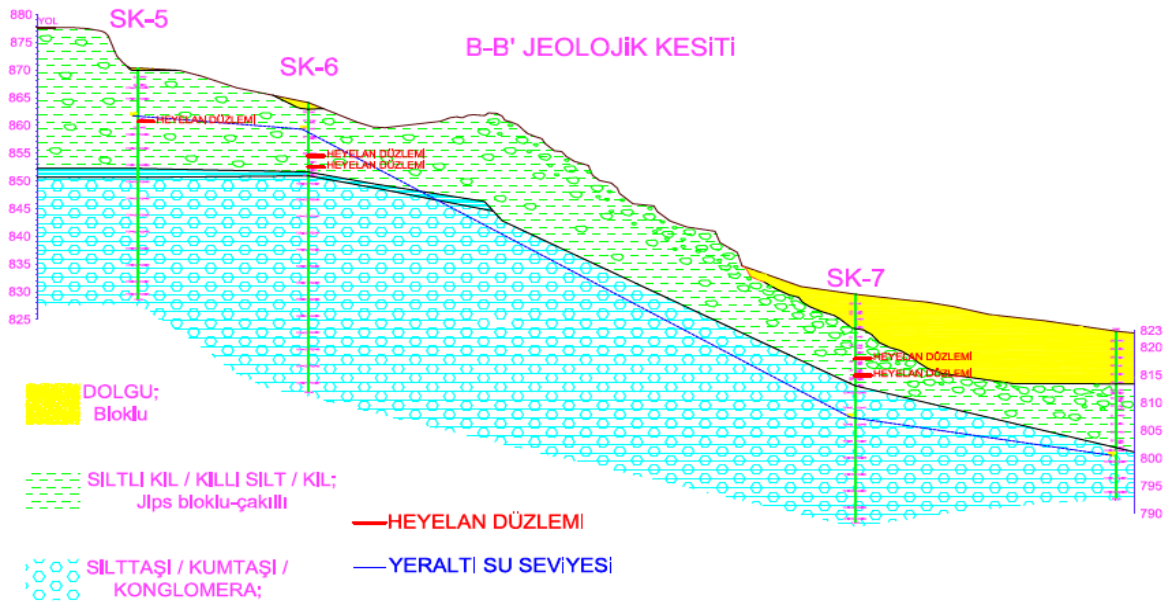
Yapılan sondaj çalışmalarına göre zemin profilinde; üstte dolgu malzeme, dolgunun altında Orta Miyosen yaşlı Bayındır Formasyonu’na ait Siltli Kil / Killi Silt / Kil birimleri ile jips blokları; en altta ise Oligosen-Alt Miyosen yaşlı İncik Formasyonu’na ait Siltaşı-Kumtaşı-Konglomera birimleri yer almaktadır. Dolgunun altında yer alan Orta Miyosen yaşlı Bayındır Formasyonu’na ait Siltli Kil / Killi Silt / Kil birimleri; açık kahverengi-kahverengi-sarımsı gri-yeşilimsi, kıvamı yumuşak-sert arasında değişen, jips bloklu-çakıllı malzemeden oluşmaktadır. Alt seviyelere doğru jips blokları artmakta ve tane boyları büyümektedir.

İnceleme alanında, heyelanın kayma yüzeyi ve tansiyon çatlaklarından itibaren düşen kota doğru akma eğilimli bir yer altı suyu potansiyeli vardır. Bu sular üniversite yerleşke alanında bulunan su beslenme havzasındaki mevcut iki adet yan yana vadi ile boşalım bölgesi olan iki farklı yer altı suyu hareketini göstermektedir. Bayındır Formasyonu içindeki jipslerin rezidüel kısımlarındaki erimelerden dolayı yer altı suyu bu bölgelerde kapanlanmaktadır.

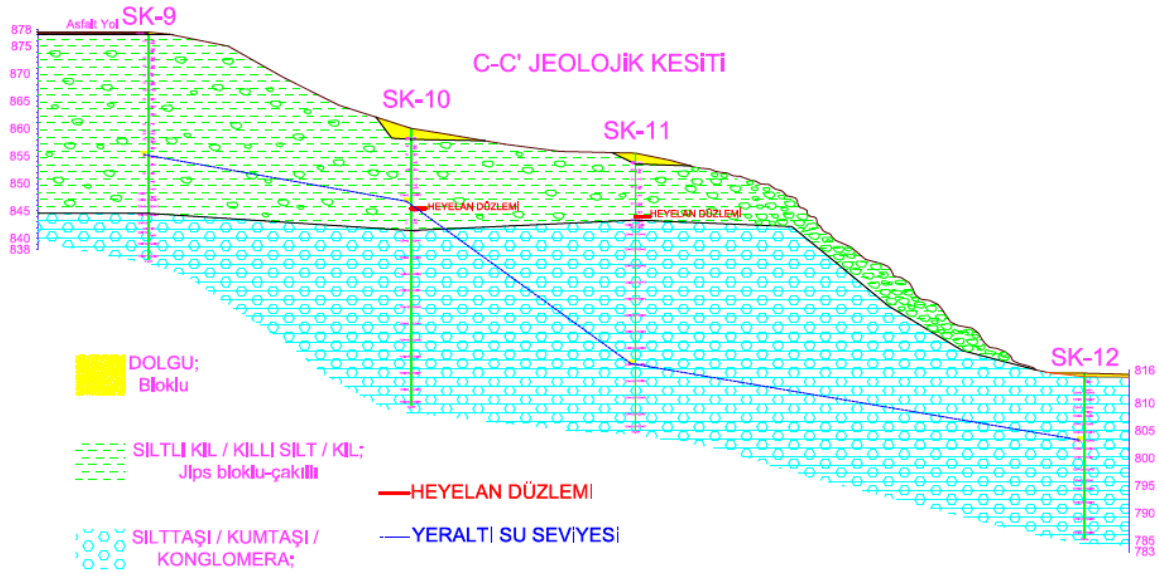
Analiz edilen 3 kesit için (Kesit A-A, B-B ve C-C) zemin profili ve yeraltı suyu seviyesini gösterir şekiller Şekil 4, Şekil 5 ve Şekil 6’da verilmiştir.



Şekil 4. A-A Analiz Kesiti



Şekil 5. B-B Analiz Kesiti



Şekil 6. C-C Analiz Kesiti

2.1. Zemin Parametreleri

Analizlerde kullanılan zemin parametreleri, saha ve laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçlar ile literatür verilerinden yararlanılarak belirlenmiştir. Esas olarak sahada 3 tip zemin bulunmaktadır. Bunlar; üst bölgelerde yer yer görülen yapay dolgu, siltli kil-jips karışımı heyelan malzemesi ve en altta yer alan sağlam konglomera birimleridir.

Analizlerde, inklinometre verilerinden yola çıkılarak kayma zonu belirlenmiş ve bu zonda siltli kil – jips karışımı heyelan malzemesi için rezidüel parametreler kullanılmıştır. Bu malzeme için rezidüel dayanım parametreleri, saha için ODTÜ İnşaat Mühendisliği ve Jeoloji Mühendisliği öğretim üyeleri tarafından Eylül 2014 tarihinde hazırlanan “Çankırı Karatekin Üniversitesi Uluyazı Kampusu Çevre Yolundaki Heyelanlı Bölgenin İncelenmesi İle İlgili Rapor” dan alınmıştır [7]. Konglomera biriminin parametreleri, bu birimden alınan numuneler üzerinde yapılan tek eksenli basınç dayanım ortalaması ve diğer faktörler göz önüne alınarak “Rocsience” tarafından geliştirilen “RocLab” programı kullanılarak belirlenmiştir. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri Tablo 2’de özetlenmiştir.

Tablo 2. Zemin Parametreleri

No.	Zemin	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (kPa)
1	Dolgu	1	30	19.0	15 000
2	Siltli Kil (Heyelan)	1	23	19.0	25 000
3	Siltli Kil (Heyelan – Rezidüel)	1	11	19.0	10 000
4	Siltli Kil – Jips Bloklü	1	23	20.0	25 000
5	Konglomera	75	36	23.0	95 000

3. SAYISAL ANALİZLER

Sondajlardan ve inklinometre okumalarından elde edilen verilerle zemin profili ve kayma dairesi belirlenmiştir. Daha sonra sahada belirlenen en kritik 3 kesit sayısal ortamda analiz edilmiştir. Analizler için “PLAXIS” isimli sonlu elemanlar programı kullanılmıştır.

Analizler öncesinde, yolun stabilitesinin sağlanması için kazıklı bir destek sisteminin tasarlanması düşünülmüştür. Jipsli malzeme çok yumuşak olduğundan, kalıcı ankrajların uzun dönemde düzgün çalışmayacağı düşünülerek, sistemin konsol çalışan fore kazıklar ile teşkil edilmesi uygun görülmüştür. Konsol kazıklar sağlam konglomera birimine soketlenmiştir.

Analizlerde, $D = 120\text{cm}$ çapında ve $L = 35\text{m}$ uzunluğunda kazıklar yatayda merkezden merkeze $s = 150\text{cm}$ aralıkla yerleştirilmiştir. Kullanılan programda bu mesafeleri doğrudan girmek mümkün olmadığından, eşdeğer rijitlik parametreleri kullanılarak kazıklar sürekli bir perde gibi modellenmiştir. Yapılan birçok analiz neticesinde, tek sıra kazık yapılarak yolun genel stabilitesi sağlansa bile oldukça büyük yatay deplasmanlar olduğu görülmüş ve yolun uzun dönemde bundan olumsuz etkileneceği düşünülmüştür. Ayrıca tek sıra kazığa gelen kesit tesirleri, bu çapta bir kazığın taşıyabileceği limitlerin çok üzerindedir. Yatay deplasmanların sınırlandırılması amacıyla sistem çift sıra kazık yerleştirilerek analiz edilmiş ancak kazık önündeki malzemenin heyelan etmesi ve kazıkların birlikte çalışmaması sebebiyle, arka sıradaki kazık üzerine gelen tesirlerde nisbi bir iyileşme görülse de, ön sıradaki kazık da yatay deplasman ve maksimum kesit tesirlerinde tek sıra kazıklı sisteme göre önemli bir iyileşme görülmemiştir.

Bunun üzerine, çift sıra kazığın birlikte çalışmasını sağlamak amacıyla, üstten bir bağlantı kirişi ile birbirlerine bağlanması düşünülmüştür. Bu sistem analiz edildiğinde, yatay deplasmanların önemli ölçüde azaldığı, ayrıca kazıklara etkiyen kesit tesirlerinin gözle görülür biçimde küçüldüğü görülmüştür.

Analiz edilen 3 kesitten (A-A, B-B ve C-C kesitleri), en kritik sonuçları veren C-C kesiti için yukarıda bahsedilen üç alternatifin analizi neticesinde ulaşılan yatay deplasman ve maksimum kesit tesiri değerleri Tablo 3’de sunulmuştur.

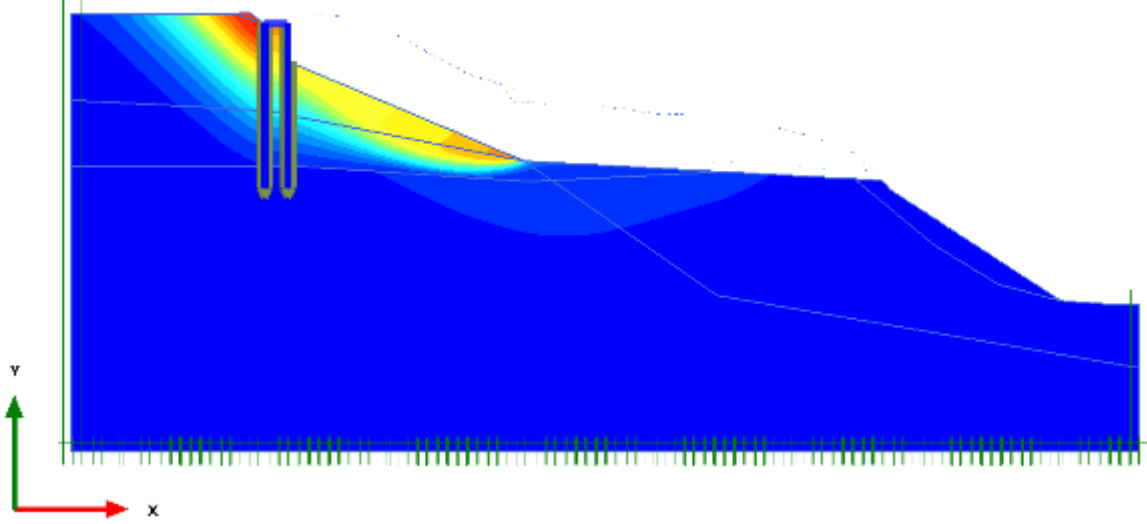
Tablo 3. Alternatif Çözüm Sonuçları

Alternatif	Açıklama	Sıra	u_x (cm)	V (Kesme, kN)	M (Moment, kNm)
1	Tek Kazık	-	158.6	1539	12114
2	2 Kazık	Arka	33.5	314	1953
		Ön	156.2	1469	11585
3	2 Kazık (Kirişli)	Arka	33.4	541	3645
		Ön	33.4	954	3212

Tablo 3’de verilen değerlerden anlaşılacağı üzere, tek sıra kazık imal edilmesi durumunda elde edilen kazık üst kotu yatay deplasman değeri $u_x = 158.6\text{cm}$ ’ dir. Çift sıra kazık yapılması halinde bu değer arka sıra kazıklarda 33.5cm ’ye düşerken, ön sırada tek sıra kazığa benzer şekilde 156cm mertebelerinde olmaktadır. Bu durumda yola etki edecek deplasmanlar azaltılsa da, ön sıra kazıklar bağımsız çalıştığı için, kazık üzerine gelen tesirler tek sıra kazığa benzer olmaktadır ve elde edilen kesit tesiri değerleri bu çapta bir kazığın taşıyabileceği mertebelerin çok üzerindedir.

Bu sebeplerle, çift sıra kazığın birlikte çalışmasını sağlamak amacıyla ön ve arka sıra kazıklar birbirlerinden planda merkezden merkeze 5m yatay mesafede konumlandırılmış ve heyelan hattı boyunca (yaklaşık 210m) devam eden $6.50 \times 160\text{m}$ boyutlarında bir bağlantı kirişi ile bu kazıklar birbirlerine bağlanmıştır. Sonuçta ön ve arka sıra kazıklar birlikte çalıştıkları için aynı

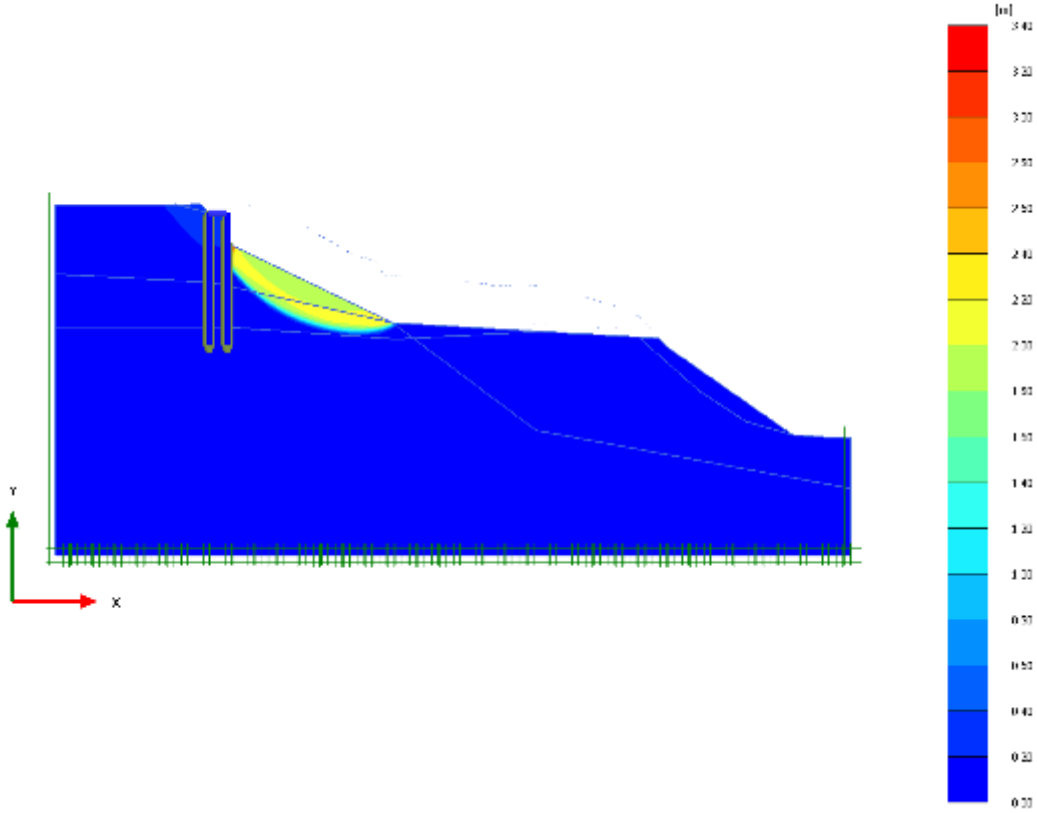
mertebede yatay deplasman göstermişlerdir. Bu durumda elde edilen $u_x = 33.4\text{cm}$ yatay deplasman değeri ikinci alternatifte çözülen bağlantı kirişsiz modelin arka sıra kazıklarında oluşan yatay deplasmanla benzer mertebelindedir. Bağlantı kirişinin yapılmasıyla hem ön sıra kazıkların yapacağı yatay deplasman kontrol altına alınmış, hem de bağlantı kirişi olmayan duruma göre arka sıra kazıklara gelen kesit tesirleri bir miktar artsa da ön sıra kazıklara gelen tesirler ciddi oranda düşürülmüştür. Bu sayede sistemin stabilitesi, 120cm çapında kazıklarla sağlanabilmiştir (Şekil 7).



Şekil 7. C-C Kesiti Analiz Sonucu (Alternatif -3)

Bu çalışmada üçüncü alternatifte belirtildiği şekilde heyelan önleme kazıklarının bir bağlantı kirişi ile birbirlerine bağlanması durumunda, kazıklara gelen etkiler ciddi miktarda düşerken, bağlantı kirişine yüksek mertebelerde aksel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti etki etmektedir. Bu durum, bağlantı kirişinin betonarme tasarımında dikkat edilmesi gereken bir husus olarak karşımıza çıkmaktadır. Ayrıca, bu durumda amaç heyelan taç bölgesinin stabilitesini sağlamak olduğundan, uygun bir deplasman aralığından bahsetmek güç olacaktır. Tasarım esnasında kesit tesirlerini kazıkların taşıyabileceği mertebelere düşürmek esas amaç olarak belirlenmiştir.

Mevcut kesitlerde heyelan devam etmekte olduğu için, sonlu elemanlar güvenlik analizlerinde (Phi-C Reduction) güvenlik katsayıları tüm analizlerde $G.S.<1$ olarak elde edilmektedir. Bu durum tüm kesit için geçerli olup, kazıklı sistemin stabilitesini yansıtmamaktadır. Şekil 8'de C-C kesiti için güvenlik analizi sonucu verilmiştir. Bu şekilde görülebileceği gibi, kazık önünde yer alan zemin stabil olmadığından öncelikle bu bölge hareket etmekte ve sistemin genel stabilitesi tespit edilememektedir.



Şekil 8. C-C Kesiti Güvenlik Analiz Sonucu (Phi-C Reduction)

4.SONUÇLAR

Çankırı Karatekin Üniversitesi yerleşke alanı içerisinde bulunan heyelanlı bir alanda kapsamlı etüt çalışmaları yapılmış, bu çalışmalar neticesinde sahaya ait zemin profili ve parametreleri ile kayma düzlemi belirlenmiştir. Daha sonra yerleşke içerisindeki ana yolun stabilitesini sağlamak amacıyla birçok sayısal analiz yapılarak, en uygun yöntem belirlenmiştir.

Yapılan analizler neticesinde, çift sıra kazık yapıldığında kazıkların birbirlerine yakın olması ve birlikte çalışacak şekilde birbirlerine bağlanmamaları halinde tek sıra kazığa göre sistemin davranışında önemli bir iyileşme sağlanamadığı görülmüştür. Ancak birbirine yakın mesafelerde çift sıra halinde imal edilen kazıkların, yapısal bir eleman yardımıyla (bağlantı kirişi) rijit şekilde birbirlerine bağlanmaları halinde kazık deplasmanlarının önemli ölçüde azaldığı ve kazıklara etki eden kesit tesirlerinin ciddi biçimde küçüldüğü görülmüştür. Ancak bu durumda, kazıkların davranışına göre bağlantı kirişine farklı yönlerde büyük kesit tesirleri etkilediğinden, bağlantı kirişinin detaylandırılmasında oldukça dikkatli olunmalıdır. Bağlantı kirişinin yetersiz kalması durumunda, böyle bir sistemde ciddi stabilite sorunları görülebilecektir.

KAYNAKLAR

- [1] Uğuz, M.F., Turhan, N., Bilgin, A.Z., Umut, M., Şen, A. M., Acarlar, M. (1999), “Kulu (Konya) Haymana (Ankara) ve Kırıkkale Dolayının Jeolojisi”, MTA, Rapor No: 10399.
- [2] Yoldaş, R. (1982), “Tosya (Kastamonu) ile Bayat (Çorum) Arasındaki Bölgenin Jeolojisi”, Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi.
- [3] Rahn, P. H., and Davis, A. D. (1996), “Gypsum foundation problems in the Black Hills area, South Dakota”, Environmental & Engineering Geoscience, 2(2), 213-223.
- [4] Watson, R. A., and Wright, H. E. (1969), “The saidmarreh landslide, Iran”, Geological Society of America Special Papers, 123, 115-140.
- [5] Stapor Jr, F. W. (1972), “Origin of the Todilto gypsum mounds in the Ghost Ranch area, north central New Mexico”, The Mountain Geologist.
- [6] TOKER (2014), “Çankırı Karatekin Üniversitesi Uluyazı Yerleşkesi Heyelan İyileştirme Projesi Sondaj, Arazi ve Laboratuvar Deneyleeri Veri Raporu”.
- [7] Çokça, E., Topal, T., Sarihan, H.N. (2014). “Çankırı Karatekin Üniversitesi Uluyazı Kampusu Çevre Yolundaki Heyelanlı Bölgenin İncelenmesi İle İlgili Rapor”, ODTÜ, Proje Kod No: 2014.03.03.1.03.28, 2014.03.09.1.00.09, 2014.03.03.1.03.29.

SÜRŞARJ ETKİSİNDEKİ ŞEVLERDE ÜÇ BOYUTLU GÖÇME MEKANİZMASI

THREE DIMENSIONAL FAILURE MECHANISM FOR LOCALLY LOADED SLOPES

M. Kubilay KELEŞOĞLU¹

ABSTRACT

Slope stability analyses are mostly carried out by using two-dimensional limit equilibrium methods (LEM). In the recent years, Strength Reduction Method (SRM) has come into prominence and the outcome of such analyses yield satisfactory results compared to LE approaches. One of the main advantages of SRM over LEM is the ability to use finite element or finite difference methods coupled with SRM. Thus one can have the merits of these numerical methods utilized for complex soil-structure interaction problems. The analysis of slope stability problems may often require considerable attention for 3D effects, such as the curvature of the slope, the contribution of the piles and the local loading of the slope by the structures. For the case of local loading on top of the slope the influences of (i) the loading geometry and loading intensity (ii) the size of the numerical domain and (iii) the shape of the failure mechanism were investigated in this paper.

Keywords: 3D slope stability, SRM, local loading, factor of safety, numerical analyses.

ÖZET

Şev stabilite analizleri çoğunlukla iki boyutlu limit denge yaklaşımı kullanılarak yapılmaktadır. Ancak, son yıllarda mukavemet azaltma yöntemi (=strength reduction method, SRM) kullanılarak limit denge ile uyumlu sonuçlar elde edilmektedir. SRM ile yapılan analizler, sonlu elemanlar ve sonlu farklar yazılımları ile birlikte kullanıldıkları için geleneksel analiz yöntemleri ile gerçekçi biçimde çözülemeyen problemler hesabı için de güçlü bir araç olarak görülmektedir. Planda eğrisel olan içbükey ve dışbükey şevler, kazıklarla güçlendirilmiş şevler ve taç bölgesinde sınırlı bir bölgede yüklenmiş şevler klasik iki boyutlu analizlerle gerçekçi olarak çözülemediği için üç boyutlu yaklaşımları gerektirmektedir. Bu çalışmada mukavemet azaltma yöntemi ve sonlu farklar yazılımı FLAC3D birlikte kullanarak, taç kısmından yüklü bir şevde gözlenen göçme yüzeylerinin gelişimi üzerinde durulmaktadır. Sayısal modelin sınır koşulları, uygulanan yükün şiddeti, yükün geometrik özelliklerinin hem güvenlik sayısına hem de kayma düzlemlerinin gelişimine etkisi tartışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: 3D şev stabilitesi, SRM, sürşarj, güvenlik sayısı, sayısal analiz.

¹ Yrd.Doç.Dr., İstanbul Üniversitesi, kelesoglu@istanbul.edu.tr

1. GİRİŞ

Şev stabilite analizleri çoğunlukla iki boyutlu limit denge yaklaşımı kullanılarak yapılmaktadır. Henüz genel olarak kabul görmüş bir yöntem geliştirilemediği için ve analizlerin nispeten daha zahmetli olması gibi nedenlerden dolayı üç boyutlu şev stabilite analizleri uygulamada sınırlı kullanım alanı bulmaktadır. Ayrıca, üç boyutlu bir göçme durumuna ait güvenlik sayısı, limit denge yaklaşımına göre hesaplandığında çoğunlukla gerçek değerlerin altında güvenlik sayıları elde edilir. Bu durumda hesaplanan güvenlik sayısı güvenli tarafta kaldığı ya da diğer bir deyişle konservatif olduğu için ve hesap kolaylığı gibi avantajları nedeniyle, şev stabilite analizleri çoğunlukla limit denge yaklaşımı ile yapılır. Son yıllarda şev stabilite analizleri ile ilgili araştırmalar incelendiğinde, klasik limit denge yaklaşımına ilaveten, mukavemet azaltma yöntemi (Strength Reduction Method=SRM) olarak adlandırılan bir yaklaşımın sıklıkla kullanıldığı görülmektedir (Zienkiewicz ve diğ. [1], Donald ve Giam [2], Matsui ve San [3], Griffiths ve Lane [4], Cheng ve diğ. [5], Cheng ve Lau [6]). SRM yaklaşımına göre bir şevin güvenlik sayısı, zeminin kayma mukavemeti parametrelerinin ($\tan \phi'$ ve c' nin) ardışık bir şekilde azaltılması sonucunda, şevi göçmeye götürecek değer olarak tanımlanmıştır. Göçme durumuna ait mukavemet parametrelerine ulaşmak için hesaplanan mobilize kayma mukavemeti parametreleri c'_m ve ϕ'_m (1) nolu bağıntıdan belirlenmektedir.

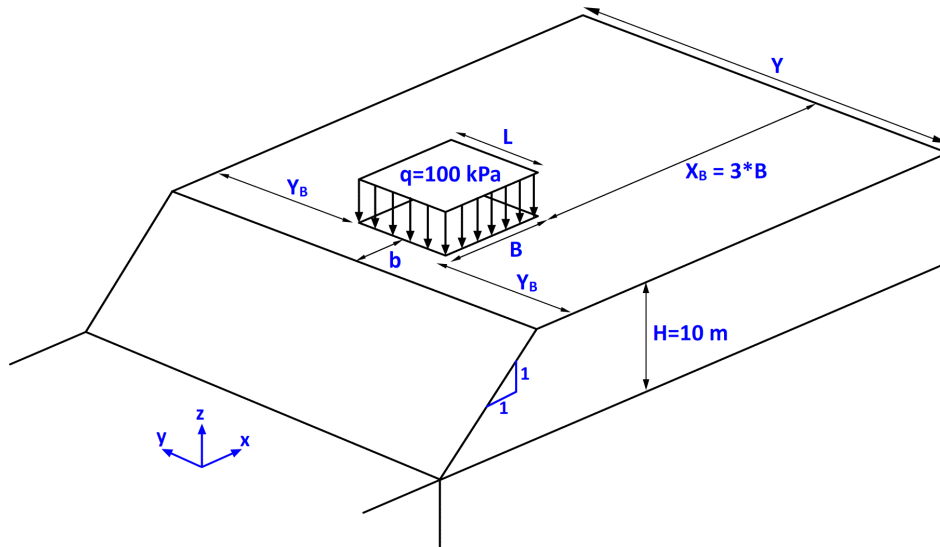
$$c'_m = \frac{c'}{FoS} \quad , \quad \phi'_m = \tan^{-1} \left(\frac{\tan(\phi')}{FoS} \right) \quad (1)$$

c'_m ve ϕ'_m sırasıyla efektif kohezyon ve zeminin efektif içsel sürtünme açısını göstermektedir. FoS ise göçmenin gerçekleştiği katsayıdır ve klasik limit denge yöntemleri ile hesaplanan güvenlik sayısı GS ile eşdeğer bir anlam taşımaktadır.

Aslında şev hareketlerinin önemli bir kısmında göçme yüzeyi üç boyutludur. Bu nedenle geri analiz yapılırken göçme yüzeyinin gerçekçi olarak tanımlanması için analizlerin üç boyutlu olarak yürütülmesi gerekir. Diğer taraftan, arazi topoğrafyasının planda eğrisel olması halinde yani şevin planda içbükey veya dışbükey olması durumunda ya da kazıklarla güçlendirilmiş bir şev incelenecek ise stabilite hesaplarının doğası gereği üç boyutlu olması gerçekçi olacaktır. Taç kısmından yüklenmiş bir şevin davranışı da yukarıdaki örneklerde olduğu gibi üç boyutlu bir model ile analiz edilmelidir. Keleşoğlu [7], Keleşoğlu [8] ve Keleşoğlu [9] tarafından yapılan çalışmalarda şev eğriliğinin güvenlik sayısına etkisi, kazıklarla güçlendirilmiş şevlerin stabilitesi ve sürşarj etkisindeki şevlerin stabilitesi gibi konularda sonlu farklar yaklaşımı ve mukavemet azaltım yöntemi kullanılarak analizler yapılmış ve söz konusu faktörlerin güvenlik sayısı üzerindeki etkileri tartışılmıştır. Bu çalışma kapsamında yapılan incelemede, taç kısmında yüklenmiş bir şevin farklı göçme durumları ve yükleme durumuna bağlı olarak güvenlik sayısındaki değişimler incelenmiştir. Analizler sonlu farklar ve mukavemet azaltım yöntemleri kullanılarak yapılmıştır. Taç bölgesinde etkili olan sürşarjın geometrisi ve yükün şiddeti vb. faktörler nedeniyle bu problem düzlem deformasyon şartlarına uymamaktadır. Problemin düzlem deformasyon şartları altında hesaplanması durumunda elde edilen güvenlik sayıları ile üç boyutlu analizler neticesinde hesaplanması durumunda elde edilen güvenlik sayıları karşılaştırmalı olarak verilmektedir. Bu çalışma kapsamında yapılan üç boyutlu analizler, FLAC3D (Itasca [10]) sonlu farklar yazılımı ile yürütülmüştür. FLAC3D v4.089 yazılımı ve SRM tekniği bir arada kullanılarak yapılacak analizler sonucunda, kritik kayma yüzeyinin tespiti ve güvenlik seviyesinin belirlenmesi amaçlanmaktadır. Parametrik bir çalışma yürütüleceği için, literatürde SRM ile ilgili birçok çalışmanın referansı olan bir şev stabilite problemi (Cai ve Ugai [11], Won ve diğ. [12], Wei ve Cheng [13]) kullanılacaktır.

2. SÜRŞARJ ETKİSİNDEKİ BİR ŞEVE AIT GÖÇME DURUMU

Zemin tabakalarının eğimi, heterojen ve anizotropik mukavemet özellikleri, yeraltı suyu rejimindeki farklılıklar veya inşaat uygulamasına ait geometrik farklılıklar (kazı şevlerinde olduğu gibi) eğimli yüzeylerde gözlenen göçmelerin her zaman düzlem deformasyon koşullarına uymamaktadır. Uniform geometrideki şevler için ise düzlem deformasyon şartları geçerli olduğundan iki boyutlu limit denge analizleri zaten en düşük güvenlik sayısını verdiği için konservatif ve güvenli tarafta kalan sonuçlar elde edilmektedir. Ancak, uniform bir şevin üzerinde taç kısmında tanımlanan bir sürşarj yükü şevin düzlem deformasyon şartları altında hesaplanması için gerekli şartların ortadan kalkması anlamına gelmektedir. Bu durumda göçme davranışı da 2 boyutludan 3 boyutlu doğru geçme eğilimindedir. Burada sorulması gereken en önemli soru göçmenin 2 boyutlu bir biçimden 3 boyutlu bir yapıya hangi yükleme neticesinde geçtiği ve bu geçişi etkileyen faktörlerin neler olduğudur. Bu sorulara cevap bulmak amacıyla Şekil 1'deki şematik çizim ile tanımlanan problem yardımıyla sürşarj etkisindeki bir şeve ait göçme durumunu belirlemek üzere bir seri analiz yapılmıştır. Şevin üzerindeki yükleme durumunu temsil etmek üzere 5-6 katlı bir yapıdan aktarılan $q=100$ kPa'lık uniform düşey yayılı yükün belirli bir alan üzerinde etkili olduğu kabul edilmiştir.



Şekil 1. Sürşarj Etkisindeki Şev Analizlerinde Kullanılan Geometri ve Semboller

SRM yaklaşımı kullanılarak FLAC3D yazılımı ile yapılan analizlerde öncelikle başlangıç gerilme durumu tanımlanmıştır. Jaky tarafından önerilen $K_0=1-\sin \phi'$ bağıntısı ile düşey ve yatay gerilme durumları tanımlanmıştır. Gerilme değerleri tanımlandıktan sonra sonlu farklar modeline ait denge şartlarının sağlanabilmesi için dengelenmemiş kuvvet oranı (unbalanced force ratio) $< 10^{-5}$ oluncaya kadar model analiz edilmiştir. Sayısal model denge şartlarına yakınsadıktan sonra deplasman ve hız vektörleri sıfırlanarak sürşarj yükü aktif hale getirilmiş ve ardından SRM ile güvenlik sayısının hesabı için FoS analizlerine geçilmiştir.

İncelenen problemin ana değişkenleri yükleme genişliği (B), yükleme uzunluğu (L) ve yükleme uzaklığı (b)'dir. Yayılı yük ile modelin x ve y kenarlarına olan mesafeler sırasıyla X_B ve Y_B olarak tanımlanmıştır. Ön analizler neticesinde $X_B=3B$ arasında seçilmesi durumunda hesaplanan FoS değerleri ile daha büyük X_B mesafeleri kullanılması durumunda elde edilen FoS değerleri arasında neredeyse fark olmadığı anlaşılmıştır. Aynı analizler neticesinde Y_B

uzaklığı için de bir takım değerlendirmeler yapılmıştır. Y_B uzunluğu için X_B uzunluğunda olduğu gibi sabit bir üst limit değer belirlenememiş ve analizlerde Y_B uzunluğu da bir değişken olarak dikkate alınmıştır. Hesaplar neticesinde elde edilen FoS değerlerinin sunulduğu Tablo 2’de, analiz yapılan Y_B değerleri de gösterilmiştir. Farklı yükleme durumlarını kıyaslayabilmek üzere yükleme genişliği “B” için 2-4-8 metre ve yükleme uzunluğu “L” için 2-4-6-8-10-12-16-24 metre değerleri seçilmiştir. Bu durumda incelenen temellerin L/B oranları 0,5 ila 12 arasında değişmektedir. Analizlerde zeminin tek tabakalı olduğu kabul edilmiş ve zemin özellikleri Tablo 1’de verilmiştir. Şekil 1’de detayları verilen problemde zemin davranışı Mohr-Coulomb zemin modeline göre tanımlanmıştır. Zemin özellikleri Cai ve Ugai [11], Won ve diğ. [12], Wei ve Cheng [13] tarafından yürütülen şev stabilite çalışmalarında kullanılan zemin parametrelerine bağlı alınarak seçilmiştir. Analizlerde yeraltı su seviyesinin etkili olmadığı kabul edilmiştir. Analizler neticesinde elde edilen güvenlik sayıları $q=100$ kPa’lık yükleme durumu için Tablo 2’de verilmektedir.

Tablo 1. Sayısal Analizlerde Kullanılan Zemin Parametreleri

Kohezyon, c	15,0 kN/m ²
İçsel sürtünme açısı, ϕ	24,0 ⁰
Elastisite modülü, E	50000,0 kN/m ²
Poisson oranı, ν	0,20
Zeminin birim hacim ağırlığı, γ	18,0 kN/m ³

Analizler neticesinde hesaplanan güvenlik sayıları farklı yükleme geometrileri için Tablo 2’de verilmektedir. Keleşoğlu [9] tarafından yapılan analizler üç adet ana değişkenin etkisini incelemek amacıyla yürütülmüştür. Bu değişkenler; yükleme genişliği (B), yükleme uzunluğu (L) ve yükleme uzaklığı (b) olarak sıralanabilir. Sayısal modelin yatay yöndeki sınır koşulunu tanımlayan Y_B mesafesi de incelenen değişkenler arasında yer almaktadır. Analizler neticesinde elde edilen farklı göçme durumları Şekil 2’de verilmektedir. 3 farklı türde göçme durumu ile karşılaşılmıştır. Bunlardan ilki 2 boyutlu (2D) kayma yüzeyidir. Beklenildiği üzere tüm şev yüzeyi boyunca net ve eşdeğer bir kayma düzlemi elde edilmektedir. Diğer göçme durumu ise 3 boyutlu (3D) kayma yüzeyidir. Bu durumda ise minimum güvenli kayma dairesi şevin taç bölgesinde aktif olan sürşarjdan etkilenmekte ve sadece sürşarja yakın bir bölgede 3D kayma düzlemi elde edilmektedir. Diğer göçme durumu ise 2D-3D arasında kalan ve net olarak herhangi bir göçme durumuna ait olmayan birbiri içine geçmiş farklı kayma yüzeylerinden oluşan yükleme durumudur. 2D kayma yüzeyine ait tipik bir örnek Şekil 2a’da verilmektedir. 2D-3D kayma yüzeyine ait örnek Şekil 2b’de ve 3D kayma yüzeyine ait örnek Şekil 2c’de verilmektedir. Kayma yüzeyleri ile ilgili benzer bir sınıflama Tablo 2’de de yapılmaktadır.

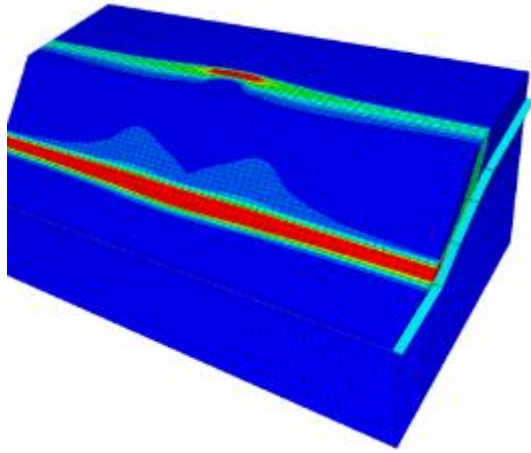
Tablo 2. Farklı Yükleme Durumlarına Ait Güvenlik Sayıları, $q=100$ kPa (Keleşoğlu, [9])

L [m] =		2,0		4,0		6,0		8,0		10,0		12,0		16,0		24,0		∞							
$Y_B / L =$		1,5	3,0	5,0	7,0	5,0	5,0	7,0	1,5	3,0	5,0	7,0	1,0	1,5	3,0	5,0	1,5	1,0	1,5	3,0	0,0				
b [m] B [m]		$q = 100$ kPa yükleme durumu için Fos değerleri																							
2,0	0,0	-	-	1,27	-	1,27	1,26	1,22	1,24	-	-	1,23	-	-	1,19	-	1,16	1,11	1,12	1,13	1,14	1,05			
4,0	0,0	1,19	1,23	1,26	1,26	1,25	1,24	1,18	1,20	1,22	-	1,15	1,18	1,20	-	1,12	1,14	1,16	1,17	1,10	1,05	-	1,07	-	0,98
8,0	0,0	-	-	1,26	-	1,25	1,24	-	1,21	1,23	-	-	1,18	1,21	-	-	1,10	1,05	-	1,07	-	0,98	-	-	0,98
2,0	2,0	-	-	1,28	-	1,27	1,27	-	1,25	-	-	-	1,25	-	-	-	1,21	1,17	-	1,19	-	1,10	-	-	1,10
4,0	2,0	1,22	1,25	1,27	1,27	1,27	1,26	1,21	1,23	1,25	1,25	1,20	1,23	1,24	1,24	1,18	1,22	1,22	1,23	1,18	1,12	1,14	1,14	1,15	1,05
8,0	2,0	-	-	1,28	-	1,26	1,26	-	1,24	1,26	-	-	1,24	1,26	-	-	1,18	1,13	-	1,14	-	1,05	-	-	1,05
2,0	4,0	-	-	1,29	-	1,28	1,28	-	1,27	-	-	-	1,27	-	-	-	1,25	1,21	1,23	1,23	1,24	1,16	-	-	1,16
4,0	4,0	1,27	1,28	1,29	1,29	1,28	1,28	-	1,27	-	-	-	1,26	-	-	-	1,23	1,19	1,20	1,21	1,23	1,12	-	-	1,12
8,0	4,0	-	-	1,29	-	1,28	1,28	-	1,27	-	-	-	1,26	-	-	-	1,23	1,19	1,20	1,21	1,23	1,12	-	-	1,12

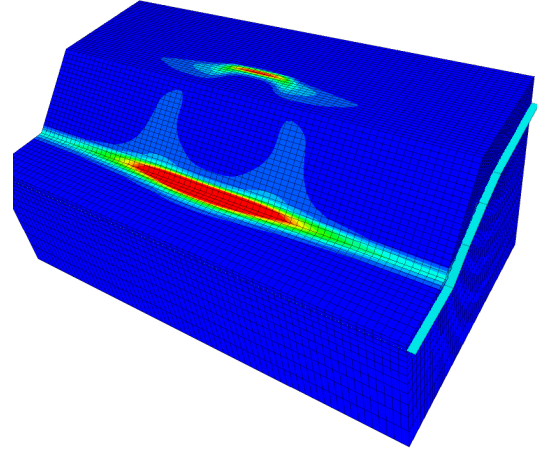
2D kayma yüzeyi (Şekil.2a)

2D&3D kayma yüzeyi (Şekil.2b)

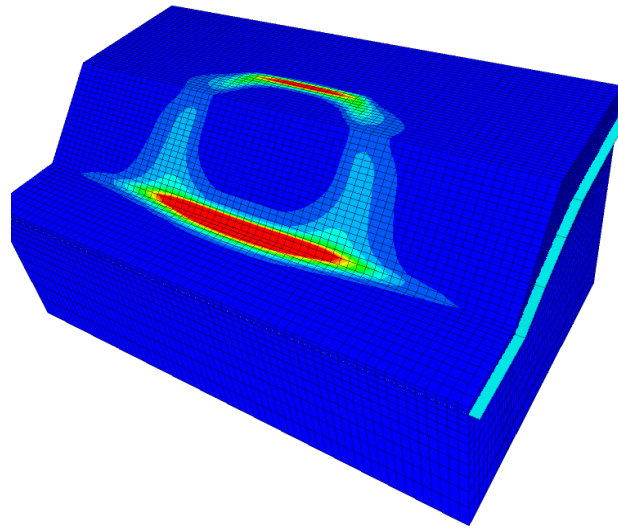
3D kayma yüzeyi (Şekil.2c-2d)



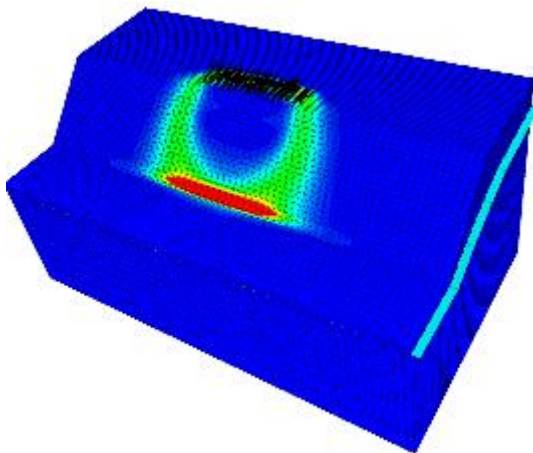
(a) $b=2\text{m}$, $B=4\text{m}$, $L=6\text{m}$, $Y_B/L=5$
FoS = 1,26



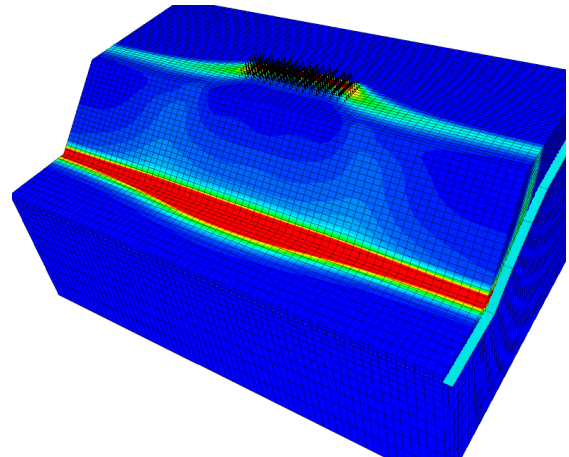
(b) $b=2\text{m}$, $B=4\text{m}$, $L=10\text{m}$, $Y_B/L=3$
FoS = 1,23



(c) $b=2\text{m}$, $B=4\text{m}$, $L=16\text{m}$, $Y_B/L=1,5$
FoS = 1,18



(d) $b=0\text{m}$, $B=4\text{m}$, $L=16\text{m}$, $Y_B/L=1,5$
FoS = 1,10

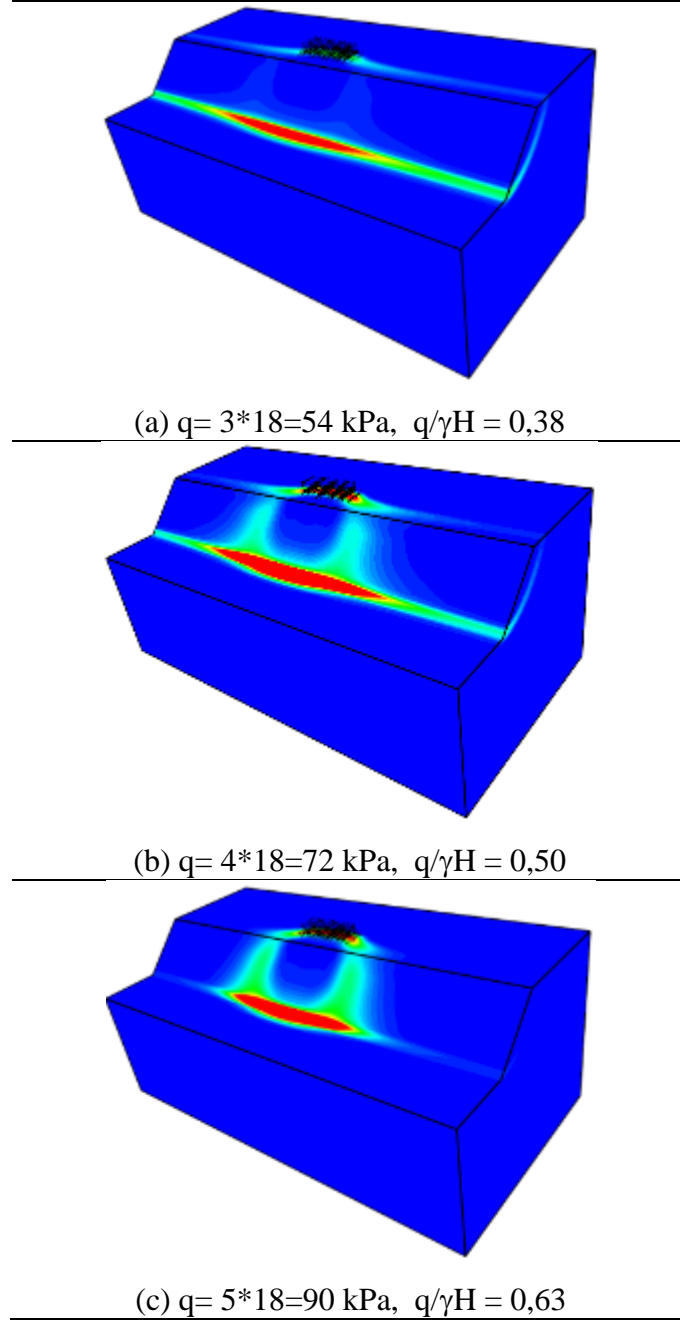


(e) $b=4\text{m}$, $B=4\text{m}$, $L=16\text{m}$, $Y_B/L=1,5$
FoS = 1,23

Şekil 2. Farklı Yükleme Durumlarına Ait Kayma Birim Deformasyonu Konturları
(Kontur Aralığı:0,00 - 0,30 Ve Artış:0,01) (Keleşoğlu [9])

1. Tablo 2’de elde edilen sonuçlara göre yükleme uzunluğu (L) arttıkça FoS değeri azalmaktadır. Ancak, beklenildiği üzere yükleme uzaklığı (b) arttıkça yani yükün uygulama noktası şevin taç kısmından uzaklaştıkça FoS değerleri azalmaktadır.
2. Yükleme uzunluğu L’nin düşük değerlerinde (örn., L=2, 4 ve 6 m) kayma yüzeyi çok açık bir şekilde 2D biçimde oluşmaktadır (Şekil 2a).
3. Analizler neticesinde yüklemenin yapıldığı bölge ile model sınırları arasında bırakılan uzaklığın sonuçlar üzerinde etkili olduğu anlaşılmıştır. Örneğin, L=2m ve B=4m durumunda, modelin genişliği $Y_B/L=1,5$ ’ten $Y_B/L=7,0$ ’ye doğru arttığında FoS değerlerinin 1,19’den 1,26’ya kadar arttığı anlaşılmaktadır. Kısaca, sürşarj yükünün bitiminden model sonuna kadar tanımlı olan mesafenin güvenlik değerlerini değiştirdiği söylenebilir. Tablo 2’de görüldüğü gibi $Y_B/L=5,0$ oranı FoS değerleri bakımından optimum değer olarak görülmektedir. Hatta, $Y_B/L=5,0$ oranı L=4 ve 6 metre için de optimum FoS değerini veren oran olarak kabul edilebilir. Yükleme uzunluğu L’nin daha büyük değerleri söz konusu olduğunda yüklemenin sınır koşullarına olan mesafesinin (Y_B/L oranı) seçimi, modeldeki eleman sayısını ve dolayısıyla analiz süresini (CPU süresi) doğrudan etkilediği için büyük önem arz etmektedir. Hem CPU süresini optimize eden hem de temsili bir güvenlik sayısını veren Y_B/L oranının belirlenmesi gerekmektedir. Bu çalışma kapsamında yapılan analizlere göre yükleme uzunluğu L arttıkça (örn., $H \approx L=8, 10$ ve 12 metre) $Y_B/L=3,0$ oranı hem FoS değerleri hem de CPU süresi bakımından en uygun sonuçları vermektedir. Yükleme uzunluğu L’nin değeri şev yüksekliğinden çok daha fazla değerlere ulaştığında (örn. L=16 ve 24 metre) optimum FoS değerlerinin elde edildiği $Y_B/L=1,50$ oranına ulaşılmaktadır.
4. Yükleme uzunluğu L’nin değeri arttıkça, sürşarj etkisiyle şevin üst kısmında ve taç bölgesine yakın bölgede mobilize olan kayma birim deformasyonları, yamacın eğimli yüzeyi boyunca yaygınlaşarak yayılmaya ve 3D bir kayma biçimi oluşturmaya başlamaktadır. Şekil 2a’dan başlayarak Şekil 2b ve Şekil 2c’ye kadar gözlenen kayma birim deformasyonlarının oluşumu bu davranışı göstermektedir. Şekil 2a’da şevin kendi ağırlığı altında oluşan kayma hareketleri daha belirleyici iken yükün etkilediği alan arttıkça kayma hareketi 3D’ye dönmektedir.
5. Sürşarjın uygulama mesafesi olan b uzaklığı azaldıkça, oluşan kayma düzlemleri açık bir şekilde 3D biçimde gözlenmektedir (Şekil 2d). Bu durum Wei ve diğ. [14] tarafından yapılan analizler neticesinde de gözlenmiştir. Yükün uygulanma mesafesi b arttıkça, yani yük şevin taç kısmından uzaklaştıkça, 3D olan göçme kayma deformasyonları 2D olarak gözlenmekte ve şevin zati ağırlığı nedeniyle oluşan stabilite bozukluğu daha belirgin olarak gözlenmektedir (Şekil 2e).
6. Wei ve Cheng [13]’in önerdiği L/B oranı yerine, 3D göçmenin belirleyici işareti olarak L ve H arasındaki ilişkiyi kullanmak daha geçerli bir değerlendirme yapma imkanı sağlamaktadır. Tablo 2’de görüldüğü üzere b=0 yükleme durumlarında $L \geq 8$ m ve b=2 m yükleme durumlarında $L \geq 12$ m olması durumundan her durumda 3D göçme oluşmaktadır. Bu durumda Wei ve Cheng [13] tarafından kullanılan L/B oranı geçerli olmamaktadır. Bunun yerine L/H oranı 3D göçme biçimini tahmin etmek bakımından daha geçerli ipuçları içermektedir. Bu çalışmada yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar ışığında $L/H \approx 1,0$ olması durumunda 3D göçme davranışı beklenilmekte ve yüklemenin uzaklığına (b) göre bu olasılık daha da artmaktadır.
7. Göçme davranışı sürşarjın şiddetinden (q) yani uygulanan yükün büyüklüğünden etkilenmektedir. Bu konuda bir değerlendirme yapabilmek üzere farklı yükleme durumlarında ve şev geometrilerinde şev üzerinde gözlenen kayma düzlemlerinin hangi durumda 2D’den 3D’ye dönüştüğü belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla (i) şev yüksekliği H=4-6-8 ve 10 metre, (ii) şev açısı 45° olan benzer zemin özelliklerine sahip şevler için bir seri analiz yürütülmüştür. Şevin taç kısmından etkiyen sürşarj yükü

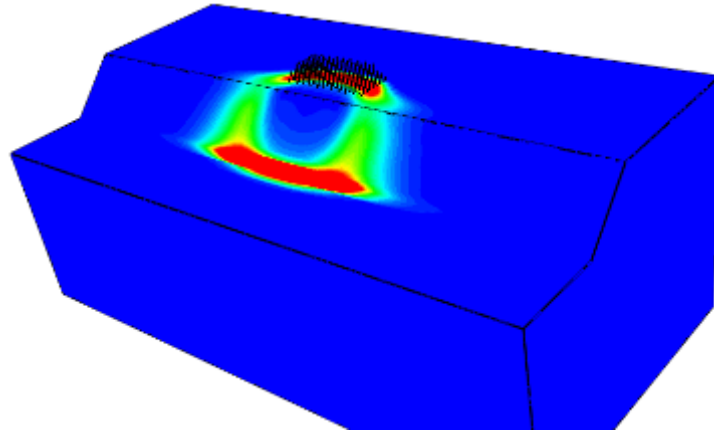
($q=K*\gamma$), zeminin birim hacim ağırlığı (γ) türünden artırılarak göçme mekanizmasının değişimi irdelenmiştir. K katsayısı 1,0 ila 8,0 arasında değerler almaktadır. Tüm analizler benzer yükleme geometrisi için yapılmıştır ($b=2$ m, $B=4$ m, $L=10,0$ m ve $R_Y/L=3,0$). Şekil 3'te görüldüğü üzere $q/\gamma H$ oranı (i) 0,50 değerinin altında iken 2D (ii) 0,50 değerine yaklaştığında 2D-3D arasında ve (iii) 0,60'tan büyük iken tam bir 3D göçme davranışı gözlenmektedir.



Şekil 3. Farklı Sürşarj Yüklemesi Altında Kayma Birim Deformasyonu Konturları ($H=8$ M)
(Kontur Aralığı: 0,00 - 0,30 ve Artış:0,01) (Keleşoğlu [9])

- 2D ve 3D göçme davranışı kayma mukavemeti parametrelerinin değerlerinden etkilenmemektedir. Kohezyon parametresinin 10-15-30 kPa değerleri ve kayma mukavemeti açısının 18° - 24° - 35° değerleri için yapılan analizler neticesinde elde edilen kayma daireleri Şekil 4'te görüldüğü üzere birbirine benzer elde edilmiştir. Beklenildiği

gibi mukavemet parametrelerinin değeri büyüdükçe hesaplanan güvenlik sayısı da artmaktadır.



$c = 30 \text{ kPa}$	$\phi = 35^\circ$	FoS = 2.81
$c = 15 \text{ kPa}$	$\phi = 24^\circ$	FoS = 1.60
$c = 10 \text{ kPa}$	$\phi = 18^\circ$	FoS = 1.11

Şekil 4. Kayma Muk. Parametrelerinin Göçme Biçimi Üzerindeki Etkisi (Keleşoğlu [9])
 $H = 6 \text{ M}$, $Q = 72 \text{ Kpa}$, $Q/\Delta H = 0,67$ (Kontur Aralığı:0,00 - 0,30 ve Artış:0,01)

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada mukavemet azaltma yöntemi, sonlu farklar yazılımı olan FLAC3D (Itasca [10]) ile birlikte kullanarak, taç kısmından yüklü bir şevde gözlenen göçme yüzeylerinin gelişimi ve bu göçme yüzeylerini etkileyen şartlar üzerinde durulmaktadır. Analizler neticesinde;

- Yükleme uzunluğu L arttıkça FoS değerinin azaldığı ve yükleme uzaklığı b arttıkça FoS değerinin arttığı,
- Düşük L değerlerinde (2-4-6 m) göçme yüzeyini iki boyutlu olduğu ancak L değerindeki artışla birlikte (8-10-12 m) göçme yüzeylerinin üç boyutlu olduğu,
- Yükleme uzunluğu L arttıkça şevin taç kısmında kümelenen kayma birim deformasyonlarının, şevin eğimli yüzeyi boyunca üç boyutlu olarak yayıldığı,
- Sürşarj yükü şeve sıfır metre mesafede ise yüklemenin çoğunlukla üç boyutlu olduğu ancak sadece birkaç metre geriye alınması durumunda göçme yüzeylerini belirleyen ana etkinin şevin kendi kütlesi olduğu ve kayma hareketlerinin iki boyutlu bir geometri oluşturduğu,
- Wei ve Cheng [13] tarafından L/B oranı ile belirlenmeye çalışılan üç boyutlu göçme durumları için aslında L/H oranının daha sağlıklı bir gösterge olduğu,
- Sürşarjın şiddetinin göçme mekanizmasının oluşumunda son derece etkili olduğu ve $q/\square H$ değeri 0,60 üzerine çıkması durumunda göçmenin üç boyutlu olarak geliştiği sonuçlarına ulaşılmıştır.

KAYNAKLAR

- [15] Zienkiewicz O.C., Humpheson C., Lewis R.W. (1975). "Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics." Geotechnique, Vol.25, No:4, pp.671–689, DOI: 10.1680/geot.1975.25.4.671.

- [16] Donald I.B., Giam S.K. (1988). "Application of the nodal displacement method to slope stability analysis." Proceedings of the 5th Australia–New Zealand Conference on Geomechanics, Sydney, Australia, pp. 456–460.
- [17] Matsui T., San K.C. (1992). "Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique." Soils Found, Vol. 32, No.1, pp. 59–70, DOI:10.3208/sandf1972.32.59.
- [18] Griffiths D.V., Lane P.A. (1999). "Slope stability analysis by finite elements." Geotechnique, Vol. 49, No.3, pp. 387–403, DOI: 10.1680/geot.1999.49.3.387.
- [19] Cheng Y.M., Lansivaara T, Wei W.B. (2007). "Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods." Comput Geotech, Vol. 34, No.3, pp. 137–150, DOI:10.1016/j.compgeo.2006.10.011.
- [20] Cheng Y.M., Lau C.K. (2008). Slope Stability Analysis and Stabilization: New Methods and Insight. Taylor and Francis. London.
- [21] Keleşoğlu M.K. (2013). "Şev Analizlerinde Üçüncü Boyut Etkisi - Kazıklı Şevler ve Şev Eğriliği" 5. Geoteknik Sempozyomu, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- [22] Keleşoğlu M.K. (2014). "Şev Eğriliğinin Yamaç Stabilitesine Etkisi" Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbeşinci Ulusal Kongresi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.
- [23] Keleşoğlu M.K. (2016). "The Evaluation of Three-Dimensional Effects on Slope Stability by the Strength Reduction Method, KSCE Journal of Civil Engineering, DOI 10.1007/s12205-015-0686-4 (basım aşamasında).
- [24] Itasca (2009). Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3-dimension, FLAC 3D. Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
- [25] Cai F, Ugai K. (2000). "Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles." Soils Found, Vol. 40, No.1, pp. 73–84, DOI:10.3208/sandf.40.73.
- [26] Won J., You K., Jeong S., Kim S. (2005). "Coupled effects in stability analysis of pile-slope systems." Comput Geotech, Vol. 32, pp. 304–315, DOI:10.1016/j.compgeo.2005.02.006
- [27] Wei W.B., Cheng Y.M. (2009). "Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles." Comput Geotech, Vol. 36, pp. 1176–1185, DOI: 10.1016/j.compgeo.2009.05.004.
- [28] Wei W.B., Cheng Y.M., Li L. (2009). "Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods." Comput Geotech, Vol. 36, pp. 70–80, DOI:10.1016/j.compgeo.2008.03.003.

DEPONI ALANLARINDA GEÇİRİMSİZLİK TABAKASININ HİDROLİK ÖZELLİKLERİNİN İNCELENMESİ VE DIYARBAKIR KATI ATIK DEPOLAMA ALANI ÖRNEĞİ

INVESTIGATION OF HYDRAULIC PROPERTIES OF IMPERMEABLE CLAY LINER LAYER IN SOLID WASTE STORAGE AREA AND DIYARBAKIR SOLID WASTE STORAGE AREA CASE

Taha TAŞKIRAN¹

Serhan SAVUR²

ABSTRACT

One of the main problem of solid waste disposal facilities is the seepage of leachate to the natural environment. Although the problem is tried to be solved by using artificial geomembranes, it still has been discussing due to the damages that can be occurred by the time of application of the geomembranes on sites. The design parameters of hydraulic barriers which lie beneath the solid storage areas are mostly selected from national specifications in most cases, although many factors such as amount of rainfall, content of waste, permeability of clay liner etc. are effective on design of these barriers. It seems that there is still need to investigate hydraulic behaviour of barriers considering the change in wide range of mentioned parameters. For this purpose, to see hydraulic behaviour of barriers, saturated/unsaturated analysis of barriers are made for varying barrier thickness (60-450 cm), permeability (10⁻⁷-10⁻¹⁰) and time factor (0-75years). Geostudio 2012/Seep module was used for analyses. Analyses were carried out for an example (Diyarbakır) solid waste storage area. It was seen that permeability and clay barrier thickness are two important parameters on amount of seeped water. It was found that there is an exponential relation between the amount of seepage and clay liner thickness (effectiveness of barrier thickness on seepage decreases with increasing clay thickness) and thickness of clay layers will be effective up to specific thickness. That means, there is an optimum clay thickness for each specific condition concerning environmental, clay liner and solid waste properties. Again it is seen that for relatively thin barriers the increase in amount of seeped water by time is higher whereas it is lower for thick barriers.

Keywords : Leachate, landfill site, solid waste disposal facility.

ÖZET

Günümüzde Katı Atık depolama tesislerinin en önemli sorunlarından biri sızıntı suyunun doğal ortama transmisionudur. Her ne kadar bu sorunun yapay geomembranlarla önüne geçilmek istense de pratikte bu çözümün etkinliği imalat sırasında geomembran tabakasına verilebilecek potansiyel zararlardan ve işletme süresince oluşabilecek zararlardan dolayı tartışılmaktadır. Katı atık depolama alanlarının altına geçirimsizlik sağlamak üzere serilen kil astar tabakasının

¹ Assoc. Prof. Dr. , Dicle University, tahtaskiran@gmail.com
^{*2} M.Sc., Dicle University, serhansavur@gmail.com

tasarımı çoğu zaman ulusal şartnamelere göre doğrudan yapılmaktadır. Ne var ki; alana düşen yağış miktarı, katı atığın içeriği, geçirimsiz tabakanın geçirgenliği v.s. gibi parametreler tasarımın dikkate değer ölçüde değişmesine yol açmaktadırlar. Farklı koşullar altında, kil bariyerlerin hidrolik davranışını incelemek amacı ile mevcut çalışma kapsamında, değişken kil bariyer kalınlığı (60-450cm), geçirgenlik (10^{-7} - 10^{-10}) ve değişken zaman aralıkları (0-75yıl) kullanılarak, Geostudio 2012/Seep modülü ile sonlu elemanlar analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizler için Diyarbakır katı atık depolama alanı örnek olarak seçilmiştir. Analizler göstermektedir ki kil bariyer kalınlığı ve geçirgenlik faktörleri sızma miktarı üzerinde oldukça etkilidirler. Ayrıca yine kalınlık ile sızma miktarı arasında üstel bir ilişki gözlemlenmiştir. Yine kil kalınlığının belirli bir değere kadar olmasının sızma açısından efektif olduğu, bunun üzerindeki kalınlıkların ise efektif ve ekonomik olmadığı görülmüştür. Başka bir deyişle her bir çevresel, atık ve kil özellikleri için optimum bir kil kalınlığı mevcuttur. Yine çalışmalar, nispeten ince kalınlıklı bariyerlerde sızmanın zamanla değişiminin oldukça fazla olduğunu, ancak bu değişimin nispeten kalın bariyerlerde düşük kaldığını göstermiştir.

Anahtar Kelimeler : Sızıntı suyu, deponi alanı, katı atık depolama tesisi.

1. GİRİŞ

Katı Atık Berteraf Tesisleri'nin çevreye iki türlü emisyonu söz konusudur.

- ✓ Gaz Emisyonu
- ✓ Sızıntı suyu Emisyonu

Deponi sahasında depolanmış olan büyük miktardaki organik atıkların havasız ortamda çürüme sonucu depolama gazı (veya biyogaz) oluşmaktadır. Gazlar saha içerisine yerleştirilecek dikey gaz toplama kuyuları vasıtasıyla aktif şekilde toplanabilmektedir.

Sızıntı suyu, yer altı suyunun depolama sahalarındaki hareketinden, deponi sahalarının genellikle YASS üzerinde inşa edildikleri dikkate alınarak, ortamda bulunan suyun kimyasal süreçler sonucu oluşan su ve yağmur suyunun ilavesi ile elde edilen su olarak düşünebiliriz, veya yağmur suyunu yüzeyden toprağın içine girmesiyle oluşmaktadır ve aşağıdaki nedenlerden ötürü giderek artan bir önem kazanmaktadır.

- ✓ Yer altı suyu kirliliği
- ✓ Giderek artan depolama sahası sayısı
- ✓ Bütünsel yönetim stratejileri sonucu, düzenli depolama sahalarına aktarılan katı atık miktarının azalarak depolanan tehlikeli atığın daha da yoğunlaşması
- ✓ Sızıntı suyu probleminin düzenli depolama sahasının kullanım süresinin uzun yıllar geçerli olması

Sızıntı suyunun toplanması için ise depo tabanında drenaj sistemi oluşturulmaktadır. Drenaj Sistemi temel olarak aşağıdaki bileşenlerden oluşmaktadır.

1. Drenaj Tabakası
2. Drenaj Boruları (Drenaj Tabakası içinde Bulunur)
3. Filtre Malzeme (Drenaj Boruları çevresinde geçirimsizliği drenaj tabakasından daha fazla olan malzemeden oluşur.) Drenaj Sistemi vasıtasıyla toplanan sızıntı suları Sızıntı Suyu toplama lagününe oradan da arıtma tesisine aktarılır. Sızıntı suyu drenajı konusuna ilaveten deponi tabanında sızıntı suyu geçirimsizliği de ayrıca deponi sahası tasarımı açısından önem arz etmektedir.

Sızıntı suyu taban geçirimsizliği deponi tabanına teşkil edilen sıkıştırılmış kil tabakasından ve Geomembranlar ile sağlanmaktadır. Teorik olarak geomembranlar son derece düşük geçirimsizliğe sahip malzemeler olmakla beraber, uygulama sırasında hasar görme potansiyeli

yüksek malzemelerdir. Bunun yanı sıra sızıntı sularının drenajı ve geçirimsizliği depolama sahasının kullanım süresi ile doğru orantılı olarak ele alınmalıdır. Zira nihai örtü tabakasının teşkilinden sonra deponi sahasının dış ortama izolasyonunun sağlandığı düşünülmektedir. Bu durumda deponi tabanındaki sızıntı suyu miktarının, tabandaki sıkıştırılmış kil tabakasının geçirimsizlik katsayısı ve tabaka kalınlığı göz önünde bulundurularak zamana bağlı olarak irdelenmesi ihtiyacı doğmaktadır.

Günümüzde katı atık depolama tesislerinin en önemli sorunlarından biri sızıntı suyunun doğal ortama infiltrasyonudur. Her ne kadar bu sorunun yapay geomembranlarla önüne geçilmek istense de pratikte bu çözümün etkinliği imalat sırasında geo membran tabakasına verilebilecek potansiyel zararlardan ve işletme süresince oluşabilecek zararlardan dolayı kesin bir çözüm olamamaktadır. Her katı atık depolama alanının tasarım aşamasında belirlenmiş olan bir kullanım ömrü vardır. Bu süre bittikten sonra deponi alanının kalıcı olarak üstü örtülerek dış ortama teması kesilir. Buradan da anlaşılıyor ki sızıntı suyunun doğal ortama infiltrasyonunu engellemeyi, deponi alanının servis ömrü ile ilişkilendirmek faydalı bir yaklaşım olacaktır. Katı atık depolama alanında serilecek kil tabakası kalınlığı; katı atığın niteliği ve buna bağlı olarak üreteceği sıvı miktarı, kil astarın geçirimsizlik durumu, servis ömrü süresince maruz kalacağı yağış miktarı düzeyi v.b. faktörlere bağlı olarak değişiklik arz etmektedir. Uygulamada ise kil astar kalınlıkları seçilirken anılan durumların etkisi ya kısmen dikkate alınmakta ve hesaplama aşamasında ise çoğun zaman yeterli hassasiyet gösterildiği söylenememektedir.

Bu çalışmada deponi tabanlarına serilen farklı geçirimsizlik katsayılarına sahip sıkıştırılmış kil tabakalarının işletme ömrü ve sonrasında, gerek yağış ve gerekse katı atığın oluşturduğu sıvının, kil astar tabakasından sızması ve sızıntı suyu miktarının zamana bağlı olarak değişimi incelenmiştir. Çalışmada kil astar kalınlığı, geçirimsizlik katsayısı ve zaman faktörleri sızma suyu üzerindeki etkileri incelenmiştir. Doğru kalınlıkta seçilmiş sıkıştırılmış kil tabakası, servis ömrü boyunca sızıntı suyu doğal ortama nüfuz ettirmediğini göstermiştir. Bunun yanı sıra sıkıştırılmış kil tabakasının kalınlığının artırılması sızdırmazlık açısından belirli bir kalınlığa kadar efektif olduğu anlaşılmıştır.

2. KİL GEÇİRİMSİZLİK TABAKASI OLUŞTURULMASI

Depolamadan kaynaklanan sızıntı suyunu sistemli bir şekilde kontrol altına almak için depolama taban sızdırmazlığı geoteknik yönden en önemli aşamadır. Killi toprakların kolayca bulunması geçirimsizlik tabakası uygulanmasını yaygın hale getirmektedir. Killi toprakların geçirgenliğini etkileyen etmenler sıkıştırma metodu, sıkıştırma enerjisi, kilin nem içeriği, kilin toprak büyüklüğü ve toprak katmanları arasındaki bağın derecesidir(Yıldız, 1999b).

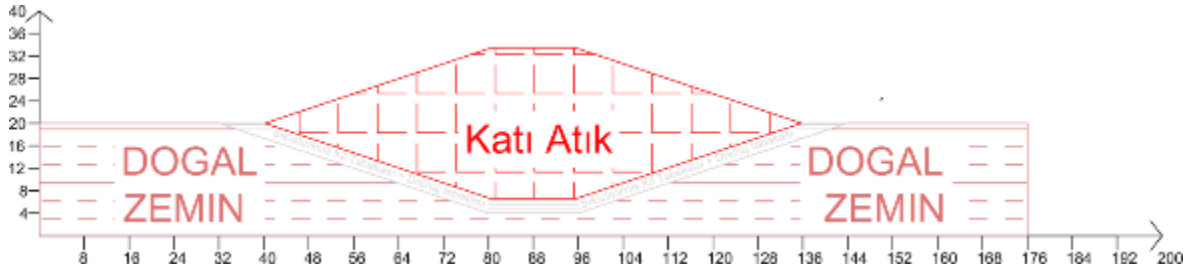
Tablo 1. Taban Sızdırmazlığı İle İlgili Yasal Sınırlamalar

Depolanan Katı Atık Türü	Kil Sızdırmazlık Kalınlığı	HDPE Geomembran Geçirimsizlik Tabakası Kalınlığı
Evsel katı Atık	60 cm	2 mm
Tıbbi Katı Atık	150 cm	2.5mm
Tehlikeli Katı Atık	90 cm	2.5mm

3. KATI ATIK ALANININ SONLU ELEMANLAR İLE ANALIZI

Bu çalışma kapsamında yapımı tasarlanan Diyarbakır ili düzenli katı atık depolama sahası örnek inceleme için seçilmiştir. Söz konusu depolama sahası 100 ha lık alan üzerine 2 Etap halinde inşa edilmesi planlanmaktadır. Birinci etap düzenli depolama sahasının (90.000m²), 11 yıl süreyle hizmet vermesi planlanmaktadır. 2. Etap düzenli depolama tesisinin (146.000m²) ise 13 yıl süreyle hizmet vermesi beklenmektedir.

Bu çalışmada sadece 1. Etap deponi alanı ile ilgili analizler yapılmıştır. Diyarbakır ili katı atık depolama sahası ile ilgili olarak henüz projeler hazır olmadığından dolayı, sızma için aşağıda verilen tipik bir depolama alanı kesiti kullanılmıştır. Sızma miktarının büyük oranda; alana düşen yıllık yağış ve buharlaşma miktarının bir fonksiyonu olduğu dikkate alınır, birim alandan gerçekleşecek olan sızma miktarının geometri değişiminden çok fazla etkilenmeyeceği söylenebilir. Aşağıdaki şekilde çalışmada kullanılan katı atık sahası geometrisi verilmiştir.



Deponi tabanına etkiyen su yüksekliği ise aşağıdaki şekilde formülize edebilir.

$H = \text{Yağış miktarı (buharlaşma düşülmüş)} + \text{Katı atık bozunumu sonucu sızıntı suyuna geçen sıvı miktarı}$

Tasarım aşamasında deponi üzerine nihai örtü uygulandıktan sonra yağışlardan kaynaklı sıvı ilavesinin azalacağı kabul edilir. Fakat buna rağmen bu çalışmada gerçekleştirilen analizlerde en olumsuz durum, yani yağışlardan kaynaklı sıvı ilavesinin katı atık ortamına girdisinin devam ettiği varsayılmış ve 75 yıllık sonuçlar irdelenmiştir. Diyarbakır'daki yıllık ortalama yağış miktarı 485,40mm dir. Yıllık ortalama buharlaşma ise toplam 1.827,00 mm dir. Hesaplamalarda, atık yüzeyindeki buharlaşma su yüzeyindeki buharlaşmanın %30 u alınarak göz önünde bulundurulmuştur. Aşağıda verilen tabloda toplam kümülatif sızıntı suyu miktarı yağış ve katı atığın imal edeceği sıvı miktarları göz önünde bulundurulmuş mm cinsinden verilmiştir.

Tablo 2. Diyarbakır Katı Atık Alanında Servis Ömrü İçinde, Yağış ve Katı Atığın İmal Edeceği Kümülatif Sıvı Miktarı

Yıllar	Yağıştan Kaynaklanan Ortalama Yıllık Sızıntı Suyu Miktarı (buharlaşma düşülmüş) (mm)	Atığın İçinden Sızıntı suyuna Geçen Suyun Tabanda Oluşturduğu Yükseklik (mm)	Toplam Kümülatif Sızıntı Suyu Miktarı (mm)
1.yıl	352.80	152.82	505.62
2.yıl	352.80	160.32	1,011.75
3.yıl	352.80	168.26	1,518.40
4.yıl	352.80	173.98	2,025.57
5.yıl	352.80	182.41	2,533.28
6.yıl	352.80	191.09	3,041.54
7.yıl	352.80	197.55	3,550.35
8.yıl	352.80	206.95	4,059.71
9.yıl	352.80	216.12	4,569.65
10.yıl	352.80	223.08	5,080.16
11.yıl	352.80	202.65	5,591.23

Sızma analizi için Geostudio/seep 2012 sonlu elemanlar programı kullanılmıştır. Geostudio bilgisayar programının bu modülü herhangi bir zemin ortamı yüzeyine etki eden suyun zamana bağlı olarak sızmasını sonlu elemanlar yöntemi ile modellemektedir. Çalışmada, ortama giren su girdisi, hidrolik yük olarak kil astar tabakasına etki ettirilmiştir. Kullanılan model 2 boyutlu bir model olup birim genişlik için sızma analizleri yapılmıştır. Kullanılan zemin modeli doygun zemini modeli olup geçirgenlik katsayısı programa girdi olarak verilmiştir. Çalışmada kullanılan malzeme türleri ve bunlara ait parametreler ise Tablo 3. de verilmiştir

Tablo 3 Malzeme Parametreleri

Malzeme	Geçirimlilik (Permeabilite Katsayısı) (m/sn)
Doğal Zemin	10^{-6}
Katı Atık	$10^{(-5)}$
Kil astar tabakası	$10^{-7}, 10^{(-8)}, 10^{(-9)}, 10^{(-10)}$

Sızdırmazlık analizlerinde malzemelerin geçirimsizlik (permeabilite) katsayıları ve sızmanın gerçekleştiği uzunluk, hidrolik yük farkı, toplam sızma miktarı üzerinde önem arz etmektedir. Çalışma kapsamında gerçekleştirilen analizlerde başlangıçta farklı kil astar tabakası kalınlığı alınıp sabit permeabilite katsayılarının sızıntı suyu miktarı üzerindeki zamana bağlı etkileri irdelenmiştir. Daha sonra ise belli bir zaman süresi sabit tutularak farklı kalınlıklardaki kil tabakasından sızmanın kilin geçirgenliğinin de değişken olması durumunun sızma miktarı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Gerçekleştirilen analizlere ait sonuçlar ve bunların irdelenmesi bir sonraki bölümde yapılmıştır.

4. ANALİZ VE DEĞERLENDİRME

Kil astar tabakasının kalınlığı 60-450 cm arası ve geçirgenlik ise 10⁻⁷ ile 10⁻¹⁰ arasında değişken tutularak, zamana bağlı olarak sızma miktarı analizleri yapılmıştır. Aşağıda örnek olması açısından Tablo 4. de, 20 yıl sonunda kil astar tabakasından sızacak olan su miktarları sonuçları verilmiştir. Tablo 4. incelendiğinde sızma miktarı üzerinde her iki bileşenin; geçirgenlik katsayısı, kil astar kalınlığının etkili olduğu görülmektedir. Şekil1-Şekil5.ise sabit bir geçirgenlik değeri için, zamana bağlı olarak sızmanın kil astar derinliği ile değişimi verilmiştir. Anılan şekiller incelendiğinde geçen zaman ile birlikte sızmanın devam ettiği ve bu çalışma kapsamında göz önünde bulundurulanan zaman aralıklarında sızma miktarının önemli ölçüde gerçekleştiği görülmektedir.

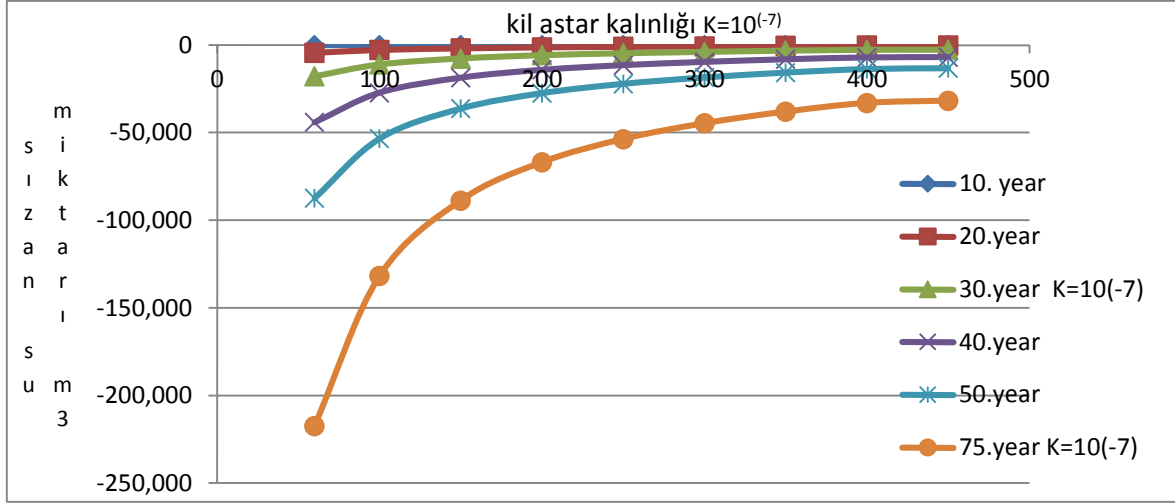
Yine Şekillere bakıldığında, sabit bir geçirgenlik için kil astar kalınlığının artması ile sızmanın önemli ölçüde azaldığı görülmektedir. Kil astar kalınlığı ile sızma arasında üstel bir ilişkinin olduğu; yani sızma üzerinde, artan kil kalınlığı etkisinin giderek azaldığı ve belli bir değerden sonra ise bu etkinin efektif olmadığı görülmektedir. Diğer bir değişle farklı deponi alanı koşulları için (yağış seviyesi, kil astar kalınlığı ve göz önünde bulundurulanan zaman faktörü) için optimum bir kil kalınlığının gerektiği ve bundan daha fazla olacak kalınlığın efektif ve ekonomik olmayacağı söylenebilir.

Yine şekiller incelendiğinde kil astar kalınlığının artması ile sızma miktarının zamana bağımlılığının azaldığı söylenebilir. Yani örneğin kil kalınlığının nispeten ince olması durumunda, ilerleyen zamanda sızma miktarındaki değişimin dikkate değer mertebede artış gösterdiği, ancak kil kalınlığının nispeten fazla olması durumunda ise ilerleyen zaman ile birlikte sızma miktarındaki artışın daha küçük mertebede kaldığı söylenebilir.

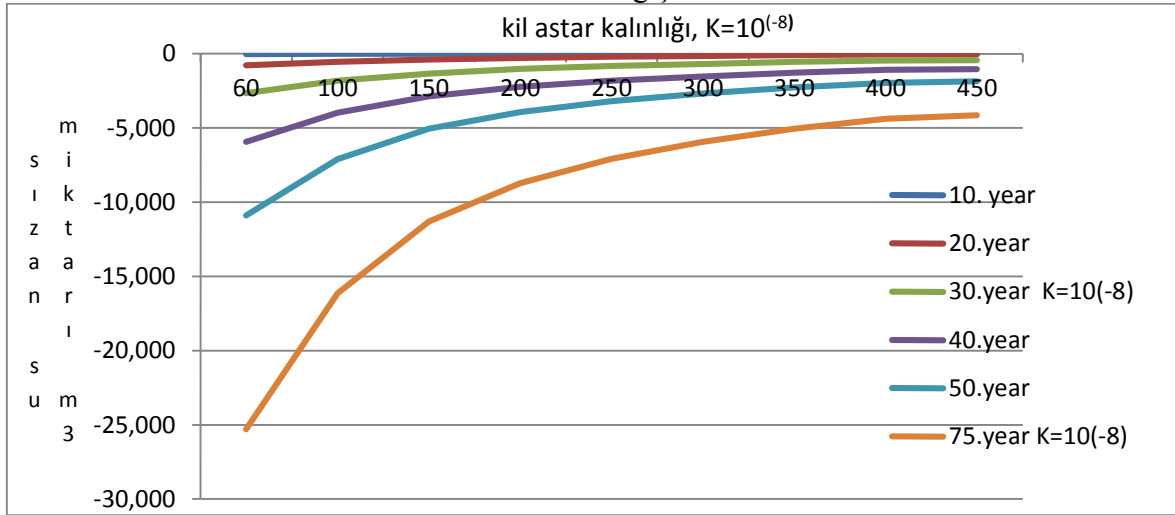
Şekil 5. ve Şekil 6. da ise 30. Yıl ve 75 yılda gerçekleşen sızmanın, farklı kil kalınlığı ve geçirgenliğe bağlı olarak değişimi verilmiştir. anılan şekiller incelendiğinde geçirgenlik katsayısının sızan su miktarı üzerinde oldukça önemli olduğu ve beklendiği gibi geçirgenlikteki bir mertebe artışın sızan su miktarının yaklaşık olarak 10 kat artmasına yol açtığı görülmektedir. Yine şekilden görüleceği üzere, sabit bir kalınlık için, yüksek geçirgenlik değerlerinde zaman faktörü ile birlikte sızan su miktarının önemli derecede arttığı, ancak nispeten daha düşük geçirgenlik durumunda ise zamana bağlı olarak değişen sızmanın miktarının daha az olduğu söylenebilir.

Tablo 4. Yirminci Yıl Sonundaki Sızıntı Suyu Miktarları

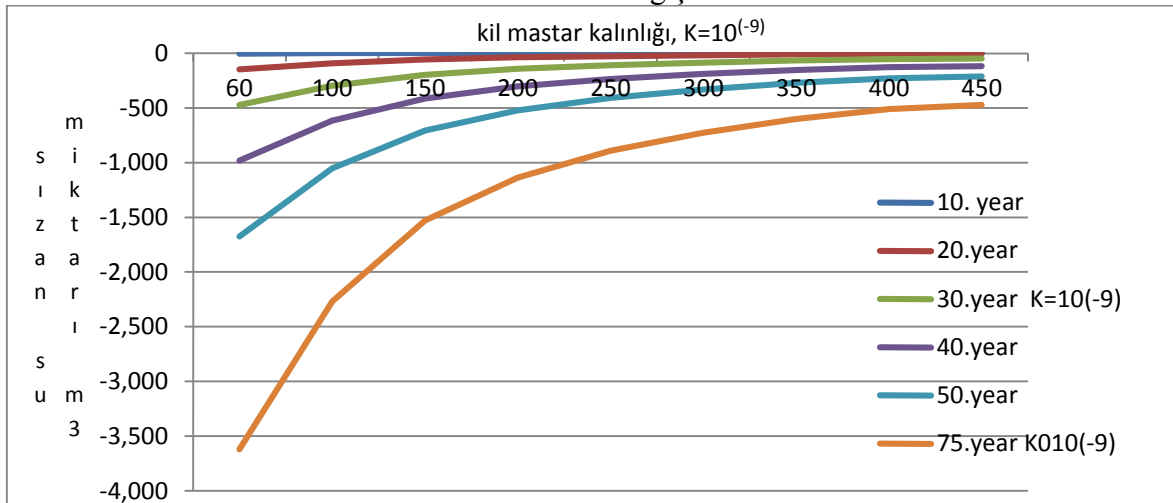
Kil Tabakası Kalınlığı (cm)	Farklı Geçirimlilik Katsayıları İçin Kumulatif Sızıntı Suyu Miktarları (m ³)			
	10 ⁽⁻⁷⁾	10 ⁽⁻⁸⁾	10 ⁽⁻⁹⁾	10 ⁽⁻¹⁰⁾
60	-4,517.80	-774.13	-148.08	-17.41
100	-2,822.33	-537.22	-91.28	-10.09
150	-1,935.68	-388.36	-59.05	-6.30
200	-1,352.88	-273.93	-38.39	-4.03
250	-1,030.81	-206.48	-27.26	-2.83
300	-787.23	-154.41	-19.50	-2.01
350	-464.56	-87.97	-10.72	-1.10
400	-293.50	-53.75	-6.37	-0.65
450	-289.63	-50.88	-5.90	-0.60



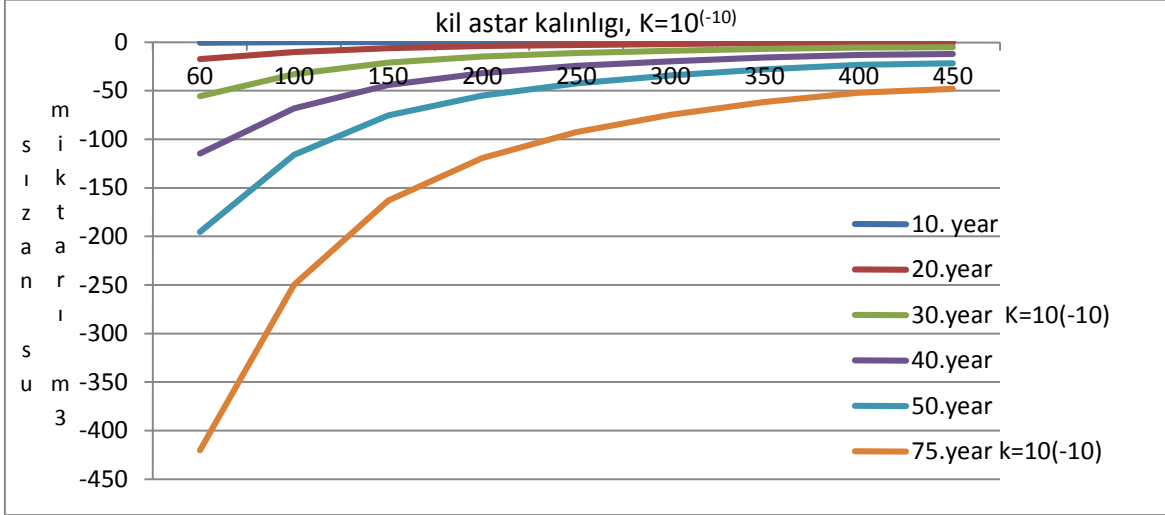
Şekil 1. Sabit Geçirgenlik $K=10^{-7}$ için Kil Astar Tabakasından Meydana Gelen Sızmanın Zamanla Değişimi



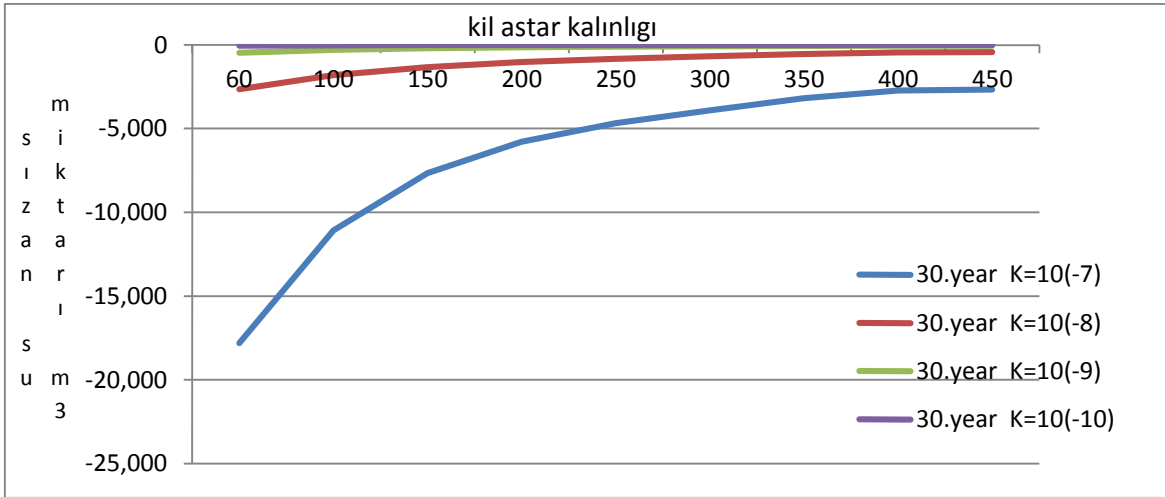
Şekil 2. Sabit Geçirgenlik $K=10^{-8}$ için Kil Astar Tabakasından Meydana Gelen Sızmanın Zamanla Değişimi



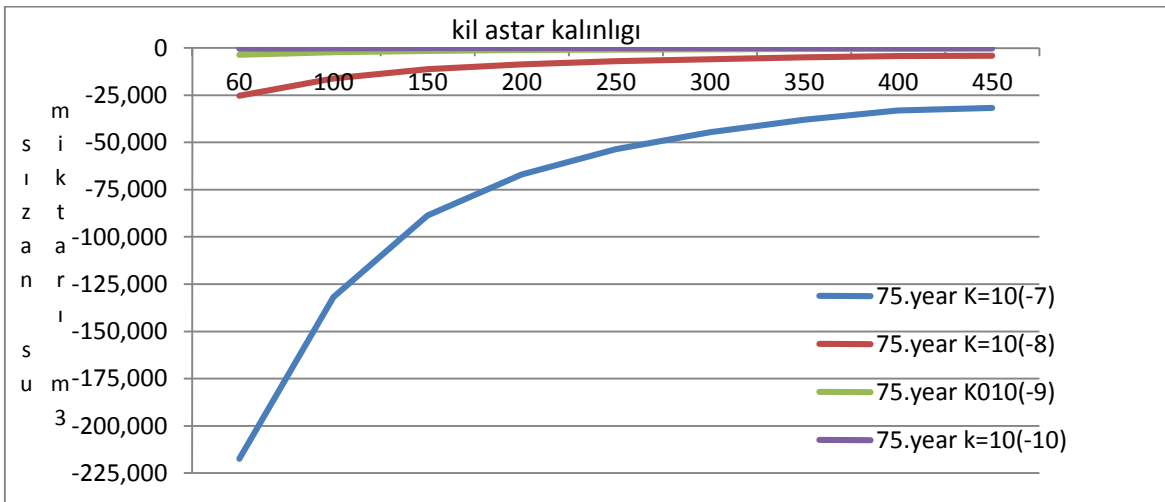
Şekil 3. Sabit Geçirgenlik $K=10^{-9}$ için Kil Astar Tabakasından Meydana Gelen Sızmanın Zamanla Değişimi



Şekil 4. Sabit Geçirgenlik $K=10^{-10}$ için Kil Astar Tabakasından Meydana Gelen Sızmanın Zamanla Değişimi



Şekil 5. Değişken Geçirgenlik için $t=30$ Yıl Sonunda için Kil Astar Tabakasından Meydana Gelen Sızmanın Değişimi



Şekil 6. Değişken Geçirgenlik için $t=75$ Yıl Sonunda için Kil Astar Tabakasından Meydana Gelen Sızmanın Değişimi

KAYNAKLAR

1. Yılmaz Tevfik, , “ISTAC Katı Atık Eğitim Projesi, Entegre Katı Atık Yönetimi Eğitimi, Kasım 2008, İstanbul.
2. Yıldız Şenol, , “ISTAC Katı Atık Eğitim Projesi, Katı Atık Düzenli Depolama Sistemleri Yönetimi Eğitimi, Mayıs 2005. İstanbul.
3. Akbulut Suat, “Katı Atık Depolama alanlarının Geoteknik Tasarımı”, Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Mühendislik Bilimleri Dergisi , Cilt 9, sayı 2, sf : 223-230, Ağustos 2002.
4. Çevre ve Orman Bakanlığı “Katı Atıkların Kontrolü Yönetmeliği” Mart 1991.
5. Diyarbakır Atık Yönetim Projesi İhale Dökümanları Cilt III-A, Genel Teknik Şartname, Şubat 2014.
6. Diyarbakır Atık Yönetim Projesi İhale Dökümanları Cilt III-B, Özel Teknik Şartname, Şubat 2014.
7. Özdemir Evrim, Yüksek Lisans Tezi, 2008 “Diyarbakır İli Entegre Katı Atık Bertaraf Tesisinin Çevresel Etkilerinin değerlendirilmesi”, Cumhuriyet Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Sivas, Haziran

KUMLU ŞEVLERİN SIZMA KUVVETLERİ ALTINDAKİ DAVRANIŞLARININ İKİ VE ÜÇ BOYUTLU LABORATUAR FİZİKSEL MODELLERİ İLE ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF SANDY SLOPES UNDER SEEPAGE FLOW BY TWO AND THREE DIMENTIONAL LABORATORY PHYSICAL MODELS

Onur AKAY¹

A. Tolga ÖZER²

ABSTRACT

Depending on the topography, the construction of fills and cuts are inevitable in many civil engineering projects. Ground water flow is considered as the main cause of stability problems encountered in cut and fill slopes. The stability loss and associated failures due to ground water manifest itself with various mechanisms: the effect of pore water pressure in shear strength, seepage forces, mobilization of soil particles with seepage (scour and piping). In this study, the failure mechanisms of sandy slopes under seepage forces were investigated by two and three dimensional laboratory physical slope models. For this purpose, a two dimensional lysimeter with dimensions of 200 cm long, 20 cm wide and 60 cm high and a three dimensional lysimeter with dimensions of 100 cm long, 50 cm wide and 60 cm high were constructed. Physical slope models with 45 degree (1 vertical: 1 horizontal) slope angle were compacted in 2.5 cm lifts. Physical slope models were tested under two different hydraulic heads (25 cm-H₂O and 50 cm-H₂O). The similar failure surfaces and pore water pressure measurements obtained at the end of experiments for both two dimensional and three dimensional physical slope models showed that both modeling techniques can be utilized to investigate the behavior of the sandy slopes under seepage.

Keywords: Slope stability, seepage erosion, lysimeter.

ÖZET

Birçok inşaat mühendisliği projesinde, topografyaya bağlı olmak üzere, yarma ve dolguların inşası genellikle kaçınılmazdır. Yarma ve dolgu şevlerde gözlemlenen stabilite (duraylılık) sorunlarının başında doğal zeminin bünyesinde oluşabilecek yeraltı suyu akışı gelmektedir. Yeraltı suyundan kaynaklanan duraylılık kayıpları ve sonrasındaki göçmeler kendilerini birbiriyle ilişkili birkaç mekanizma ile gösterebilir: boşluk suyu basıncının kayma mukavemeti üzerindeki etkileri, sızıntı kuvvetleri, sızma suyu ile zemin danelerinin yer değiştirmesi (oyulma ve borulanma). Bu çalışmada, kumlu şevlerin hidrolik yükler altındaki temel göçme mekanizmaları laboratuvar iki ve üç boyutlu fiziksel şev model deneyleri ile incelenmiştir. Bu amaçla laboratuvarında 200 cm boyunda, 20 cm eninde ve 60 cm yüksekliğinde iki boyutlu zemin

¹ Yardımcı Doçent Doktor., Okan Üniversitesi, onur.akay@okan.edu.tr

² Yardımcı Doçent Doktor., Okan Üniversitesi, tolga.ozer@okan.edu.tr

kutusu ile 100 cm boyunda, 50 cm eninde ve 60 cm yüksekliğinde üç boyutlu zemin kutusu inşa edilmiştir. Şev açısı 45 derece olan (1 düşey:1 yatay) kumlu şevler zemin kutusunda 2.5 cm tabakalar halinde sıkıştırılarak imal edilmiştir. Fiziksel şev modelleri iki farklı hidrolik yük altında yapılmıştır (25 cm-H₂O ve 50 cm-H₂O). Hem iki hem de üç boyutlu fiziksel şev modelleri neticesinde elde edilen benzer kayma yüzeyleri ve boşluk suyu basınç ölçümleri, her iki modelleme yönteminin kumlu şevlerin sızma kuvvetleri altındaki davranışlarının belirlenmesinde kullanılabilceğini ortaya koymuştur.

Anahtar kelimeler: Şev stabilitesi (duraylılığı), sızma erozyonu, zemin kutusu.

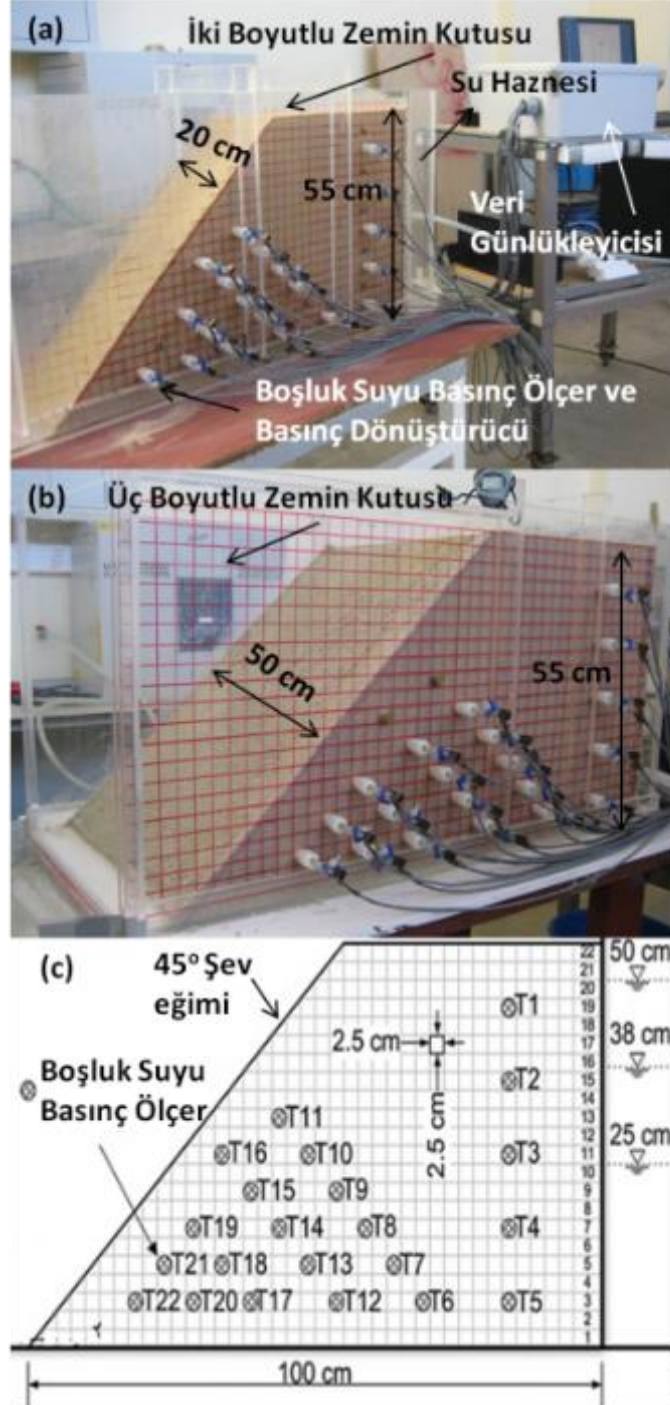
1. GİRİŞ

Şevlerde gözlemlenen stabilite (duraylılık) sorunlarının başında doğal zeminin bünyesinde oluşabilecek yeraltı suyu akışı gelmektedir. Son zamanlardaki çalışmalar yer altı suyundan kaynaklanan sızmanın akarsu kıyıları ve doğal şevlerin güvenliği üzerine olan olumsuz etkilerini vurgulamaya başlamıştır [1, 2]. Yarma şevlerin yanı sıra birçok toprak barajda da gözlenmiş olan göçmelerin başlıca nedeni olarak sızma ve borulanma etkilerinin olduğu bilinmektedir. Göçme sonrası yapılan tamir ve iyileştirme çalışmaları kapsamında kaya blokların göçen kısım tesviye edildikten sonra dolgu malzemesi olarak kullanılması inşaat mühendisleri tarafından sıklıkla kullanılan bir yöntemdir. Bu tip iyileştirme çabalarının başlıca sakıncaları, iri daneli granüler malzemenin yüksek maliyeti ve tamir sonrası yarmada oluşacak yeni sızma mekanizmasının belirsizliği gösterilebilir. Tamir ve iyileştirme çalışmaları kapsamında granüler malzemenin kullanılmasının yanı sıra, inşaat mühendisleri günümüzde şev duraylılığı sorunlarının çözümünde birçok metot kullanmaktadırlar. Her ne kadar çeşitli tamir ve iyileştirme çalışmaları günümüzde başarıyla uygulanıyor olsa bile, bunların getirdikleri ek maliyetler, proje için başlangıçta planlanan bütçelerinin zamanla çok üstüne çıkılmasına yol açmaktadır. Bu yüzden, şevlerin potansiyel göçme mekanizmalarının proje başlangıcında belirlenmesi ve gerekli önlemlerin projelendirme aşamasında alınmasının önemi büyüktür.

Kumlu şevlerin sızıntı kuvvetlerinin etkisi altında duraylılık kayıplarına uğradıkları bilinmektedir [3, 4, 5]. Sızma kuvvetlerinin şev duraylılığına etkisinin fiziksel laboratuvar şev modelleri ile (zemin kutusu kullanılarak) incelenmesi pek çok araştırmacı tarafından tercih edilmiştir [6, 7, 8, 9, 10, 11]. Sızma kuvvetlerine karşı iyileştirme metotlarının şevlerin arazideki sızma koşullarını temsil edecek laboratuvar modelleme çalışmaları neticesinde elde edilecek göçme mekanizmalarının ışığı altında seçilmesi ekonomik ve etkin sistemlerin ortaya konmasını sağlayacaktır. Laboratuvarında iki [9, 10, 11] ve üç boyutlu [6] zemin kutusu modelleri araştırmacıların kullandığı metotlar arasındadırlar. İki boyutlu zemin modelleri pratikliği ve laboratuvar ekonomileri (zaman ve maliyet) dikkate alındığında, zemin kutusu cidarındaki duvar etkisini azaltan ancak daha fazla malzeme kullanan üç boyutlu fiziksel modellere kıyasla tercih edilirler. Bu çalışmada, kumlu şevlerin sızma kuvvetleri altındaki davranışlarının incelenmesi kapsamında önceki çalışmalarda elde edilen iki boyutlu zemin kutusu deneylerinin sonuçları [9, 10, 11], üç boyutlu fiziksel zemin kutusu sızma modelleri ile kıyaslanmış ve model genişliği ve zemin kutusu duvar etkisinin deney sonuçları üzerindeki etkileri tartışılmıştır.

2. MALZEME VE METOT

Bu çalışmada toplamda iki adet üç boyutlu fiziksel laboratuvar şev model deneyi (Şekil 1b) yapılmış ve sonuçları önceki iki boyutlu [9, 10, 11] (Şekil 1a) fiziksel şev modelleri ile karşılaştırılmıştır. Bu amaçla laboratuvarında 100 cm uzunluğunda, 50 cm genişliğinde ve 60 cm yüksekliğindeki zemin kutusu 1 cm kalınlığında Pleksiglas'dan imal edilmiştir (Şekil 1b). Zemin kutusu, şevin imalatının yapıldığı zemin bölmesi ve deney süresince sabit kalan hidrolik yükün uygulanması için kullanılan su haznesinden oluşur (Şekil 1). Deneyler sırasında 25 cm-H₂O ve 50 cm-H₂O olmak üzere iki farklı hidrolik yük uygulanmıştır.



Şekil 1. Laboratuvar Fiziksel Şev Model Düzenegi: (a) İki Boyutlu Zemin Kutusu; (b) Üç Boyutlu Zemin Kutusu; (c) Boşluk Suyu Basınç Ölçer Konumları

Fiziksel şev modeli kumun 2.5 cm kalınlığında nihai kuru birim hacim ağırlığı 14 kN/m³ olacak şekilde sıkıştırılarak 45 derece şev açısında imal edilmiştir (Şekil 2). Deneyler sırasında sızma kuvvetlerinden dolayı şevde oluşan boşluk suyu basınçları 22 adet kalem tipi boşluk suyu basınç ölçer (tansiyometre) ve basınç dönüştürücü kullanılarak ölçülmüş (Şekil 1c) ve veri günlükleyicisi sayesinde toplanarak bilgisayara dijital formatta aktarılmıştır (Şekil 1c). Deneylerde kullanılan kum önceki şev çalışmalarında [9, 10, 11] kullanılan kuma benzerdir. Bu kumun fiziksel, mekanik ve hidrolik özellikleri Tablo 1’de sunulmuştur. Fiziksel modelin inşası sırasında kumun homojen ve optimum sıkışmasını sağlamak için sıkıştırma işlemi öncesinde su muhtevasının %7.4 - %8.4 mertebelerine oda sıcaklığında gelmesi beklenmiştir.

Tablo 1. Kumun Fiziksel, Mekanik ve Hidrolik Özellikleri

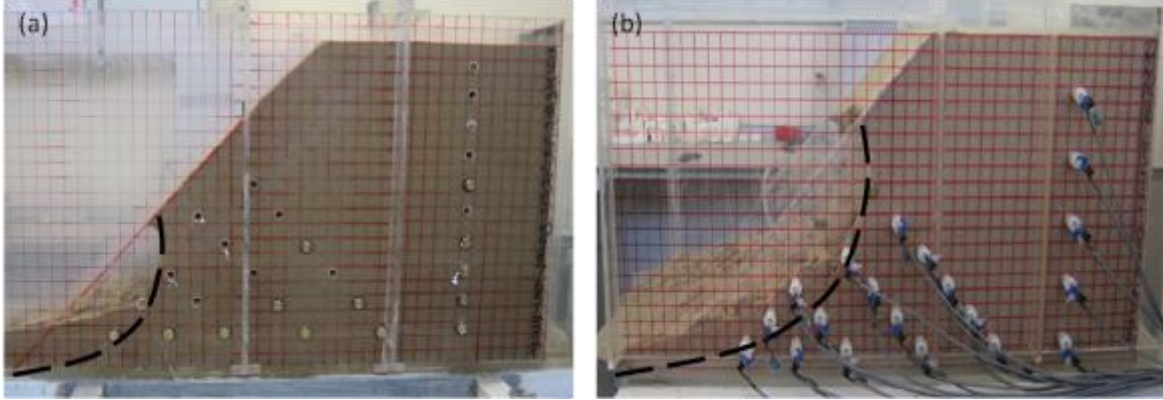
Özellik	Değer
Sınıflandırma	Kötü derecelendirilmiş Kum, SP
Dane Çapı Dağılımı	%98 Kum + %2 Silt + Kil
Özgül Ağırlık, G_s	2.64
İçsel Sürtünme Açısı, ϕ'	33.7°
Kohezyon, c'	0 kPa
Hidrolik Geçirgenlik, k_{sat}	0.0295 cm/s
Su Tutma Kapasitesi Parametreleri (van Genuchten Parametreleri, $\theta_s, \theta_r, \alpha, n$)	0.45, 0, 0.0928 cm ⁻¹ , 2.3579



Şekil 2. Üç Boyutlu Zemin Kutusunda 2.5 cm Kalınlığında Tabakalar Halinde Yapılan Kontrollü Sıkıştırma İşlemi Neticesinde Oluşturulan Şevin İmalat Adımları: (a - h) Sıkıştırma Sonrası Sırasıyla 6., 7., 8., 10., 13., 15. ve 20. Katmanlar; (i) Sıkıştırma Sonrası 22. Katman (toplam şev yüksekliği 22 x 2.5 cm = 55 cm)

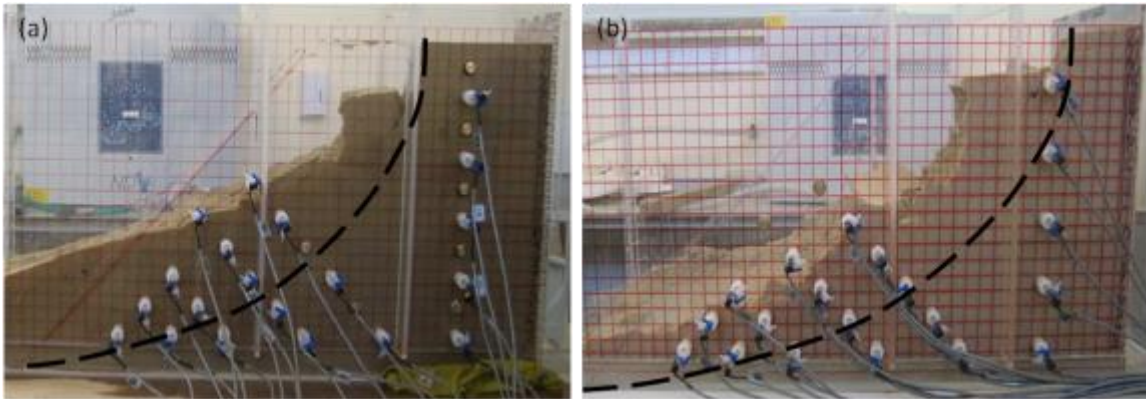
3. BULGULAR VE TARTIŞMA

25 cm-H₂O hidrolik yük altında meydana gelen şev göçmeleri iki boyutlu model ve üç boyutlu model için Şekil 3’de verilmiştir. 25 cm-H₂O hidrolik yük altında hem iki hem de üç boyutlu modelde şev yüzeyinden başlayıp topukta son bulan sığ kayma yüzeyleri elde edilmiştir (Şekil 3). Sığ kayma yüzeyi iki boyutlu modelde topuktan 25 cm yükseklikte başlarken üç boyutlu modelde topuktan 41 cm yükseklikte başlamıştır. Bu farklılığın nedeni ise önceki çalışmalarda [9, 10, 11] kullanılan zemin kutusunun 200 cm boyunda olmasından dolayı 100 cm boyundaki şevde meydana gelen göçmelerin zemin kutusu içerisinde kalarak topukta biriken malzemenin şevi deviren kuvvetlere karşı payanda görevi görmesidir. Bununla birlikte, bu çalışmada kullanılan üç boyutlu zemin kutusunun şev modeli ile aynı uzunlukta (100 cm) olmasından dolayı göçen şev malzemesi zemin kutusu içerisinde kalmamıştır (Şekil 3b). Bunun sonucunda, üç boyutlu modelin 25 cm-H₂O hidrolik yük altında fiziksel kararlılığa eriştiği durumdaki kayma yüzeyinin başlangıç noktasının topuktan yüksekliği şevin duraylılığını artıran topuk bölgesindeki malzemenin azalmasıyla iki boyutlu modele göre daha fazla olmuştur (Şekil 3).



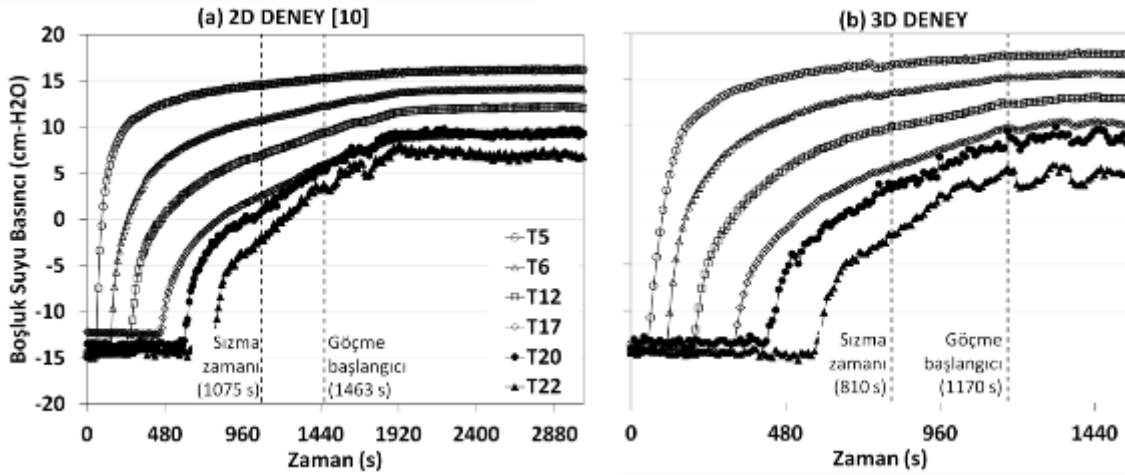
Şekil 3. 25 cm-H₂O Hidrolik Yük Altında Meydana Gelen Laboratuar Fiziksel Şev Modelleri Kayma Yüzeyleri: (a) İki Boyutlu Zemin Kutusu; (b) Üç Boyutlu Zemin Kutusu

Hidrolik yükün 50 cm-H₂O olduğu deneylerde şevin kret kotundan başlayıp topuğunda son bulan dairesel derin kayma yüzeyleri hem iki hem de üç boyutlu modelde meydana gelmiştir (Şekil 4). İki boyutlu modelde derin kayma yüzeyi şev yüzeyinin 20 cm gerisinde başlarken, üç boyutlu modelde göçen malzemenin zemin kutusu içerisinde kalmamasıyla bu mesafe 32.5 cm’ye çıkmıştır (Şekil 4).



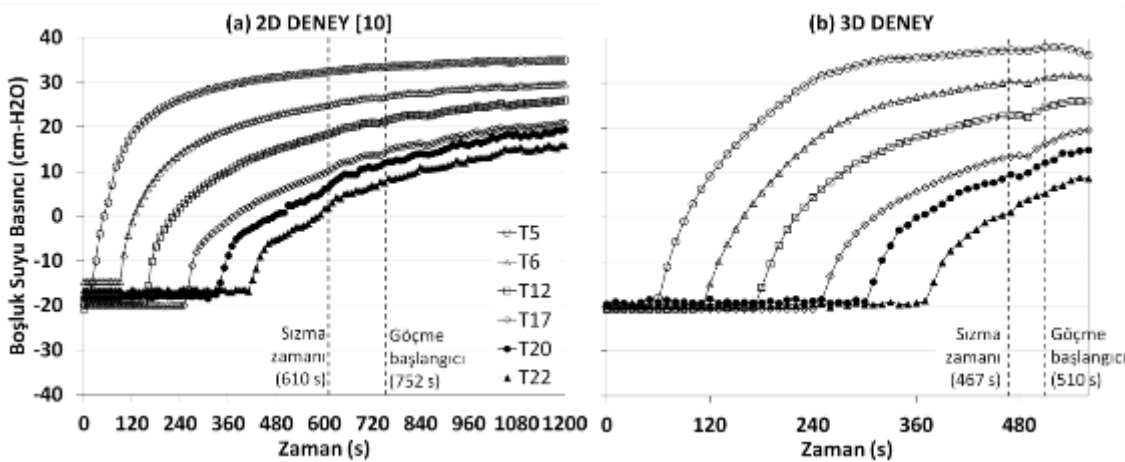
Şekil 4. 50 cm-H₂O Hidrolik Yük Altında Meydana Gelen Laboratuar Fiziksel Şev Modelleri Kayma Yüzeyleri: (a) İki Boyutlu Zemin Kutusu; (b) Üç Boyutlu Zemin Kutusu

İki ve üç boyutlu fiziksel şev model deneylerinde 25 cm-H₂O hidrolik yük altında elde edilen göçme yüzeylerindeki benzerlik, boşluk suyu basıncı okumalarında da görülmüştür (Şekil 5). Karşılaştırmada zemin kutusunun tabanından 6.25 cm yukarısında yer alan T5, T6, T12, T17, T20 ve T22 numaralı (Şekil 1c) basınç ölçer okumaları kullanılmıştır. 25 cm-H₂O hidrolik yük altında yapılan iki boyutlu deney sırasında basınç ölçerler tarafından kaydedilen kararlı akım durumu boşluk suyu basınçları 6.8 cm-H₂O (T22) – 16.2 cm-H₂O (T5) aralığında iken üç boyutlu deneyin kararlı durumdaki aralığı %10'luk bir değişimle 5.7 cm-H₂O (T22) – 17.8 cm-H₂O (T5) değerlerine sahiptir (Şekil 5).



Şekil 5. 25 cm-H₂O Hidrolik Yük Altında Yapılan Deneylerde Kaydedilen Boşluk Suyu Basınçları: (a) İki Boyutlu Zemin Kutusu; (b) Üç Boyutlu Zemin Kutusu

50 cm-H₂O hidrolik yük altındaki iki boyutlu deneyler sırasında kaydedilen kararlı akım durumu boşluk suyu basınçları 15.9 cm-H₂O (T22) – 34.9 cm-H₂O (T5) arasında değişirken üç boyutlu deneyler sırasında 8.7 cm-H₂O (T22) – 38.0 cm-H₂O (T5) aralığında ölçülmüştür (Şekil 6). İki boyutlu model deneyi sırasında topuk bölgesinde ölçülen boşluk suyu basıncının (15.9 cm-H₂O) üç boyutlu model deneyi sırasında ölçülenin (8.7 cm-H₂O) yaklaşık iki katı olmasının nedeni iki boyutlu zemin kutusunda göçmüş olan malzemenin şev topuk bölgesinde birikebilmesidir. Üç boyutlu modelde ise göçen şev malzemesi zemin kutusu dışına çıktığı için topuk bölgesinde birikim olmamaktadır (Şekil 4b). Bunun neticesinde de sızma zamanı ile göçme başlangıcı arasındaki zaman (43 s) iki boyutlu deneye göre (142 s) kısalmıştır (Şekil 6).



Şekil 6. 50 cm-H₂O Hidrolik Yük Altında Yapılan Deneylerde Kaydedilen Boşluk Suyu Basınçları: (a) İki Boyutlu Zemin Kutusu; (b) Üç Boyutlu Zemin Kutusu

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Kumlu şevlerin sızma kuvvetleri altındaki davranışları laboratuvarında üç boyutlu fiziksel şev modelleri ile araştırılmıştır. Hidrolik yükün 25 cm-H₂O'dan 50 cm-H₂O'ya yükseltilmesiyle basınç ölçerler tarafından kaydedilen boşluk suyu basınçlarında da artışlar meydana gelmiştir. Boşluk suyu basıncı okumalarının daha önce yapılmış olan iki boyutlu fiziksel şev modeli deneylerindeki basınçlara benzerliğinden görüleceği üzere fiziksel modelin genişliğinin sızma suyu akış dinamiğine bir etkisinin olmadığı belirlenmiştir.

Deneyler neticesinde elde edilen benzer kayma yüzeyleri ve kayma davranışı (25 cm-H₂O hidrolik yük altında sığ kayma ve 50 cm-H₂O hidrolik yük altında derin kayma) iki boyutlu zemin kutusunda oluşan cidar sürtünmesinin sızma kuvvetleri altında oluşan göçme mekanizmasına etkisinin olmadığını göstermiştir. Üç boyutlu şev modellerine göre daha hızlı ve ekonomik şekilde inşa edilen iki boyutlu fiziksel modellerin laboratuvarında kumlu şevlerin sızma kuvvetleri altındaki davranışlarının incelenmesinde kullanılabilirliği gösterilmiştir.

Bu çalışmada kullanılan üç boyutlu zemin kutusu boyutları dikkate alındığında, sahada imalatı yapılan tipik bir şev dolgusunda karşılaşılabilecek düşey zemin basınçlarına ulaşamadığı açıktır. Bundan dolayı, gelecek çalışmaların prototip boyutlarına sahip zemin kutusunda yapılması önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] Fox, G. A., ve Wilson, G. V., “The Role of Subsurface Flow in Hillslope and Stream Bank Erosion: A Review”, Soil Science Society of America Journal, Vol: 74 (3), pp. 717-733, (2010).
- [2] Fox, G. A., Chu-Agor, M.L., ve Wilson, G.V., “Seepage Erosion: A Significant Mechanism of Stream Bank Failure”, ASCE World Environmental and Water Resources Congress, 15-19 May 2007, Tampa, Florida.
- [3] Fox, G.A., Wilson, G.V., Periketi, R.K., ve Cullum, R.F., “Sediment transport model for seepage erosion of streambank sediment”, Journal of Hydrologic Engineering Vol: 11 (6), pp. 603-611, (2006).
- [4] Fox, G.A., Wilson, G.V., Simon, A., Langendoen, E., Akay, O., ve Fuchs, J.W., “Measuring streambank erosion due to ground water seepage: correlation to bank pore water pressure, precipitation and stream stage”, Earth Surface Processes and Landforms, Vol: 32, pp. 1558-1573, 2007.
- [5] Wilson, G.V., Periketi, R.K., Fox, G.A., Dabney, S.M., Shields, F.D., ve Cullum, R.F., “Soil properties controlling seepage erosion contributions to streambank failure”, Earth Surface Processes and Landforms, Vol: 32, pp. 447-459, 2007.
- [6] Chu-Agor, M.L., Fox, G.A., Cancienne, R., ve Wilson, G.V., “Seepage caused tension failures and erosion undercutting of hillslopes”, Journal of Hydrology, Vol: 359, pp. 247-259, (2008).
- [7] Lee, L.M., Kassim, ve A., Gofar, N., “Performances of two instrumented laboratory models for the study of rainfall infiltration into unsaturated soils”, Engineering Geology, Vol: 117, pp. 78- 89, (2011).
- [8] Lourenço, S.D.N., Sassa, K., ve Fukuoka, H., “Failure process and hydrologic response of a two layer physical model: Implications for rainfall-induced landslides”, Geomorphology, Vol: 73, pp. 115-130, (2006).
- [9] Akay, O., Özer, A. T., Fox, G. A., Bartlett, S. F., ve Arellano, D., “Behavior of sandy slopes remediated by EPS-block geofom under seepage flow”, Geotextiles and Geomembranes, Vol: 37, pp. 81-98, (2013).

- [10] Akay, O., Özer, A. T., ve Fox, G. A., “Assessment of EPS block geofom with internal drainage for sandy slopes subjected to seepage flow”, *Geosynthetics International*, Vol: 21 (6), pp. 364-376, (2014).
- [11] Özer, A. T., Akay, O., Fox, G. A., Bartlett, S. F., ve Arellano, D., “A new method for remediation of sandy slopes susceptible to seepage flow using EPS-block geofom.” *Geotextiles Geomembranes*, Vol: 42 (2), pp. 166–180, (2014).

KABA DANELİ DENİZ DİBİ TARAMA MALZEMELERİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

A GEOTECHNICAL INVESTIGATION ON COHESIONLESS DREDGED MATERIALS

Gökhan ÇEVİKBİLEN¹ Berrak TEYMUR² Ümit KARADOĞAN³
Hatice Merve BAŞAR⁴ Sönmez DAĞLI⁵ Pelin ÖZER ERDOĞAN⁶
Bariş GÜZEL⁷ Leyla TOLUN⁸

ABSTRACT

In Turkey annually 3 million m³ dredge material is generated. Generally, this dredge materials are dumped to nearby sea waters for economical reasons. These conventional solutions includes the physical, chemical and biological risks to marine environment. The required strategy on management of the dredged materials includes the investigation on beneficial use alternatives of the material as a potential resource. This study illustrates the first findings of the five dredged materials recovered from 5 different harbour regions selected from the surrounding seas of our country in terms of environmental effects and geotechnical properties. Index and engineering properties of dredged materials were studied. Grain size distribution and plasticity of the materials were determined by sieve analysis and consistency limit tests, respectively. For the purpose of land disposal of the dredged materials Standard Proctor tests were performed to determine the values of maximum dry unit weight and optimum water content. Swelling potential of the samples compacted at Standard Proctor energy were examined. California Bearing Ratio tests were also performed and the disposal alternatives on land were discussed.

Keywords: Dredge materials, coarse grained soils, proctor, CBR.

ÖZET

Ülkemizde ortalama yıllık 3 milyon m³ dip tarama malzemesi ortaya çıkmaktadır. Bu dip tarama malzemelerinin çoğunluğu ekonomik nedenlerden ötürü tarama sahasına yakın bir bölgede yine denizlere boşaltılmaktadır. Bu gibi klasik çözümler denizel ortamlarda fiziksel, kimyasal ve biyolojik riskleri de beraberinde getirmektedir. Tarama malzemelerinin yönetiminde gerekli olan strateji bu malzemelerin bir potansiyel kaynak olarak faydalı kullanım alternatiflerinin belirlenmesini içermektedir. Bu çalışma, toksik özellik taşımayan atıkların ham

¹ Ar. Gör. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, TÜRKİYE, cevikbil@itu.edu.tr

² Yard. Doç. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, TÜRKİYE, teymurb@itu.edu.tr

³ Ar. Gör., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, TÜRKİYE, karadoganum@itu.edu.tr

⁴ Dr., Çevre ve Temiz Üretim Enstitüsü, TÜBİTAK MAM, TÜRKİYE, Merve.Basar@tubitak.gov.tr

⁵ Ar. Gör., Çevre ve Temiz Üretim Enstitüsü, TÜBİTAK MAM, TÜRKİYE, Pembe.Ozer@tubitak.gov.tr

⁶ Dr., Çevre ve Temiz Üretim Enstitüsü, TÜBİTAK MAM, TÜRKİYE, Sonmez.Dagli@tubitak.gov.tr

⁷ Dr., Çevre ve Temiz Üretim Enstitüsü, TÜBİTAK MAM, TÜRKİYE, Leyla.Tolun@tubitak.gov.tr

⁸ Ar. Gör., Abant İzzet Baysal Üniversitesi, Fen-Edebiyat Fakültesi, Kimya Bölümü, Bolu, TÜRKİYE, guzelbaris08@gmail.com

madde olarak karada geri kazanılması amacıyla, ülkemizi çevreleyen denizlerimizden seçilen 5 farklı liman bölgesinden alınan dip tarama numunelerinin çevresel etkiler ve geoteknik özellikler açısından ilk bulgularını içermektedir. Tarama malzemelerinin endeks ve mühendislik özellikleri araştırılmıştır. Elek analizi ile dane çapı dağılımları belirlenen numunelerin kıvam limitleri deneyleri ile plastisiteleri hesaplanmıştır. Dip tarama malzemelerinin karada kullanımlarına yönelik olarak da Standart proktor deneyleri gerçekleştirilerek maksimum birim hacim ağırlıkları ve optimum su muhtevaları belirlenmiştir. Standart Proktor enerjisinde sıkıştırılarak hazırlanan numunelerin şişme potansiyelleri bulunmuştur. Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) deneyleri de yapılan dip tarama malzemelerinin karada kullanım alternatifleri değerlendirilmeye çalışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Dip tarama malzemesi, kaba daneli zeminler, proktor, CBR.

1. GİRİŞ

Üç tarafı denizlerle çevrili olan ülkemizde limanlar deniz ulaşımı açısından son derece önemli bir yere sahiptir. Limanların yenilenmesi ve kapasitelerinin büyütülmesi, sayılarının her geçen gün artması, deniz taban zeminin taranması faaliyetlerini de beraberinde getirmektedir. Deniz taban kotunun düşürülmesi tonlarca dip tarama malzemesinin ortaya çıkmasına neden olmaktadır. Ülkemizde bu malzemelerin kirliliğine bakılmaksızın tarama sahasının yakınında seçilen bir sahada denize boşaltılması günümüzde en tercih edilen yöntemdir. Ancak, dip tarama malzemesinin yönetiminde gelişmiş ülkeler insan sağlığına ve çevreye zararlı miktarda toksik içerikli olanlarını karada bertaraf etmekte, zararsızlarını ise ham madde olarak kullanmaya başlamaktadır. Ham madde olarak kullanıma en güzel örnek, dip tarama malzemesini %90 mertebesinde değerlendiren Japonya’da bu malzemelerin çimento ile stabilize edilerek denizde havaalanı inşaatı için pist dolgusu olarak kullanıldığı söylenebilir [1]. Toksik özellik göstermeyen tarama malzemelerinin geoteknik özelliklerine göre kullanım alanlarının belirlenmesi ve çevre koşullarını da dikkate alarak değerlendirilmesi ekonomiye büyük katkı sağlayacağı gibi deniz içindeki ekosistemin korunmasına da faydalı olacaktır.

Bu amaçla ülkemizde yapılan deniz dibi tarama ve boşaltım faaliyetlerinin, uluslararası mevzuat ve uygulamalar dikkate alınarak, ekosisteme ve insan sağlığına zarar vermeden, sürdürülebilir çevresel yönetiminin sağlanmasına yönelik bilimsel bir yaklaşım geliştirilmesi amacıyla “(T1007) (111G036) Deniz Dip Tarama Uygulamaları ve Tarama Malzemesinin Çevresel Yönetimi (DİPTAR)” isimli proje başlatılmıştır. Söz konusu DİPTAR Projesi kapsamında Karadeniz, Marmara, Ege ve Akdeniz’de limanlar başta olmak üzere farklı faaliyetlerden etkilenerek kirlenmiş toplam 16 pilot bölge seçilmiştir. Bu çalışmada, projede yer alan pilot bölgelerden Ambarlı Limanı, Samsun Alaçam Yakakent Balıkçı Barınağı, İzmir PETKİM Konteyner Limanı, TÜPRAŞ Yarımca Limanı ve Mersin Uluslararası Limanı’ndan taranan dip tarama malzemelerinin çevresel ve geoteknik açıdan değerlendirilmesine ilişkin ilk deneysel bulgulara yer verilmiştir.

Bu kapsamda, öncelikle tarama malzemelerinin toksisite çalışmaları gerçekleştirilmiş olup bu malzemelerin deniz bakterisi *vibrio fischeri* üzerinde ekotoksik olmadıkları; ayrıca, sulu ortamdaki memeliler ve fareler üzerinde herhangi bir akut riske sebebiyet vermedikleri tespit edilmiştir. Toksikolojik açıdan problemli olmadıkları belirlenen numunelerin endeks ve mühendislik özellikleri araştırılmıştır [2]. Bu kapsamda elek ve hidrometre analiz sonuçlarına göre zemin sınıfları belirlenmiştir. Kaba daneli olduğu belirlenen malzemelerin yol dolgularında kullanımlarını değerlendirmek amacıyla Standart proktor deneyleri yapılarak optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları bulunmuştur. Yaş

Tüm numuneler hafif kokulu olup, numunelerden DM3 kahverengi diğerleri füme rengindedir. Ağırlıkça organik madde içeriği en fazla olan DM-3'te %5, DM-1 ve DM-2'de yaklaşık %2.0, DM-4 ve DM-5'te %0.01'den azdır. Tüm numunelerde yanma kaybının %4.7'den az olduğu belirlenmiştir. Numunelerde Sülfid miktarı %0.009 değerini geçmezken klorür miktarı en fazla DM-3'te %0.09 mertebesindedir.

Tablo 1. Dip Tarama Malzemelerinin ADDDY/EK-2 Analiz Sonuçları [4]

Parametre	DM-1	DM-2	DM-3	DM-4	DM-5	ADDY-EK2 Limit Değerleri		
						İnert Atıklar III. Sınıf	Tehlikesiz Atıklar II. Sınıf	Tehlikeli Atıklar I. Sınıf
Eluat Analiz Parametreleri (L/S=10 lt/kg)								
Arsenik (As mg/l)	0.0127	0.0132	0.0287	0.005	0.0044	0.05	0.2	2.5
Baryum (Ba mg/l)	0.0467	0.0307	0.0508	0.0404	0.0595	2	10	30
Kadmiyum (Cd mg/l)	<0.0001	0.0001	<0.00005	0.0001	0.0001	0.004	0.1	0.5
Krom (Cr mg/l)	<0.001	0.0061	0.001	0.0004	0.0009	0.05	1	7
Bakır (Cu mg/l)	0.0084	0.0355	0.0149	0.0064	0.007	0.2	5	10
Civa (Hg mg/l)	<0.00013	<0.00013	<0.00013	<0.00013	<0.00013	0.001	0.02	0.2
Molibden (Mo mg/l)	0.0059	0.0105	0.0374	0.032	0.0288	0.05	1	3
Nikel (Ni mg/l)	0.0017	0.0079	0.0082	0.0017	0.0047	0.04	1	4
Kurşun (Pb mg/l)	0.0011	0.0098	0.0012	0.0009	0.0015	0.05	1	5
Antimon (Sb mg/l)	0.0025	0.0025	0.0029	0.0089	0.0058	0.006	0.07	0.5
Selenyum (Se mg/l)	0.0027	<0.001	0.0011	0.0012	<0.001	0.01	0.05	0.7
Çinko (Zn mg/l)	<0.005	0.0299	0.0155	0.0126	0.0138	0.4	5	20
Klorür (Cl- mg/l)	600.6	456.26	950	474.42	768.16	80	1500	2500
Florür (F- mg/l)	0.2	0.31	0.67	0.988	0.783	1	15	50
Sülfat (SO4= mg/l)	102.9	64.33	186	93.8	161.96	100	2000	5000
Çöz. Org. C (ÇOK mg/l)	<0.5	1.8	2.14	3.3	2.98	50	80	100
Top.çöz.katı mad. (TÇKM mg/l)	1204	1120	2040	1104	1564	400	6000	10 ⁴
Fenol indeksi (mg/l)	<0.07	<0.07	<0.07	<0.07	<0.07	0.1	-	-
Orijinal Atık Analiz Parametreleri								
Top. Org. C (TOK mg/kg)	<1884	5960	2318	2319	3085	3.10 ⁴ (%3)	5.10 ⁴ (%5)	6.10 ⁴ (%6)
BTEX (mg/kg)	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	6	-	-
PCBler (mg/kg)	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	0.39	1	-	-
Mineral yağ (mg/kg)	79.3	<65	<65	<65	<65	500	-	-
Kızdırma kaybı (%)	<2.3	3.44	4.72	3.42	4.44	-	-	10 ⁵ (%10)

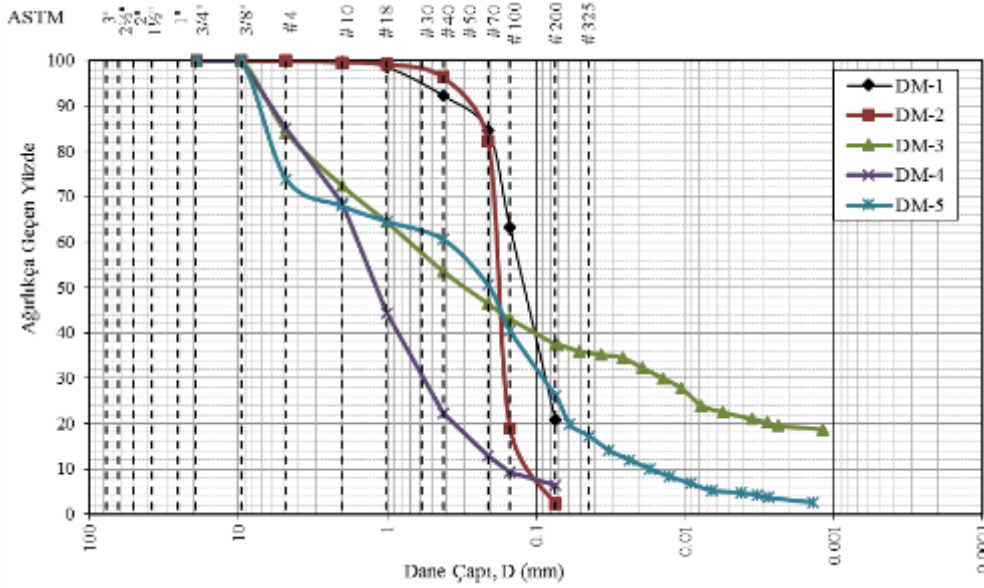
2.2. Endeks Özellikleri

Elek analizi [5] ve hidrometre deneyleri ile çakıl, kum, silt ve kil yüzdeleri belirlenen numunelerin Şekil 2'de verilen dane çapı dağılımlarından en fazla kum boyutunda dane içerdikleri görülmüştür. DM-3 haricindeki numuneler plastik olmayan özellik göstermektedir. Birleştirilmiş zemin sınıflama sistemine (USCS) [6] ve Amerikan Karayolları Sınıflandırma Sistemlerine (AASHTO) [7] göre sınıflandırılan dip tarama malzemelerinin endeks özellikleri Tablo 2'de özetlenmiştir.

Tablo 2. Dip Tarama Malzemelerinin Endeks Özellikleri

Numune No	Tanımı	Dane Çapı Dağılımı				Kıvam Limitleri			Zemin Sınıfı	
		Çakıl (%)	Kum (%)	Silt (%)	Kil (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	USCS	AASHTO
DM-1	Siltli kum	0	79	21		Plastik değil			SM	A-2-4

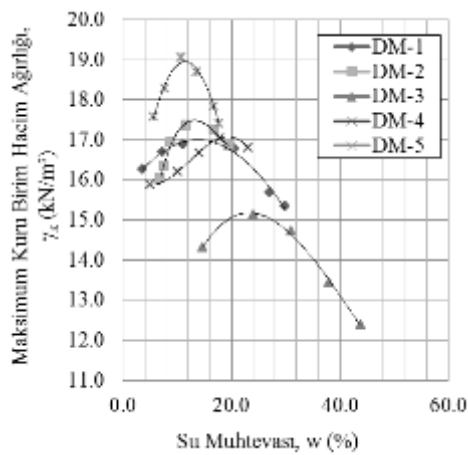
DM-2	Kötü derecelendirilmiş kum	0	98	2		Plastik değil	SP	A-3		
DM-3	Siltli kum çakıllı	16	47	18	19	64	36	28	SM	A7-5
DM-4	İyi derecelendirilmiş kum siltli	15	79	6		Plastik değil	SW-SM		A-1-b	
DM-5	Siltli kum çakıllı	26	48	23	3	Plastik değil	SM		A-2-4	



Şekil 2. Numunelere Ait Granülometri Eğrileri

3. DENEY SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRİLMESİ

Dip tarama malzemelerinin yol işlerinde kullanılabilirliğini denetlemek amacıyla Standart Proktor [8], Kaliforniya Taşıma Oranı ve şişme deneyleri [9] yapılmıştır. Malzemelerin yol dolgularında, sanat yapılarının yaklaşım ve arka dolgularında kullanım alanları Karayolları Genel Müdürlüğü'nce hazırlanan Karayolları Teknik Şartname [10] kriterlerine göre değerlendirilmeye çalışılmıştır.



Şekil 3. Numunelerin Kuru Birim Hacim Ağırlığı - Su Muhtevası İlişkileri

Sabit bir sıkıştırma enerjisi altında sıkıştırılan zeminlerin su muhtevasının artması ile artan kuru birim hacim ağırlıkları optimum su muhtevası ulaşıldıktan sonra azalmaya başlamaktadır. Çalışmada Standart Proktor sıkılığında belirlenen optimum su muhtevası ve bu değere karşı gelen maksimum kuru birim hacim ağırlıkları Şekil 3'teki gibidir. Buna göre maksimum kuru

birim hacim ağırlığı değerlerinin $\gamma_{k \text{ maks}}=15.0 \text{ kN/m}^3 \sim 19.0 \text{ kN/m}^3$ aralığında değiştiği, optimum su muhtevalarının $w_{\text{opt}}=\%10 \sim 24$ aralığında kaldığı görülmektedir. Beklenildiği gibi en düşük kuru birim hacim ağırlığı ve en büyük maksimum kuru birim hacim ağırlığının ince dane oranı $\%37$ olan ve plastik özellik gösteren DM-3 numunesine ait olduğu belirlenmiştir. En büyük kuru birim hacim ağırlığı ise çakıl oranı en fazla olan **DM-5** numunesine ait bulunmuştur.

Karayolları Teknik Şartnamesi'ne göre kullanıma uygun nitelikli kazı malzemesinin $w_{L \text{ maks}}=\%60$, $I_{p \text{ maks}}=\%35$ ve minimum $\gamma_{k \text{ maks}}=14.5 \text{ kN/m}^3$ olması istenmektedir. Buna göre tüm numuneler minimum kuru birim hacim ağırlık ve plastisite indisi kriterlerini sağlarken, DM-3 numunesinin direk kullanılmasının uygun olmadığı görülmektedir.

Laboratuvarda belirlenen optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlığının arazi koşullarında uygulanmasındaki zorluklar sebebiyle alt yapı teknik şartnamelerinde kullanım amacına ve zemin sınıfına bağlı olarak izin verilen limit değerler değişiklik göstermektedir. Örneğin, dolgularda tesviye yüzeyinin altındaki tabaka kalınlığının (h) ilk 80 cm için minimum $\%100$ Standart Proktor sıklığı aranırken 80 cm'den derin dolgularda $\%95$ minimum sıkışma yüzdesi istenmektedir. Ayrıca, sıkıştırma sırasında su muhtevası değerinin AASHTO zemin sınıflandırma sistemine göre A-6 ve A-7 sınıfı killi zeminler için plastisite indisi $I_p < 20$ için ($w_{\text{opt}-2}$) $\sim w_{\text{opt}}$, diğerleri için $w_{\text{opt}} \sim (w_{\text{opt}+2})$, A-4 ve A-5 sınıfı siltli malzemeler için ($w_{\text{opt}-1}$) $\sim (w_{\text{opt}+2})$; A-1, A-2, A-3 sınıfı granüler malzemeler için ise ($w_{\text{opt}-2}$) $\sim (w_{\text{opt}+2})$ aralıklarında kalması istenmektedir. Tablo 3'te numunelerin arazide kullanılabilecek su muhtevası aralığı özetlenmiştir.

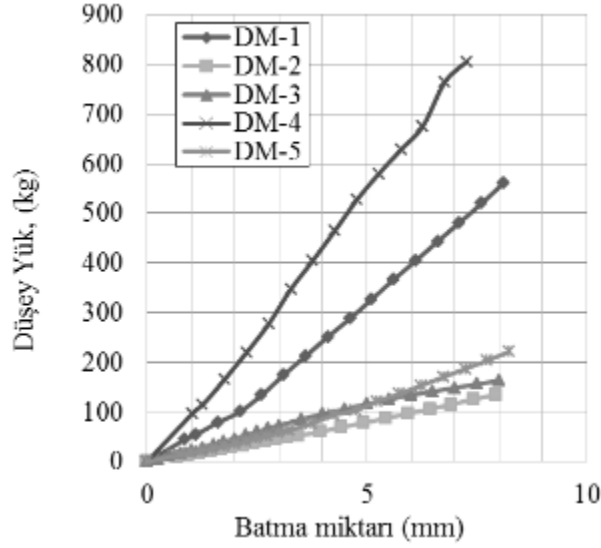
Tablo 3. Dip Tarama Malzemelerinin Laboratuvar Ve Arazi Sıkışma Koşulları

Numune No	Laboratuvar		Arazi		
	$\gamma_k \text{ max}$ (kN/m ³)	w_{opt} (%)	$\gamma_k \text{ min}$ (h<80cm) (kN/m ³)	$\gamma_k \text{ min}$ (h>80cm) (kN/m ³)	w (%)
DM-1	17.1	15	17.1	16.2	13~17
DM-2	17.4	13	17.4	16.5	11~15
DM-3	15.1	25	15.1	14.3	25~27
DM-4	17.0	18	17.0	16.1	16~20
DM-5	19.0	11	19.0	18.0	9~13

Sıkıştırılmış zeminlerin dayanımı Yaş Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) deneyi ile test edilmektedir. Bu çalışmada CBR kalıplarında standart proktor enerjisinde optimum su muhtevalarında sıkıştırılarak hazırlanan dip tarama malzemeleri 2.6 kPa sürşarj yükü altında suda en az 3 gün süre ile bekletilmiş, şişme miktarları mekanik mikrometrelerle takip edilmiş, sadece DM-3 numunesi $\%8.31$ şişme gözlenmiştir. Numunelerin sudan çıkarılmalarının ardından CBR deneyleri gerçekleştirilmiştir. Sabit bir hızda standart kesit alanlı bir başlığın zemine batırıldığı deneyde batma miktarı - düşey yük ilişkisi belirlenmiştir. Deneye ait grafikler Şekil 4'te verilmiştir. Sıkıştırılmış dip tarama malzemesine başlığın 2.5 cm ve 5 cm batması için gereken kuvvetin kırmataşa ait standart deney verilerine oranlanarak karşılaştırılması ile elde edilen yaş CBR değerleri DM-1 $\%15.6$, DM-2 $\%3.9$, DM-3 $\%5.7$, DM-4 $\%27$, DM-5 $\%5.5$ olarak bulunmuştur.

Yaş CBR şişme miktarının $\%3$ 'ten az olan uygun nitelikli kazı malzemesinin dolgu olarak kullanılabileceği belirtilen Karayolları Teknik Şartnamesi'ne göre DM-3 dışındaki tarama malzemelerinin dolguda kullanılabileceği anlaşılmaktadır. Ancak, köprü ve sanat yapıları yaklaşım, yan ve arka dolgularında kullanılacak malzemelerde Klorür (Cl) $< \%0.2$, Sülfid (SO₃) $< \%0.3$, Dane Boyutu ≤ 75 mm, ince dane oranı $\leq \%15$, $w_L \leq \%30$, $I_p \leq 8$ şeklinde getirilen ek koşulları sadece DM-2'nin sağlayabildiği görülmektedir. Şerit donatılı zemin ve önceden dökümlü precast modüler duvar sistemleri için seçilmiş geri dolgu malzemelerinde farklı elek

aralıkları kabul edilen şartnamede üniformalık katsayısı $C_u > 5$ ve $I_p \leq 6$ istenmektedir. Buna göre, DM-4 her iki sistem için de uygun bulunmuştur.



Şekil 4. Numunelerin Yaş CBR Deneyi Düşey Yük-Batma Miktarı İlişkisi

Karayolları Teknik Şartnamesinde kullanım amacına göre maksimum Yaş CBR Şişme miktarları alt temelde %0.5, üstyapı tabanında %1, dolgularda %2 ve esnek üstyapılarda %3'e kadar izin verilmektedir. Bu durumda DM-3 numunesinin şişme miktarının izin verilen limit değerlerden yüksek olduğu görülmektedir. Ayrıca, Karayolları Teknik Şartnamesinde minimum Yaş CBR değerleri alt temelde %50, üstyapı tabanında %20, dolgularda %15, esnek üstyapılarda %10'dur. Buna göre, DM-4 üst yapı tabanı, DM-1 dolgu kriterlerini sağlarken, DM-2, DM-3 ve DM-5 numuneleri düşük yaş CBR değerleri nedeniyle zayıf zemin sınıfında kalmaktadır. Ayrıca, don etkisi olan bölgelerde projesinde belirtilen derinliğe kadar üst yapı tabanı için dona hassas olmayan taban malzemesi olarak kullanılacak malzemeler için şartnamede getirilen ince dane oranı $\leq \%12$, $w_L \leq \%25$, $I_p \leq 6$, kaba agregada su absorpsiyonu $\leq \%3$ ek kriterlerini DM-4 sağlamaktadır. Karayolları Teknik Şartnamesine göre koruyucu tabaka seçme malzeme için ince dane oranı ≤ 50 , $w_L \leq \%40$, $I_p \leq 15$, Yaş (CBR) $> \%10$ koşullarına DM-1 ve DM-4 numuneleri uygundur.

5. SONUÇLAR

Ülkemizde yapılan deniz dibi tarama ve boşaltım faaliyetlerinin, ekosisteme ve insan sağlığına zarar vermeden, sürdürülebilir çevresel yönetiminin sağlanmasına yönelik "(T1007) (111G036) Deniz Dip Tarama Uygulamaları ve Tarama Malzemesinin Çevresel Yönetimi (DİPTAR)" isimli proje başlatılmıştır. Bu kapsamda Karadeniz, Marmara, Ege ve Akdeniz'de limanlar başta olmak üzere farklı faaliyetlerden etkilenerek kirlenmiş toplam 16 pilot bölge seçilmiştir. Bu bildiri, Ambarlı Limanı, Samsun Alaçam Yakakent Balıkçı Barınağı, İzmir PETKİM Konteyner Limanı, TÜPRAŞ Yarımca Limanı ve Mersin Uluslararası Limanı'ndan taranan dip tarama malzemelerinin çevresel etkiler ve geoteknik açıdan değerlendirme sonuçlarının ilk bulgularındır.

Bu çalışmada kullanılan tarama malzemelerinin farklı derecelendirmelerde farklı ince dane oranlarında kum sınıfında yer aldıkları belirlenmiştir. Karayolları Teknik Şartnamesi'ne göre DM-3 haricinde dolgu malzemesi olarak uygun bulunan tarama malzemelerinden DM-2 köprü

ve sanat yapıları yaklaşım, yan ve arka dolgusu için kullanılabilmesi anlaşılmıştır. DM-4 dona hassas olmayan taban malzemesi özelliği gösterirken, koruyucu tabaka seçme malzeme özelliklerini DM-1 ve DM-4 numuneleri sağlamaktadır. Şerit donatılı zemin duvar sistemi için seçilmiş geri dolgu malzemesi olarak DM-4 uygundur.

Sonuç olarak ortaya çıkan dip tarama malzemelerinin yönetimi çevresel ve ekonomik etkenleri göz önünde bulundurmaya gerektirmektedir. Tehlikeli olan dip tarama malzemelerinin karada bertarafı, tehlikesiz/inert olanların ise faydalı kullanıma yönlendirilmesi uygun olacaktır. Susuzlaştırma ve çeşitli katkı maddeleri ile stabilizasyon yöntemleri kullanılarak dip tarama malzemelerinin kullanım alanlarının genişletilebileceği de unutulmamalıdır. Bunun için ileri çalışmalara ihtiyaç olduğu anlaşılmaktadır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma DİPTAR Projesinin bir parçası olup, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TUBİTAK) 1007 Programı [ProjeNo:111G036] tarafından maddi olarak desteklenmektedir. Yazarlar T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, T.C. Ulaştırma, Denizcilik ve Haberleşme Bakanlığı'na limanlardaki değerli katkılarından dolayı teşekkür eder. Karayolları 1. Bölge Müdürlüğü Ar-Ge Başmühendisliği'ne ve İTÜ Zemin Mekaniği Laboratuvar imkanlarını sunan Prof. Dr. Recep İYİSAN'a, laboratuvardaki gönüllü katkıları için Ece Bayram, Yılmaz Satı ve Hulki Caner Aydın'a teşekkürlerini sunar.

KAYNAKLAR

- [1] DPC, 2009. Challenging the Industry, Panama Report, Dredging and Port Construction Magazine, Mayıs 2009.
- [2] TS 1900-1, "İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri", Türk Standartları Enstitüsü, 2006.
- [3] ADDDY Çevre ve Orman Bakanlığında: Atıkların Düzenli Depolanmasına Dair Yönetmelik, Resmi Gazete Sayı 27533, 26 Mart 2010 Cuma
- [4] TÜBİTAK MAM (2015). Deniz Dip Tarama Uygulamaları ve Tarama Malzemesinin Çevresel Yönetimi (DİPTAR), 3. Ara Raporu, Proje No: 111G036, TÜBİTAK KAMAG 1007 Projesi, Temmuz 2015, Gebze, Kocaeli, Türkiye.
- [5] ASTM D422-63(2007)e2, Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007, www.astm.org.
- [6] ASTM D2487-11, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011, www.astm.org
- [7] AASHTO Designation M145-91, "Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes." Amerika Devlet Karayolu ve Ulaştırma Idareleri Birliği, 1991.
- [8] ASTM D698-12e1, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, www.astm.org
- [9] ASTM D1883-14, Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, www.astm.org
- [10] Karayolları Teknik Şartnamesi 2013, Yol alt yapıları, Sanat Yapıları, Köprü ve Tüneller, Üstyapı ve Çeşitli İşler, Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara.

ERDEMİR ELMATEPE ŞEV STABİLİTE TASARIMI

ERDEMİR ELMATEPE DESIGN OF SLOPE STABILITY

Sevil KAÇAR¹

Saner YURDUMAKAN² Eyüp ŞİŞMAN³

Tümer TOMBULOĞLU⁴ Serhan ÖZDOĞAN⁵

ABSTRACT

Ereğli-Alaplı Highway's slope part of inside the factory site has been re-design to save a place for New Galvanization Line and access roads of factory site which is planned to be constructed by Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş (ERDEMİR). The slope has been rearranged with opening split close to vertical on it in order to obtain the area which needs. Two different shoring support systems has been designed as permanent anchored mini piles and shotcrete wall with soil nails in the two areas that have different soil layers in order to ensure safety of highway and in front of the new galvanization line. In the shoring systems to be applied an economical solution is reached by analyzed nail lengths, mini pile lengths, anchors and safety factor of systems. By considering the construction steps, the system has been analyzed for total collapse of soil, at the same time the displacements of soil behind the wall has been calculated. Stability Analysis, Stress-Strain Analysis has been calculated with PLAXIS program. Numerical analysis results has been showed that the system has enough safety level for the cases of static and dynamic loading and to being within the safe limits of soil displacements.

Keywords: Slope stability, anchored mini piles, shotcrete wall with soil nails.

ÖZET

Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş (ERDEMİR) tarafından yapımı planlanan Yeni Galvenizleme Hattı ve fabrika sahası bağlantı yolları için yer kazanabilmek amacıyla, Ereğli-Alaplı karayolunun fabrika sahası içerisinde kalan şev kısmı yeniden tasarlanmıştır. İhtiyaç olan alan için şevde yarma açılarak, dike yakın şekilde yeniden tanzim yapılmıştır. Karayolunun ve yapılacak galvenizleme tesisi önündeki yolun güvenliğinin sağlanması amacıyla ayrı ayrı zemin yapısına sahip iki bölge için zemin çivili duvar ve mini kazık-kalıcı ankraj duvar olarak farklı iksa destek sistemleri seçilmiş ve dizayn edilmiştir. Uygulanacak iksa sistemlerinde ön boyutlandırması yapılan, çivi boyları - mini kazık boyları - yatay ve düşey aralıkları seçilen sistemlerin güvenlik düzeyleri tahkik edilerek, ekonomik ve uygulama kolaylığı olan çözümler tercih edilmiştir. İnşaa adımları dikkate alınarak, sistemin toptan göçmeye karşı güvenlikleri tahkik edilmiş, aynı zamanda duvar arkasında oluşacak zemin yer değiştirmeleri içinde analizler yapılmıştır. Stabilitate Analizleri, Gerilme-Şekil Değiştirme

¹ İnşaat Müh.-Jeofizik Müh., Geotem Jeoteknik Müh. Müş. Ltd. Şti., sevilkacar@geotem.com

² İnşaat Müh., Geotem Jeoteknik Müh. Müş. Ltd. Şti., saneryurdumakan@geotem.com

³ İnşaat Yük Müh.- Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr

⁴ İnşaat Yük Müh.- Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş ERDEMİR

⁵ İnşaat Müh., Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr

Analizleri için bilgisayar hazır programlardan faydalanılmıştır. Sayısal analizlerle, öngörülen sistemlerin statik ve deprem yüklemeye durumlarına göre geçmeye karşı yeterli güvenlik düzeyine sahip oldukları ve beklenen zemin yer değiştirmelerin emniyetli sınırlar içerisinde kaldığı hesaplar ile gösterilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Şev stabilitesi, ankrajlı mini kazık, zemin çivili püskürtme beton.

1. GİRİŞ

ERDEMİR tesislerinin tevsii çalışmaları kapsamında, planda yaklaşık 300.0m x 400.0m alan kaplayan ve maksimum kotu +62.0m civarında olan Elmatepe’de yapılacak hafriyat işleri için 1988-1990 yıllarında zemin etüt sondajları açılmıştır. Bu çalışmalar kapsamında, 90’ lı yıllarda Elmatepenin fabrika sahası içerisinde kalan yerleşimi kısmen yaklaşık +5.0m kotuna kadar kazılmış, elde edilen alanda fabrika binaları inşa edilmiştir. ERDEMİR sahasının doğu sınırına paralel yaklaşık Kuzey-Güney doğrultusunda Ereğli-Alaplı devlet karayolu uzanmaktadır. Karayolu yüzey kotu +30.0 m civarında olup, fabrika sahası tarafında yatayla yaklaşık 35° açı yapan eğime sahip bir şev bulunmaktadır. Yüksekliği ortalama 25 m civarında olan bu şevin topuğunda yaklaşık 330 m uzunluğunda ve 20 m genişliğinde düşey bir kazı yapılarak, planlanan ilave tesisler için yer kazanılması amaçlanmıştır.

1988-1990 yıllarında iki firma tarafından bölgede sondajlar yapılmış ve zemin parametreleri elde edilmiştir. Kazı bölgesine nispeten yakın olan sondaj noktalarına ait veriler kullanılarak ilk tasarımlar gerçekleştirilmiştir. Bu verilere göre, kazı yapılacak jeolojik ortam kumtaşı-silttaşı ara tabakalı, az ayrılmış kiltası-marn ardaalanmalarından oluşmaktadır. Ancak yapının yerleşim yerinde bir bölgede zemin parametrelerinin raporlarda belirtilen değerleri sağlamadığı belirlenmiş ve yeniden zemin sondajları yapılarak kısmen proje revizyonu yapılmıştır.

Elmatepe şev düzenleme inşaatının projelendirmesine yönelik yapılan çalışmalar ve detaylar bu bildiri kapsamında değerlendirilmiştir.

2. ZEMİN ÖZELLİKLERİ VE ŞEV DÜZENLEMESİ

2.1. Zemin Bilgileri

Geçmiş zamanda yapılan sondajlarının araziye tam yansıtılmaması sebebiyle ilave olarak yapılan zemin sondajlarında, yer yer zemin kalınlığı 1.00-7.00 m arasında değişen dolgu zemin, 5.00-10.00 m arasında değişen kil zemin tespit edilmiş ve 30.00-35.00 metrelik sondaj kuyularının kalan boylarında az ayrılmış kil taşı birimlerinden oluştuğu görülmüştür.

İnceleme alanında yapılan kazılardan, geçmiş ve yeni sondajlardan, yeni laboratuvar deneylerinden, arazide yapılan presiyometre testlerinden yola çıkarak analizde kullanılacak zemin parametreleri belirlenmiştir.

Tablo 1 Zemin Parametreleri

	Dolgu	Kil	Kiltası
c, kN/m ²	1,00	7,50	15,00
Ø, °	27	25	35,00
γ, kN/m ³	19,00	18,50	20,00
E, kN/m ²	15.000	20.000	60.000

2.2. Uygulanan İksa Sistemleri

Proje kapsamında zeminin ayrılmış kayaç ve/veya kayaç (kiltası) olduğu bölgelerde zemin çivisi ve püskürtme beton imalatı öngörülmüştür. Genelde yaygın şekilde bulunan bu ana zemin haricinde, nispeten küçük bir bölgede dolgu-kil-kil taşı olarak düşünülen alanda kalıcı ankrajlı mini kazık iksa sistemi düşünülmüştür.

Sistem davranışları varsayılan zemin özelliklerinden yararlanılarak hazır analiz programları ile yapılmıştır. Ön boyutlandırması yapılan sistemlerin güvenlik düzeyleri tahkik edilip, yeterli güvenlik sağlayacak en ekonomik çözüme ulaşılması hedeflenmiştir. Sistemlerin inşaat adımları dikkate alınarak toptan göçmeye karşı güvenliklerinin tahkik edilmiş, sistem deplasmanları ve kuvvetleri hesaplanmıştır.

Seçilen çivili duvar sistemi, duvar yüzü %10 eğimli ve çiviler yatayla 10° eğimli olacak şekilde dizayn edilmiş, çivi dayanımları ve kontrolleri buna uygun olarak SLD sistemi ile hesaplanmıştır. Seçilen kesitte çiviler 40mm çapında, boyları ise 16.00m~12.00m arasında değişmektedir.

Şev bölgesinde dolgu-kil olan 50.00 metrelik bölgede, yüksek gerilim hattı kabloları bulunduğundan, fore kazık makineleri ile güvenli çalışmanın yapılamayacağı değerlendirilmiş ve bu bölge için mini kazıklı sistem tercih edilmiştir. 30 cm çapında mini kazıklı sistemin yüksekliği 11.00–15.00 m olarak kademeli şekilde değişmektedir. Kalıcı ankraj boyları ise 19.00 m - 13.00 m arasında olup, ankraj kökleri kayma kaması dışında kalacak şekilde dizayn edilmiştir. Mini kazıkların soket boyları sistem stabilitesini sağlayacak şekilde seçilmiş ve hesapları yapılmıştır. Yapılan analizler sonucu mini kazıklara gelen Moment-Kesme kuvvetleri belirlenmiş, uygun donatı seçilerek kazıklar projelendirilmiştir. Kalıcı ankrajlara gelen kuvvetler değerlendirilmiş ve sistem deplasmanlarının uygunluğu kontrol edilmiştir.

3. ANALİZ VE HESAPLAMALAR

3.1. Kesit Hesapları

Mini kazıklı sistemde bulunan kalıcı ankraj hesaplarında 7,00 m kök boyu olan 3 adet 0,6 inç çaplı; ASTM A 416 şartlarına uygun halatlar kullanılmıştır. Ankraj eğimleri yatayla 15° eğimli olarak planlanmıştır. Ankraj kapasiteleri BS 8081:1989 esas alınarak hesaplanmıştır.

Ankraj kök bölgelerinin çoğunlukla kil ve az miktarda ayrılmış kiltası tabakalarının içinde kalacağı göz önünde bulundurularak ankraj kök taşıma kapasiteleri FHWA, 1999 a göre;

$\tau_a = \approx 47,00$ t olarak hesaplanmıştır.

3 adet halat için emniyetli yük taşıma kapasitesi ise; $P_{3*0,6} = 49,83$ t dur.

*¹ İnşaat Müh.-Jeofizik Müh., Geotem Jeoteknik Müh. Müş. Ltd. Şti., sevilkacar@geotem.com

² İnşaat Müh., Geotem Jeoteknik Müh. Müş. Ltd. Şti., saneryurdumakan@geotem.com

³ İnşaat Yük. Müh., Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr

⁴ İnşaat Müh., Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş ERDEMİR, tombuloglu@erdemir.com.tr

⁵ İnşaat Müh., Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr

Analizler sonucunda ankrajlara gelen yükler $T_{max} = 34,18$ t olarak belirlenmiş, seçilen ankraj halat ve kök boylarının uygun olduğu görülmüştür.

Zemin çivileri için SLD ye göre yapılan hesaplamalarda, ön tasarım abağı 2A ve ön tasarım abağı 2C kullanılmıştır.

Gerekli çivi alanı; $A_N = 12,57 \text{ cm}^2$ olarak belirlenmiş ve bu alana uygun olan 40mm çap seçilmiştir.

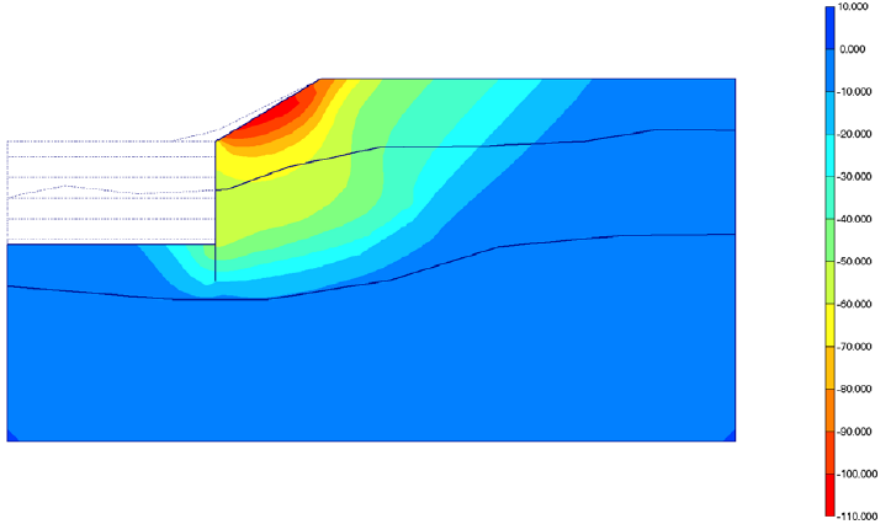
Hesaplanan Çivi tendon yükü; $T_{NN} = 352,00 \text{ kN}$ ve kıltaşı için kabul edilen nihai sıyrılma direnci $q_U = 250,00 \text{ kN/m}^2$ (Elias and Juran 1991) ya göre çivi boyları $L=16.00\text{m}$, $L=14.00\text{m}$ ve $L=12.00\text{m}$ seçilmiştir.

Güvenlik sayısı ise; $F.S = 4,15 > F=1,35(1,50^*)$ SLD için I.grup zemin güvenlik sayısı (FHWA,1998) olarak belirlenmiştir.

3.2. Sistem Analizleri

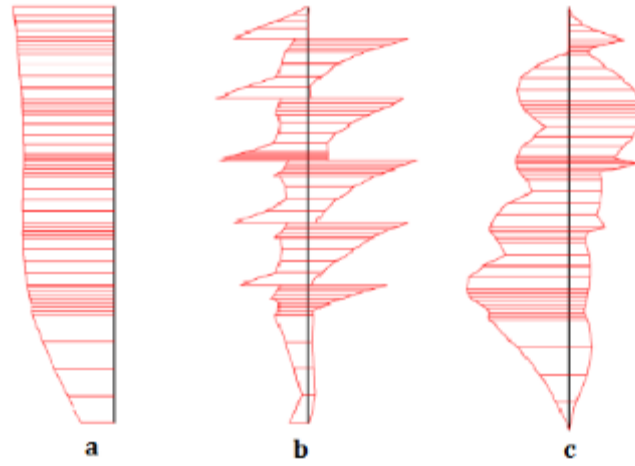
Sistem analizleri için Plaxis 2D ve 3D programlarından yararlanılmıştır. Hem statik hem de dinamik analiz modelleri oluşturulmuş, kalıcı sistem düşünüldüğünden drenajlı analiz yapılmıştır.

Plaxis modelleri için şevin üst kısmında bulunan ve kritik önem taşıyan kil-dolgu bölgelerinin deplasmanlarını belirleyebilmek amacıyla Hardening Soil Modeli, statik analizler için Plastic Analiz, dinamik analiz için Dynamic Analiz kullanılmıştır.

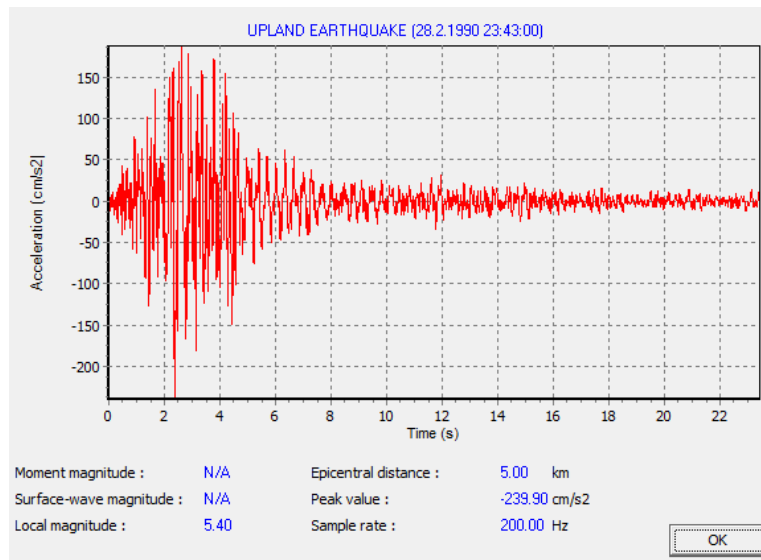


Şekil 1. Mini Kazıklı Sistem Max Yatay Yer Değişirme $u_x = 10.61 \text{ cm}$ (statik durum)

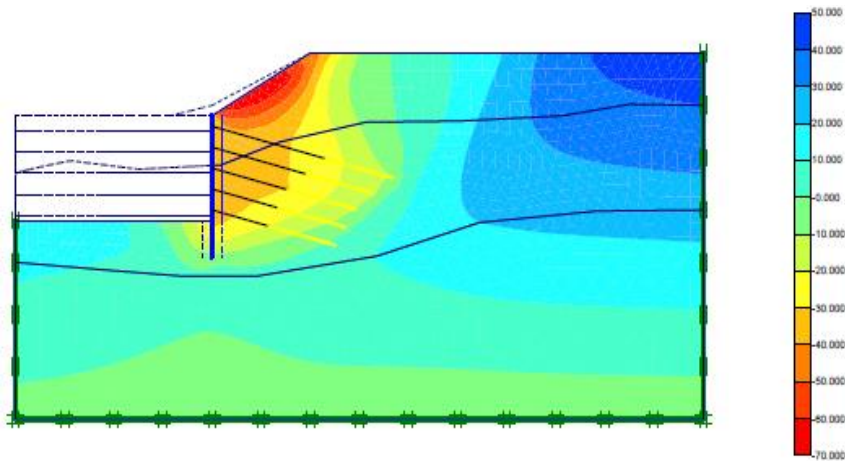
Şekil 1.deki dağılıma bakıldığında max yatay yer değişirme üst bölgedeki dolgu şevindedir. Mini kazıklı sistem çevresinde ise 6.00-6.50 cm arasında bir deplasman olduğu görülmektedir. Bu deplasman değerlerine ulaşabilecek bir sistem tercihi yapılmasının nedeni, sahadaki yüksek gerilim hattından dolayı bu değerleri sınırlayacak, uygun çapta fore kazık veya benzeri bir uygulama yapılamamasıdır. Şartlara bağlı olarak daha az kesite sahip mini kazıklı sistem seçilmiştir. Model sonuçlarına göre mini kazıklarda oluşabilecek max yatay yer değişirme $u_x=6.41\text{cm}$, max kesme kuvveti $F=125.20\text{kN}$, moment $M=72.66\text{kNm}$ dir.



Şekil 2. Mini Kazık (Statik durum)
a) yatay yer değiştirme $u_x=6.41$ cm
b) kesme kuvveti $F=125.20$ kN
c) moment zarfı $M=72.66$ kNm

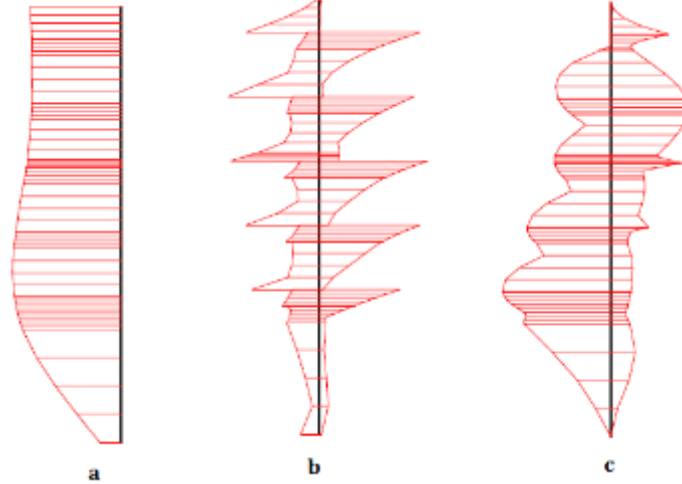


Şekil 3. Dinamik Analiz Parametreleri (Plaxis)



Şekil 4. Mini Kazıklı Sistem Max Yatay Yer Değiştirme $u_x =11.31$ cm (dinamik durum)

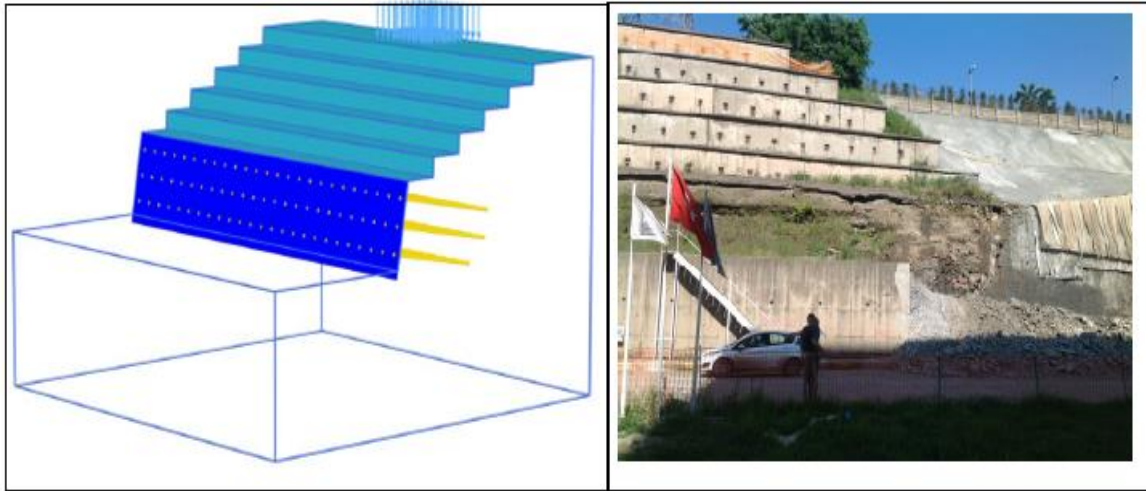
Mini kazıklı iksa sistemine ait deprem analizinde Plaxis programında bulunan dinamik datadan yararlanılmıştır. Dinamik analiz için modelde dinamik sınırlar belirlenerek, dinamik yük sistemi olarak önceden belirlenmiş deplasman şıkkı seçilmiştir. Analizler neticesi tüm modelde yatay deplasman değeri $u_x=11.31\text{cm}$ (Şekil 4), mini kazıkta oluşan yatay deplasman ise $u_x=6.63\text{cm}$ (Şekil 5) olarak belirlenmiştir.



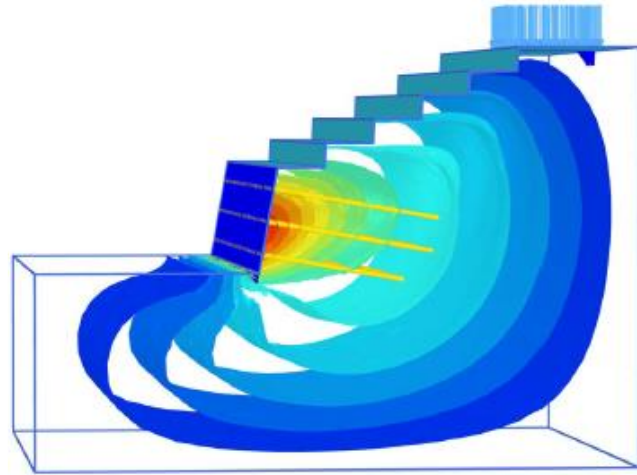
Şekil 5. Mini Kazık (Dinamik durum)

- a) yatay yer değiştirme $u_x=6.84\text{cm}$,
- b) kesme kuvveti $F=125.20\text{kN}$,
- c) moment zarfı $M=72.66\text{kNm}$

Pasif Ankraj zemin çivili sistem analizine gelince, kritik bölge olan elektrik direğinin olduğu bölgeye ait model tasarımından bahsedebiliriz. Kesitte elektrik direğinin bulunduğu kotun kazı taban kotuna mesafesi yaklaşık $\sim 21.00\text{m}$ dir. Elektrik direğinin altında, 5 kademe yaklaşık olarak 10.00m yüksekliğinde, daha önceden basamaklı olarak yapılmış bir ankrajlı perde duvar yer almaktadır. Model hazırlanırken analizde eleman sayısını artırıp modeli karmaşık hale getirmemek için bu duvar başlangıç fazında tanımlanmış olup, bu yapıdan dolayı modelde oluşabilecek deplasmanlar göz ardı edilmiştir.

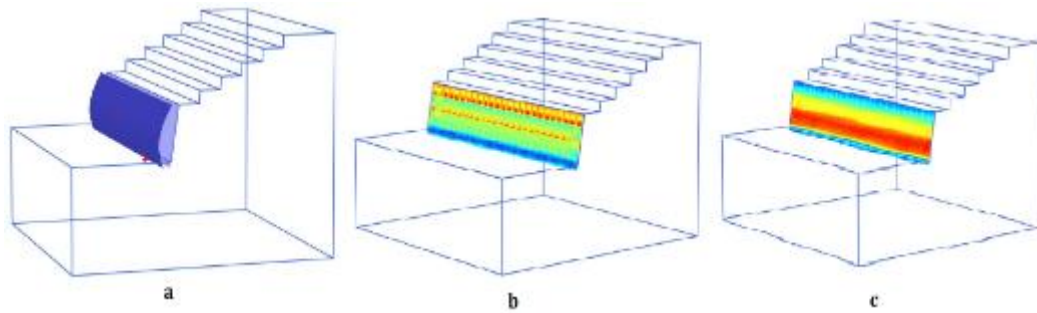


Şekil 6. Plaxis Model Ve Saha Fotoğrafi



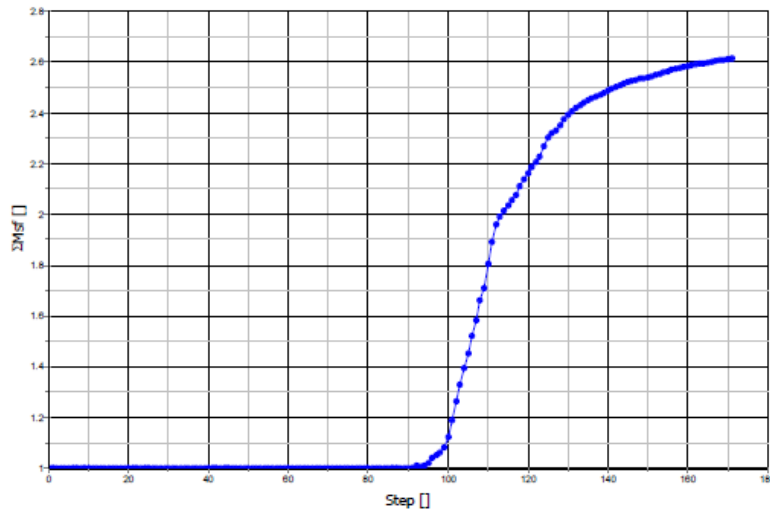
Şekil 7. Zemin Çivili Duvar Max Yatay Deplasman $u_y=1.39\text{cm}$

Kazı yönünde yatay deplasmana bakıldığında en büyük deplasmanların duvarın orta bölgelerinde toplandığı görülmektedir. Çivi boyları da deplasman eğrileri incelendiğinde güvenli sınırdadır.



Şekil 8. Çivili Duvar

- a) yatay yer değiştirme $u_y=1.39\text{cm}$,
- b) kesme kuvveti $F=59.34\text{kN}$,
- c) moment zarfı $M=70.17\text{kNm}$



Şekil 9. Güvenlik Sayısı $F.S.=2.65$

Analizde çivi yüzeyi sürtünme kuvveti $T_{yüzey}=153.30\text{kN/m}$ olarak elde edilmiştir. Yaptığı max deplasmana bakıldığında çok küçük miktarlarda olduğundan sıyrılma yükünü de karşıladığı görülmektedir.

Çivili sistem için SLD ye göre yapılan hesaplarda güvenlik faktörü 4.15 olarak belirlenmiştir. Plaxis sonucu ise 2.65 olarak analiz edilmiştir.

4.SONUÇLAR

ERDEMİR tesislerinin tevsii çalışmaları kapsamında gerek üst kısımda bulunan Alaplı-Ereğli yolunun şev stabilizasyonunu korumak gerekse saha içerisindeki tesislerin güvenliği açısından yapılabilecek iksa sistemleri değerlendirilmiş, uygun ve ekonomik kesitler ile kazı güvenliği araştırılmıştır.

Kayaç-ayırılmış kayaç olan bölgelerde zemin çivili pasif ankraj duvar, nispeten zayıf, kil/dolgu olan bölgelerde ise kalıcı ankrajlı mini kazık sisteminin analizleri yapılmış ve zemin varsayımlarına göre yeterli emniyete sahip oldukları tespit edilmiştir. Beklenen deplasmanlar ve kesit değerleri detaylı şekilde incelenmiş, kesitlere gelen kuvvetler belirlenmiştir. Sistem kesitlerine gelen yüklerin ve oluşabilecek deplasmanların izin verilen sınır değerler içerisinde kaldığı görülmüştür.

Yapılan hesaplamalar ile analiz sonuçları değerlendirildiğinde, sistemdeki deplasmanlar ve parametrelerin birbirine yakın değerler aldığı belirlenmiştir. Her iki sistem (mini kazıklı ve çivili duvar) için de kesitlerin yeterli ve uygundur.

KAYNAKLAR

- [1] Özaydın, K., Berilgen, M., (2013), “ERDEMİR 2.Sürekli Galvenizleme Hattı Elmatepe Şev Düzenleme İnşaat Tasarım Hesap Raporu”, YTÜ Geoteknik Anabilim Dalı
- [2] Önalp, A., Arel E. (2007), “Geoteknik Bilgisi I Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği”, Birsen Yayınevi
- [3] FHWA, “Ground Anchors and Anchored Systems”, Geotechnical Engineering Circular No.4, Publication No. FHWA-IF-99-015, June 1999.
- [4] FHWA, “Soil Nail Walls”, Geotechnical Engineering Circular No.7, Publication No. FHWA-NHI-14-007, February 2015
- [5] FHWA, “Permanent Ground Anchors” Volume 1 – Final Report, Publication No. FHWA-DP-90-068-003, April 1990
- [6] Uzuner, B.A. (2007), “Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği”, Derya Kitabevi
- [7] Önalp, A., Arel, E. (2004), “Geoteknik Bilgisi II Yamaç ve Şev’lerin Mühendisliği”, Birsen Yayınevi

YAĞMURLA TETİKLENEN HEYELANLARIN ÖNCEDEN TAHMİNİ: BİR LABORATUVAR MODEL ÇALIŞMASI

PREDICTION OF RAINFALL TRIGGERED LANDSLIDES: A LABORATORY MODEL STUDY

Mohammad AHMADI-ADLI¹ Nejan HUVAJ² Kartal TOKER³

ABSTRACT

Rainfall triggered landslides are common natural hazards with significant consequences all over the world, including Turkey. Available methods for predicting rainfall-induced slope instability are based on regional statistical data of past slope failures and rainfall records rather than a physically-based model that takes the mechanism of the problem into account. Current study aims to predict rainfall triggered landslides in a laboratory model study, by obtaining rainfall intensity-duration (I-D) thresholds. In a 2-m long laboratory flume setup, in fine sand, slopes are constructed having slope angles of 44 to 60 degrees, and are subjected to rainfall intensities in the range of 4 to 67 mm/hr. Some of the conclusions in this study are: (i) Rainfall intensity duration thresholds that would trigger a landslide (I-D plots) can be obtained in the laboratory. (ii) The shape of the I-D threshold is demonstrated to be mostly a linear relation in log-log plot for the soil used in this study. However, below a certain rainfall intensity landslides are not triggered.

Keywords: Landslide, slope stability, rainfall.

ÖZET

Yağmurla tetiklenen heyelanlar tüm dünyada olduğu gibi, Türkiye’de de sıkça karşılaşılan ve önemli sonuçları olan bir doğal afettir. Yağmurla oluşan heyelanların tahmininde, problemin fiziksel mekanizmasını dikkate almak yerine, geçmişte olmuş olan heyelan ve yağış verilerine dayalı istatistikî yöntemler kullanılmaktadır. Bu çalışma, laboratuvar model deneylerinde, heyelan tetikleyici eşik yağış şiddeti ve süresi (I-D) elde edilerek, yağmurla oluşan heyelanların önceden tahmin edilmesini amaçlamaktadır. 2-m uzunluğunda laboratuvar flüm deney düzeneğinde, ince kum malzemedede, 44 ila 60 derecede şevler oluşturulmuş ve 4 ila 67 mm/sa yağışlar uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlardan bazıları: (i) Heyelan tetikleyen yağış şiddeti ve süresi (I-D) eşik eğrisi laboratuvarda elde edilebilmektedir. (ii) Bu çalışmada kullanılan zemin için, I-D eşik eğrisinin şeklinin log-log grafikte çoğunlukla lineer olduğu gösterilmiştir. Ancak belli bir yağış şiddetinin altındaki yağışlarda heyelan tetiklenmemiştir.

Anahtar Kelimeler: Heyelan, şev stabilitesi, yağış.

¹ Dr., ODTÜ İnşaat Müh. Bölümü, ahmadiadli@gmail.com

² Y. Doç. Dr., ODTÜ İnşaat Müh. Bölümü, nejan@metu.edu.tr

³ Y. Doç. Dr., ODTÜ İnşaat Müh. Bölümü, toker@metu.edu.tr

1. GİRİŞ

Yağmurla tetiklenen heyelanlar tüm dünyada olduğu gibi, özellikle Karadeniz Bölgesi başta olmak üzere, Türkiye’de de her yıl ciddi boyutlarda can ve mal kaybına yol açmaktadır (Şekil 1). Örneğin Isparta’nın Senirkent ilçesinde Temmuz 1995’te aşırı yağıştan dolayı meydana gelen moloz akması, 74 kişinin ölümüne ve ciddi yapısal hasarlara yol açmıştır [1]. Global iklim değişikliği dolayısıyla önümüzdeki on yıllarda yağışların şiddeti ve extrem yağışların sıklığının artması beklenmektedir. Batı Karadeniz Bölgesi’nde, 1965-2005 yılları için yıllık ortalama yağış miktarı yaklaşık 600 mm’den 1000 mm’ye yükselmiştir [2]. Bu trende bağlı olarak yağmur dolayısıyla tetiklenen heyelanların sayıları ve sıklıklarının da önümüzdeki yıllarda artması muhtemeldir. Değişen iklim koşullarının yanısıra nüfus artışına bağlı olarak yamaçlardaki yapılaşmanın artmasıyla heyelanların neden olduğu can ve mal kaybı da giderek artış göstermektedir. 1959 ile 1994 yılları arasındaki 35 yıllık zaman süresinde heyelanların yol açtığı bina hasarları, Türkiye’deki doğal afet kaynaklı bina hasarlarının %27’sini oluşturmakta ve depremde sonra ikinci ana sebep olarak heyelanlar görülmektedir [3]. Örneğin, Haziran 2002’de Rize genelinde 3 ilçeye bağlı köylerde 51 heyelan vakası gözlenmiş ve heyelanlar sonucu 177 bina hasar görmüştür [4].

Bu heyelanların özellikleri açısından: (1) yağışla tetiklendikleri, (2) max. 3-4 m derinlikte oldukları, (3) yüksek açılı yamaçlarda yer aldıkları, (4) yer altı su tablasının derinlerde bulunduğu ve malzemelerin suya doymun olmayan durumda buldukları, (5) ötelenmeli veya dairesel, kayma ve akma şeklinde olup “hızlı heyelan” sınıfına girdikleri (Cruden ve Varnes 1996 sınıflandırmasına göre), (6) anakayanın ayrışarak bozunmasıyla yamaçta yerinde oluşmuş “rezidüel zemin” tipi denebilecek ve geniş bir malzeme aralığı göstermelerine rağmen çoğunlukla kumlu, siltli ve yer yer killi olarak sınıflandırılacak malzemelerde gerçekleştiği tespit edilmiştir. Bu heyelanlar kısa süreli şiddetli sağanak yağış ardından olduğu gibi, uzun süren daha az şiddette yağışların ardından da oluşabilmektedir [5].



(a)

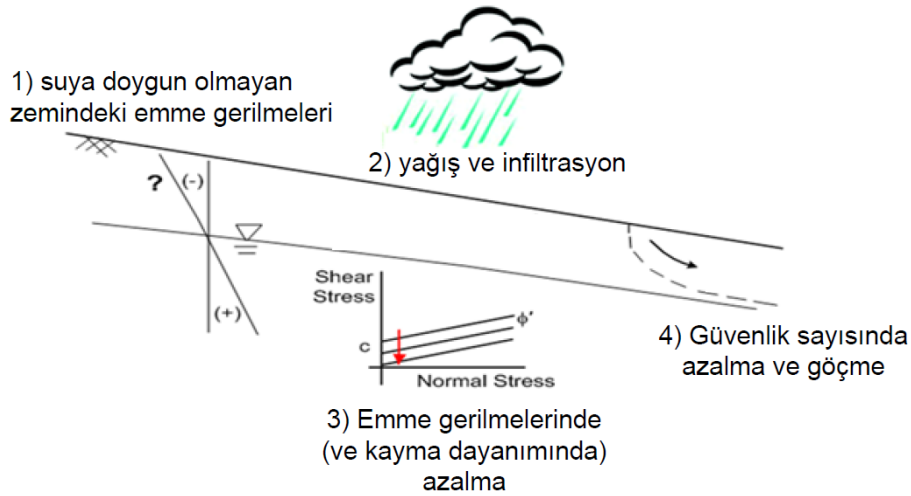


(b)

Şekil 1. (a) Karadeniz Bölgesi’nde Heyelanlardan Bir Görüntü, (B) Rize’de Ağustos 2010’da Meydana Gelen Heyelanın Yol Açtığı Hasardan Bir Görüntü

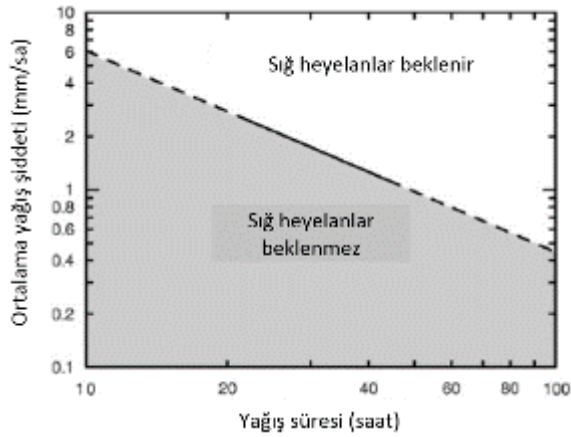
Yağmurla oluşan heyelanlar, suya doymun olmayan zemine yağmurun sızması (infiltrasyon), zemindeki su muhtevasının artması, emme gerilmelerinin (negatif boşluk suyu basınçlarının) azalması ve buna bağlı olarak zeminin dayanımının azalması nedeniyle tetiklenir. Zeminde dayanım kaybına bağlı olarak deformasyonlar oluşur ve şev duraysızlığı görülür (Şekil 2). Yağmurla oluşan heyelanlar, suya doymun olmayan zeminlerin doğrusal olmayan (nonlinear) hidrolik ve kayma dayanımı özellikleri ve yağmurun şiddeti-süresi gibi birçok parametreye bağlı olduğundan kompleks bir problemdir.

Bu çalışmanın amacı, laboratuvar model deneyleri ile, problemin fiziksel mekanizmasını dikkate alarak, malzeme özellikleri belli olan bir zeminde, hangi yağışta heyelan oluşacağını önceden tahmin edilmesidir. Bu amaçla heyelan tetikleyici eşik yağış şiddeti ve süresinin (“rainfall intensity-duration” I-D grafiğinin) elde edilmesi hedeflenmiştir. Bu çalışmanın sonuçları, coğrafi bilgi sistemleri ile alansal heyelan erken uyarı sistemlerine yönelik fayda sağlayabilecektir. Çalışmanın kapsamı: (1) bir zeminin, suya doymun olmayan durumda hidrolik ve mukavemet özelliklerinin laboratuvar deneyleri ile belirlenmesi, (2) laboratuvar model heyelan (flüm) düzeneğinde farklı yağışlar uygulayarak hangi yağışta heyelan tetiklenip hangisinde tetiklenmediğinin belirlenmesidir. Bir doktora tezi ve TÜBİTAK araştırma projesi kapsamında gerçekleştirilen bu çalışmada ayrıca sayısal yöntemlerle de heyelan tetikleyen yağış şiddeti-süresi belirlenebilmektedir [5], ancak bu bildiride yalnızca laboratuvar çalışmaları anlatılacaktır.

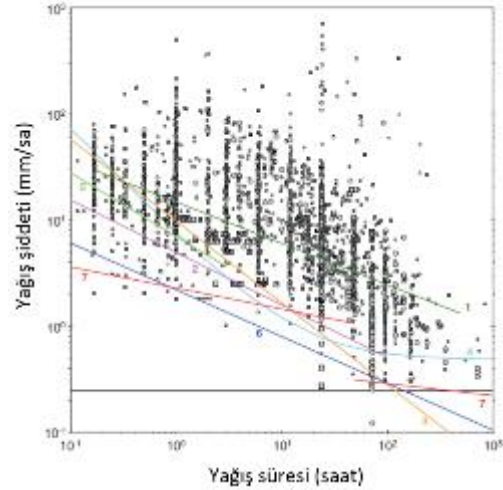


Şekil 2. Sığ Heyelanların Yağışla Birlikte Tetiklenme Mekanizmasının Gelişimi

Yağmurla oluşan heyelanlar için erken uyarı sistemleri risk altındaki insanların uyarılması, ve gerekirse bu yamaçlara yakın yolların geçici olarak kullanıma kapatılması sayesinde can kaybını önlemesi açısından önemlidir. Literatürde en yaygın olarak kullanılan erken uyarı yöntemi, daha önce olmuş heyelan ve yağış kayıtlarının istatistiksel olarak incelenmesiyle eşik yağış şiddeti ve süresi eğrisinin belirlenmesidir [6, 7]. Bu tür çalışmalarda, seçilen bir bölge için, arazi çalışmalarıyla veya kurumların arşiv verileri incelenerek geçmişte heyelan olmuş olan yerlerde o heyelanın hangi yağıştan sonra tetiklendiği verileri toplanmaktadır. Bu verilerin istatistiksel olarak incelenmesiyle erken uyarı amacıyla bir “tetikleyici/eşik yağış şiddeti ve süresi ilişkisi (rainfall intensity-duration I-D grafiği)” belirlenmektedir (Şekil 3).



(a)



(b)

Şekil 3. (a) Seattle Şehri İçin Heyelan Tetikleyici Yağış Şiddeti Ve Süresi Grafiği [6], (B) Dünya Genel Eşik Yağış Şiddeti Ve Süresi Grafiği [7].

Ancak bu yöntemlerin erken uyarıdaki başarısı, verilerin olmayışı/eksik oluşu, verilerin doğruluğu, taraflılığı (heyelan tetiklemeyen yağış bilgisine göre heyelan tetikleyen yağış verilerinin daha çok olması) gibi nedenlerden dolayı sınırlıdır. Verilerin eksikliği: çoğunlukla yerleşim yerlerinden veri mevcut olup, belli bir yağışta heyelan olduysa bile bu heyelan yerleşim yerine yakın değilse, veya hasara yol açmadıysa, bunun kayıtlara geçmemesi şeklinde bir eksikliği vardır. Bu verilerin farklı heyelan türlerini (kaya düşmesi, sığ moloz akması, derin kayma vb) ayırd etmeden kaydedilmesi de bir eksiklik yaratmaktadır çünkü farklı heyelan türlerinin oluşma mekanizmaları farklıdır. Erken uyarı sistemi geliştirilmesi için heyelanların fiziksel oluşum mekanizmaları dikkate alınmalıdır. Bu gibi sebeplerle, literatürde sıklıkla rastlandığı gibi, bir ülke için genellenmiş bir eşik yağmur şiddeti ve süresi belirlemek yerine, o ülkenin belli bölgeleri için lokal eşik yağmur şiddeti ve süresi belirlemek daha doğru bir erken uyarı sistemi yaklaşımı olabilir. Heyelanın fiziksel mekanizmasını hesaba katmak ve tetikleyici yağışı belirlemek, zemin özelliklerine dayalı sayısal analizler yapılmasını gerektirir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Deneylerde kullanılan zemin, uniform gradasyona sahip, temiz, quartz ince kumdur. Malzeme üzerinde ASTM standartlarına göre indeks deneyleri yapılmıştır (Tablo 1). Suya doygun olmayan malzeme özellikleri; (1) zeminin su tutma eğrisi (soil water characteristic curve, SWCC) ve (2) hidrolik iletkenlik fonksiyonu (hydraulic conductivity function, HCF), ilgili ASTM deneyleri ile belirlenmiştir [5].

Tablo 1. Deneylerde Kullanılan İnce Kumun Özellikleri

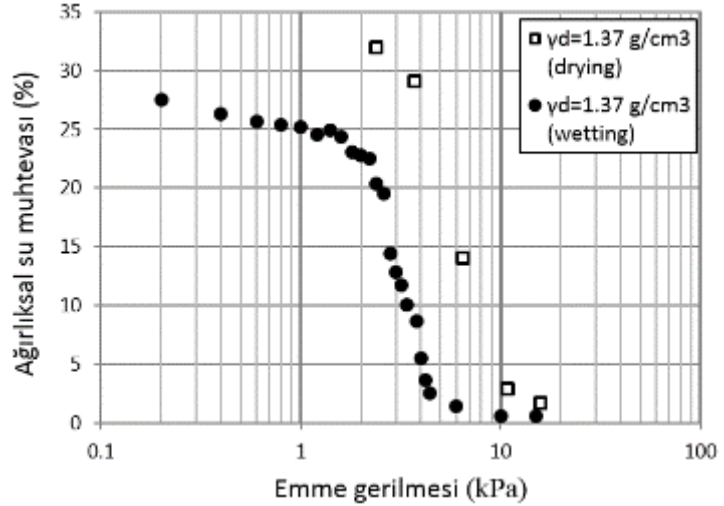
D_{10} (mm) : 0.09	C_c : 1.08	G_s : 2.663
D_{30} (mm) : 0.14	C_u : 2.24	$\rho_{d \max}$: 1.648 g/cm ³
D_{50} (mm) : 0.18	İnce dane yüzdesi (%) : 3	$\rho_{d \min}$: 1.332 g/cm ³
D_{60} (mm) : 0.202	USCS Sınıflandırması: SP	k_{sat} : 1.145e-6 m/sec

Zeminin su tutma eğrisi, ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuvarında, basınç plakası düzeneği (90 kPa'dan yüksek emme gerilmeleri için) (Şekil

4a) ve asılı kolon düzeneği (90 kPa'dan daha az emme gerilmeleri için) ile belirlenmiştir. Bu deney sonucunda matrik emme gerilmesi ile hacimsel (veya ağırlıksal) su muhtevası arasındaki ilişki elde edilmektedir (Şekil 4b). Suyu doymayan zemine suyun sızması özelliklerinin belirlendiği infiltrasyon kolonu yöntemi ile de (ASTM D7664) hidrolik iletkenlik fonksiyonu (HCF) belirlenmiştir (Şekil 5).

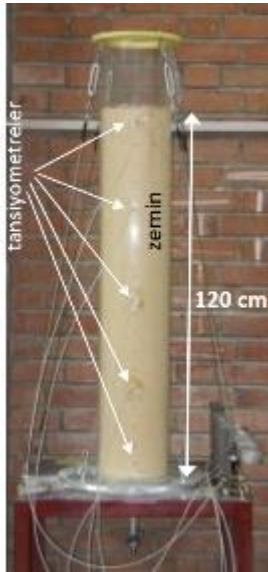


(a)

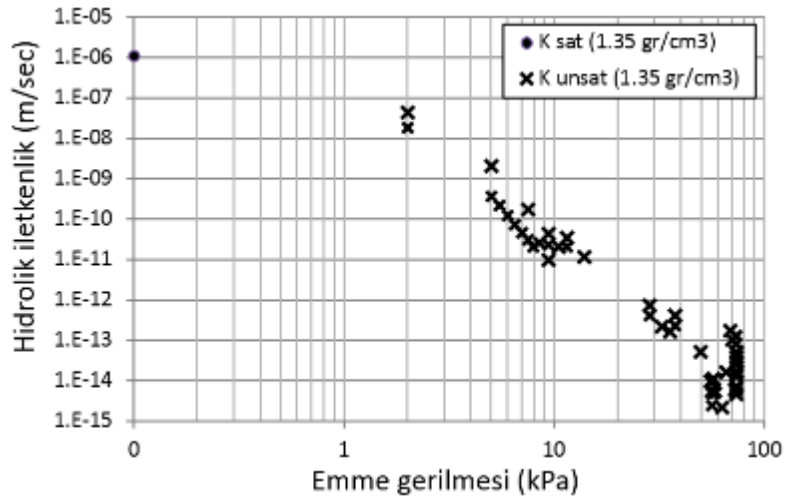


(b)

Şekil 4. (a) Basınç Plakası Düzeneği, (b) İslatma Ve Kuruma Durumları İçin Elde Edilen Zemin Su Tutma Eğrisi



(a)



(b)

Şekil 5. (a) İnfiltrasyon Kolonu Düzeneği, (b) Hidrolik İletkenlik Fonksiyonu

2.1. Laboratuvar Model Şev Düzeneği

Heyelan tetikleyen eşik yağış şiddeti ve süresinin belirlenmesi için ODTÜ Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda model şev düzeneği ve otomatik yağmurlama sistemi imal edilmiştir. Model şev düzeneği kutusu, 187 cm uzunluğunda, 48 cm eninde ve 70 cm yüksekliğindedir. Zemindeki emme gerilmelerinin ölçülmesi için minyatür tansiyometreler, boşluk suyu basıncı ölçerler, ve kayma yüzeyinin belirlenmesi için elastik bir ip-te düğüm noktaları ile oluşturduğumuz basit

inklinometreler, şev uzunluğu boyunca, kutunun ortasına ve kenarlarına yerleştirilmiştir. Yağmurlama sistemi, mistleme yöntemi ile şev üzerine 4 ila 70 mm/saat şiddetinde üniform yağmur uygulayabilmektedir. Uygulanan yağmurun şev üzerine üniform bir şekilde uygulandığı her deneyde kontrol edilmiştir [5]. Ölçüm cihazlarının zemin içine yerleştirilebilmesi için kutunun cam kenarında belirli aralıklarla 12 mm çapında delikler açılmıştır. Bu kenardan deney süresi boyunca video kaydı alınmıştır. Şevin topuk kısmında granüler filtre kullanılmıştır.

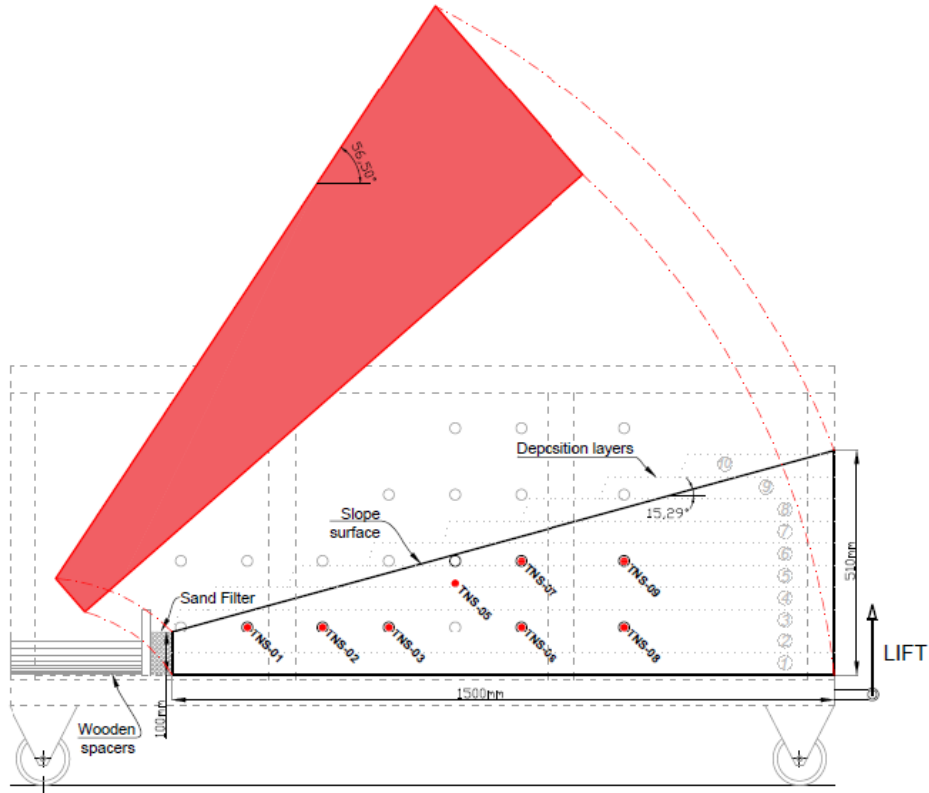


Şekil 6. Model Şev Düzenegi Ve Numune Hazırlanmasından Görüntü

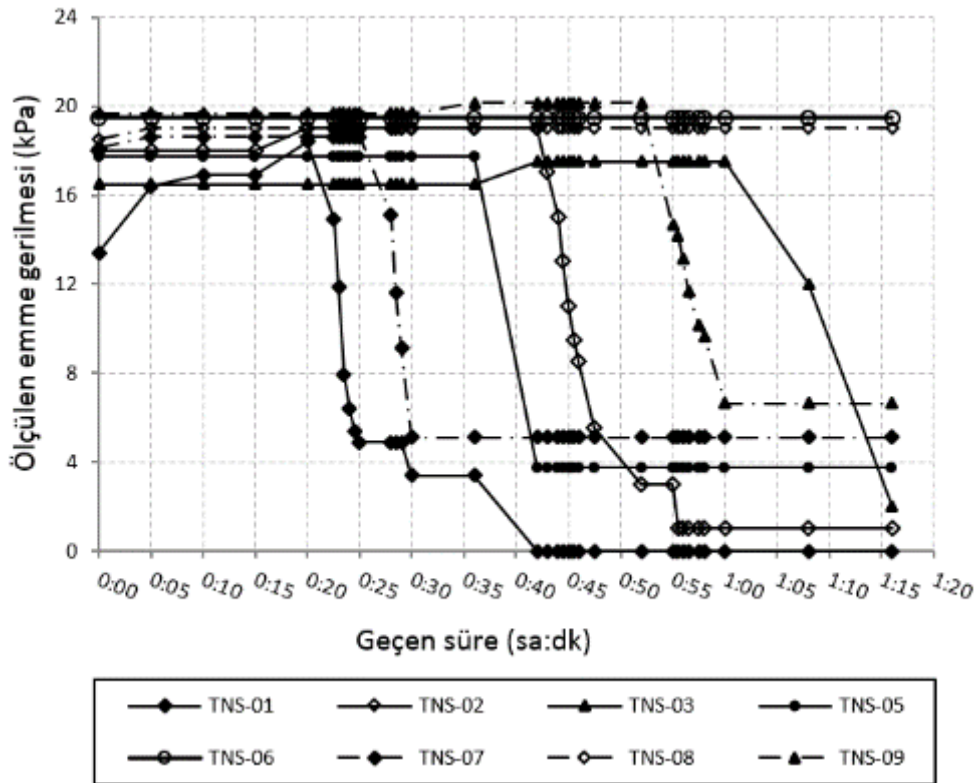
Model şev düzeninde zemin, yataydan 56.5 derece eğim ile, başlangıç su muhtevası %1.5 ile, 5 cm yüksekliğinde tabakalar halinde, istenen sıklıkta sıkıştırılarak hazırlanmıştır. Malzemenin üniform bir şekilde serildiği, farklı seviyelerde ve farklı lokasyonlarda yerleştirilen birim hacim ağırlık ölçme kapları ile tespit edilmiştir [5]. Hazırlanan deney numunesi su kaybetmemesi için üzeri naylon ile kaplanarak 1 gün boyunca su dengesine ulaşması için bekletilmiştir. Daha sonra heyelan tetiklenene kadar devamlı olarak, sabit şiddette (mm/sa) yağış uygulanarak, zemindeki emme gerilmeleri, ıslatma bandının zeminde ilerleyişi ve zemindeki deformasyonlar ölçülmüştür. Deney sonunda kayma yüzeyi, yerleştirilen basit inklinometre düğüm noktalarının kazılarak koordinatlarının tespit edilmesi ile belirlenmiştir.

3. DENEY SONUÇLARI

Laboratuvar model şev düzeninden elde edilen sonuçlar örnek olarak Şekil 7’de sunulmaktadır. FLM_04 deneyinde, başlangıç emme gerilmeleri, zeminde farklı yerlerde, 16.5 ila 19.7 kPa’dır. Deneyde heyelan olana kadar devamlı olarak sabit 46.3 mm/sa yağış uygulanmıştır. Zaman içinde su zemine girdikçe, tansiyometrelerde ölçülen emme gerilmeleri azalmıştır. Tansiyometrelerde en erken cevap, yüzeye en yakın tansiyometre olan TNS-01’de, en geç cevap ise en derinde yer alan TNS-03’te görülmüştür. TNS-06 ve TNS-08, yaklaşık 19-19.5 kPa emme gerilmelerinde başlayıp deney boyunca bu değerde kalmıştır, çünkü su deney boyunca hiç onların bulunduğu derinliğe ulaşmamıştır. Su sızma bandının (wetting front) zaman geçtikçe zeminde ilerleyişi, belirli zaman aralıklarında, suyun ulaştığı derinliğin, düzeniğin cam kenarından ölçülmesi ile kaydedilmiştir. FLM_04 deneyinde yağmur uygulanmaya başlandıktan 60 dakika sonra, kayma yüzeyinin derinliği yaklaşık 15 cm, ve kayan kütleinin şev aşağı yöndeki deplasmanı yaklaşık 3 cm olarak, ötelenmeli şekilde heyelan oluşmuştur.

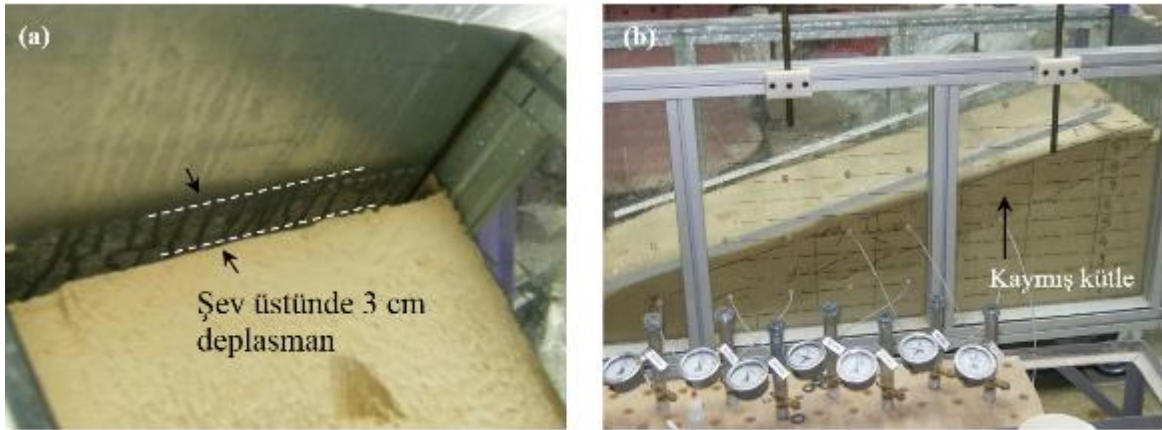


(a)



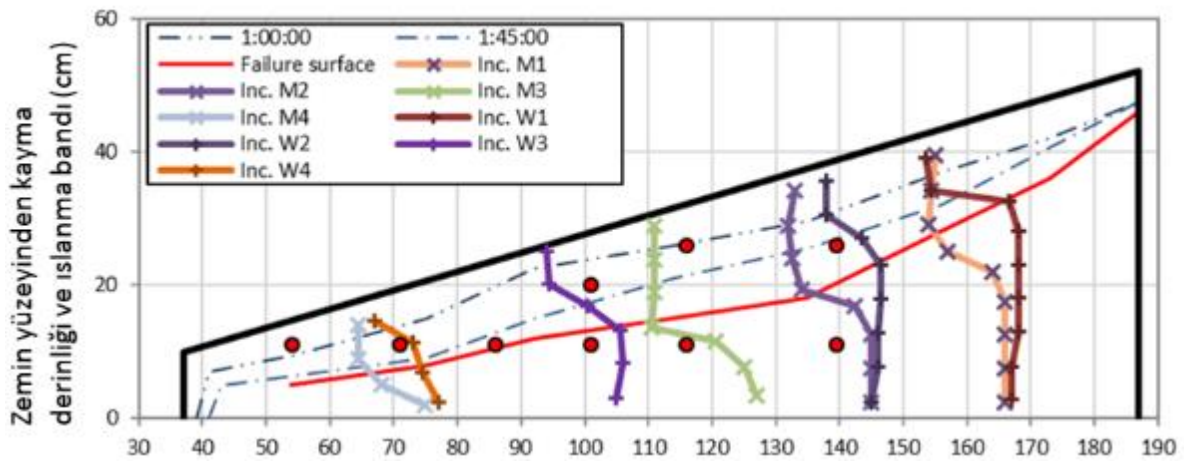
(b)

Şekil 7. (a) Zemin İçine Yerleştirilen Minyatür Tansiyometrelerin Lokasyonları, (b) Yağmur Uygulanmaya Başlandıktan Sonra Zeminde Emme Gerilmelerindeki Değişim



Şekil 8. FLM_04 deneyinde (a) Şev Üstünde Yaklaşık 3 Cm Yanal Deplasman, (b) Kaymış Kütle.

Bir başka deney sonucu olarak FLM_08 deneyi Şekil 9’da gösterilmektedir. Yağmur uygulanmaya başladıktan 74 dakika sonra ötelenmeli bir heyelan hareketi (yaklaşık 9 cm şev aşağı yönde deplasman ile) oluşmuştur.

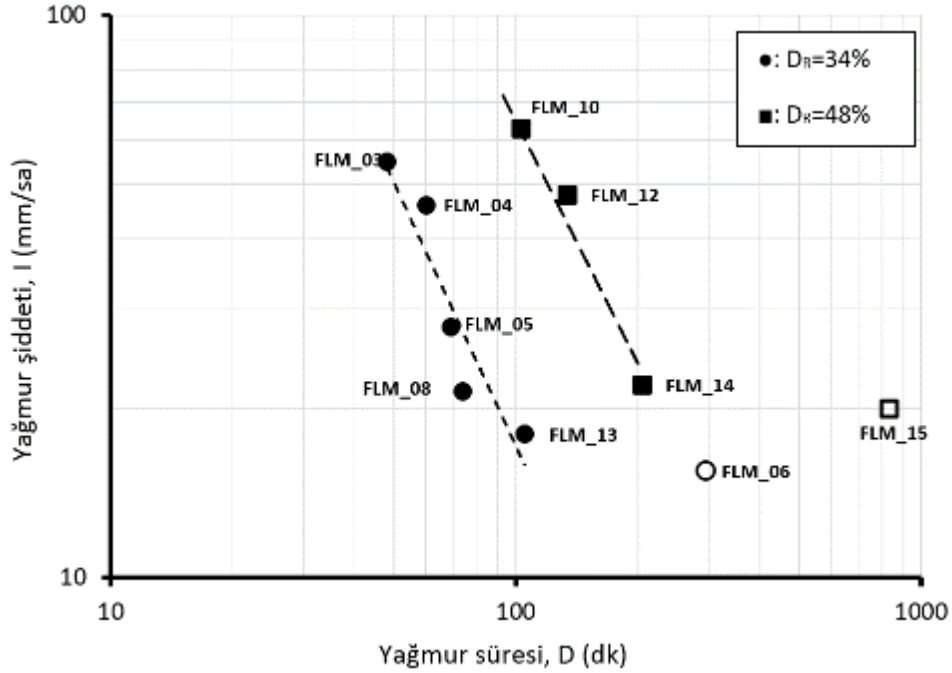


Şekil 9. FLM_08 Deneyinde Farklı Zamanlarda Ölçülen Islatma Bandı Ve Kayma Yüzeyi (Şekilde Daireler Emme Gerilmelerinin Ölçüldüğü Tansiyometre Yerlerini östermektedir.

Deneylerde elde edilen heyelan tetikleyici yağış şiddeti ve süresi grafiği Şekil 10’da gösterilmektedir. Şekil 10’da içi dolu semboller heyelan oluşan deneyleri, içi boş semboller ise heyelan oluşmayan deneyleri göstermektedir.

Deney sonuçları kısaca şu şekilde özetlenebilir: (1) Deneylerde heyelan hareketleri yavaş yavaş gelişmek yerine, ani olarak oluşmuştur. (2) Deneylerde oluşan heyelanlar ötelenmeli (translational), kayma üzeyi şev yüzeyine yaklaşık olarak paralel olarak, sonsuz-şev türü hareketlerdir. (3) Deneysel olarak, hem yüksek şiddetli-kısa süreli yağışların, hem de düşük şiddetli-uzun süreli yağışların heyelan tetikleyebildiği gösterilmiştir. (4) Eşik yağmur şiddeti ve süresi grafiği log-log eksenlerde doğrusal şekilde elde edilmiştir. Çok düşük yağmur şiddetlerinde heyelan tetiklenmesi için yağışın ya çok uzun süre devam etmesi gerekmekte, veya bu çok düşük şiddetteki yağışlarda heyelan tetiklenmemektedir. Bu yağışlarda yağış şiddeti o kadar düşüktür ki, herhangi bir heyelana yol açmadan, su zeminin içine girdiği hızla

zeminden deşarj olabilmektedir. Deneylerde 15 mm/sa'den daha düşük şiddetteki yağışlar heyelan tetiklenmemiştir. Bir diğer deyişle, ya heyelan tetikleyen belli bir minimum yağış şiddeti değeri vardır ya da eşik yağış şiddeti-süresi grafiği yağış süresi eksenine asimptotiktir (Şekil 10). (5) Deneylerin büyük çoğunluğunda kayma yüzeyi, ıslatma bandının ulaştığı derinlikte veya çok yakınında oluşmuştur. (6) Heyelan tetikleyen eşik yağış şiddeti-süresi grafiği, zeminin sıklık durumundan etkilenmektedir. Belirtilmesi gerekir ki, burada sunulan sonuçlar, deneylerde kullanılan temiz, ince-kumda yapılan deneyler için geçerlidir. Ancak bu çalışmanın sonuçlarının, [5]'te sunulan sayısal yöntemle birlikte, yağışa bağlı heyelan erken uyarı sistemleri için faydalı olabileceği düşünülmektedir.



Şekil 10. Laboratuvar Model Şev Deneyleri İle Elde Edilen Eşik Yağmur Şiddeti Ve Süresi Grafiği (İçi Boş Sembollerde Heyelan Tetiklenmemiştir)

TEŞEKKÜR

Bu çalışma TÜBİTAK proje no 109M635 desteği ile gerçekleştirilmiştir.

KAYNAKLAR

- [1] Ulusay, R. (2007) "Heyelanlar ve Mühendislik Şevlerindeki Duraysızlıklar: Türleri, Etkileri, ve Zararların Azaltılması", Sel-Heyelan-Çığ Sempozyumu Bildiriler Kitabı, TMMOB İnsaat Mühendisleri Odası, s.157-185.
- [2] Can, T., Nefeslioğlu, H., Gökçeoğlu, C., Sönmez, H., & Duman, T. (2005) "Susceptibility assessments of shallow earthflows triggered by heavy rainfall at three catchments by logistic regression analyses". *Geomorphology*, vol.72, 250-271.
- [3] Ildır, B. (1995) "Türkiyede heyelanların dağılımı ve afetler yasası ile ilgili uygulamalar" 2'inci Ulusal Heyelan Sempozyumu, Sakarya Üniversitesi, Sakarya, pp. 1-9.

- [4] Reis, S., Bayrak, T., Yalçın, A., Atasoy, M., Nisancı, R., ve Ekercin, S. (2008) “Rize Bölgesinde Yağış Heyelan İlişkisi”, Jeodezi, Jeoinformasyon ve Arazi Yönetimi Dergisi, Sayı 99, 2008.
- [5] Ahmadi-adli, M. (2014), Shallow Landslides Triggered by Rainfall in Unsaturated Soils, Doktora Tezi, ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü
- [6] Godt, J. W., Baum, R. L., & Chleborad, A. F. (2006) “Rainfall characteristics for shallow landsliding in Seattle”, Earth Surf Proc Land, 31(1), 97-110.
- [7] Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi M. & Stark C. P. (2008). “The rainfall intensity–duration control of shallow landslides and debris flows: an update”. Landslides 5:3-17.



Yapı-Zemin Etkileşimi

KUM ZEMİNE GÖMÜLÜ BORULARDA OLUŞAN GERİLMELERİN DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF STRESSES ON BURIED PIPES IN SANDY SOIL

Selçuk BİLDİK¹

Mustafa LAMAN²

ABSTRACT

In this study, the behaviour of buried pipes in sandy soil under vertical pressure forces is investigated using laboratory model tests. In the model tests, the effects of the parameters of embedment ratio of the pipe to the bearing capacity behaviour were investigated. In experimental studies, the stress on the pipe were measured and the effects of the embedment ratio of pipe were examined. The test results show that the bearing capacity increases with increasing embedment ratio of pipe. Also the stress on the pipe decreases with increasing embedment ratio of pipe. After comparing the results of experimental studies some practical design parameters were suggested for the relevant foundation engineering applications.

Keywords: Buried pipes, embedment depth, stress analyses, sandy soil.

ÖZET

Bu çalışmada, kum zemine gömülü boruların davranışı düşey basınç kuvvetleri altında laboratuvar model deneyleri yapılarak araştırılmıştır. Deneylerde boruda oluşan gerilmeler ölçülerek, gömülme derinliğinin boru davranışına etkisi incelenmiştir. Elde edilen sonuçlara göre, zemin içindeki borunun gömülme derinliğinin artmasıyla, taşıma gücünün arttığı görülmüştür. Ayrıca borunun gömülme derinliğinin artmasıyla boruda oluşan gerilmeler azalmıştır. Elde edilen deneysel sonuçlar karşılaştırılarak temel mühendisliği uygulamalarında kullanılmak üzere tasarım parametreleri önerilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Gömülü borular, gömülme derinliği, gerilme analizi, kum zemin.

1. GİRİŞ

Zemin mekaniği, inşaat mühendisliğinin en karmaşık konularından birini oluşturmaktadır. Hemen hemen her inşaat projesinde değişik türlerde zemin mekaniği problemleri karşımıza çıkmaktadır. Yirminci yüzyılın ilk yıllarında, zemin deneylerinde bilimsel mekanik prensiplerin

¹ Yrd. Doç. Dr., Osmaniye Korkut Ata Üni., selcukbildik65@gmail.com

² Prof. Dr., Çukurova Üni., mlaman@cu.edu.tr

başarılı şekilde uygulanmaya başlanmasıyla, uzun ve planlı araştırmalar sonucu, zeminlerle ilgili farklı problemler çözülmeye başlanmıştır. Bu problemlerin en önemlilerinden biri de, zemin tabakaları içine gömülü boru hatlarının tasarımıdır. Çok eski çağlardan beri insanoğlunun, yeraltına yerleştirdikleri borularla temiz ve atık suları taşıdıkları tespit edilmiştir. Günümüzde, gömülü borular bir şehrin hayat damarlarını oluşturmaktadır. Bununla birlikte, gömülü boruların, gaz, petrol gibi hammaddelerin taşınması, yağmur sularının drenajı, karayolları ve demiryolları altından geçen menfezler, elektrik ve telefon kablolarının yeraltından geçirilmesi gibi birçok kullanım alanı vardır. Anlaşılacağı gibi gömülü boru hatları, kent yaşamının sürdürülebilmesi için vazgeçilmez mühendislik yapılarıdır. Bu nedenle, bir gömülü borunun hatalı bir şekilde yerleştirilmesi ve yataklanması, yanlış boru ve ekipman seçimi, deprem ve benzeri doğal afetler sebebiyle oluşabilecek hasarlar günlük yaşantıyı olumsuz etkileyebilir [1].

Zemin içine gömülü boru sistemleri farklı problem türleri ile karşımıza çıkmaktadır. Gömülü borular üzerine yapılan ilk çalışmalarda, genellikle boruya etki eden yüklerin belirlenmesi üzerinde durulmuştur. 1913 yılında Marston [2] ile başlayan çalışmaları 1941'de Spangler'in yaptığı çalışma takip etmiştir [3]. Burns ve Richard [4], Hoeg [5], McGrath [6] tarafından yapılan çalışmalarda zemin-boru etkileşimi problemlerinin elastik çözümleri üzerinde durulmuştur. Teorik çalışmaların yanı sıra Selig [7], Branchman [8], Cho [9], Rogers [10], Cameron [11] ve Terzi [12] gibi birçok araştırmacı deneysel çalışmalar ile gömülü boruların davranışını deneysel olarak incelemişlerdir. Yapılan bu deneysel çalışmalarda genellikle hücresel bir basınca maruz boruların deformasyon davranışları incelenmiştir. Ancak yapılan bu çalışmalarda genel olarak borunun hücresel yüke maruz kalması durumu dikkate alınmış, zemin-temel-boru etkileşiminin ortak olarak davranışı üzerinde durulmamıştır. Bu çalışmada şerit bir temel üzerine etkiyen statik yükler sonucu, temel altında farklı derinliklerde gömülü boruların davranışı deneysel olarak incelenmiştir. Deneysel çalışmalarda boru üzerine yerleştirilen gerilme ölçerler yardımıyla farklı yükler altında boruda oluşan gerilmeler belirlenmiş, ayrıca borunun temele göre konumunun değişmesi durumunda temelin taşıma gücündeki değişim incelenmiştir. Çalışma sonunda elde edilen sonuçlar değerlendirilerek zemin-temel-boru etkileşiminde sonuca etkiyen parametreler irdelenmiştir.

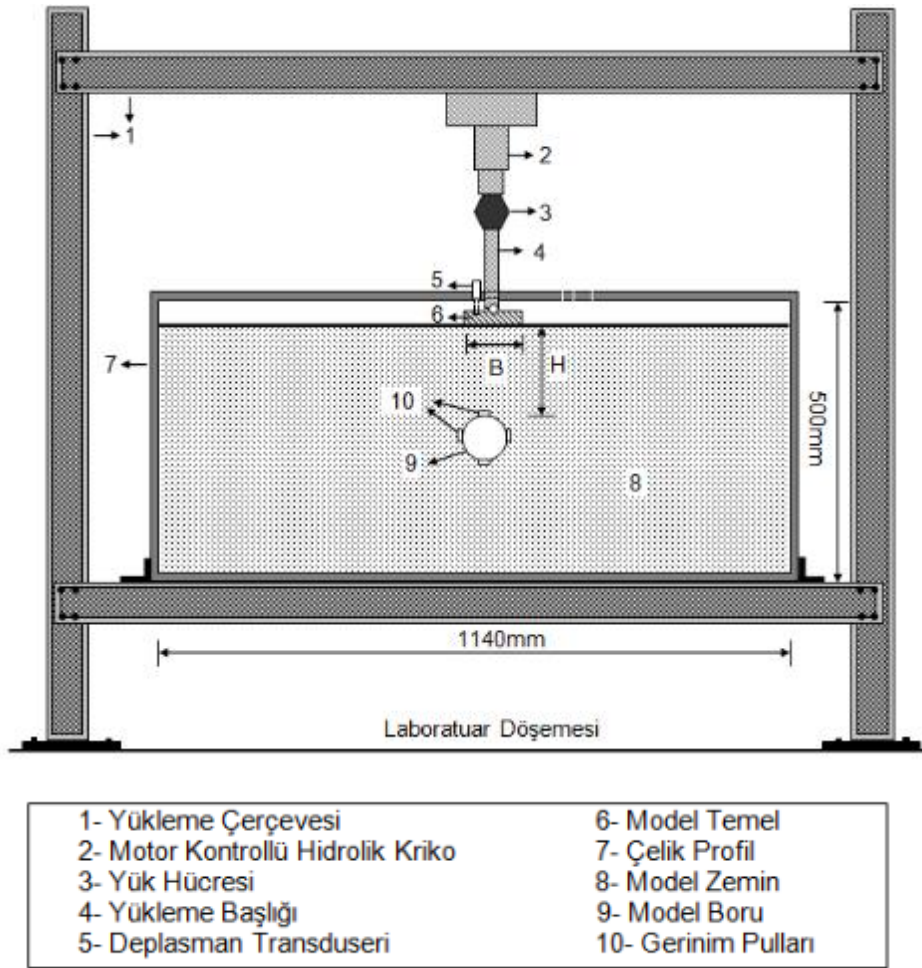
2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Deneysel çalışmalar Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Yapı Laboratuvarı'nda kurulan fiziksel model deney düzeneğinde gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışmalar ile ilgili bilgiler başlıklar halinde aşağıda sunulmaktadır.

2.1. Deney Düzeneği

Deneysel çalışmalar, orijinal haliyle eğilmeye maruz elemanların testi için tasarlanmış olan çelik çerçeve sisteminde gerçekleştirilmiştir. Çerçeve kenar dikmeleri arasındaki açıklık 4.6 metre, genişlik 60 cm, yükseklik ise 2.4 metredir. Çerçeve üzerine monte edilen elektrikli yükleme sistemi ile zemin üzerindeki temele, yük aktarımı sağlanmıştır. Deneyler iç ölçüleri 1140mm × 475mm × 500mm (uzunluk × genişlik × yükseklik) olan dikdörtgen kesitli deney kasası içerisinde gerçekleştirilmiştir. Deney kasası iskeleti 5mm kalınlıktaki çelik profillerden olup, ön ve arka yüzeyleri 10mm kalınlıktaki cam, yan yüzeyler ile alt taban ise 20mm kalınlıktaki ahşap malzemeden imal edilmiştir. Yan yüzeylerde kullanılan cam tabakası, kum numunelerin kasa içerisine yerleştirilmesi sırasında görülmesine ve deney süresince zeminde oluşan deformasyonların izlenmesine imkân sağlamaktadır. Deney sistemi şematik olarak Şekil 1'de gösterilmektedir.

Deneyel çalışmada, tüm deneyler model şerit temel ile gerçekleştirilmiştir. Model şerit temel olarak, 460mm uzunluğunda, 20mm kalınlığında ve 100mm genişliğinde rijit çelik plaka kullanılmıştır. Temel uzunluğu, düzlem-şekil değiştirme koşullarının sağlanması amacıyla, cam yüzeylere temas etmemek koşuluyla, kasa genişliğine yaklaşık olarak eşit olacak şekilde seçilmiştir. Model temel merkezinde, yükün üniform olarak uygulanmasını sağlamak amacıyla 10mm çapında ve 5mm derinliğinde oyuk açılarak, oyuk içerisine aynı çapta küre şeklinde çelik bilye yerleştirilmiş ve bu sayede yüklemeler üniform olarak gerçekleştirilmiştir [13]. Deneylerde, model temel plakasına uygulanan yük değerlerini okumak amacıyla farklı kapasitelerde elektronik yük hücreleri kullanılmıştır. Model temel plakasının yüklenmesi sonucu, temel tabanında meydana gelen deplasmanları ölçmek amacıyla düşey deplasman transduserleri kullanılmış olup, deplasman transduserleri 0.00-50.00mm arasında hassasiyetle ölçüm yapabilmektedir. Yükleme süresince, temel plakası tabanında oluşan deplasmanlar, model temel merkezine eşit mesafedeki iki farklı noktada ölçülmüş ve oturma değeri olarak bu iki okumanın ortalaması alınmıştır (Şekil 2).



Şekil 1. Deney Düzenegi



Şekil 2. Yükleme Esnasında Temel ve Deplasman Ölçerlerin Konumu

DeneySEL çalışmalarında zemin içersine yerleştirilen boruda yükleme sonrası oluşan gerilmelerin belirlenmesi amacıyla, boru üzerine gerinim pulları yerleştirilerek boruda oluşan gerilmeler belirlenmiştir. Gerinim pullarının boru üzerine yerleştirilmesi Şekil 3’de gösterilmektedir.



Şekil 3. Boruda Oluşan Gerilmelerin Ölçümü İçin Kullanılan Gerinim Pulları

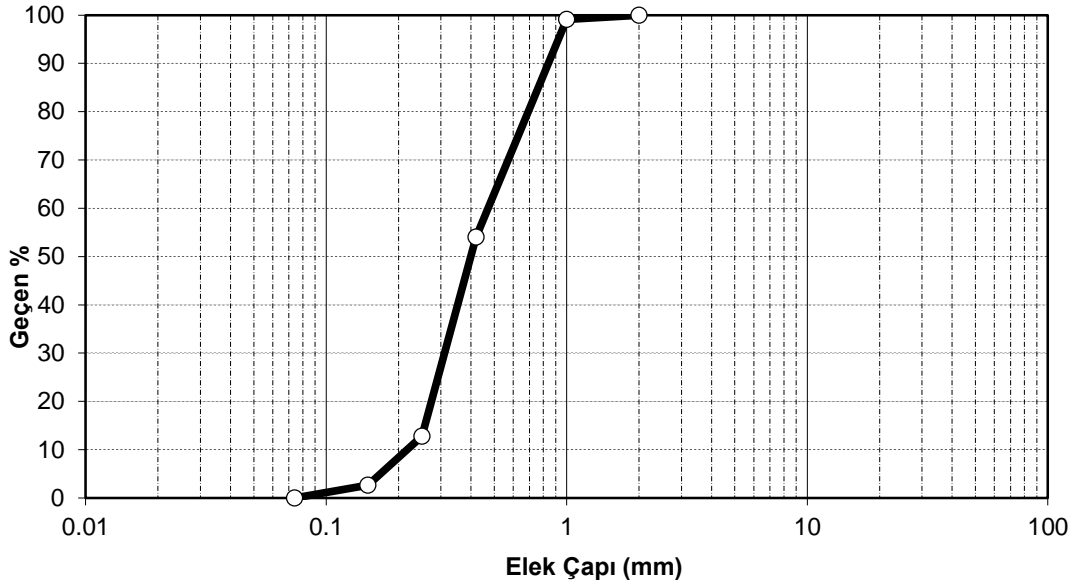
2.2. Deney Kumu

DeneySEL çalışmada, zemin olarak Çukurova Bölgesi, Seyhan Nehri Çakıt Deresi yatağından getirilen kum numuneler kullanılmıştır. Kum numuneler, Ç.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölüm Laboratuvarı’nda ASTM (American Standards of Testing Materials) standartlarına göre 18 No’lu (1mm çaplı) ve 200 No’lu (0.074mm çaplı) eleklerden yıkanarak elenmiştir. Eleme işlemi

sonunda 18 ve 200 No'lu elekler arasında kalan kum numuneler, laboratuarda etüvde kurutulmuştur. Deneysel çalışmada kullanılan kum numuneler, ASTM standartlarına göre önceden belirlenen bir seri elekten elenerek dane çapı dağılımı elde edilmiştir. Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre dane çapı dağılım eğrisinden, zemin sınıfı, kötü derecelenmiş ince ve temiz kum (SP) olarak bulunmuştur. Elek analizi deney sonuçları toplu olarak Tablo 1'de verilmiştir. Elek analizi sonucu elde edilen granülometri eğrisi Şekil 4'de sunulmaktadır.

Tablo 1. Deney Kumu Özellikleri

Sınıflandırma	Birim	Değer
Kaba Kum Yüzdesi	%	0.00
Orta Kum Yüzdesi	%	45.90
İnce Kum Yüzdesi	%	54.10
Efektif Dane Çapı (D ₁₀)	mm	0.20
D ₃₀	mm	0.30
D ₆₀	mm	0.50
Üniformluk Katsayısı, C _u	-	2.50
Derecelenme Katsayısı, C _c	-	0.90
Zemin Sınıfı	-	SP



Şekil 4. Deneylerde Kullanılan Kumun Dane Çapı Dağılım Eğrisi

2.3. Deney Programı

Güçlendirilmemiş kumlu zemin içine gömülü borunun taşıma gücüne etkisinin belirlenmesi amacıyla bir seri deneyler yapılmıştır. Yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar, boyutsuz bir parametre olan taşıma kapasitesi oranı, BCR (Bearing Capacity Ratio) cinsinden ifade edip, borunun gömülme oranı, H/D ile ilişkisi incelenmiştir. BCR terimi aşağıdaki gibi ifade edilmektedir. Deney programı Tablo 2'de özetlenmektedir.

$$BCR = \frac{Q_{borulu}}{Q_{borusuz}} \quad (1)$$

Q_{borulu} : Zemin içerisinde boru olması durumunda temelin taşıma kapasitesi,
 $Q_{borusuz}$: Zemin içerisinde boru olmaması durumunda temelin taşıma kapasitesi.

Tablo 2. Deney Programı

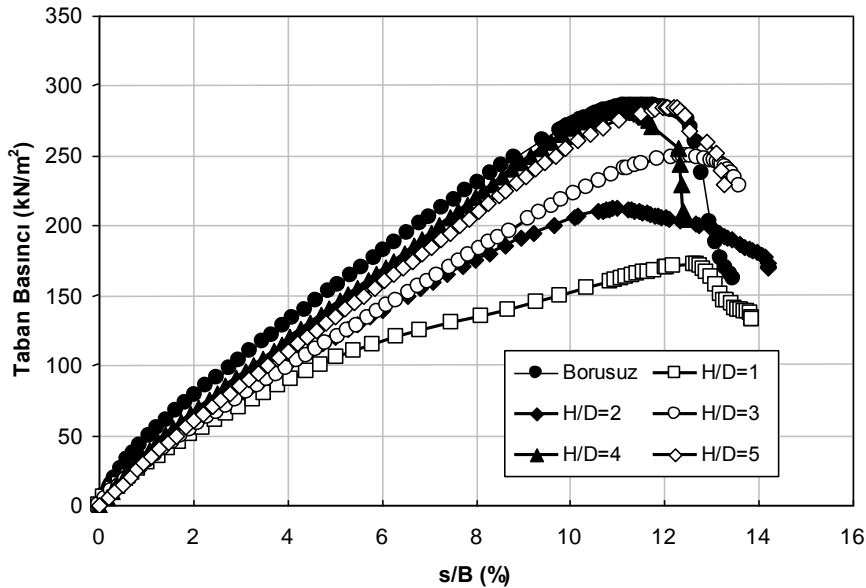
Deney No	D_r (%)	Gömülme Oranı (H/D)	Gerinim Pulu Bağlantısı
UR1	65	-	1G3W
UR2	65	1	1G3W
UR3	65	2	1G3W
UR4	65	3	1G3W
UR5	65	4	1G3W
UR6	65	5	1G3W

3. DENEY SONUÇLARI

Deneyisel çalışmalar sonucu elde edilen sonuçlar taşıma kapasitesi ve boruda oluşan gerilme değişimi cinsinden olmak üzere iki başlık altında değerlendirilmiştir.

3.1. Borunun Gömülme Derinliğinin Taşıma Kapasitesine Etkisi

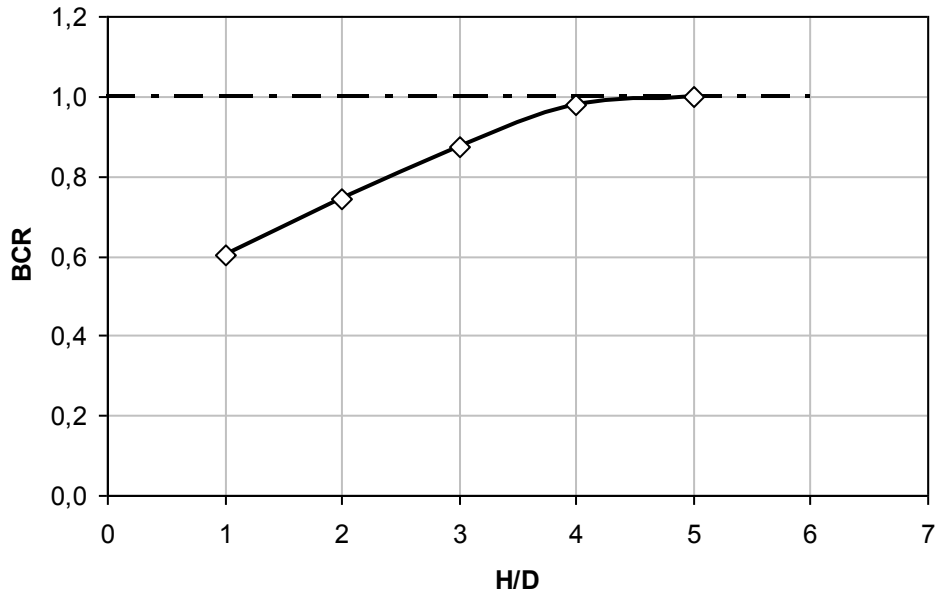
Deneylerde borunun, $D_r=65\%$ sıklıktaki zemin içerisinde farklı gömülme derinliklerinde ($H/D=1, 2, 3, 4$ ve 5) yerleştirilmesi durumunda, zemin yüzeyine oturan şerit temelin taşıma kapasitesindeki değişim incelenmiştir. $D_r=65\%$ sıklığında gerçekleştirilen deneylerden elde edilen taban basıncı (q)–oturma (s/B) eğrileri toplu olarak Şekil 4’de sunulmuş, eğrilerden elde edilen göçme yükü değerleri ile elde edilen BCR değerleri ise, H/D ’ye bağlı olarak Tablo 3’de özetlenmiştir. Ayrıca H/D ile BCR arasındaki ilişki grafik olarak Şekil 5’de görülmektedir.



Şekil 4. Gömülme Derinliği-Taban Basıncı Değişimi ($D_r=65\%$)

Tablo 3. Gömülme Derinliğine Bağlı BCR Sonuçları ($D_r=65\%$)

H/D	q_u (kN/m ²)	BCR
1	172.33	0.60
2	212.19	0.74
3	249.79	0.87
4	280.20	0.98
5	285.25	1.00
Borusuz	286.13	1.00

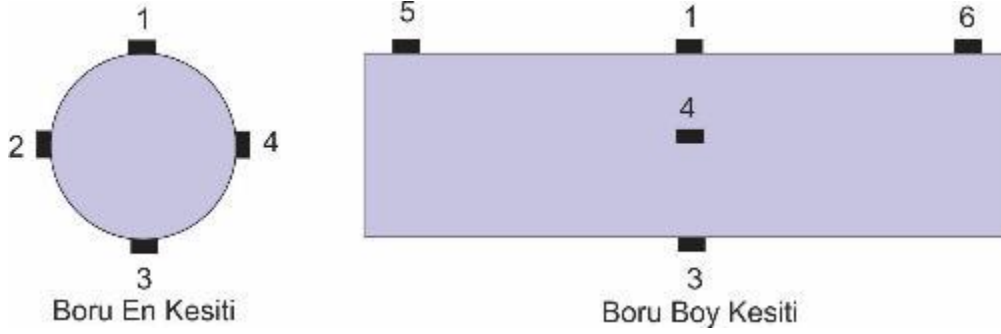


Şekil 5. BCR-Gömülme Oranı İlişkisi ($D_r=65\%$)

Borunun zemin yüzeyine olan uzaklığı, H, 1D ile 5D arasında seçilerek $D_r=65\%$ sıklıkta yapılan deneylerde, H/D oranı arttıkça, yani boruyu zemin yüzeyinden uzaklaştırdıkça, şerit temelin taşıma kapasitesi de artmaktadır. Taşıma kapasitesindeki artışlar H/D=1 ile H/D=2 arasında %14, H/D=2 ile H/D=3 arasında %23, H/D=3 ile H/D=4 arasında ise, %11'dir. Bu artış oranı H/D=4 ile H/D=5 arasında %2 düzeyine inmektedir. Borunun H/D=4 derinliğine yerleştirilmesi durumunda taşıma kapasitesi, borusuz durumdaki taşıma kapasitesi değerinin yaklaşık %98'ine ulaşmaktadır. Borunun H/D=5 derinliğine yerleştirilmesi durumunda ise, taşıma kapasitesinin, borusuz durumda elde edilen taşıma kapasitesine ulaştığı görülmüştür. Sonuçlar, temelin hemen alt bölgesine yerleştirilmiş bir borunun, temelin taşıma kapasitesini önemli ölçüde etkilediğini göstermektedir. Borunun zemin yüzeyinden uzaklaşmasıyla, bir başka deyişle, temel altında oluşan gerilme bölgesinden uzaklaşmasıyla, taşıma kapasitesinin arttığı görülmektedir. Elde edilen sonuçlardan, temelin merkezine denk gelecek şekilde yerleştirilmiş bir borunun, H/D=4 ve daha büyük derinliklerde olması durumunda, temelin borusuz koşullara benzer davranış gösterdiği görülmektedir. Borunun H/D=4'den daha küçük bir gömülme derinliğinde bulunması durumunda, taşıma gücünde meydana gelen azalmalar, borunun temel altındaki homojen bir zemin içinde bir boşluk oluşturarak, bu bölgede oluşan gerilme dağılımını bozması ile açıklanabilir.

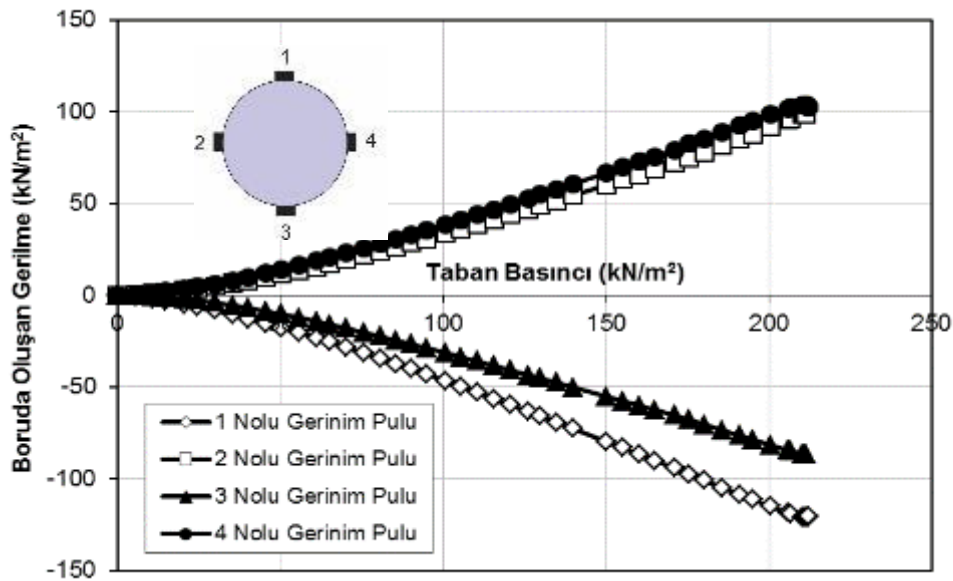
3.2. Gömülme Derinliğinin Boruda Oluşan Gerilmelere Etkisi

Temelin yüklenmesi sonucu boru üzerinde meydana gelen gerilme dağılımlarının belirlenmesi amacıyla, deneylerde zemin içine yerleştirilen borunun enine ve boyuna kesitlerine, simetrik olacak şekilde gerinim pulları yapıştırılmıştır. $H/D=1$ gömülme derinliğindeki boruya yapıştırılan gerinim pullarının yerleşimi Şekil 6'da şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 6. Boru En Kesiti ve Boy Kesitine Yerleştirilen Gerinim Pulları Noktaları

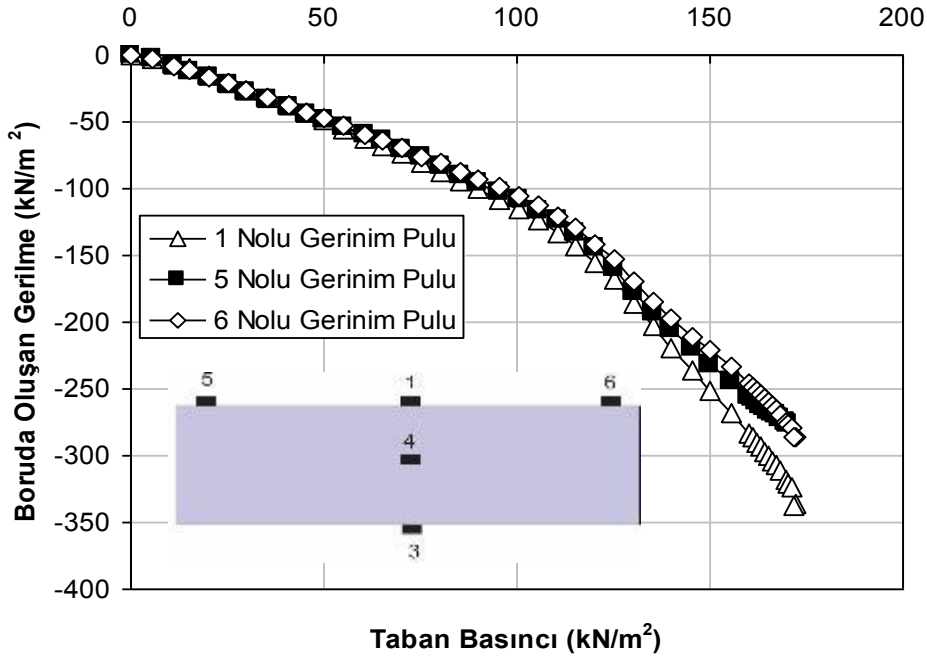
Taban basıncına bağlı olarak boru en kesitine yerleştirilen 1, 2, 3 ve 4 nolu gerinim pullarında meydana gelen gerilme değişimleri Şekil 7'de sunulmaktadır. Elde edilen sonuçlardan, borunun üst (1 nolu) ve alt (3 nolu) çeperinde basınç gerilmelerinin meydana geldiği, borunun yan (2 ve 4 nolu) çeperlerinde ise çekme gerilmelerinin olduğu görülmektedir. Boru üst ve alt çeperinde meydana gelen gerilme değerlerinin birbirine yakın olduğu ve gerilme değişiminin simetrik meydana geldiği görülmektedir (Şekil 7). Benzer şekilde, borunun 2 ve 4 noktalarına yerleştirilen gerinim pullarında okunan gerilme değerlerinde birbirine yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 7. Boru Çeperlerinde Meydana Gelen Gerilmeler ($H/D=1$, $D_r=\%65$)

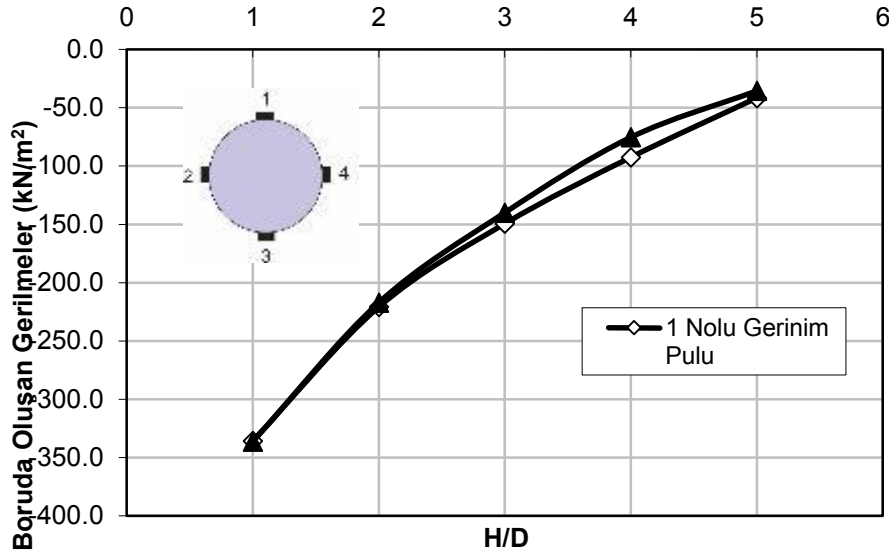
$H/D=1$ gömülme derinliğinde temele paralel olarak yerleştirilen borunun boy kesitinde meydana gelen gerilme dağılımını belirlemek amacıyla 1, 5 ve 6 noktalarına gerinim pulları

yerleştirilmiştir. Bu gerinim pullarından elde edilen gerilme değerlerinin temel taban basıncına bağlı değişim grafiği Şekil 8’de sunulmaktadır. Boru boyunca oluşan gerilme dağılımı, boru boyunca taban basıncının üniform olarak oluştuğunu göstermektedir.

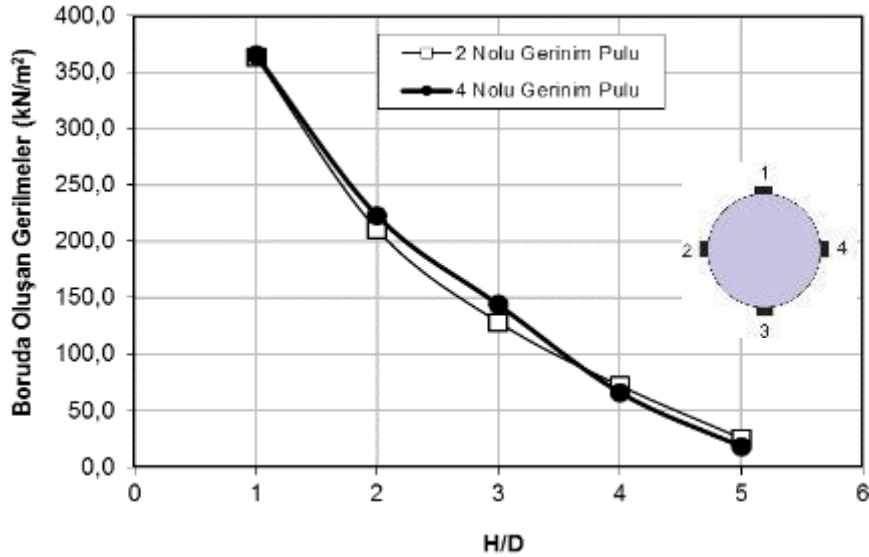


Şekil 8. Boru Boy Kesitinde Meydana Gelen Gerilmeler (H/D=1, D_r =%65)

Farklı gömülme derinliklerinde yapılan deneylerde, zemindeki göçme anında boru en kesitinde meydana gelen gerilmeler hesaplanarak, gömülme derinliğine bağlı değişimleri incelenmiştir. Boru üst (1 nolu) ve alt (3 nolu) çeperinde basınç gerilmeleri meydana gelmiş olup, bu gerilmelerin gömülme derinliğine bağlı değişimi Şekil 9’da sunulmuştur. Benzer şekilde, göçme anında boru yan çeperlerinde (2 ve 4 nolu) çekme gerilmeleri meydana gelmiş ve bu gerilmelerin gömülme derinliği ile ilişkisi Şekil 10’da grafik olarak verilmiştir. Elde edilen gerilme sonuçları dikkate alındığında, borunun gömülme derinliğinin artmasıyla çekme ve basınç gerilmelerinde azalma meydana geldiği ve gerilmelerin sifıra yaklaştığı görülmektedir. Gömülme derinliği etkisinin araştırıldığı deneyler ele alındığında, borunun gömülme derinliğinin artmasıyla, temelin taşıma kapasitesinde artış meydana geldiği, bunun yanı sıra, gömülme derinliğinin artmasıyla yüksek temel basıncı oluşmasına rağmen boruda oluşan gerilmelerin azaldığı görülmektedir. İnşaat mühendisliği uygulamaları esnasında temelin taşıma kapasitesi ve boruda izin verilebilecek en büyük gerilme değerleri gibi parametrelere uygun olarak gömülme derinliği seçimi yapılabilir.



Şekil 9. Gömülme Derinliği-Boruda Oluşan Gerilme İlişkisi (1 ve 3 Noktaları)



Şekil 10. Gömülme Derinliği-Boruda Oluşan Gerilme İlişkisi (2 ve 4 Noktaları)

4.SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, zemin içine gömülü boruların davranışı incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar aşağıda maddeler halinde sunulmaktadır.

1. Borunun zemin yüzeyine olan uzaklığı, H, 1D ile 5D arasında seçilerek $D_r = 65\%$ sıklıkta yapılan deneylerde, H/D oranı arttıkça, yani boruyu zemin yüzeyinden uzaklaştırdıkça, şerit temelin taşıma kapasitesi de artmaktadır.
2. Borunun H/D=4 derinliğine yerleştirilmesi durumunda taşıma kapasitesi, borusuz durumdaki taşıma kapasitesi değerinin yaklaşık %98'ine ulaşmaktadır. Borunun H/D=5 derinliğine

yerleştirilmesi durumunda ise, taşıma kapasitesinin, borusuz durumda elde edilen taşıma kapasitesine ulaştığı görülmüştür.

3. Elde edilen sonuçlar, temelin hemen alt bölgesine yerleştirilmiş bir borunun, temelin taşıma kapasitesini önemli ölçüde etkilediğini göstermektedir. Borunun zemin yüzeyinden uzaklaşmasıyla, bir başka deyişle, temel altında oluşan gerilme bölgesinden uzaklaşmasıyla, taşıma kapasitesinin arttığı görülmektedir.

4. Elde edilen sonuçlardan, temelin merkezine denk gelecek şekilde yerleştirilmiş bir borunun, H/D=4 ve daha büyük derinliklerde olması durumunda, temelin borusuz koşullara benzer davranış gösterdiği görülmektedir.

5. Elde edilen gerilme sonuçları dikkate alındığında, borunun gömülme derinliğinin artmasıyla çekme ve basınç gerilmelerinde azalma meydana geldiği görülmektedir. Gömülme derinliği etkisinin araştırıldığı deneyler ele alındığında, borunun gömülme derinliğinin artmasıyla, temelin taşıma kapasitesinde artış meydana geldiği, bunun yanı sıra, gömülme derinliğinin artmasıyla yüksek temel basıncı oluşmasına rağmen, boruda oluşan gerilmelerin azaldığı görülmektedir.

6. İnşaat mühendisliği uygulamaları esnasında temelin taşıma kapasitesi ve boruda izin verilebilecek en büyük gerilme değerleri gibi parametrelere uygun olarak gömülme derinliği seçimi yapılabilir.

TEŞEKKÜR

Makalenin birinci yazarı doktora araştırma bursu sağlayan TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunar.

KAYNAKLAR

- [1] Değirmenci, G., 1997. Zemine Gömülü Borulara Etkiyen Yükler. İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü-Yüksek Lisans Tezi.
- [2] Marston, A., and Anderson, A.O., 1913. Bulletin No 31. Iowa Engineering Experiment Station, Ames Iowa/USA.
- [3] Spangler, M., G., 1941. Structural design of flexible pipe culverts. Bulletin No 153. Iowa Engineering Experiment Station, Ames Iowa/ABD.
- [4] Burns., J.,Q., and Richard., R.M., 1964. Attenuation of Stresses for Buried Cylinders. Proc. Of Soil Symposium on Soil-Structure Interaction, Univ. of Arizona pp 379-392
- [5] Hoeg, K., 1966. Pressure distribution on underground structural cylinders. Technical Report No. AFWL TR 65-98, Kirtland Air Force Base /ABD
- [6] McGrath. T., 1998. Pipe Soil Interaction During Backfill Placement. Ph.D. Thesis., University of Massachusetts, Amherst / USA.
- [7] Selig., E.T., 1990. Soil properties for plastic pipe installations. Buried Pipe Technology, American Society for Testing and Materials, STP 1093, pp.141-158.
- [8] Brachman., R.W.I., 1999. Structural performance of leachete collection pipes. PhD. Thesis, Department of Civil and Environmental Eng. University of Western Ontario, London/Canada.
- [9] Cho, S., 2003. Behaviour of Flexible Plastic Pipes with Flowable Backfill in Trench Conditions. Phd Thesis, University of Houston, Houston / USA
- [10] Rogers, C.D.F., 1988. Some observations on flexible pipe response under load. Transportation Reseach Record 1191, pp 1-11.

- [11] Cameron, D.A., 2005. Analysis of Buried Flexible Pipes in Granular Backfill Subjected to Construction Traffic. Ph.D. Thesis, Graduate School of Engineering, University of Sydney, Sydney / AUSTRALIA.
- [12] Terzi, N.U., 2007. Gömülü Borulara Etkiyen Düşey ve Yatay Yüklerin Boru Stabilitesine Olan Etkilerinin Araştırılması. Doktora Tezi. YTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 260s.
- [13] Bildik, S., 2013. Farklı Zemin ve Yükleme Koşullarındaki Gömülü Boru Sistemlerinin Davranışının Araştırılması. Doktora Tezi. Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 225s.

DÜZCE İLİNDE (GÖLYAKA) KAT YÜKSEKLİĞİ BELİRLENMESİ ARAŞTIRMALARINDA SİSMİK VE GEOTEKNİK PARAMETRELERİN KULLANILMASI: DÜZCE ÖRNEĞİ

THE USAGE OF GEOTECHNICAL AND SEISMICAL PARAMETERS ON
INVESTIGATION OF DETERMININING THE BUILDING HIGHT IN
DUZCE (GÖLYAKA) CITY

Ali ATEŞ¹

İnan KESKİN²

Nihat S. IŞIK³

Mehmet ORHAN⁴

ABSTRACT

This study focusses on the effects of geotechnical and seismic parameters on structural storeys in Duzce area where commercial and residential structures very dense and intersection of resonance soil and structural periods. Standard Penetration Test (SPT-N) N blow numbers, shear wave velocity (V_s), soil amplification and dominant soil vibration period were measured. They demonstrate that along the Asarsuyu river parts of the study area have lower seismic and geotechnical characteristics than the others. The most common soil period is around 0.36-0.44 second that overlaps with periods of many structures in the study area. It is revealed that the best wide soil periods were overlapped with the period of 4 storeyed structures when based the periods due to the storey of structures in Duzce city. This phenomen is shown that the periods of the most structures and the soil periods could overlapped in the study area. This status is explained that the lost of bearing capacity and structural damage could be occured during the earthquake. It is necessary that the local soil periods and structural periods should be suitable and should not be overlapped to design earthquake resistant strength structures in Duzce region according to the storey height.

Keywords: Soil amplification, soil period, compatibility of resonance, Duzce.

ÖZET

Bu çalışmada, Düzce ili Gölyaka ilçe merkezi yakınlarında iş ve konut yapılarının yoğun olduğu bir alanda zeminlerin geoteknik ve sismik parametrelerinin, yapı kat yüksekliğine olan etkisi ve rezonans uyuşumunun oluşumu ortaya konulmaya çalışılmıştır. Çalışma kapsamında standart penetrasyon testi (SPT) N darbe sayısı, kesme dalgası hızı (V_s), zemin büyütme katsayısı ve zemin hâkim titreşim periyodu verilerinin yapı kat yüksekliği ile ilişkisi kurulmaya çalışılarak yapılaşmaya olan etkileri incelenmiştir. Çalışma alanının güneyinden geçen Asar suyu yakınlarında dinamik ve geoteknik parametre değerlerinin düşük, diğer bölgelerde ise

*¹ Yrd. Doç. Dr., Düzce Üni., aliates@duzce.edu.tr

² Yrd. Doç. Dr., Karabük Üni., inaneskin@karabuk.edu.tr

³ Doç. Dr., Gazi Üni., nihatsinan@gazi.edu.tr

⁴ Prof. Dr., Gazi Üni., orhanm@gazi.edu.tr

daha yüksek olduğu görülmektedir. Alanın çok büyük bir kısmında zemin periyodu dağılımını 0.36-0.44 sn aralığında olduğu görülmektedir. Düzce ili Gölyaka şehir merkezinde betonarme yapılarda kat sayısına bağlı olarak periyot esas alındığında, çalışma alanında hakim olan zeminlerin doğal salınım periyot dağılımı yapılması planlanan 4 katlı yapı periyodu ile çakışmaktadır. Bu durum, olası bir depremde çalışma alanındaki yapıların birçoğunun zemin periyodu ile rezonansa gireceğini göstermektedir. Çalışma alanında depreme dayanıklı yapı tasarımı için zemin ve yapının periyot değerlerinin yapı kat yüksekliğine göre uygun hale getirilmesi ve rezonans çakışmasından uzaklaştırılması gerekir. Aksi halde deprem esnasında zeminde taşıma gücü kaybı ve yapılarda hasar oluşumu kaçınılmazdır.

Anahtar kelimeler: Zemin büyütmesi, zemin hakim titreşim periyodu, rezonans uyuşumu, Düzce.

1. GİRİŞ

Depremler sırasında yapısal hasarlar üzerinde önemli rol oynayan zemin davranışlarından biri de rezonans uyuşumudur. Bu davranış, özellikle yerel jeolojik koşullarla yakından ilişkili olup, ülkemizde meydana gelen son depremlerden sonra üzerinde giderek daha fazla durulan konulardan biri olmuştur. Bu açıdan çalışmada, birinci derece deprem bölgesi olan ve Kuzey Anadolu Fay Zonu'na çok yakın bir ova üzerinde kurulmuş Düzce ili Gölyaka ilçe merkezi ve yakın civarındaki alüvyal zeminlerin rezonans özelliği incelenmiştir. Çalışma alanı, Batı Karadeniz Bölgesi'nin güneyinde ve Düzce il sınırları içerisinde yer almakta olup (Şekil 1) 12 Kasım 1999 tarihinde meydana gelen Düzce Depreminde ($M_w=7.2$, $a=0.52g$) can ve mal kaybının en yoğun yaşandığı bölgedir. Bu bölge 3444 hektar büyüklüğündeki şehir merkezi ve yakın civarını kapsamaktadır.

Ülkemizin büyük bir bölümü deprem kuşağı üzerinde bulunmaktadır. Düzce, tarih boyunca maruz kaldığı depremlerde çok büyük can ve mal kaybına uğramıştır. Son otuz yıl içinde 12 Kasım 1999 deprem öncesine kadar çarpık ve hızlı yapılaşmaya maruz kalmıştır. Çalışma alanı, Kaynaşlı Havzası'nın etrafında bulunan dağlardan kaynaklanan kalın alüvyon yelpazelerle (Kuvaterner) örtülmüştür [1]. Çalışma alanı, birinci derece deprem bölgesinde yer alması ve aktif faylar tarafından kesilen alüvyon yelpazeler üzerinde gelişmiş olması nedeniyle deprem tehlikesiyle karşı karşıyadır [1]. Bu çalışma ile olası büyük bir depremde hasarın en aza indirilmesi amacı ile yapı zemin ilişkisi kurulmaya çalışılmıştır. Düzce alüvyon zemini, zayıf jeo-mühendislik parametrelerine sahip olması nedeniyle kuvvetli yer hareketleri ($M>5.0$) sırasında olumsuz zemin-yapı etkileşimine yol açmaktadır. Çalışma alanı civarında yapılan incelemeler, yüzeyde yer alan üst toprak zeminle beraber altta yer alan birbirine geçişli olan formasyonların bulunduğunu göstermiştir. İnceleme alanında, üstteki yaklaşık 1.0 m kalınlığındaki bitkisel toprağın altında, kalınlığı 5-8 m arasında değişen siltli kum ve çakıldan oluşan alüvyon tabakası, bu tabakanın da altında konkordans olarak çakıl ve siltli kum katmanı yer almaktadır [1]. Çalışma alanında, mevsimlere bağlı olarak yüzeysel sular görülmekle beraber yeraltı su seviyesi oldukça yüzeye yakın bulunmakta olup bu durumda yapılaşmada dikkate alınmalıdır. Detaylı zemin incelemeleri, yapıların projelendirilmesi aşamasında başlatılarak ayrıntılı çalışmalarla zemin incelemesi yapılmadığı sürece güvenli yapı inşaatı amacına ulaşılması mümkün değildir. İyi bir projelendirme için zemin-yapı etkileşiminin, dolayısıyla da zeminin geoteknik özelliklerinin bilinmesi elzemdir. Bu çalışmada, Düzce kent merkezinde zemin yapı ilişkisinden yola çıkarak kat yüksekliği ilişkisi de tartışılmıştır.

Düzce Kenti yerleşim alanının da içinde yer aldığı Düzce havzası, Batı Karadeniz bölgesinin yüksek ve engebeli fizyografyası içerisinde bir dağ arası havza özelliği sunmaktadır. Havza sağ yönlü doğrultu atımlı Düzce fayının Karadere ve Kaynaşlı segmentleri arasında gelişmiştir.

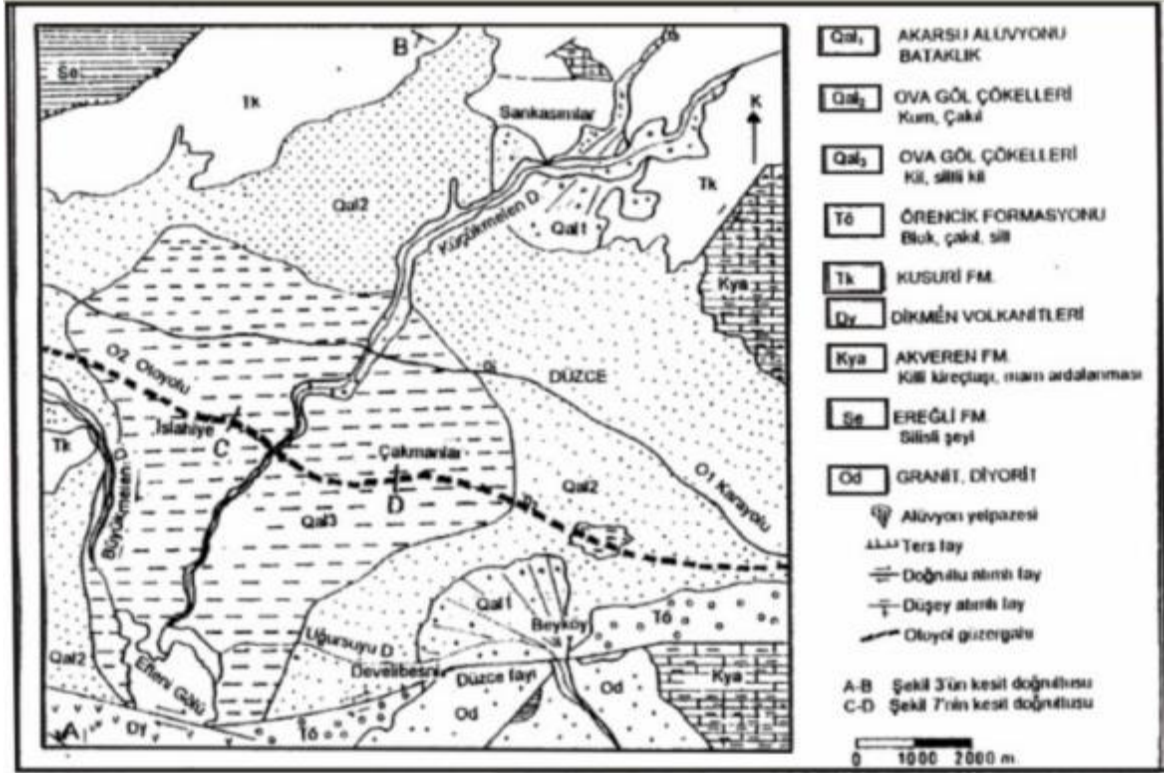
Düzce, tabanında Kuvaterner yaşlı alüvyonların birikimi sonucu oluşmuş, yaklaşık 370 km² genişliğinde ova yer almaktadır. Kabaca beşgen şekilli geometrisi olan bu ova genelde fay sarplıklarına karşılık gelen yüksek eğimli yamaçlarla çevrilidir. Küçük Melen, Asarsu ve Aksu çayları havzaya gelen ana akarsulardır. Bunlardan Aksu çayı ile kent merkezi içerisinde geçen Asarsu çayı aktif nitelikteki düzce fayı boyunca açılmış fay vadileri içerisinde yerleşmiştir.



Şekil 1. Çalışma Alanının Yer Bulduru Haritası

2. İNCELEME ALANI JEOLJİSİ VE DEPREMSELLİĞİ

12 Kasım Düzce depreminde kent merkezinde depremin oluşturduğu deprem moment büyüklüğü $M_w=7.2$ ve yatay deprem ivmesi değeri 0.52g olarak kaydedilmiştir. Düzce, Kuvaterner alüvyon çökellerinin oldukça geniş yayılım sunduğu bir yerleşim yeridir. Alüvyon malzemeler akarsular boyunca oluşmuştur. yüksek kesimlerde yer yer volkanik, andazit ve diabloz kayalar yüzeylenmektedir (Şekil 2). Çalışma alanında geniş yayılım gösteren Kuvaterner alüvyon, küçük boyutlu, çakıllı, kumlu, siltli, killi, az bloklu, yanal ve düşey geçişli seviyeler birbirleri içinde merceklenmeli, kamalanmalı, gevşek ve tutturulmamış nitelikteki bir litolojiye sahiptir. Çalışma alanının olduğu bölgelerde yaklaşık 1.00 m kalınlığında dolgu malzemesi gözlenmektedir. İnceleme alanında yapılan sondajdan alınan örneklerin gözle yapılan tanımlamalardan üstten alta doğru az kumlu siltli kil, siltli kil kum, siltli iri kumlu kil çakıl, iri kum çakıl serileri gözlenmektedir [2], (Şekil 3).

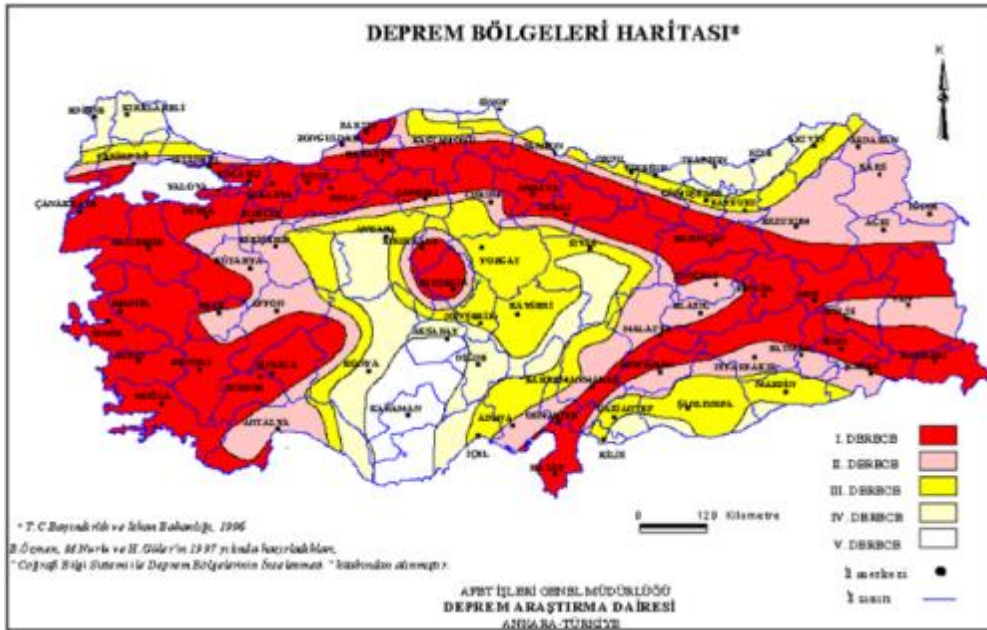


Şekil 2. Çalışma Alanının Jeoloji Haritası [2]



Şekil 3. Zemin Formasyonu Katmanları

Çalışma alanı ve yakın çevresi Bayındırlık ve İskan Bakanlığınca yayınlanan ve 5 bölgeye ayrılmış olan "Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası (1996)" na göre 1. derecede Deprem Bölgesi içinde kalmaktadır (Şekil 4). Kuzeyde Asya-Avrupa levhası ile güneyde Anadolu levhasını birbirinden ayıran Kuzey Anadolu Fay Zonu (KAFZ), yaklaşık uzunluğu 1200 km. olan doğrultu atımlı bir fay sistemi olup ülkemizin en önemli tektonik yapılarından biridir. Düzce ve Bolu havzası bu fay üzerinde bulunmaktadır. Düzce havzasına en yakın olan ve deprem potansiyeli taşıyan aktif faylar Düzce, Hendek ve Çilimli faylarıdır (Şekil 5). Bu faylardan Düzce ve Hendek fayları aktif fay karakterindedir. Çilimli fayı ise olasılı aktif faydır [2]. Düzce Fayı: Akyazı-Kaynaşlı arasında uzanan ve Efteni gölünün güneybatısında çatallanan yaklaşık D-B uzantılı ve uzunluğu 70 km olan bu fay sağ yönlü doğrultu atımlı aktif bir faydır [3]. Hendek Fayı: Düzce havzasının batısında Sapanca Gölü-Hendek-Cumayeri arasında uzanan KD-GB uzanımlı fay Hendek fayı olarak isimlendirilmiştir [4]. Sağ yönlü doğrultu atımlı fay yaklaşık 50 km uzunluğundadır. Hendek-Cumayeri arasında kalan 25 km'lik bölümünde morfolojik olarak çok belirgin olan bu fay Adapazarı ovasında olasılı olarak haritalanmıştır [2]. Çilimli fayı: Düzce havzasının kuzeyinde Cumayeri-Konuralp arasında uzanan ve yaklaşık uzunluğu 13 km olan bir faydır. Fayın niteliği ve aktivesine ilişkin ayrıntılı veri toplanamamasına rağmen arazide fay boyunca uzamış şekilli basınç sırtlarının gözlenmesi ve fay çizgisi boyunca çok sayıda kaynak dizilimi gözlenmiş olması sebebi ile olasılı aktif fay olarak değerlendirilmiştir [2].



Şekil 4. Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası (1996) (Turkish earthquake regional map) [3]



Şekil 5. Bolu ve Düzce Civarının Diri Fayları [5]

3. MATERYAL VE YÖNTEM

3.1. Geoteknik Araştırmalar

Jeolojik-jeoteknik çalışmalar kapsamında 35 adet sondaj jeoteknik sondaj yapılmış, her bir sondajda zemin tanımlaması için SPT deneyi gerçekleştirilmiştir. Zemin sınıflandırmalarının yapılabilmesi için laboratuvarında ise zeminlerin kıvam sınırları ve tane boyu analizleri yapılmıştır. Elde edilen veriler değerlendirildiğinde çalışma alanındaki zeminlerin, killi (CL), siltli (ML), yaygın olarak kumlu (SM, SC, SL) ve nadiren çakıllı (GM) birimlerden oluştuğu değerlendirilmiştir.

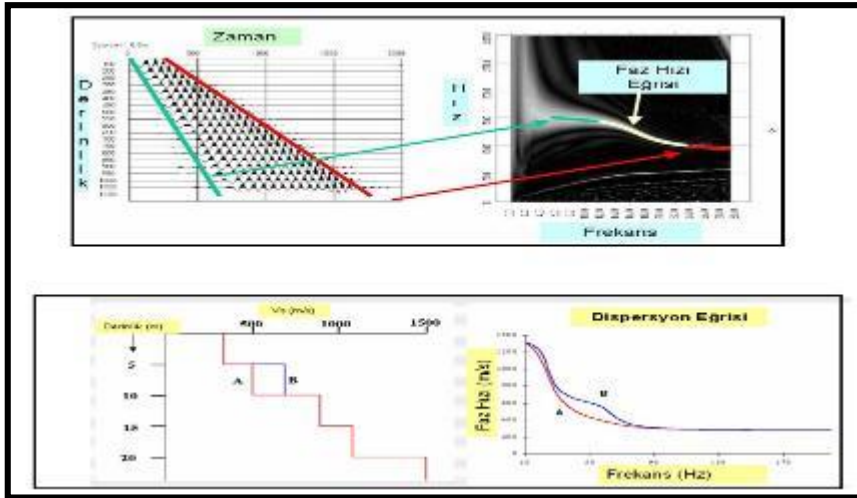
3.2. JEOFİZİK ÇALIŞMALAR

Gölyaka (DÜZCE) Belediyesi İmar Planına Esas Jeolojik Jeoteknik Etüd kapsamında, Çiğdemli şehir merkezinin zeminin fiziksel parametrelerinin, litolojik birim geçişleri ve zemin hakim titreşim periyodu değerlerinin belirlenmesi için 25 adet sismik kırılma, 10 profil aktif kaynaklı yüzey dalgası (Masw), 3 noktada Elektrik özdirenç yöntemi (Des), 35 noktada Mikrotremor ölçümleri alınmıştır. Jeofizik etüd kapsamında 10 adet masw profil lokasyonu planlanmıştır. Belirlenen sismik profiller boyunca 1-D sismik dalga hızı loglarının elde edilmesi amacıyla MASW metodu ile sismik kayıtlar alınmıştır. Etütte hedeflenen araştırma derinliği, sismik uygulama için 30 m planlanmıştır. MASW uygulaması ile ayrıca jeoteknik projelendirme ve temel dizaynı için önemli olan kör/düşük hız zonları rahat bir şekilde görüntülenebilmiştir. Sismik profiller rapor içerisinde, “MASW” notasyonu kullanılarak tarif edilmiştir. Sismik etütler; 12 kanallı, sinyal biriktirmeli sara doremi marka mühendislik sismografi (Şekil 6, 7) kullanılarak gerçekleştirilmiştir. MASW uygulamasında 4.5 Hz doğal frekanslı düşey jeofon setleri kullanılmıştır. Enerji kaynağı balyoz vurma metodu seçilmiş ve bu amaçla 9 kg ağırlığında balyoz kullanılmıştır. MASW uygulamaları 12 kanal kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Çalışmada 3 metre jeofon aralığı 9 metre ofset toplam 42 metre serim yapılmıştır.



Şekil 6. MASW Ölçümlerinden Bir Görünüm

Modellenen dispersiyon eğrisi ile gerçek dispersiyon eğrisi arasındaki uyumsuzluk kabul edilebilir asgari değere ulaşınca iterasyon durdurulur. Yüzey dalgalarından elde edilen S-dalga hızları, jeofon serimi boyunca yanal ortalamayı temsil eder.



Şekil 7. Yüzey Dalgalarının Dalga Formu ve Dispersiyon Eğrisi ve Ters Çözümü ile Elde Edilmiş Vs Hız Profili

Büyütme katsayısı Midorikawa [6] tarafından önerilen ve Eşitlik 1'de verilen bağıntı kullanılarak hesaplanmıştır.

$$A = 68V_s^{-0.6} \quad (V_1 < 1100 \text{ m/s}) \quad (\text{Eş. 1})$$

Burada;

A: Zemindeki en büyük hız için bağıl büyütme faktörü,

Vs: 30 m derinlik içerisindeki ortalama kayma dalgası hızı (m/s).

3.3. Mikrotremör Ve Hakim Titreşim Periyodu

Bir bölgedeki titreşimler, o bölgelerde yerin doğal gürültüsünü oluştururlar. Farklı yer koşullarına ait yerin doğal gürültüsü de farklı olacaktır. Yerin doğal gürültüsünün genlik ve frekans içeriklerini, yerin litolojisi ve geometrisi gibi faktörler etkileyecektir. Yerin çok küçük genlikli doğal salınımları incelenerek yerin etkin salınım periyotları saptanabilir ve bu şekilde yerin davranış özellikleri belirlenebilir. Bu durumda yerin bu doğal titreşimlerinden yararlanılarak elde edilecek parametrelere göre bölgesel olarak yer sınıflamaları yapılabilir. Mikrotremör kayıtlarının doğru bir şekilde alınabilmesi için öncelikle sakin zamanlar seçilmelidir. Araştırma kapsamında 35 noktada Mikrotremör ölçümleri 20 dakikalık kayıt alınmıştır. Ölçümler GURALP mikrotremör cihazı kullanılarak alınmıştır. Veri alımında sistemin üzerindeki yazılımı kullanılmış ve veri alımı esnasında kayıt edilen veriler online olarak incelenmiş veri/gürültü oranının artması durumunda kayıt süresi uzatılmıştır.

Çalışma sahasında 20 noktada alınan “saf” uzantılı Mikrotremör verileri Sesarray-Geopsy yazılımı kullanılarak analiz edilerek ölçüm noktalarına ait zemin hâkim titreşim periyodu(T_0) ve zemin büyütmesi(A_k) değerleri hesaplanmıştır. Alınan kayıtların analiz aşaması; Gcf uzantılı üç bileşenli mikrotremör kayıtlarımız 3 bileşeni aynı anda Geopsy yazılımında açılarak değerlendirilmeye başlanılmıştır. Değerlendirilme aşamasında öncelikle kayıtlar bastırılarak genliklerin aritmetik ortalaması alınmıştır, daha sonra 0.50 Hz-20 Hz arası Bant-geçişli (Pass) 4. dereceden Butterworth filtresi uygulanarak veri gürültülerden ayıklanmış. Daha sonra elde edilen verideki sivri sinyalleri yumuşatmak için verinin başı ve sonuna %5 oranda törpüleme işlemini uygulanarak filtreleme işlemi tamamlanmıştır.

Daha sonra elde edilen filtrelenmiş kayıtlar değerlendirmeye alınırken 18 sn -25 sn arasında arasın da pencereler seçilerek, seçilen pencerelerdeki kısma 0.5 Hz-1.5 Hz arasında yüksek geçişli(high-pass) Butterworth filtresi uygulanmıştır. Mikrotremör kayıtları yukarıdaki işlemlerden geçirilerek değerlendirilmeye hazır hale getirildikten sonra Nakamura Spektral Oran Tekniği(QTS) verilere uygulanarak maksimum büyütmesi, hakim periyot değerleri elde edilmiştir.

3.4. Sismik Kırılma Yöntemi

İnceleme alanında, yer altı hız yapısı, zeminin dinamik-elastik parametreleri, taşıma gücü, deprem yönetmeliklerine esas zemin sınıfları, hakim titreşim periyotları, zemin büyütmeleri ve zemin içerisindeki yanal ve düşey süreksizlikleri saptamak amacıyla P dalga hızları ölçümleri yapılmıştır.

Sismik kırılma yönteminde amaç, zemini yapay olarak sarsarak, zemini oluşturan tabakalarının hız ve kalınlıklarını belirleyerek, elastik parametreleri doğal şartlarda tanımlamaktır. Yöntemin temeli sıg ortamda yapay olarak yayılan elastik dalgaların belirli ortamlarda kırılıp yansdıktan sonra, alıcıdan kayıtcıya kadar geçen ilk varış zamanlarının kayıt edilmesi ilkesine dayanır. Boyuna dalgalar (P dalgası) küçük genlikli ve yüksek frekanslı olup, hızlı yayılabilen dalgalardır. Enine dalgalar (S dalgası) ise, büyük genlikli ve düşük frekanslı olup, boyuna dalgalara göre daha düşük hızlarla yayılabilen dalgalardır. Bu nedenle enine dalgaları daha net kaydedebilmek için, boyuna dalgaları söndürmek veya düşük genlikle ölçü almak gerekmektedir. Sismik dalga hızları ilerlediği ortamın yoğunluğuna, içerdiği su miktarına, çatlaklık, porozite ve çimentolanma derecesine bağlıdır. Enine dalgalar bu faktörlere, boyuna dalgalara nazaran daha fazla duyarlıdır. Sismik kırılma çalışmalarında 12 kanallı sara-doremi sismik kayıtcı kullanılmıştır. Sistem kayıtları almaya yarayan diz üstü bilgisayar, sismik izleri algılamaya yarayan sensör, bir triggerli balyoz, 12 adet düşey jeofon ve özel bağlantı

ünitelerinden oluşmaktadır. Sismik dalga kaynağı olarak 9 kg. ağırlığındaki balyoz ile çelik plaka üzerine yapılan vuruşlardan yararlanılmıştır. Sismik kırılma için 14 Hz lik düşey jeofonlar kullanılmıştır. 3 metre jeofon aralığı 9 metre ofset aralığı olarak seçilerek toplam 42 metre serim yapılmıştır. Her profil için düz ve ters atışlar yapılmıştır. Her atış için 3 stack yapılmıştır. İnceleme alanında veri toplama işlemi sara doremi Marka 24 kanallı kayıtçı 12 kanallı olarak ve 4.5 Hz düşey alıcılar (jeofonlar) kullanılarak, alıcılar arası 3 m, vuruş mesafesi (ofset) 9 m olarak toplam serim boyu 42 m seçilmiştir. Ölçümler esnasında kaynak olarak 10 kg balyoz kullanılmıştır. Alınan 1 msn örneklem aralığında ve 1 s arasında kayıt uzunluğu seçilerek veri alma işlemleri gerçekleştirilmiştir. Çalışma alanında depremin neden olduğu yatay kesme dalgalarının ağırlıklı ortalama değeri Özaydın [7]'in önerdiği Eş.2'e göre aşağıdaki gibi bulunmaktadır. Çalışma alanında hesaplanan sismik hız ve formasyonlar Tablo 1'de verilmiştir.

$$V_K = \frac{h1V_{k1}+h2V_{k2}}{h1+h2} \quad (2)$$

Burada;

h: Temel kaya üstündeki zemin katmanı kalınlığı (m),

V_k: zemin katmanı içinde kayma dalası hızını(m/sn) ifade etmektedir.

Tablo 1. Hesaplanan Sismik Hızlar ve Formasyonlar

Sismik Profiller	Tabakala	S Dalga Hızı (Vs) m/sn	P Dalga Hızı (Vp) m/sn	Kalınlık (m)
Serim-1	1. Tabaka	188	476	4
	2. Tabaka	358	1074	
Serim-2	1. Tabaka	185	361	1
	2. Tabaka	315	1153	
Serim-3	1. Tabaka	190	400	4
	2. Tabaka	310	1365	
Serim-4	1. Tabaka	170	490	3.5
	2. Tabaka	300	1082	
Serim-5	1. Tabaka	171	438	5
	2. Tabaka	335	1046	
Serim-6	1. Tabaka	130	350	4.5
	2. Tabaka	345	1054	
Serim-7	1. Tabaka	150	428	6
	2. Tabaka	380	1048	
Serim-8	1. Tabaka	190	488	4
	2. Tabaka	390	1000	

Serim-9	1. Tabaka	274	441	3.5
	2. Tabaka	390	1007	
Serim-10	1. Tabaka	188	472	11
	2. Tabaka	330	996	
Serim-11	1. Tabaka	182	490	5
	2. Tabaka	375	1006	
Serim-12	1. Tabaka	194	400	4
	2. Tabaka	338	1067	
Serim-13	1. Tabaka	153	450	3.5
	2. Tabaka	260	1116	
Serim-14	1. Tabaka	210	403	7
	2. Tabaka	230	921	
Serim-15	1. Tabaka	200	498	4
	2. Tabaka	340	969	
Serim-16	1. Tabaka	187	520	3
	2. Tabaka	370	1030	
Serim-17	1. Tabaka	162	511	5
	2. Tabaka	398	1031	
Serim-18	1. Tabaka	147	480	5
	2. Tabaka	300	1065	
Serim-19	1. Tabaka	200	380	6
	2. Tabaka	220	1040	
Serim-20	1. Tabaka	180	470	7
	2. Tabaka	242	1074	
Serim-21	1. Tabaka	251	385	2,5
	2. Tabaka	350	1002	
Serim-22	1. Tabaka	169	420	4,5
	2. Tabaka	294	1115	
Serim-23	1. Tabaka	157	311	3
	2. Tabaka	287	947	
Serim-24	1. Tabaka	201	397	4
	2. Tabaka	302	969	

Serim-25	1. Tabaka	247	401	3
	2. Tabaka	364	994	

Çalışma alanındaki zeminlerin hakim titreşim periyodu Kanai [8]'in önerdiği Eş.3 kullanılarak bulunabilmektedir.

$$T = \frac{4h}{V_k} \quad (3)$$

Burada;

h: Temel kaya üstündeki zemin katmanı kalınlığı (m),

V_k: zemin katmanı içinde kayma dalası hızını(m/sn) ifade etmektedir.

Rezonans olayı çalışma alanında yapılması planlanan binaların doğal periyodu ile zeminin doğal periyodunun örtüşmesidir. Zeminin Doğal periyodu yukarıda Eş.3 yardımı ile bulunmuştur. Burada yapılması planlanan yapıların periyodu ise Eş.4 kullanılarak bulunabilmektedir [9].

$$T = 0.079H^{3/4} \quad (4)$$

Burada;

H: Yapının yüksekliği (m)

4. DEĞERLENDİRME

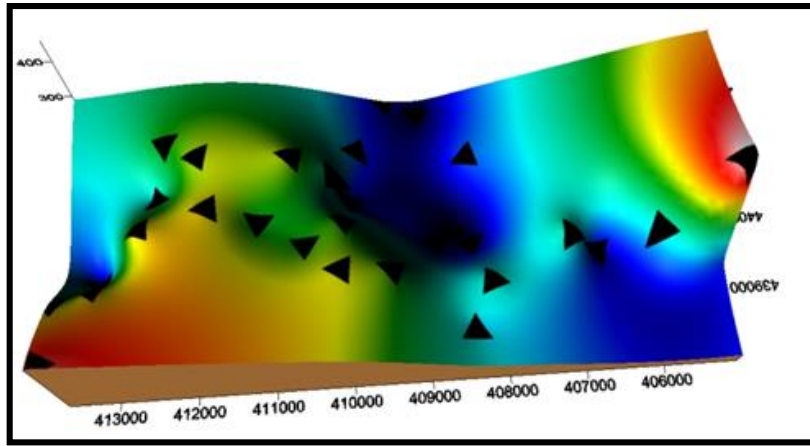
4.1. Geoteknik Değerlendirme

Jeoteknik çalışmalar kapsamında SPT (N) darbe sayılarının geniş bir aralıkta (3-50 arasında) değiştiği gözlenmektedir. İnceleme alanının merkezi kesimleri ile kuzeyinde SPT değerleri düşüktür. Kalan bölgelerde ise refü değeri olan 50'ye varan değerler ölçülmüştür. Kesme dalgası hızlarının yaygın biçimde düşük olduğu, ancak inceleme alanının güney batısında oldukça yüksek değerlere ulaştığı görülmektedir (Şekil 8). Bu verilere göre yüksek değerlerin güneybatı ve doğuda yoğunlaştığı ortaya çıkmaktadır. Bu parametrelere göre inceleme alanının orta ve kuzey kısımlarında düşük zemin taşıma gücü ve kesme dalgası ile karşılaşılacağını göstermektedir. Dolayısıyla bu bölgelerin yerleşim açısından daha az uygun olduğunu ortaya koymaktadır.

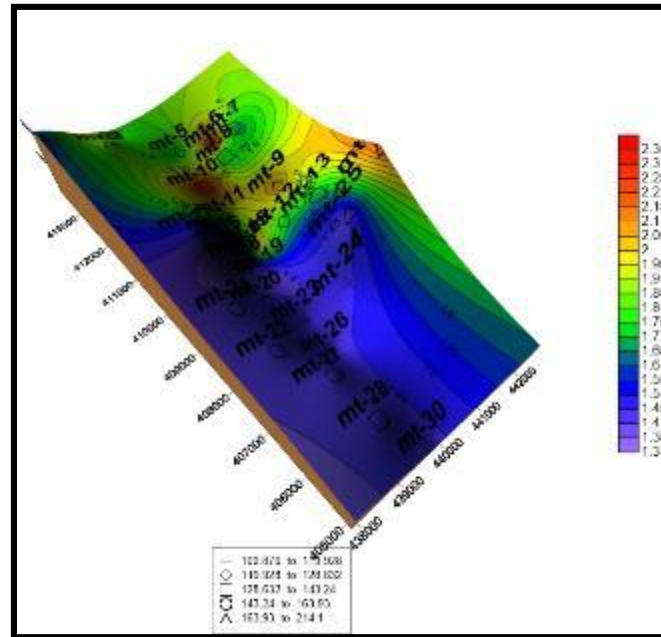
Periyot dağılımları dikkate alındığında, yüksek periyot değerlerinin, inceleme alanının güneybatı kesiminde yoğunlaştığı izlenmektedir. Bununla birlikte, sahanın çok büyük bir kısmında zemin periyot dağılımının 0.36-0.44 sn aralığında olduğu görülmektedir (Şekil 9). Maksimum büyümenin görüldüğü ilk hakim frekans, yani T, aynı zamanda rezonans frekansı olarak T_a adlandırılır. Rezonans, etkileşim halindeki iki farklı titreşimin frekanslarının

çakışması durumu olarak bilinmektedir. Buradan anlaşılacağı üzere zeminlerin olduğu gibi, üzerindeki yapıların da bir hâkim periyodu veya frekans varlığından söz edilir.

Yapıların hâkim periyodu, inşa edildiği malzemelerin özellikleri ve yapının boyutları tarafından kontrol edilir ve çok kaba bir hesaplama kat sayısının 10'a bölümü şeklinde bulunabilir. Yani 7 katlı bir bina için; bina hâkim periyodu; $7/10 = 0,7$ sn.'dir. Ancak alçak katlarda ise bu oran azalır ve 1 katlı bina için hâkim titreşim periyodu 0.35 sn., 2 kat için 0.40 sn., 3 kat için 0.45 sn., 4 kat için 0.50 sn. yaklaşık olarak kabul edilir. Buna göre inceleme alanındaki en yaygın zemin periyot dağılımı 3-4 katlı yapı periyodu ile çakışmaktadır. Bölgedeki yapılaşma dikkate alındığında, ana cadde kenarlarında 3 kat, diğer yerlerde ise 2-3 kat yapı izni verilmelidir. Bu veriler, olası bir depremde inceleme alanındaki yapıların birçoğunun zemin ile rezonansa gireceğini göstermektedir. Bunu önlemek için zemin ve/veya yapının periyot değerlerinin uygun hale getirilmesi yararlı olacaktır. Zeminde iyileştirme ve/veya güçlendirme yapılması, zemin rijitliğini ve periyodu değiştirmede kullanılan en yaygın yöntemdir.



Şekil 8. Kesme Dalgası Hızlarının (Vs) Dağılımı



Şekil 9. Zemin Büyütmesi Haritası

4.2. Zemin Davranışı ve Yapı Kat Yüksekliği İlişkisi

Zemin periyodunda yapılaşma tipine göre bir kritik değer seçilebilir. Bunun tek dayanağı ise rijit yapı uygulamasının, elastoplastik yapı ve hatta düktil yapı uygulamasından daha önemli ve daha yaygın olmasıdır. Kritik değer olarak proje sahası için $T_{0 \text{ KRİTİK}} = 0.41$ sn alınmıştır. Kaldı ki gereğinden fazla rijitideye ulaşıldığında da rezonanstan kaçınmak gerekir. Bazen bu seçim yapılırken düktil yapılar güçlendirme adına rijitleştirilebilmektedir. Yapı öz periyodu yeterince güvenilir bir biçimde hesaplanabildiğinde zemin periyodu ile örtüşme miktarına bakılmalı ve bu örtüşmenin rijit tarafta mı, düktil tarafta mı olduğuna göre rezonanstan kaçınılmalıdır. Doğal olarak yapıya düktilite uygulama yerine, zemin iyileştirilmesi yapıldığında daha güvenilir sonuçlar vermektedir. Bununla birlikte, yapı öz periyodu ise betonarme karkas yapılar için doğrudan doğruya kat adedi ile orantılı olarak değişmektedir. Bu durumda zemin periyodu ile kat adedinin rezonans oluşturmayacak değerlerde karşılıklı uygun olması gerekmektedir. Proje sahası için hesaplanan $T_{0 \text{ KRİTİK}}$ değeri (0.41 sn) gereği, sahada projelendirilmesi düşünülen betonarme yapıların deprem kaynaklı mekanik rezonanstan kaçınmak amacıyla uygun yapı periyodu ve kat sayısına göre projelendirilmeleri gerekmektedir. Burada hesaplanan zemin hakim titreşim periyodu değerleri genel öngörüm amaçlıdır ve parsel bazlı çalışmalarda ayrıca hesaplanarak statik projelerde kullanılmalıdır. Ansal vd. (2004) tarafından verilen ölçüt tanımına göre (Tablo 2) “B” sınıfına girmektedir.

Tablo 2. Yer hakim Titreşim Periyotlarına Göre Ölçütler (Ansal vd., 2004).

Yer hakim titreşim periyodu aralığı	Ölçüt tanımı
0.10–0.30 sn	A
0.30–0.50 sn	B
0.50–0.70 sn	C
0.70–1.00 sn	D

5. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Bu çalışma sismik olarak aktif olan ve Kuzey Anadolu Fay Zonunun etkisi altında şekillendirilen Düzce Gölyaka ilçesi imar alanında yapılmıştır. İnceleme alanı Kuvaterner yaşlı yelpaze çökelleri ve alüvyal birimler ile Neojen karasal çökellerden meydana gelmektedir. Çalışma kapsamında SPT (N) darbe sayısı, kesme dalgası hızı, zemin büyütme katsayısı ve

zemin hâkim titreşim periyodu incelenmiştir. İnceleme alanının merkezi kesimleri ile kuzeyinde SPT değerlerinin düşük olduğu, diğer bölgelerde ise refü değerine ulaşan değerler gözlenmiştir. Kesme dalgası hızlarının yaygın biçimde düşük olduğu, ancak inceleme alanının güney batısında oldukça yüksek olduğu görülmektedir. Zemin büyütme katsayılarının dağılımı ise yukarıdaki parametrelere uygun bir dağılım sunmuştur. Bu değerlere göre inceleme alanının orta ve kuzey kısımlarının düşük zemin taşıma gücüne sahip olduğu, düşük kesme dalga hızları ile karşılaşılacağı ve yerleşim açısından daha az uygun olduğu sonuçları ortaya çıkmaktadır. Yüksek zemin periyot değerleri, inceleme alanının güneybatı kesiminde yoğunlaşmasına karşın, sahanın çok büyük bir kısmında dağılımının 0.36-0.44 sn aralığında olduğu görülmektedir. Standart betonarme yapılarda kat sayısına bağlı olarak periyot esas alındığında, en yaygın zemin periyot dağılımının 3-4 katlı yapı periyodu ile çakıştığı ortaya çıkmaktadır. Bölgedeki yapılaşma dikkate alındığında, olası bir depremde inceleme alanındaki yapıların birçoğunun zemin ile rezonansa gireceğini göstermektedir. Bunu önlemek için zemin ve/veya yapının periyot değerlerinin uygun hale getirilmesi yararlı olacaktır. Zemin rijitliğini ve periyodu değiştirmede kullanılan en yaygın yöntem olarak zemin iyileştirmesi ve/veya güçlendirmesi olduğu söylenebilir.

Arazide yapılan Mikrotremör çalışmaları sonucunda elde edilen zemin hakim titreşim periyodu, ortalama olarak $T_0=0.41$ sn olarak hesaplanmıştır. Zemin jeofizik analiz programından hesaplanan zemin büyütme değerleri ortalaması 2.20'dir. Bu değerlerin zeminin meydana gelebilecek bir deprem sarsıntısı esnasında salınımının "B" olacağını ve spektral büyütme tehlike düzeyinin A(Düşük) olduğu söylenebilir. Bu nedenle yapılması düşünülen binalar projelendirilirken, binaların periyodu zeminin periyodundan küçük seçilmelidir.

Yapı projelendirilme aşamasında parsel bazında zeminin salınımı bulunmalı ve yapının periyodu ile karşılaştırılarak rezonansdan kaçınılmalıdır. Kat yüksekliği seçilirken parsel bazında bulunacak olan zemin periyodu yapı periyodundan küçük seçilmelidir, buda; cadde kenarlarında 3-4 kat diğer alanlarda ise 3 kat sınırında tutulmalıdır, ayrıca parsel bazında yapılacak sondaj çalışmalarından sonra sivilaşma tahkikleri yapılmalı ve gerekiyorsa zemin iyileştirilmesi yapılmalıdır. İnceleme alanında yapılması düşünülen yapıların projelendirilmesi aşamasında Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Deprem yönetmeliğine kesinlikle uyulmalıdır.

6. KAYNAKLAR

- [1] İnternet: Düzce ilçesi sınırlarını gösteren bir uydu görüntüsü <http://maps.google.com>.
- [2] M.T.A Genel Müdürlüğü ve Ankara Üniversitesi (A.U), 1999, "17 Ağustos 1999 Depremi Sonrası Düzce (Bolu) İlçesi Alternatif Yerleşim Alanlarının Jeolojik İncelenmesi", TÜBİTAK Yer Deniz Atmosfer Bilimleri ve Çevre Araştırma Grubu Raporu 59s.
- [3] T.C Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, 1996, "Deprem Bölgeleri Haritası", Harita Genel , Komutanlığı basımı.
- [4] Şaroğlu, F., Emre, Ö. ve Boray, A., 1987. Türkiye'nin diri fayları ve depremsellikleri. MTA. Rap (8174), 394.
- [5] Özmen, B., 2000, Düzce-Bolu Bölgesi'nin Jeolojisi, Diri Fayları ve Hasar Yapan Depremleri s:1-14, 12 Kasım 1999 Düzce Depremi Raporu (Editör: Bülent ÖZMEN ve Günruh BAĞCI), Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi, Ankara
- [6] Midorikawa, S., 1987. Prediction of isoseismal map in the Kanto plain due to

- hypothetical earthquake.(In Japanese with English Abstract) Journal of Structural Engineering. Vol.33b, pp.43-48.
- [7] Özaydın, K., “Yer hareketleri üzerinde yerel zemin koullarının etkisi ve zemin büyütmesi”, Türkiye Deprem Vakfı-TDV/TR 96-003, (1996).
- [8] Kanai, K., 1983. Engineering seismology. Tokyo: University of Tokyo Press, 1983, 1.
- [9] Scarat, A., 1996. Approximate Methods in Structural Seismic Design, E&FN Spon, London.

NATM TÜNELİ İLE KAZIKLI KÖPRÜ TEMEL ETKİLEŞİMİNİN ÜÇ BOYUTLU SAYISAL ANALİZİ

THREE DIMENSIONAL NUMERICAL ANALYSIS OF INTERACTION BETWEEN NATM TUNNELLING AND PILED BRIDGE FOUNDATION

Halil Murat ALGIN¹

Arda Burak EKMEN²

ABSTRACT

This paper presents a three-dimensional finite element model to investigate the interaction between conventional tunnelling (New Australian Tunnelling Method-NATM) and a pile supported bridge. The model demonstrates a typical urban tunnelling situation and contains various components of tunnel and bridge elements such as piers, piles, pile caps and the pile-ground interface to allow for possible slip between the piles and the ground during tunnelling. The tunnel and bridge configuration is adopted from the previous study conducted on Seoul metro extension project and 3D soil variations adopted from previously developed 3D soil model based on the electric resistivity tests. The numerical results demonstrate that during the progress of tunnel construction, the settlement of piles directly above the tunnel may exceed the design constraints and subsequently results a significant loss in the shaft loads of piles.

Keywords: 3D FEM analyses, NATM tunnel, bridge, pile, settlement.

ÖZET

Bu bildiri, kazıklı köprü temel sistemi ve tipik bir NATM tüneli arasındaki etkileşimi incelemek amacıyla üç boyutlu bir sonlu elemanlar modeli sunmaktadır. Model, tipik kentsel bir tünel inşa durumunu yansıtmakta olup, köprü ayakları, kazıklar, kazık başlıklarının yansıması, tünel inşası sürecinde zemin ve kazık arasında muhtemel sıyrılmaya izin veren kazık-zemin ara yüzeyi gibi çeşitli tünel ve köprü bileşenlerinden oluşmaktadır. Tünel ve köprü konfigürasyonu, Seul metro hattı uzatma projesini temel alan ve daha önce literatürde yapılmış bir çalışmadan yararlanılarak sunulan modele uyarlanmış olup, üç boyutlu zemin değişimleri elektrik özdirenç testlerini temel alan ve daha önce tarafımızdan geliştirilen üç boyutlu zemin modelinden alınmıştır. Tünel inşası aşamasında, tünelin hemen yukarısındaki kazıkların oturmalarının tasarım sınırlarını aşabilmekte olduğu ve dolayısıyla kazıkların yanal yüzeyleriyle taşınan yüklerinde önemli bir kayba sebebiyet verebildikleri sayısal sonuçlardan görülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Üç boyutlu SEM analizi, NATM tüneli, köprü, kazık, oturma

¹Doç. Dr., Harran Üniversitesi, hmalgin@harran.edu.tr

²Arş. Gör., Harran Üniversitesi, ardaburakekmen@harran.edu.tr

1. GİRİŞ

Şehirleşmeye bağlı olarak, metro hatlarının belli bir bölgeye doğru uzatılması gerekliliği geoteknik mühendisliğinde yeni bir inceleme alanı olarak karşımıza çıkmaktadır. Tünel inşasının temeller altında oluşturacağı ek oturma ve gerilme şartlarındaki değişim, mevcut üst yapıdaki binalara önemli zararlar verebilir. Bu kapsamda mevcut kazık temeller altında tünel inşası durumu pek çok araştırmacı tarafından incelenmiştir (örneğin, Vermeerve Bonnier 1991, Chen ve diğ. 1999, Mrouehve Shahrour 2002, Lee ve Ng 2005, Lee ve Jacobsz 2006, Lee ve Yoo 2006, Chengve diğ. 2007, Lee ve Chiang 2007, Yangve diğ. 2009, Yoo ve Kim 2008, Yoo 2013). Her ne kadar bu çalışmalar mevcut kazık bölgesindeki tünelin etki mekanizması konusunda önemli sonuçlar sunsa da, bu araştırmalardan özellikle Yoo(2013)'ün sunduğu çalışma haricindekilerin çoğu, ideal tünel durumlarına odaklanmış olduklarından, bu tür projelendirmelerde tünellerin temel sistemi üzerindeki potansiyel etkilerinin incelenmesine yönelik ek araştırmaların yapılması ihtiyacı doğmaktadır. Zira böyle projelerde, tünelin sebep olduğu zemin hareketleri, bina temel sistemlerine ters bir etki gösterecek ve temel sisteminin oturmalarını arttırarak ek gerilmeler oluşturacaktır. Bu sebeple, tasarım ve inşaa aşamalarında tünelin mevcut binalar üzerindeki etkisi zemin şartlarına bağlı olarak araştırılmalıdır.

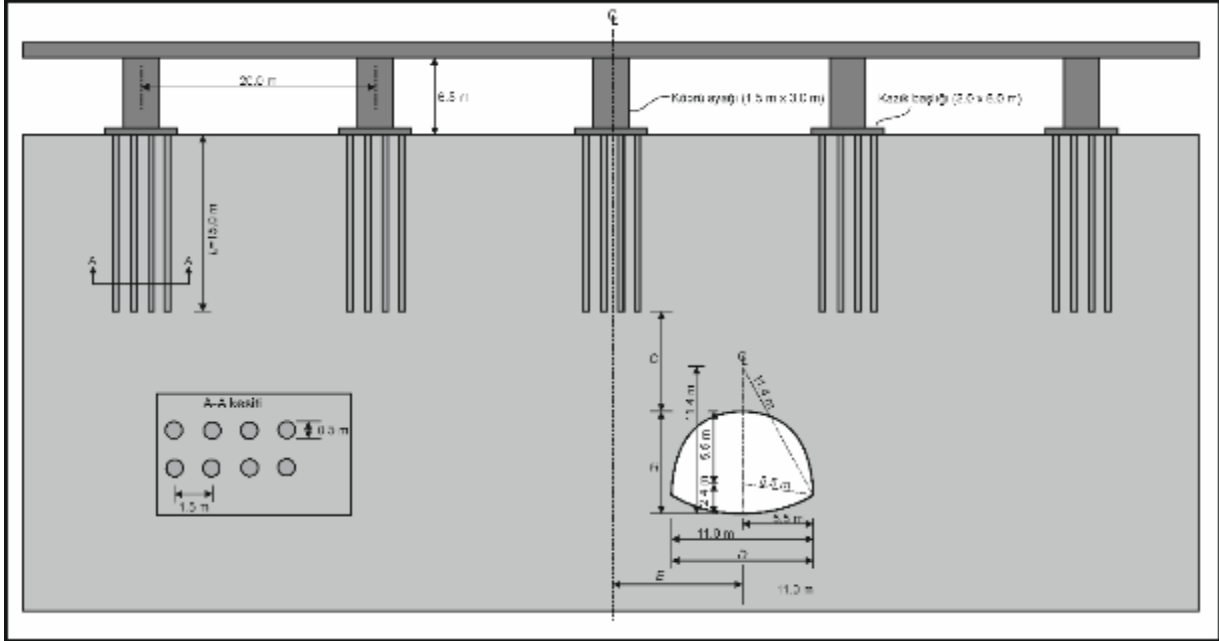
Bu çalışmada kazıklarla desteklenmiş mevcut bir köprünün ayakları altında, geleneksel bir NATM tünelinin 3B nümerik analiz sonuçları tartışılmaktadır. Oturmalarındaki değişim ve dolayısıyla kazıkların yük taşıma kapasitelerindeki azalma yönünde temel mekanizmanın tanıtılması hedeflenmektedir. Şehir ortamında oluşabilecek benzer durumları içeren temel projelerine katkı sağlamak amacıyla, temel kazık etkileşiminin hassas ve gerçekçi analizi tünel durumunu kapsayacak şekilde incelenmiştir.

Bu bildiri, tünel ve kazıklı köprü temel etkileşimi konusunda yapılan hipotetik üç boyutlu sonlu elemanlar modelinin analiz sonuçlarını sunmaktadır. Yoo(2013) tarafından Seul metro çalışmasını temel alarak yapılan model, 3B zemin litojosindeki değişim dikkate alınarak tarafımızdan daha kapsamlı olarak tekrar modellenmiştir. Yapılan model, köprü ayaklarını, kazıkları, kazık başlıklarını, NATM tünel geometrisini ve 3B zemin litojosindeki değişimi ayrıntılı olarak kapsamaktadır. Kazık-zemin ara yüzü muhtemel kaymaya olanak sağlayacak şekilde modellenmiştir. Algın(2013) tarafından tanıtılan modelleme tekniği kullanılarak geliştirilen 3B zemin modeli kullanılmıştır. Bu zemin modeli, Harran Üniversitesi kampüsü içerisinde yapılan çok elektrotlu elektrik özdirenç test sonuçları temel alınarak hazırlanmıştır. Bu sayede, zeminin tüm noktadaki topolojik ve morfolojik yerel gerçek zemin değişiminin üç boyutlu sonlu elemanlar modeli gerçekleştirilmiştir. Bu zemin modeline, Yoo (2013) tarafından tanıtılan Seul'deki köprü geometrisi, metro tüneli ve zemin parametreleri adapte edilmiştir.

2. GÖZ ÖNÜNDE BULUNDURULAN TÜNEL ŞARTLARI

Seul metro tüneli ikinci aşama inşaa projesinde kullanılan tipik bir tünel kesiti şekil 1'de verilmiştir (Yoo, 2013). Bu tünelin maksimum yüksekliği 7,9 m ve genişliği 11 m olup, kazı alanı yaklaşık 87 m²'dir. Bu geometri üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) modellemesinde kullanılmıştır. Tipik zemin şartları, test detayları ve zemin özellikleri Yoo (2013) tarafından sunulmuştur. Tünelin kademeli kazı yöntemine göre kazı işlemi gerçekleştirilmiş olup, 200 mm kalınlığında püskürtme beton tabakası ile tünel desteklenmiştir. Kazıklarla desteklenmiş köprü tabiyesi 20 m açıklığına sahiptir ve her biri 1.5 m × 3 m kesit alanına sahip yüksekliği 6.5 m olan köprü ayaklarıyla desteklenmiştir. Her bir köprü ayağı, 15 m uzunluğuna sahip 8 adet 0.5 m

çaplı çelik kazıklarla desteklenmiş olup, 1.5 m aralıktır. Analiz kolaylığı açısından, tünel ve köprünün dik kompozisyonu temel alınmış olup, simetriden yararlanılarak 3B SE modeliküçültülmüştür (Şekil 1). Tünel çapı ve yüksekliği D ve H olarak ifade edilmiştir. Tünel üst kısmı ile kazık arasında düşey yükseklik C olarak ve tünel merkezi ile merkez hat arasındaki mesafe de E olarak ifade edilmiştir.



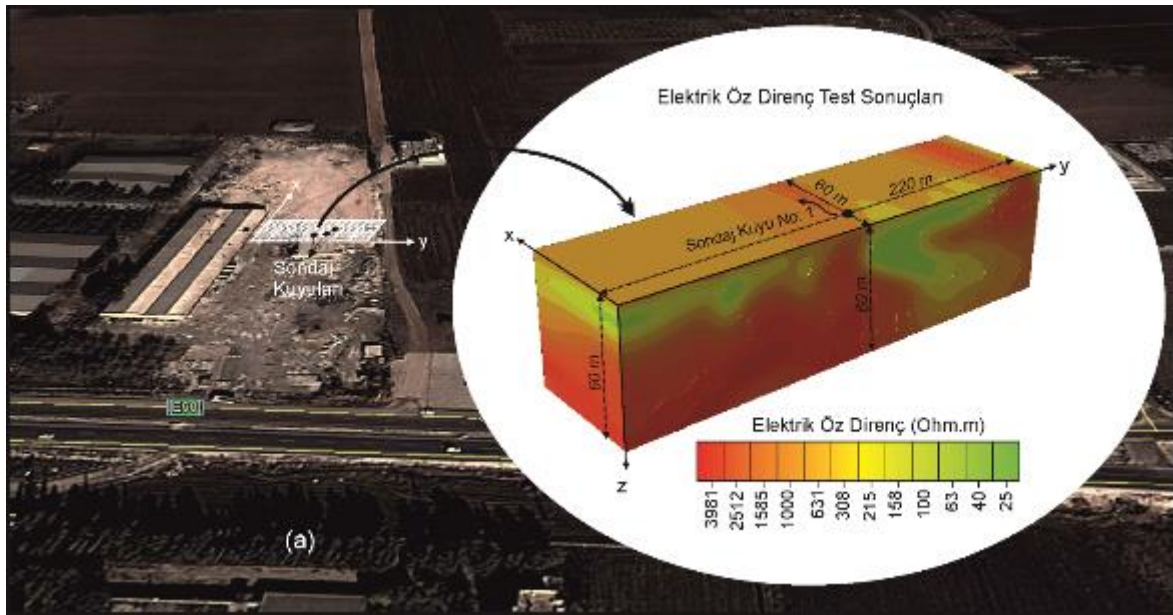
Şekil 1. Tünel Boyutları, Kazık Teme Ve Tünelin Şematik Görünümü (Yoo, 2013)

3. ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR MODELLERİ

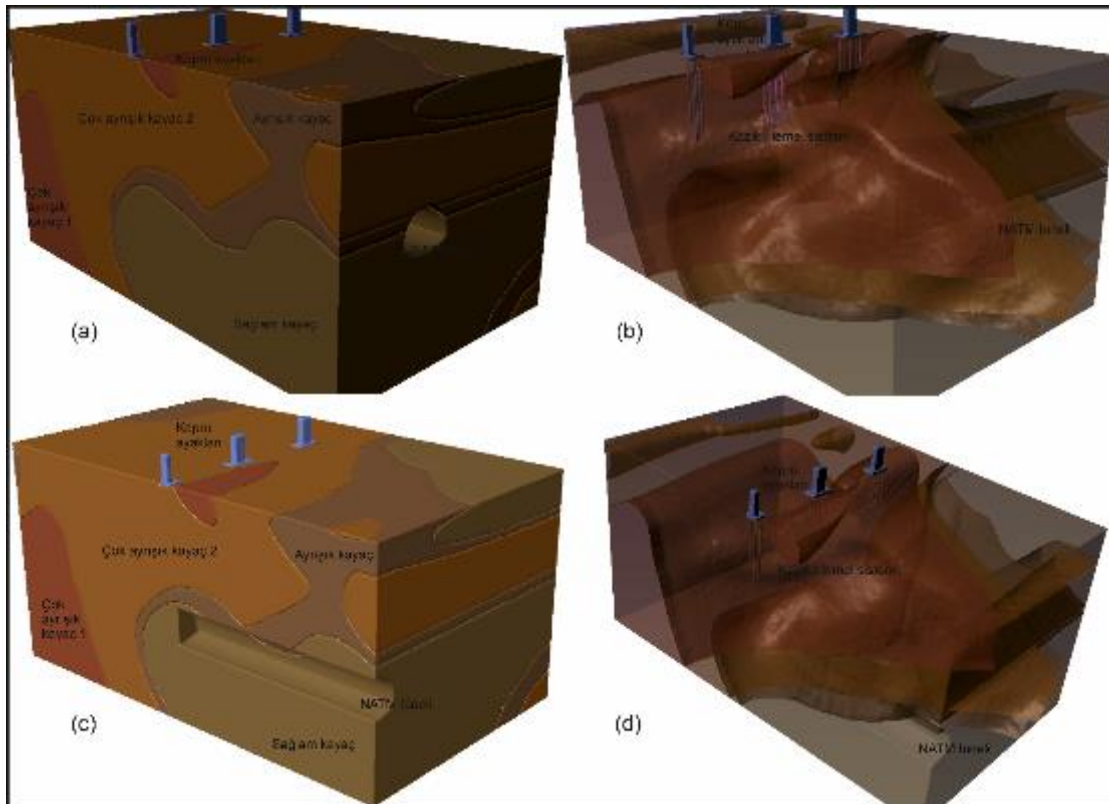
Elektrik özdirenç (rezistivite) yöntemi, uygulamada sıkça kullanılan bir fizik yöntemi olup, elektronik ve bilgisayar teknolojisindeki yeniliklere paralel olarak gelişme göstermektedir. Son yıllarda, çok-elektrotlu ölçüm aletleri kullanılmaya başlanmış olup, geniş alanlarda hızlı olarak yeraltının özdirenç değişim verileri elde edilmektedir. Bu yöntemle ulaşılan rezistivite sonuçları, bir ters çözüm algoritması ile işlenerek özdirenç-derinlik değerleri hesaplanmakta ve üç boyutlu elektrik rezistivite sonuçlarının değişimi elde edilmektedir. Üniversite kampüsü içerisinde bir alanda ÇEEÖ ölçümleri yapılmış olup, testler 64 elektrotlu sistem kullanılarak 5 m içsel aralıklarla uygulanmış ve 12 hatta yine 5 m aralıklarla yanal doğrultuda hareket ederek tekrarlanmıştır (Şekil 2) (Algin 2013). ÇEEÖ test sonuçlarının sadece 60 m net derinliği veren kısımları kullanılarak, 3B rezistivite sonuçlarının sayısal değişimi elde edilmiştir. Ayrıca, 3 sondaj kuyusundan numuneler alınmış ve SPT testi yapılmıştır. Her zemin türünün, yerel şartlarla değişse bile o bölgeye özgü bir özdirenç aralığı olmasından dolayı, 3B elektrik rezistivite sonuçlarının litolojik bölgelendirme, elektrik özdirenç değerlerine bağlı olarak yüksek çözünürlükle yapılabilmektedir. Ancak, bu litolojik bölgelendirme arazideki sondaj sonuçlarıyla uyumlu olacak bir şekilde yapılmalıdır. Bu bölgelere Yoo (2013) tarafından verilen zemin parametreleri uygun bir şekilde atanmıştır. Şekil 3’de gösterilen ve zemini simgeleyen litolojik bölgelendirme yapılmış olup, 3B elektrik rezistivite sonuçlarından oluşan kısımlar, sonlu elemanlar programında kazık ve zemin arayüzeyleri tanımlanarak oluşturulmuş ve analiz edilmiştir.

Şekil 4’de geliştirilen 3B sonlu elemanlar modellerinden örnekler görülmektedir. Şekil 4-7’de 3B elektrik rezistivite sonuçları kullanılarak oluşturulan litolojik bölgeleri temel alan zemin kısımlarının hacimsel elementleri görülmektedir. Şekil 5(a)’da tasarlanan köprü ayakları, kazık

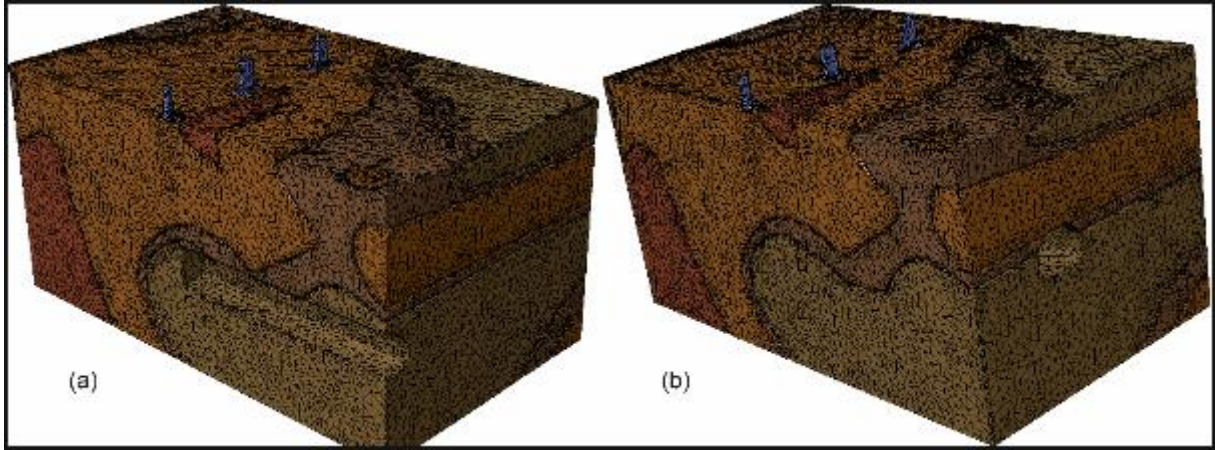
başlıkları ve silindirik kazık elemanlarının 3B SE yakın plan kesit görünümü verilmiştir. 3B SE analizlerinde Abaqus (2012) programı kullanılmış olup, tünel ve köprü etkileşimini gerçekçi olarak yansıtmak amacıyla, aşamalı simülasyon işlemi uygulanmıştır.



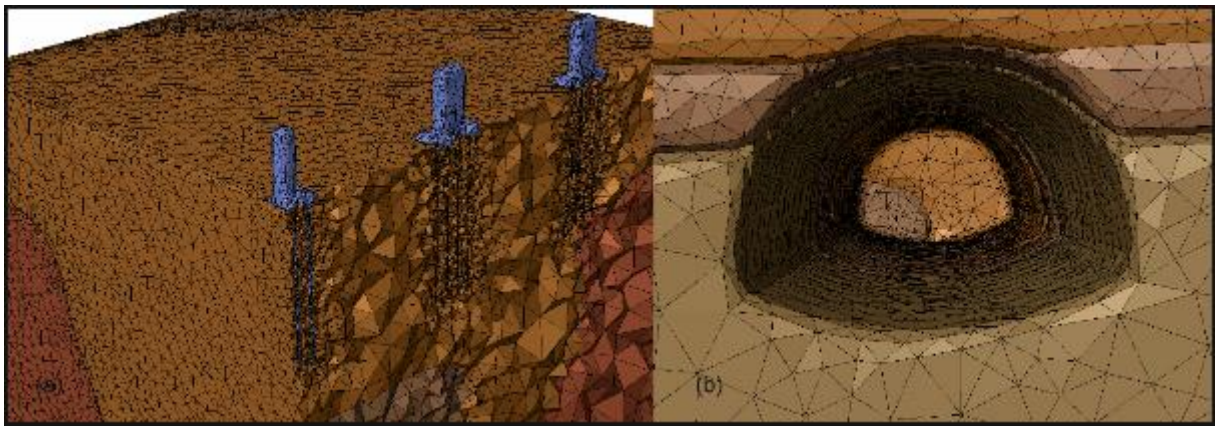
Şekil 2. (A) Elektrik Özdirenç (Rezistivite) Yönteminin Uygulandığı Alan (B) Elektrik Özdirenç Sonuçlarının 3B Görünümü (60 M Net Derinliği Veren Noktalar Dışındaki Noktalar Alınmamıştır) (Algin 2013)



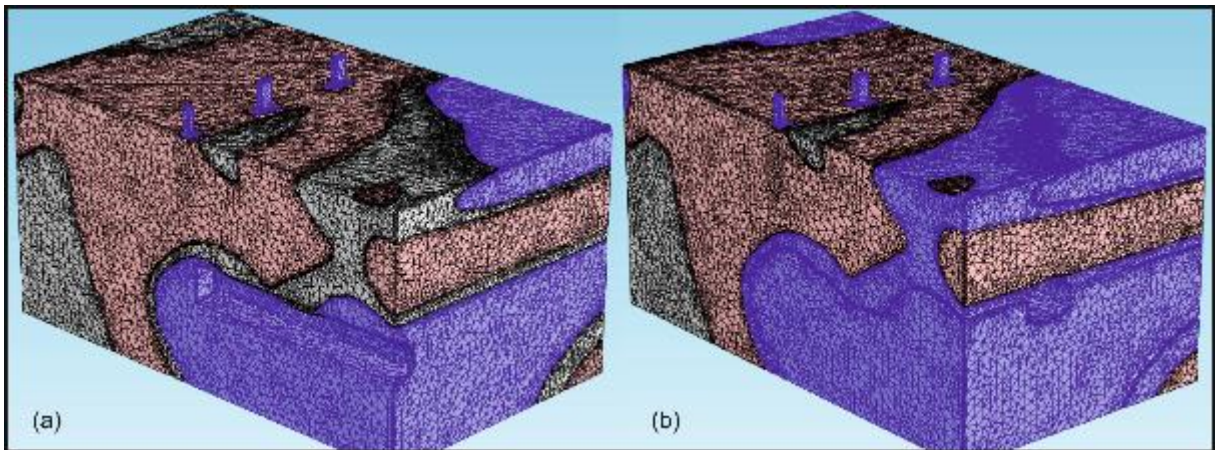
Şekil 3. Zemini Simgeleyecek Şekilde Yapılan Litolojik Bölgeler; 3B Elektrik Rezistivite Sonuçlarından Oluşan Kısımlar İçerisinden, Temel Sisteminin 3B Görünümü, Zemin Türleri, Kazıklar, Kazık Başlıkları, Köprü Ayakları Ve NATM Tünel Yapısından Görünümler



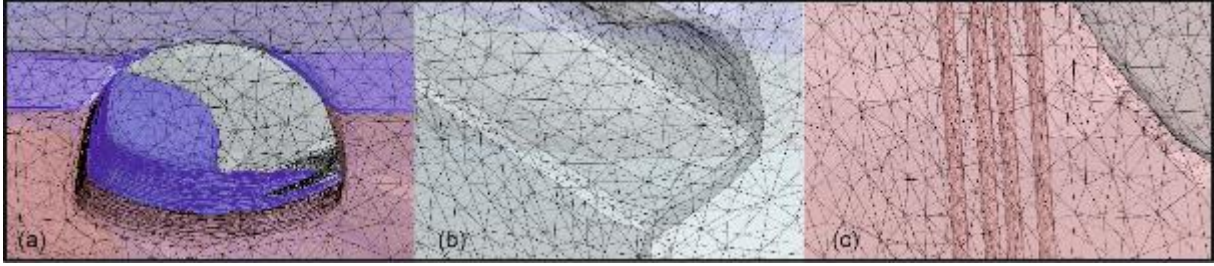
Şekil 4. Oluşturulan Tipik 3B Sonlu Elemanlar Modelleri. NATM Tünelinin Köprü Simetri Ekseninin (A) Tam Altında Olma Durumu, (B) Uzağında Olma Durumu



Şekil 5. Oluşturulan Tipik 3B Sonlu Elemanlar Modellerinden Kesitler. (A) Köprü Ayaklarını, Kazık Başlıklarını Ve Kazıkları Gösteren Kesit, (B) Tam Kesit NATM Tüneli



Şekil 6. Analiz Öncesi Hacimsel Tetrahedron Elementlerle Oluşturulan Tipik 3B Sonlu Elemanlar Modellerinin Görünümleri. NATM Tünelinin Köprü Simetri Ekseninin (A) Tam Altında Olma Durumu, (B) Uzağında Olma Durumu



Şekil 7. Analiz Öncesi Tipik 3B Sonlu Elemanlar Modellerinin Detay Görünümleri. (A) Tam Kesit NATM Tünelini, (B) Yarım Kesit NATM Tüneli, (C) Silindir Kazık Sisteminin Yakın Plan Görünümü

Şekil 4(a) ve 6(a)'da $e=0$ durumunu yansıtan tipik 3B SE modelleri sunulmaktadır ve modeller yaklaşık 600000 adet hacimsel tetrahedrale elementten oluşmaktadır. Daha hassas sonuçlara ulaşılabilmesi amacıyla element sıklığı kritik bölgelerde arttırılmıştır. Köprü ayaklarının tünel ile arasındaki mesafenin yeterince uygun olduğu durumlar için analizler yapılmış olup simetriden dolayı sistemin yarısı modellenmiştir. Köprü yapısının pek çok bileşeni, örneğin ayaklar, ayak başlıkları ve kazıklar, hassas bir modele ulaşmak için kazık zemin etkileşimi ile beraber detaylı olarak modellenmiştir. Köprü tabliyesi modele yansıtılmamış olup, 667 kPa sürşarj basıncının etkisi modele entegre edilmiştir. Mesh işleminde hacimsel tetrahedral elementler ile integrasyon azaltma yapılmış, püskürtme beton destekleme sistemi kabuk elemanları ile modele yansıtılmıştır. Kazık zemin arayüzleri için temas kabuk elemanları tanımlanmıştır. Tablo 1 analizlerde kullanılan malzeme özellikleri verilmiştir.

Tablo 1: Analizlerde Kullanılan Model ve Parametreler

	Davranış Modeli	ϕ°	ψ°	γ_n	c	E	ν	K_o
				(kN/m ³)	(kPa)	(MPa)		
Ayrışık kayaç	MC	33	3	21	20	60	0,3	0.5
Çok ayrışık kayaç 1	MC	35	5	25	50	200	0,25	0.5
Çok ayrışık kayaç 2	MC	37	7	25	60	250	0,25	0.5
Sağlam kayaç	MC	45	15	25	450	1000	0,25	1.0
Köprü ayakları	LE	-	-	25	-	20×10^3	0,25	-
Kazık başlıkları	LE	-	-	25	-	20×10^3	0,25	-
Kazıklar	LE	-	-	25	-	20×10^3	0,25	-
Püskürtme beton	LE	-	-	25	-	20×10^3	0,25	-

K_o : Yanal toprak basıncı katsayısı

Şekil 4 ve 6'da görüldüğü gibi yanal sınırlar yeterince uzakta olup ($6D$ ve $10D$), sınır şartlarının etkisi Yoo (2013) tarafından geliştirilen modelden daha fazla bir şekilde azaltılmıştır. Bu sınırlarda sadece düşey yönde harekete izin verilmiştir. Model taban yüzeylerinin hareketi her yönde sınırlandırılmış olup, sağlam kaya tabakasının varlığını tanımlamaktadır. Davranış modellemesinde zemin ve kaya tabakaları Mohr-Coulomb modeliyle simüle edilmiştir. Püskürtme beton kaplaması, kazıklar, kazık başlıkları ve köprü ayakları lineer elastik kabul edilmiştir. Yoo (2013)'ün öngördüğü şekilde, kazık-zemin arayüzünde klasik izotropik Coulomb sürtünme modeli kullanılmış olup, kazık-zemin arayüz davranışı 0,7 sürtünme katsayısı ile modellenmiştir. Kazık-zemin arayüzünde kullanılan 0,7 katsayısı,

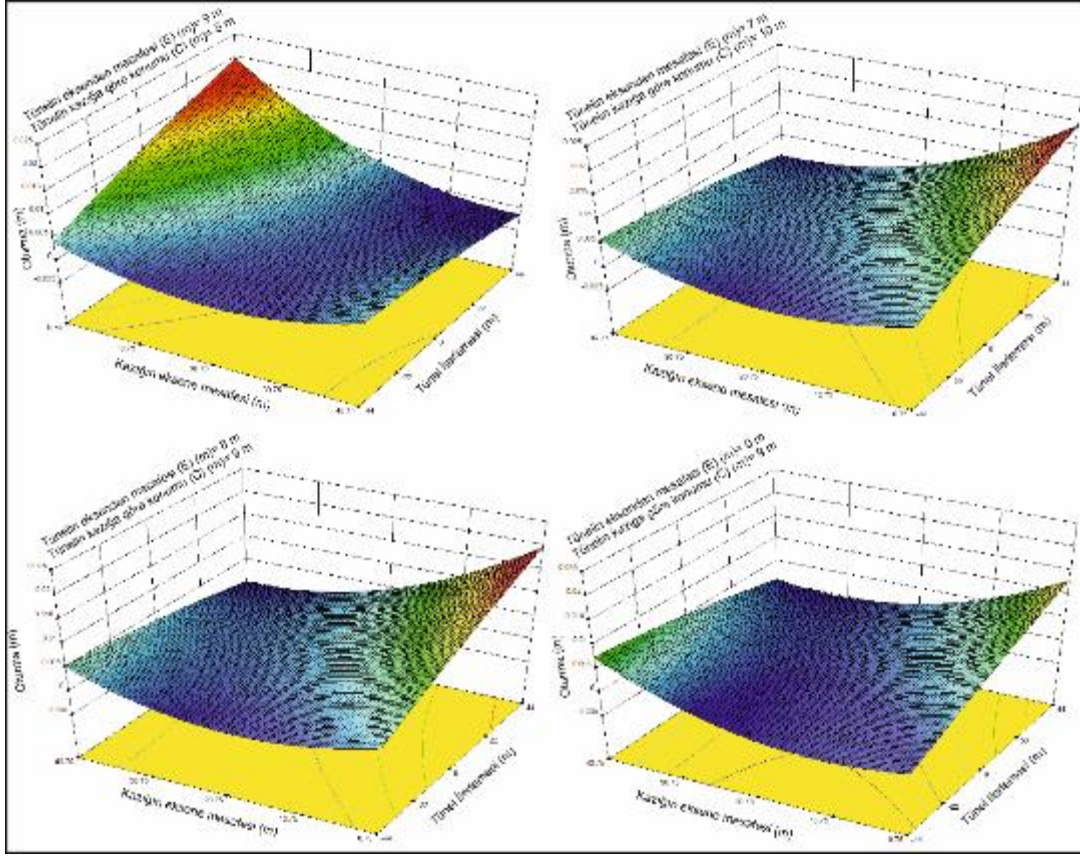
35° arayüz sürtünme açısına eşdeğer olup, benzer zemin durumunda inşa edilen kazıkların davranışını temel almaktadır. Malzeme özellikleri Yoo(2013) tarafından Seul metro tasarım raporundan alınan değerlere uyumlu olarak tanımlanmıştır. Zeminin başlangıç gerilme şartlarını oluşturma işleminde, kazıkların malzeme ve yük atamalarından önce zemin malzemesi atamaları yapılmıştır. Yerçekimi etkisi dikkate alındıktan sonra, kazık malzeme modeli tanımlanarak dış yükler etkilmiştir. Tünel aşamaları bir dizi kazı işlemi ve püskürtme beton kaplama işlemi içermekte olup, NATM tünel kesitinin kazı işlemi ardışık mesafelerle ilerletilmiştir.

Şekil 4 ve 6'da görüldüğü gibi 2 tünel senaryosu göz önünde bulundurulmuştur. Bu senaryolardan birincisi (Senaryo 1), tünelin kazıklara göre konumunun tünelin merkez eksenine ile köprü ayaklarının merkez ekseninin aynı hat üzerinde olma durumudur ($E/D=0$) (Şekil 4a ve 6a). Bu durumda C/D oranının varyasyonları 0.15, 0.3, 0.6, 1.0 olarak öngörülmüştür. İkinci senaryo durumunda (Senaryo 2) ise, tünelin iki bitişik köprü ayağının merkezi doğrultusunda olma durumu incelenmiş olup, bu durumda C/D oranının varyasyonları -0.3, 0.15, 0.3, 0.6, 1.0 olarak öngörülmüştür. Derinlik oranı (C/D) tünel üst düzeyi ile kazık tabanları arasındaki mesafeyi tanımlamaktadır. Pozitif oranlar tünel üst kotunun kazık tabanından daha aşağıda olduğunu göstermektedir. Bu inşa senaryoları şehir ortamında oluşabilecek birçok durumu kapsamaktadır.

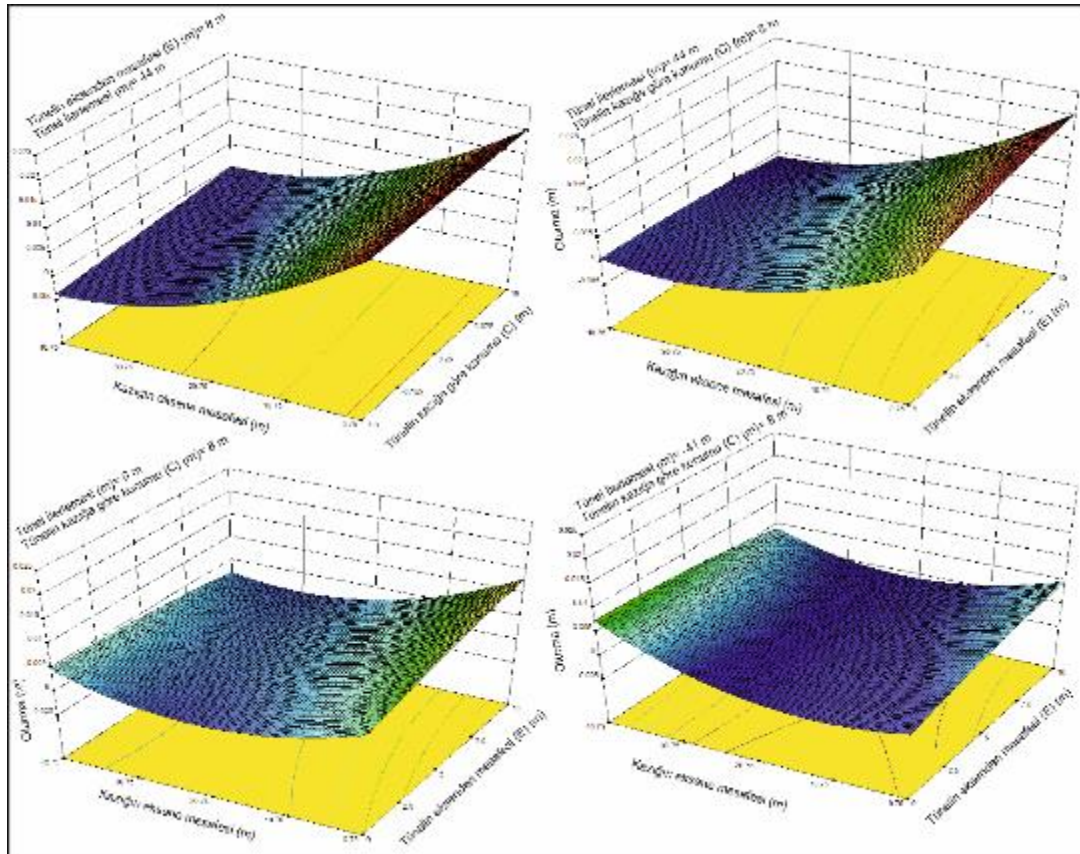
4. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Bu bildiri kapsamında yukarıdaki C/D varyasyonlarından sadece sınırlı sayıda analizler yapılmış olup, sadece oturma ile ilgili sonuçlar bu bildiride sunulmuştur. Bu köprü sistemi için sınır oturma değerinin tespitinde eğer Avrupa Standartları Eurocode 7 (BS-EN-1994-1, 2004) referans alınır, temel genişliğinin %0.5'i mertebesinde bir oturma değeri tanımlanabilir, bu durumda sınır oturma değeri 0.015 m olacaktır. Diğer taraftan literatürde bazı araştırmacılar (örneğin Berezenzev 1965, Wright ve Reese 1977) geniş çaplı kazıklar için ortalama çapın %5'i mertebesinde bir sınır değeri kazıklar için oturma sınırı olarak tanımlamaktadırlar. Bu durumda sınır oturma değeri 0.025 m olacaktır. Bu iki yaklaşımdan küçük olanı (0.015 m) yani EC7 sınırlaması sınır oturma değeri (δ_L) olarak alınmıştır. Ayrıca, genel olarak, bu tür temel sistemleri için maksimum diferansiyel oturma değeri ile temel genişliği arasındaki oranın 0.001'den az olması istendiğinden (örneğin, Reulve Randolph, 2004), bu durumda diferansiyel oturma sınır değeri (Δ_L) 0.003 m olarak alınmıştır.

Grup kazıklarına yakın tünel durumu kazıklarda deformasyona sebep olmaktadır ve kazığın eksenel yükünde ve eğilme momentlerinde değişikliğe yol açmaktadır. Tünel ilerledikçe bu aşamalı değişim incelenmiş ve oturma verileri Şekil 8 ve 9'da sunulmuştur. Şekil 7'de görüldüğü gibi tünelin tam üzerinde olan kazık en yüksek uç oturmasına sahiptir. Tünelin tamamlanması durumunda bu değer 0,0167 m değerini almaktadır. Ancak bu oturma değeri sınır oturma değerini aştığından risk oluşturmaktadır. Kazığın simetri eksenine olan mesafesinin büyük olduğu durumlar, yani simetri ekseninden daha uzakta olan kazıklarda uç oturmalara kıyaslamalı olarak azalmaktadır. Bu tür bir eğilim direkt olarak tünel üzerinde olan kazığın tünel aynasının tam olarak altından geçmesi durumundan önce toplam oturmanın %60'ı kadar bir oturmaya uğradığı anlamına gelmektedir. Şekilde görüldüğü gibi tünelden 20 m kadar uzaktaki kazıklarda oturma göz ardı edilebilir bir değer almaktadır. Şekil 8 ve 9'daki sonuçlar direkt olarak tünelin üzerindeki kazıklar için C 'nin artmasına bağlı olarak kazık uç oturmasında azalma olmaktadır.



Şekil 8. Tünel İlerlemesi Ve Kazığın Simetri Eksenine Olan Mesafesinin Kazık Uç Oturmasına Etkisi.



Şekil 9. Tünelin ve Kazığın Simetri Eksenine Mesafelerinin Kazık Uç Oturmasına Etkisi

5. SONUÇLAR

Bu yayında köprü ayaklarını destekleyen mevcut temel kazıkları altında inşa edilen NATM tüneline 3B SE analizi gerçekleştirilmiş olup, grup kazıklarının oturmasının tünelle ilişkisi durumundan nasıl etkilendiği açıklanmıştır. Varsayımsal tünelle ilişkileri geliştirilerek grup kazıklarına bağlı olarak tünelle ilişkili pozisyonuna göre modeller oluşturulmuş olup, şehir ortamında yapılacak benzer tünelle ilişkilerine uyarlanabilecek sonuçlara ulaşılmıştır. Tünelle ilişkili hemen yukarısında olan kazıklar için kazık oturmasının çoğu veya toplam oturmanın %60'ı mertebesindeki oturma, tünelle ilişkili E=0-10 m mesafesinde olması durumunda olmaktadır. Bu durum, tünelle ilişkili olarak yukarıdaki bir kazığın tünelle ilişkili tam olarak geçmesinden önce toplam oturmasının %60'ı mertebesinde bir oturmaya maruz kalacağını göstermektedir. Kazık uç oturması tünelle ilişkili kazık arasındaki yan mesafenin artmasıyla azalmaktadır ve tünelle ilişkili 20 m kadar uzaktaki kazıklarda oturma ihmal edilebilecek bir düzeyde olmaktadır.

KAYNAKLAR

- Abaqus users manual, Version 6.12. Hibbit, Karlsson, and Sorensen, Inc., Pawtucket, Providence, RI; 2012. Algin HM., 2013. "Jet grout kolon-zemin etkileşiminin gerçekçi modellenmesi ve ara yüz geometrisinin geoteknik sistemin davranışına etkisi", 5. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana
- Berezentzev VG., 1965. "Design of deep foundation", 6th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, University of Toronto Press, Montreal, Canada, No. 234-237
- BS-EN-1994-1 (2004) Eurocode 7-Geotechnical design. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
- Chen LT., Poulos HG., Loganathan N., 1999. "Pile responses caused by tunnelling", J Geotech Geoenviron Eng, 125(3):207-15.
- Cheng CY., Dasari GR., Leung CF., Chow YK., Rosser HB., 2007. "Finite element analysis of tunnel-soil-pile interaction using displacement controlled model", Tunn Undergr Space Technol, 22(5):450-66.
- Davis EH., 1968. "Theories of plasticity and the failure of soil masses", Soil mechanics: selected topics, UK: Butterworth's London, No. 341-80.
- Lee CJ., Chiang KH., 2007. "Responses of single piles to tunneling-induced soil movements in sandy ground", Can Geotech J, 44:1224-41.
- Lee CJ., Jacobsz SW., 2006. "The influence of tunnelling on adjacent piled foundations", Tunn Undergr Space Technol, 21(3-4):430.
- Lee GTK., Ng CWW., 2005. "Effects of advancing open face tunnelling on an existing loaded pile", J Geotech Geoenviron Eng, 131(2):193-201.
- Lee Y., Yoo C., 2006. "Behavior of a bored tunnel adjacent to a line of loaded piles", Tunn Undergr Space Technol, 21(3-4):370.
- Modoni G., Bzowka J., 2012. "Analysis of Foundations Reinforced with Jet Grout", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 138:1442-1454.
- Mroueh H., Shahrour I., 2002. "Three-dimensional finite element analysis of the interaction between tunneling and pile foundations", Int J Numer Anal Meth Geomech, 26:217-30.
- Müller L., 1978. "Removing misconceptions on the New Austrian tunnelling method", Tunn Tunnel, 10(8):29-32.
- Rabcewicz L., 1964. "The new Austrian tunnelling method", Water power November.

- Reul O., Randolph MF., 2004. "Design strategies for piled rafts subjected to nonuniform vertical loading", *J GeotechGeoenviron*, 130 (1):1-13
- Vermeer PA., Bonnier PG., 1991. "Pile settlements due to tunnelling", In Proceedings of the 10th European conference on soil mechanics and foundation engineering, vol. 2, Florence, Italy, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, No. 869–72.
- Waltham AC., 1994. "Foundations of engineering geology", Blackie Academic & Professional, London
- Wright SJ., Reese LC., 1977. "Drilled shaft design and construction guidelines manual: Construction of drilled shafts and design for axial loading", U.S. Department of Transportation, Washington, DC, USA
- Yang XJ., Deng FH., Wu JJ., Wang FQ., 2009. "Response of carrying capacity of piles induced by adjacent Metro tunnelling", *Min Sci Technol*, 19:176–81.
- Yoo C., Kim SB., 2008. "Three-dimensional numerical investigation of multi-faced tunnelling in water-bearing soft ground", *Can Geotech*, 45(10):1467–86.
- Yoo C., 2009. "Performance of multi-faced tunnelling – A 3D numerical investigation", *Tunnell Undergr Space Technol*, 24(5):562–73.
- Yoo C., 2013. "Interaction between tunneling and bridge foundation – A 3D numerical investigation", *Computers and Geotechnics*, 49(13):70-79

ÇELİK BORU HATTININ ŞEV HAREKETİ ETKİSİ ALTINDA DAVRANIŞI

STEEL PIPELINE RESPONSE UNDER SLOPE MOVEMENT

Selçuk TOPRAK¹

Volkan HELVA²

Özgür BALLI³

ABSTRACT

Pipelines are placed over long distances to transport materials (drinking water, oil, gas, etc.) to urban or rural settlements and they may be exposed to various natural hazards such as earthquakes, landslides in the regions they cross. Pipelines can be damaged due to these natural causes which prevent the proper transmission of materials. In this study, response of a continuous buried pipeline under the effect of slow landslide is evaluated. Ground movement took place perpendicular to the pipeline. Incurred movement were compared with the approaches in the literature and behaviour of the pipe was analyzed by finite element analysis. DIANA finite element program is used in the analysis. In addition, response of a similar pipeline under the effect of ground movement with different zone width ($W = 25, 50, 100,$ and 150 m) and magnitude ($\delta = 200, 400, 600, 800, 1200, 1500, 2000, 2500, 3000, 3500$ mm) were analyzed and the results were compared.

Keywords: DIANA, finite elements, landslide, pipeline.

ÖZET

Boru hatları ihtiyaçlar doğrultusunda gerekli malzemeleri (içme suyu, petrol, gaz vb.) yerleşim yerlerine ulaştırma amacıyla kilometrelerce mesafeler üzerine yerleştirilmekte ve bu mesafeler üzerinde deprem, toprak kayması, vb. gibi bir çok doğal etkiye maruz kalabilmektedir. Boru hatları bu doğal etkilerden meydana gelen yüklemelerle hasar alabilmekte ve böylece iletim hatlarında problemler oluşmaktadır. Bu çalışmada bir gömülü sürekli boru hattının yavaş gerçekleşen bir toprak kayması altındaki davranışı değerlendirilmektedir. Zemin hareketi boru doğrultusuna dik yönde gerçekleşmiştir. Oluşan yer hareketi literatürde mevcut yaklaşımlarla karşılaştırılmış ve borunun davranışı sonlu elemanlar analizleri ile belirlenmiştir. Analizlerde DIANA sonlu elemanlar programı kullanılmıştır. Ayrıca böyle bir borunun farklı genişlikte ($W = 25, 50, 100, 150$ m) ve büyüklükte ($\delta = 200, 400, 600, 800, 1200, 1500, 2000, 2500, 3000, 3500$ mm) zemin hareketleri etkisi altındaki davranışları karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler : DIANA, sonlu elemanlar, heyelan, boru hattı.

¹Prof. Dr. Pamukkale Üniversitesi, stoprak@pau.edu.tr

²Yüksek Lisans Öğrencisi, Pamukkale Üniversitesi, vhelva09@posta.pau.edu.tr

³Yüksek Lisans Öğrencisi, Pamukkale Üniversitesi, ozgurballi@yahoo.com

1. GİRİŞ

Boru hatları kaynağından aldıkları malzemeyi çok uzun mesafeler taşıyarak kullanım noktasına kadar iletmeye yararlar. Böylece tankerlerle taşındığı takdirde çok büyük sorunlara neden olabilecek bir malzeme transferi çok daha etkin ve daha düşük maliyetle gerçekleştirilmiş olur. Ancak bu uzun mesafeler üzerinde yerleştirilmiş boru hatları zemin ve doğa şartlarının uygun olmadığı pek çok bölgeden de geçmek zorunda kalır. Bu bölgelerdeki sorunlar önceden biliniyorsa borular yerleştirilirken özel önlemler alınabilir. Örneğin, gömülü boru hattı bir fay hattını kesiyorsa fayı geçiş noktası civarında yüzeyden geçiş sağlanabilir [1]. Bazı bölgelerde ise sorun boru yerleştirildikten sonra ortaya çıkabilir. Örneğin, yavaş bir toprak kayması vakası ya da nehrin borunun yerleştirildiği yamaç altındaki zemini erozyona uğratması gibi [2].

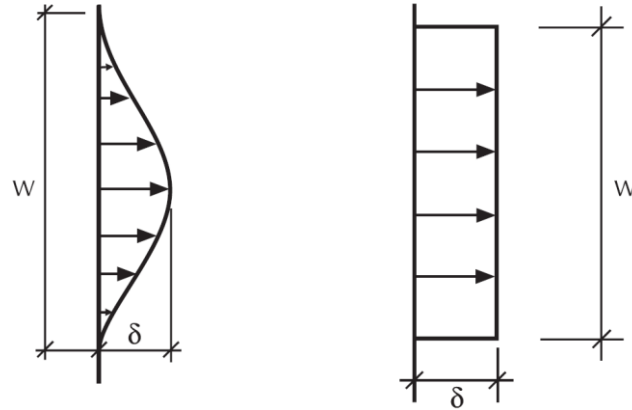
Boru hatları zemin hareket yönüne göre farklı doğrultularda yerleştirilmiş olabilmektedir: Boru hattı ve zemin hareketi paralel doğrultuda, boru hattı ve zemin hareketi dik doğrultuda, veya boru hattı ve zemin hareketi paralel ile dik doğrultu arasında [3]. Bu yerleştirilme şekline göre boru farklı çekme, basınç ve eğilme etkileri altında kalmaktadır. Bu etkiler borunun tasarlanmış olduğu değerleri geçtiği takdirde boruda çeşitli hasarlar oluşabilmektedir. Özellikle petrol ve doğal gaz boru hatlarında hasarlar oluşmadan önce sorunlu bölgelerin tespiti ve zemin hareketlerinin belirlenerek boruların değerlendirilmesi çok önem arz etmektedir. Yoksa oluşabilecek hasarların çevresel ve ekonomik boyutları astronomik rakamlara ulaşabilmektedir. Bu çalışmada bir gömülü sürekli boru hattının yavaş gerçekleşen bir toprak kayması altındaki davranışı değerlendirilmektedir. Zemin hareketi boru doğrultusuna dik yönde gerçekleşmiştir. Oluşan yer hareketi literatürde mevcut yaklaşımlarla karşılaştırılmış ve borunun davranışı sonlu elemanlar analizleri ile belirlenmiştir. Benzer bir borunun farklı genişlikte ve büyüklükte zemin hareketleri etkisi altındaki davranışları karşılaştırılmıştır.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

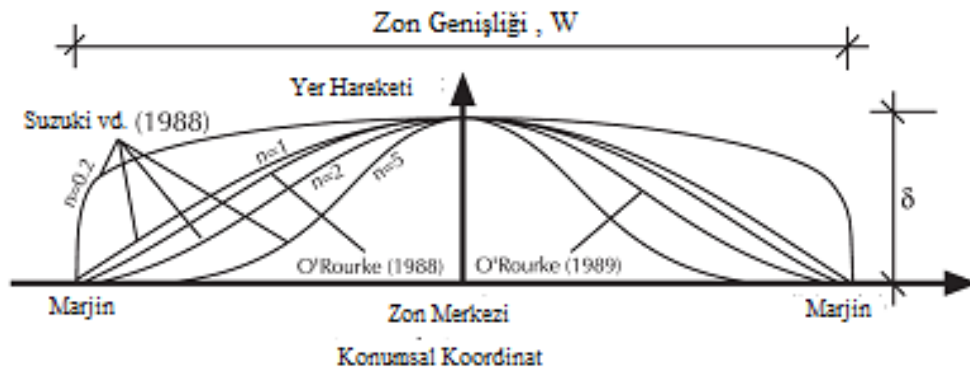
Boru hattına dik bir zemin hareketi boruda uzama ve eğilmelere neden olacaktır. Bu yükler altında borudaki göçme mekanizması, oluşan çekme gerilmelerinin ve eğilmeden oluşan gerilmelerin göreceli büyüklüklerine göre farklılıklar gösterecektir. Eğer çekme gerilmeleri düşük ve eğilme gerilmeleri yüksekse böyle bir durumda boruda basınç etkisi altında buruşma meydana gelebilecekken çekme gerilmelerinin ve eğilme gerilmelerinin yüksek olması durumunda boruda aşırı çekme gerilmelerinden dolayı kopmalar meydana gelebilecektir. Borunun yer hareketi etkisi altında davranışının değerlendirilebilmesi için zemin hareketinin ve borunun özelliklerinin iyi belirlenmesi gerekmektedir. Belirlenen özellikler sonraki aşamada modellenerek sonlu elemanlar analizinde kullanılmakta ve böylece yükler altında borunun şekil değiştirmeleri ve boruda oluşan gerilmeler belirlenebilmektedir.

2.1. Zemin Hareketi

Boruya dik yönde hareket iki genel şekilde modellenebilmektedir (Şekil 1a). Birisi W genişliğinde (zon genişliği) bir bölgenin ani blok hareketi şeklinde δ kadar hareket etmesi, diğeri ise W genişliğinde bir hareket bölgesi içerisinde maksimum hareket miktarının δ olduğu ama bölge içerisinde hareket miktarının değişken olduğu durumdur. İkinci durumda yer hareketinin bölge içerisinde değişkenliğini modellemek için farklı araştırmacılar Şekil 1b de gösterildiği gibi değişik modeller önermişlerdir. Suzuki vd. [4] ve Kobayashi vd. [5] zemin hareketini n değerine bağlı bir kosinüs fonsiyonuyla modellemişlerdir:



a) Dik Yönde Hareket İçin Genel Modeller



b) Değişken Yer Hareketi İçin Modeller

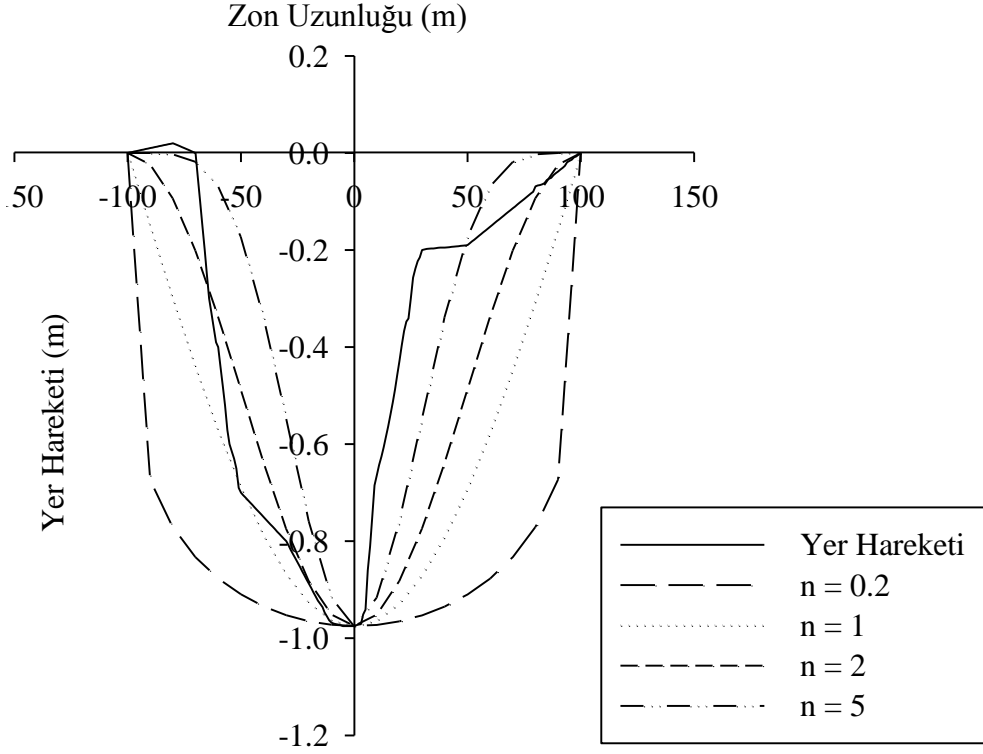
Şekil 1. Boruya Dik Yönde Gerçekleşen Zemin Hareketleri Türleri [6]

$$y(x) = \delta \cdot \left(\frac{\cos \pi x}{W} \right)^n \quad (1)$$

Burada n 0.2, 1, 2, 5 değerleri alabilmektedir. M. O'Rourke [7] aşağıdaki modeli önermiştir ki bu model de Suzukivd. [4] ve Kobayashi vd. [5] modellerinde n=2 değerine karşılık gelmektedir (ancak başlangıç noktası kaymıştır).

$$y(x) = \frac{\delta}{2} \left(1 - \frac{\cos 2\pi x}{W} \right) \quad (2)$$

Bu çalışmanın konusu olan bölgede yapılan ölçümler sonucunda elde edilmiş yer hareketi grafiği diğer modellerle birlikte Şekil 2'de verilmektedir. Ölçüm değerleri yaklaşık 5 yıllık hareket miktarına karşılık gelmektedir. Yer hareketinin zon genişliği (W)200 m ve maksimum yer hareket miktarı 975 mm'dir. Ölçülen değerler simetrik olmaması açısından kosinüs modelleri ile tam uyuşmamaktadır. Bununla birlikte n=2 fonksiyonu güvenli tarafta kalacak şekilde ölçümlere en uygun olanı olarak görülmektedir.

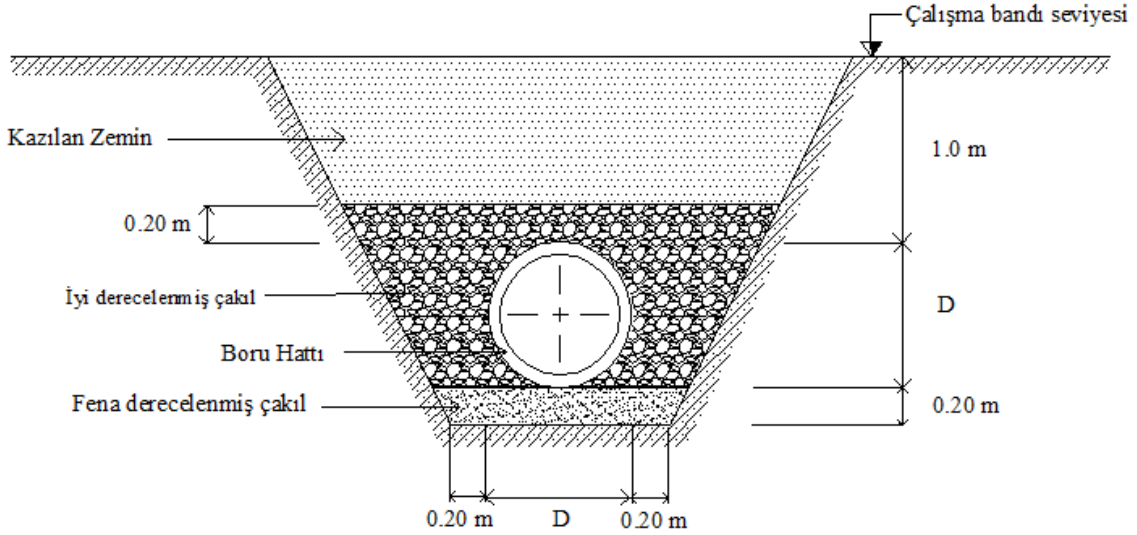


Şekil 2. Çalışma Bölgesindeki Yer Hareketi ve Modellerle Karşılaştırılması

2.2. Borunun Özellikleri

Çalışmanın konusu olan boru 1067 mm çapında (42 inç) yaklaşık 10,3 mm et kalınlığında ve boru üstü derinliği 1.00 metre olacak şekilde gömülmüştür. Boru malzemesi API 5L X65 standartlarına uygundur. Bu standartlar ile minimum akma dayanımı 440MPa ve borunun nihai çekme dayanımı en az 560 MPa ve en fazla 710 MPa'dır. Boru hattında maksimum işletme basıncı 62 bar civarındadır. Borunun üstünde kaplama (coating) malzemesi mevcuttur. Kaplama malzemesi olarak üç kat yüksek yoğunluklu polietilen (HDPE) kullanılmıştır. İlk yüzey için sprej, sonraki yüzeyler için ısıtılmış işlem uygulanmıştır. Bu temel kaplama malzemesi yüksek veya düşük basınçta etilenin polimerizasyonuna olanak sağlayan bir malzemedir.

Şekil 3 borunun içine yerleştirildiği hendek kesitini göstermektedir. Boru hattı inşaatı esnasında açılan minimum kanal genişliği 1470 mm'dir. Boru altına en az 200 mm uygun yatak malzemesi serilmiştir. Taç yüksekliği en fazla 25 cm olabilir. Yataklama katmanında 6.5 mm den küçük iyi derecelenmiş çakıl malzeme kullanılmıştır. Yastıklama malzemesi olarak da kaya, taş, çakıl veya yabancı malzeme içermeyen 20-25 mm den küçük derecelendirilmiş malzeme kullanılmıştır. Yastıklama malzemesi boru yataklama katmanından borunun üst yüzeyinden 0.2 m yüksekliğe uygun şekilde yerleştirilmiştir. Bu katmanın üstüne kazılan doğal zemin gerekli sıkıştırma işlemleri yapılarak geri dolgu malzemesi olarak kullanılmıştır. Hendek dolguları ve geri dolgu malzemelerinin yerleşimi hat boyunca benzer şekliyle uygulanmıştır.

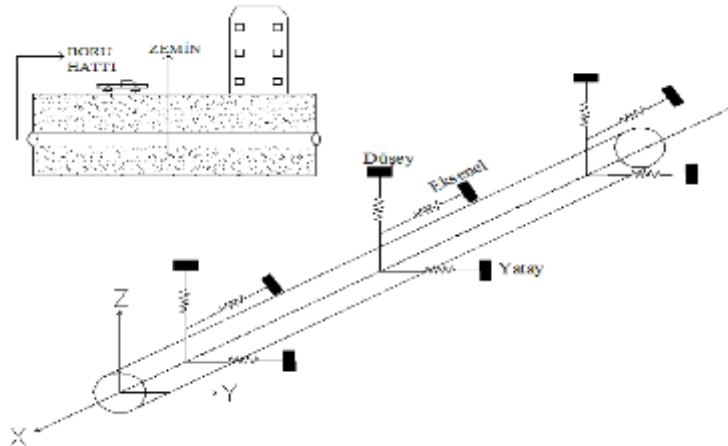


Şekil 3. Borunun Gömüldüğü Hendeğin Enkesiti

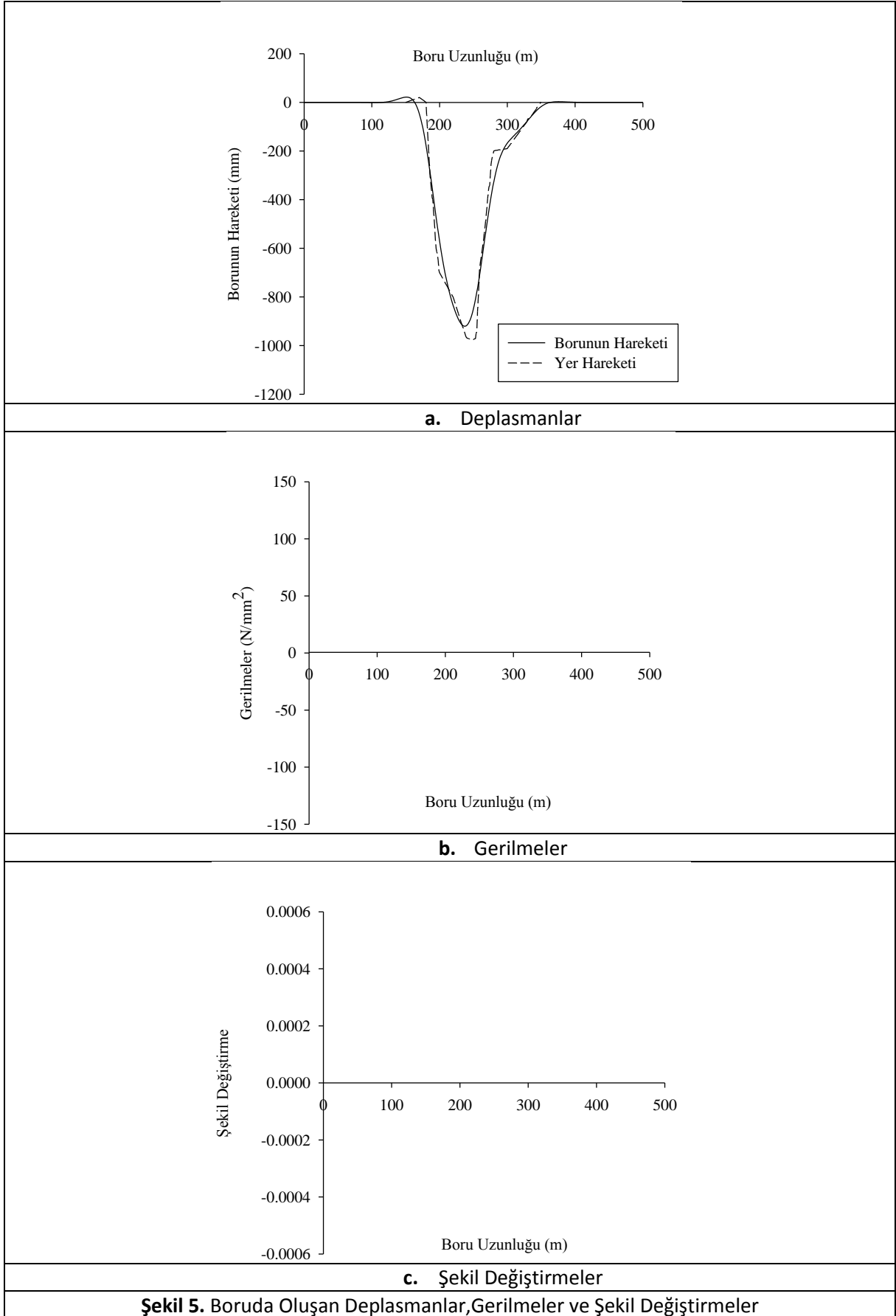
2.3. Analizler

Toprak vd. [8] aksenal yönde zemin hareketine maruz kalmış borularla ilgili vaka sunuşlarını yapmışlar ve modelleme örneği sunmuşlardır. Bu çalışmada zemin hareketi boruya dik yönde gerçekleşmiştir. Analizlerde DIANA sonlu elemanlar programı kullanılmıştır [9]. Sonlu elemanlar analizleri hem zemin-boru etkileşimini hem de borunun davranışını doğrusal olmayan şekilde modelleme imkanı sunmaktadır. Boru hattı elemanları kiriş elemanları olarak ve zemin winkler yay modeli şeklinde bir boyutlu olarak (1D) olarak modellenmiştir. Şekil 4 gömülü bir borunun sonlu elemanlarda modellenişinin genel halini göstermektedir.

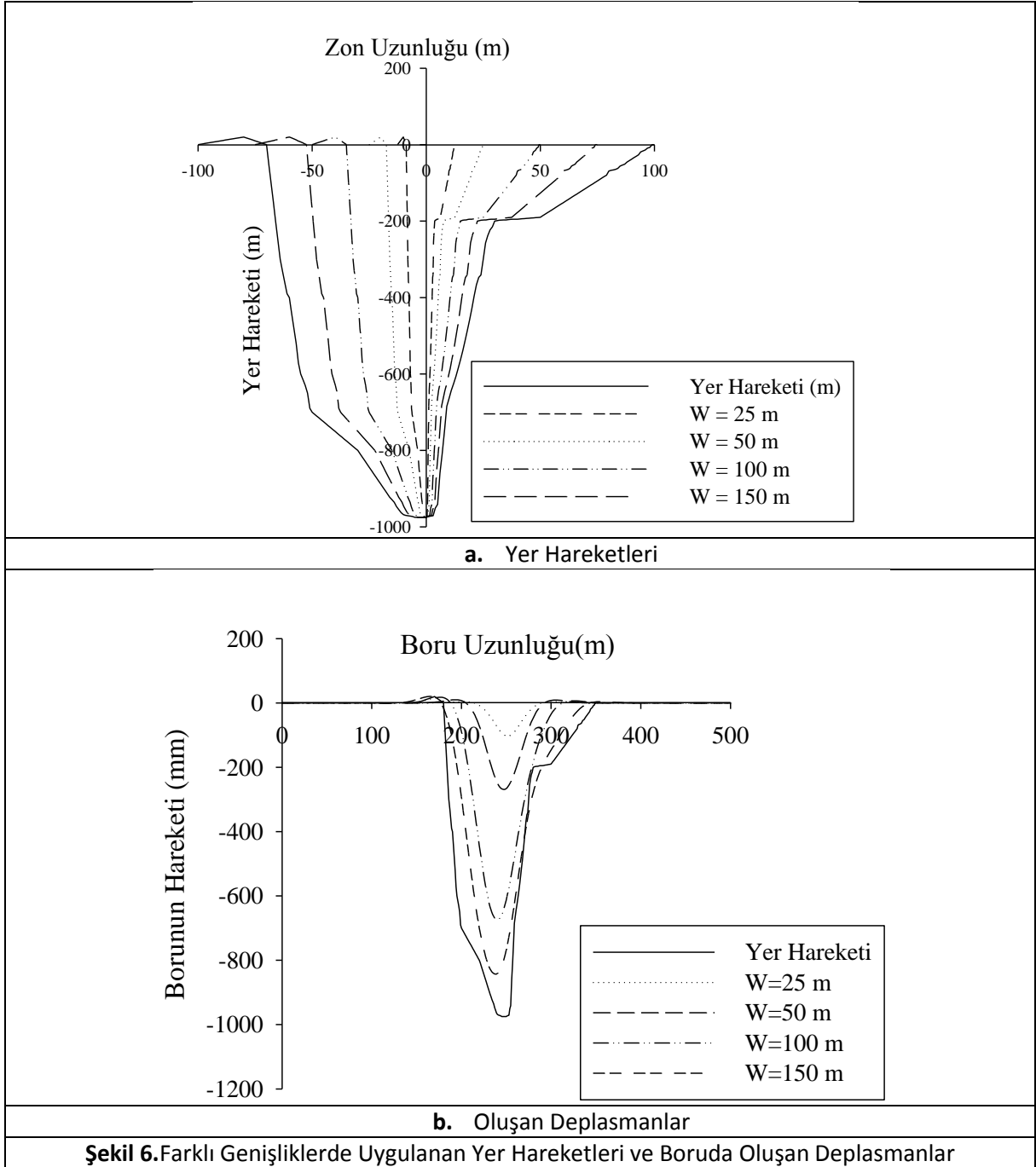
Şekil 2’de verilen ölçülmüş yer deplasmanı kullanılarak yapılan sonlu elemanlar analizi sonucu elde edilen boru deplasmanları, şekil değiştirmeler ve gerilmeler Şekil 5’te gösterilmiştir. Modellemede etki bölgesinin dışında yeteri kadar boru uzunluğu olması amacıyla boru hattının uzunluğu 500 m olarak alınmıştır. Yapılan analizler sonrası boruda neredeyse yer hareketine eş değer bir deplasman görülmüştür: 5 yıllık maksimum yer hareketi 975 mm iken boruda oluşan maksimum deplasman 921 mm olarak gerçekleşmiştir.



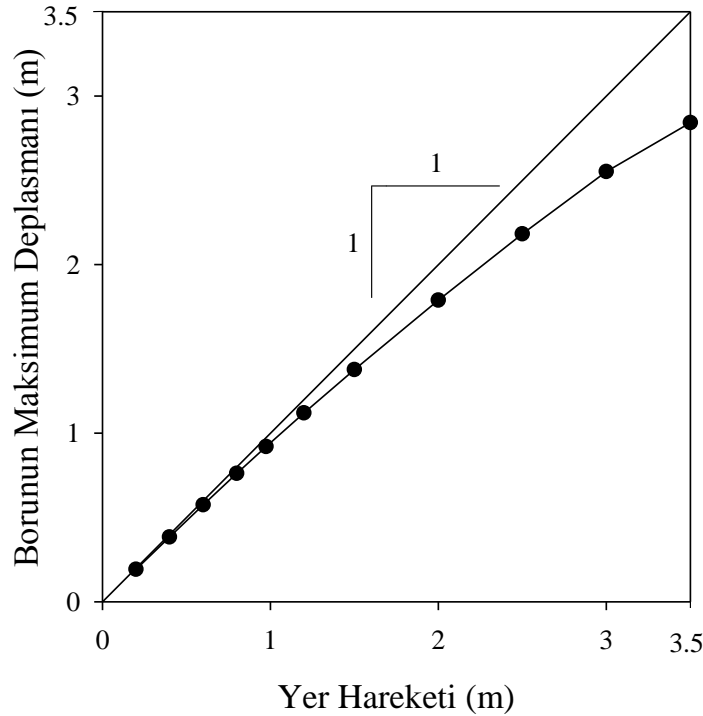
Şekil 4. Gömülü Borunun Sonlu Elemanlarda Modellenmesi



Yukarıda açıklandığı üzere Şekil 2 ve 5a'da verilen yer hareketi yaklaşık genişliği $W=200$ m ve yer hareketinin $\delta = 975$ mm olduğu ölçülmüş değerleri göstermektedir. Ve sunulan analiz değerleri mevcut borunun bu yer hareketine karşı olan tepkisini göstermektedir. Bu borunun aynı yer hareketi büyüklüğünde ancak farklı genişliğe sahip bir şev hareketine maruz kalması durumunda tepkisini belirlemek için bir dizi analizler yapılmıştır. Analizde kullanılan yer hareketinin genişlikleri 25, 50, 100 ve 150 m olarak seçilmiş ve boru uzunluğu önceki analizlerdeki gibi 500 m kullanılmıştır. Şekil 6a'da ölçülen 200 m genişliğindeki yer hareketinin, yer hareketi genişlikleri 25, 50, 100, 150 m için ölçeklenmiş değerleri gösterilmektedir. Şekil 6b analizler sonucunda elde edilen boru deplasman değerlerini karşılaştırmaktadır. Maksimum boru hareketleri 25, 50, 100 ve 150 m şev genişlikleri için sırasıyla 103, 269.2, 674 ve 843.5 mm olarak hesaplanmıştır.



Şekil 5'te gösterildiği gibi ölçülen yer hareketi sonucunda boruda oluşan maksimum şekil değiştirmeler % 0.05 ve gerilmeler 100 MPa mertebesinde gerçekleşmiş ve bu değerler borunun kapasitesinin çok altında kalmıştır. Ancak analiz yapılan bölgede yer hareketi yavaş hareket şeklinde her yıl belli bir miktarda gerçekleştiğinden bir süre sonra boru ile ilgili tedbirlerin alınması gerekmektedir. Böyle bir durumda borunun gelecekteki hareketlerinin tahmin edilip analizlerin farklı yer hareketleri için tekrar edilip boru açısından bir risk olup olmadığının tespiti gerekmektedir. Bu amaçla ölçülmüş yer hareketinin genişliği sabit tutularak 200, 400, 600, 800, 1200, 1500, 2000, 2500, 3000, 3500 mm olarak maksimum yer hareketlerine göre ölçeklendirilen yer hareketi boruya uygulanmıştır. Bu farklı değerlerle yapılan analizler sonucunda elde edilen borudaki maksimum deplasman değerleri Şekil 7'de sunulmuştur. Yapılan analizler bu boru ve yer hareketi genişliği için yaklaşık 1 m olan yer hareketine kadar boru ile zeminin birlikte hareket ettiğini, bu değerden sonra boru hareketinin yer hareketine göre daha düşük kaldığını göstermektedir.



Şekil 7. Farklı Büyüklüklerdeki Yer Hareketlerinin Boruda Oluşturduğu Deplasmanlar

4.SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında boru doğrultusuna dik yönde zemin hareketine maruz kalan boruların davranışı değerlendirilmiştir. Bir vaka olarak, bir gömülü sürekli boru hattının yavaş gerçekleşen bir toprak kayması altındaki davranışı sunulmuştur. Arazide ölçülen zemin hareketi literatürdeki mevcut yaklaşımlarla karşılaştırılmış ve borunun davranışı sonlu elemanlar analizleri ile belirlenmiştir. Zemin hareketinin tam kosinüs şeklinde olmaması nedeniyle literatürdeki modellerden ayrıldığı ancak M. O'Rourke [7] ile Suzuki vd. [4] ve Kobayashi vd. [5] modellerinde $n=2$ değerine karşılık geldiği gözlemlenmiştir. Benzer bir borunun farklı genişlikte ve büyüklükte zemin hareketleri etkisi altındaki davranışları da karşılaştırılmıştır. Burada analiz edilen borunun mevcut hareket altında maruz kaldığı şekil değiştirmeler ve

gerilmeler düşük olmasına rağmen şev hareketinin devam etmesinden dolayı ileride borunun hasar görmesi riskine karşılık gerilme azaltma yöntemleri uygulanmıştır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma 114M258 numaralı TÜBİTAK projesiyle desteklenmiştir. Ayrıca PAÜ BAP kongre katılım desteği için teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- [1] Toprak, S., Nacaroglu, E., Koc, A.C., “Seismic response of underground lifeline systems”, Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology Vol. 2, Chapter:10, pp: 245-263, 2015, Springer.
- [2] Toprak, S., “Altyapı Sistemlerinin Deprem Güvenliği, Geoteknik Sorunlar ve Yönetmelikler”, Yedinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, Davetli Konuşmacı, 30 Mayıs -3 Haziran 2011, İstanbul.
- [3] Toprak, S. ve Yoshizaki, K., “Boru Hatlarına Deprem Yüklerinin Etkisi”, 5. Ulusal Deprem Mühendisliği Kongresi, CDROM Bildiri No: 25, 26-30 Mayıs 2003, İstanbul.
- [4] Suzuki, N., Arata, O., and Suzuki, I., “Subject to Liquefaction-Induced Permanent Ground Displacement,” pp. 155-162. Proceedings of First Japan- U.S. Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifeline Facilities, (1988) Tokyo, Japan.
- [5] Kobayashi, T., Nakane, H., Suzuki, N., and Ishikawa, M., “Parametric Study on Flexibility of Buried Pipeline Subject to Large Ground Displacement,” Proceedings of the Second U.S.-Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines, Buffalo, New York, Technical Report NCEER-89-0032, pp. 348-362. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, (1989), Buffalo, New York.
- [6] O’Rourke, M.J. and Liu, X. (1999), “Response of Buried Pipelines Subject to Earthquake”, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research
- [7] O’Rourke, M.J., “Approximate Analysis Procedures for Permanent Ground Deformation Effects on Buried Pipelines,” Technical Report NCEER-89-0032 pp. 336-347 Proceedings of the Second U.S.- Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines, Buffalo, New York, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, (1989), Buffalo, New York.
- [8] Toprak, S., Çetin, O. A., Nacaroglu, E., ve Koç, A. C., (2010), “Pipeline Performance Under Longitudinal Permanent Ground Deformation”, Paper No: 1407 14th European Conference on Earthquake Engineering, 30 August - 3 September 2010, Ohrid, Macedonia.
- [9] TNO DIANA (2010), "Diana 9.6 User's Manual," www.tnodiana.com, TNO DIANA BV, Delft, The Netherlands.

A

A. Bengü SÜNBLÜ, 487
A. Şahin ZAIMOĞLU, 689
A. Tolga ÖZER, 1312
Abdil CİDDİ, 979
Abdulazim YILDIZ, 203
Abdülaziz Özdemir, 870
Ahmet ARSLAN, 1056
Ahmet DEMİR, 226, 780
Ahmet SAĞLAMER, 65
Ahmet Talha GEZGİN, 267
Ahmet Tuna CÖMERT, 626
Ahmet TUNCAN, 895, 1127, 1225
Akın ÖNALP, 216, 252, 929
Ali ATEŞ, 1359
Ali Fırat ÇABALAR, 188, 802, 816
Ali Hakan ÖREN, 1264
Ali Hilmi Volkan ÖZDEMİR, 378
Ali MARDANİ-AGHABAGLOU, 834
Ali Reza ZAFARANİ, 239
Ali YILDIZ, 109
Alp GÖKALP, 1022
Alper SEZER, 834
Anıl EKİCİ, 366
Anoosheh IRAVANIAN, 883
Arda Burak EKMEN, 1374
Arzu OKUCU, 574
Aşlı ÇEVİK, 366
Aşlı KURTULUŞ, 13
Aşkın ÖZOCAK, 299
Atilla ANSAL, 13
Atilla ULUĞ, 1096
Ayfer ERKEN, 1146
Ayhan GÜRBÜZ, 437
Aykut EROL, 259
Aykut ŞENOL, 663
Aysel ŞEREN, 499
Ayşe ALAGÖZ, 451
Ayşen ÇELEBİ, 147, 165

B

Babak KARIMI GHALEHJOUGH, 751
Bahadır OK, 226, 780
Baki BAĞRIAÇIK, 226, 780
Banu YAĞCI, 574
Barış GÜZEL, 1320
Begüm TURAN, 709
Bekir FİDAN, 537
Berna UNUTMAZ, 1065
Berrak TEYMUR, 1320
Bertan ÖZDEMİR, 1225
Beste SELEKOĞLU, 792

Braja M. DAS, 1196
Burak EVİRGEN, 895, 1225
Burhan AVCI, 437
Buse EMİRLER, 412

C

Caner DURMUŞ, 860
Cavit ATALAR, 196, 1096, 1196
Cihan CENGİZ, 1103

Ç

Çağdaş ARDA, 239
Çağlar HOROZ, 639

D

D. Volkan OKUR, 1127
Deniz TÜRKÖZ, 291
Deniz ÜLGEN, 1156, 1176, 1184
Diyar İsmail HASSAN, 802

E

Ece KURT BAL, 561
Ekin EKİZCE, 451
Emirhan SANCAK, 280
Emrah DAĞLI, 487, 844
Emre ÇEÇEN, 821
Ender BAŞARI, 808, 969
Erdal ÇOKÇA, 772
Erdal UNCULOĞLU, 259, 475
Ergin ERAYMAN, 109
Eriş UYGAR, 549
Erol GÜLER, 1103
Erol TUTUMLUER, 780
Ersin AREL, 216, 252, 929
Ertan BOL, 299
Esen İNAL, 402, 617
Esra SUBAŞI DUMAN, 1234
Esra URAY, 997
Evren KIRNIÇ, 196
Eyüp ŞİŞMAN, 1009, 1328
Eyyüb KARAKAN, 574
Ezgi KARABACAK, 945

F

Fatih ÇELİK, 651, 731
Fatih IŞIK, 689
Fatih YALDIZ, 422

G

Gamze BİLGİN, 675, 844
Gizem GÜVEL, 1056
Gizem MISIR, 422, 870
Gökçe TÖNÜK, 13
Gökhan ÇEVİKBİLEN, 1320
Gökhan DEMİR, 958, 1212
Gökhan ÖZDEMİR, 1164
Gökhan YAMAN, 1283
Gözde İNAN SEZER, 834
Güluy Uysal AKIN, 969
Güner SALİH, 345
Gürkan ÖZDEN, 1272

H

H. Suha AKSOY, 402, 617
H. Tolga BİLGE, 1073
H. Turan DURGUNOĞLU, 720
Hacı Bekir KARA, 259, 741
Hakan İKİZ, 1254
Hakan ÖZÇELİK, 99
Hakan ŞAHİN, 1234
Halil İbrahim FEDAKAR, 760, 766
Halil Murat ALGIN, 1374
Halil Orhun CANATAN, 680
Haluk IŞIK, 188
Hamza GÜLLÜ, 760, 766, 1091
Hanifi ÇANAKCI, 651, 731
Hasan Fırat PULAT, 1246
Hasan SAVAS, 178
Hasan TOSUN, 178
Hasan YILDIRIM, 663
Hatice ÇINAR ŞENLİK, 741
Hatice Merve BAŞAR, 1320
Hilmi DİNDAR, 1196
Hugh BROCKLEBANK, 549
Huriye BİLSEL, 883
Hüseyin YILDIRIM, 147, 165, 720

İ

İ. Burak DURAN, 252, 929
İ. Emrah KILIÇ, 1103
İ. Hakkı ERKAN, 997
İlkay TONYALI, 345, 639
İlyas ÖZKAN, 772
İnan KESKİN, 1359
İrem KALIPCILAR, 834
İslam GÖKALP, 307
İsmail ZORLUER, 854

K

Kaan DAL, 323
Kartal TOKER, 1336
Kemal Önder ÇETİN, 1073
Koray CİHAN, 1114

Kutay ÖZAYDIN, 71
Kübra ERDEM, 945

L

Lale ÖNER, 561
Lars VOLLMERT, 593
Leyla TOLUN, 1320

M

M. Erdem İSPİR, 986
M. İnanç ONUR, 1127, 1225
M. Kerem ERTEK, 1212
M. Kubilay KELEŞOĞLU, 860, 1293
M. Merve AKBULUT, 792
M. Murat MONKUL, 680
M. Yener ÖZKAN, 1156
Makbule ILGAÇ, 1073
Mazen C. ISMAIL ZADA, 986
Mehmet AS, 1283
Mehmet Bahadır BÜLBÜL, 958
Mehmet M. BERİLGİN, 918
Mehmet ORHAN, 1359
Mehmet Salih KESKİN, 463
Mehmet SALTAN, 307
Mehmet UTKU, 1096
Mehtap TUNCA, 979
Mesut GÖR, 402, 617
Minna KARSTUNEN, 203
Mohammad AHMADI-ADLI, 1336
Mohammad REZANIA, 203
Muhammet ÇINAR, 651, 731
Murat ÖRNEK, 792
Murat Can ÖZDEMİR, 451
Murat OLGUN, 537
Murat ÖRNEK, 323
Murat TÜRKÖZ, 178
Mustafa AKGÜN, 196, 1096, 1196
Mustafa ÇETİNER, 792
Mustafa Erdem İSPİR, 366
Mustafa LAMAN, 357, 412, 422, 870, 1347
Mustafa ÖZER, 134
Mustafa ÖZSAĞIR, 299
Mustafa Serdar NALÇAKAN, 905
Mustafa TOLUN, 357
Mustafa TUNCAN, 895, 1127, 1225
Mustafa YILDIZ, 109
Müge İNANIR, 1035

N

Nazife Nilay AĞCAABAT, 918
Nazile URAL, 626
Nebil ERGUN, 937
Nejan HUVAJ, 1336
Nihat S. IŞIK, 1359
Nuray YASAVUL, 945
Nurullah AKBULUT, 802, 816

O

Oğul DOYGUN, 333, 593
Oğuzhan ATAŞALAR, 680
Okan ÖNAL, 1272
Omar Ibrahim HUSSEIN, 821
Onur AKAY, 1312
Onur TOYGAR, 1176
Onur YANKI, 390
Orhan EROL, 585
Orhan Esat İNANIR, 1035
Osman SİVRİKAYA, 451, 945
Oya PAMUKÇU, 1096

Ö

Ömer Faruk ÇAPAR, 487, 844
Ömer Faruk USLUOĞULLARI, 1234
Özcan TAN, 512, 525, 997
Özer ÇİNİCİOĞLU, 239, 267, 280
Özgür BALLI, 1384
Özkan Cevdet ÖZDAĞ, 196, 1096, 1196

P

Payam MAJEDI, 751
Pelin ÖZER ERDOĞAN, 1320
Peter SHARP, 549

R

R. Kağan AKBULUT, 689
Ramazan YILDIZ, 979
Rasin DÜZCEER, 33, 1022
Recep İYİSAN, 390, 1091

S

S. Banu İKİZLER, 499, 1212
S. FEYZA ÇİNİCİOĞLU, 121
S. Umut UMU, 1127
Saadet Arzu BERİLGİN, 709
Sadık BAKIR, 1135
Saner YURDUMAKAN, 1009, 1328
Seçkin AYDIN, 1114
Seda DURUKAN, 808, 969
Seda ÖZTÜRK, 499
Sedat SERT, 299
Sefer Ercan EPSİLELİ, 226
Selçuk BİLDİK, 239, 1056, 1347
Selçuk TOPRAK, 1384
Selda DURMAZ, 1184
Selda GHABAE, 663
Selim ALTUN, 605, 834
Selman SAĞLAM, 1135, 1156
Semet ÇELİK, 751
Seracettin ARASAN, 689, 1254
Sercan Kerem TOMAÇ, 905
Serdar ÇARBAŞ, 997

Serhan ÖZDOĞAN, 1009, 1328
Serhan SAVUR, 1303
Serkan ÇAĞLAR, 639
Serkan ÜÇER, 937
Sevil KAÇAR, 1009, 1328
Sönmez DAĞLI, 1320
Stephan WESTHUS, 333, 593
Suat AKBULUT, 700, 751
Suphi CİVELEK, 1056
Süleyman GÜCEK, 854

Ş

Şahin Çağlar TUNA, 979
Şebnem YALTIR, 259
Şenol ADATEPE, 1022
Şenol KARAKAYALI, 422
Şevki ÖZTÜRK, 1283

T

Taha TAŞKIRAN, 1303
Tahir YILDIZ, 720
Talat Kasım YAVUZ, 134
Talha SARICI, 226, 780
Tayfun ÜNVER, 1009
Tolga GÖNENÇ, 1096
Tuğba ESKİŞAR, 605
Tuğçe ÖZDAMAR KUL, 1264
Tuğrul SADIKLAR, 499
Tümer TOMBULOĞLU, 1328

U

Uğur Ş.ÇAVUŞ, 109
Ulubey ÇEKEN, 1096

Ü

Ümit KARADOĞAN, 1320

V

Volkan Emre UZ, 307
Volkan HELVA, 1384
Volkan KALPAKCI, 1283

W

Waldemar PAULS, 333

Y

Yakup TÜREDİ, 323, 792
Yaprak İPEK, 196, 1196
Yasemin ER, 1114
Yavuz YENGİNAR, 512, 525, 537
Yeliz YÜKSELEN AKSOY, 1246
Yeliz YÜKSELEN-AKSOY, 680

Yeşim TUSKAN, 291
Yusuf ERZİN, 291
Yüksel YILMAZ, 345

Z

Zafer GÜRSOY, 808, 969

Zen Yu YIN, 203
Zeynep ÇEKİNMEZ, 585
Zeynep Neşe KURT ALBAYRAK, 700
Zeynep ÖĞRETMEN AYDIN, 499
Zuheir KARABASH, 816
Zülal AKBAY ARAMA, 121
Zülküf KAYA, 259, 1146