

Sunuş

Bilim ve Teknoloji Politikaları meslek alanlarında kamu yararına uygulayan İnşaat Mühendisleri Odası çalışmalarından bir yenisini daha **Geoteknik Sempozyum** adı altında gerçekleştirmektedir.

Elli yıllık geçmişinde ülke çıkarları doğrultusunda ülke kaynaklarının gerektiği şekilde değerlendirilmesini sağlayacak etkinliklerde bulunan İnşaat Mühendisleri Odası toplum aydınlatılması mesleki birikimlerin paylaşılması meslektaşlarının bilgi düzeyinin yenilenerek yükseltilmesini sağlamak için her türlü çalışmayı sürdürmektedir.

İnşaat Mühendisleri Odası Adana ve Ankara Şubelerince ortaklaşa düzenlenen **"Geoteknik Sempozyumu"**nun amacı Geoteknik alanında çalışan araştırmacı, öğretim üyeleri, bilim adamları ve uygulamada bulunan mühendisleri bir araya getirerek bilgi ve deneyimin paylaşılmasını sağlamaktır. Bu alanda karşılıklı görüş alışverişi, iletişiminin sağlanması ulusal ve uluslararası konularda karşılaşılan sorunlar, çözüm yöntemleriyle uygulama örneklerinin birlikte tartışılarak bilime katkısının sağlanması hedeflenmektedir.

Bu hedeflere ulaşmak için Geoteknik alanındaki mühendislerin durum, meslek odaları, üniversite, kamu ve özel sektör işbirliğini geliştirilmesi, ilgili yasa ve yönetmelikler Geoteknik alanındaki mühendislerin eğitimin, meslekiçi eğitimlerinin ve diğer disiplinler arası ortak çalışma alanları tartışılacaktır.

Sempozyum konuları genelinden itibaren suya doygun olmayan zeminlerin mekaniği, zemin özellikleri ve davranışları; Zemin İyileştirme Yöntemleri, Geoteknik Alanında Deprem Konuları, Temeller, Derin Kazı ve Şevler, Heyelanlar, Çevre Geotekniği, Zemin Yönetmelikleri, Yasal Konular ve Mühendislik Eğitimi içermektedir.

Bu sempozyum kapsamında 26-27 Ekim 2005 tarihinde Adana'da 5 çağrılı bildiri, 3 Proje ve Uygulama Örneği, 26 bildiri sunulacak ve sonunda Geoteknik Mevzuatı ve Uygulama alanları ile ilgili panel tartışma düzenlenecektir.

Sempozyumun gerçekleşmesinde emeği geçen düzenleme, bilim ve danışma kurullarına, Düzenleme Kurulu Başkanı Sn. Prof. Dr. Yener Özkan'a, Sempozyum Sekreteryası ve maddi olarak destekleyen TÜBİTAK, EAST İnş. Ve Dış Tic. A.Ş., Alfa Yapı ve Zemin Araştırma Ltd. Şti., KAMBETON Adana Kent Konseyi ve OYAK BETON'a ayrıca bu alanda emek veren çalışanlara Adana ve Ankara Şubesi Yönetim Kurulu olarak teşekkür ederiz.

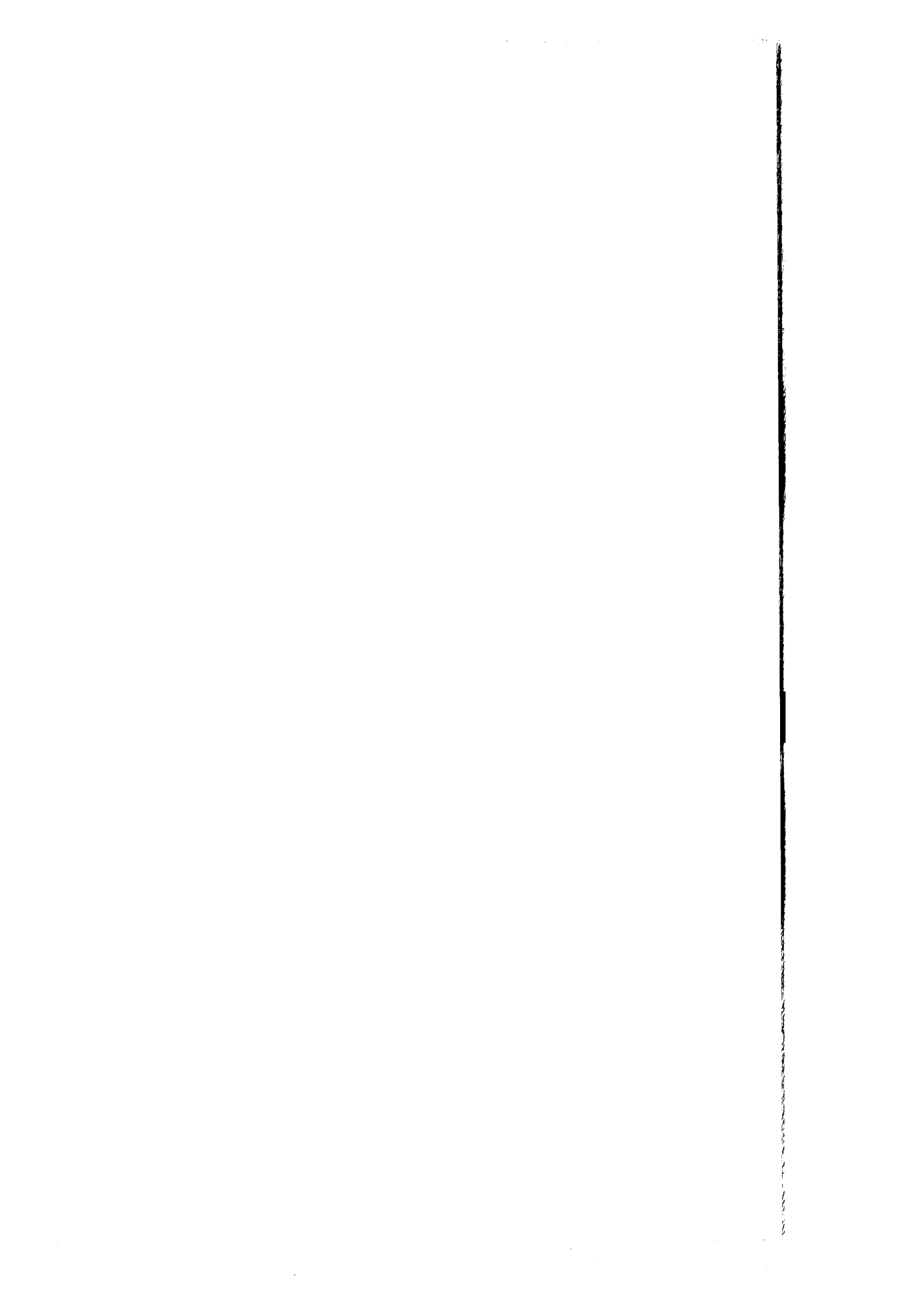
Sempozyumun başarılı şekilde gerçekleşmesi, tartışılan konuların uygulama alanlarına, yasal sürece katkısının bulunması ve ülke yararına sonuçlar çıkarılması dileğiyle saygılar sunarız.

İnşaat Mühendisleri Odası
Adana Şubesi
Yönetim Kurulu

İnşaat Mühendisleri Odası
Ankara Şubesi
Yönetim Kurulu

26 Ekim 2005 arşamba

I. Oturum
Mevzuat ve Diğer Konular



**“JEOTEKNİK” – “GEOTEKNİK”, KAVRAM KARGAŞASI
VE EKSİK STANDARTLARIN HİZMETİN NİTELİĞİNE
ETKİSİ**

Ünsal SOYGÜR

Dr. dipl. ing.
Gazi Üni. Müh. Mim. Fak.
İnş. Müh. Böl.
Ankara, Türkiye

A. Hakan MUTLU

Arş. Gör., Yük. Müh.
Gazi Üni. Müh. Mim. Fak.
İnş. Müh. Böl.
Ankara, Türkiye

ÖZET

Bu bildirinin amacı, inşaat mühendisliği mesleğinin bir uzmanlık dalı olan, “**Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği**” hizmet alanının güncel ve önemli iki sorununu, bu “**Geoteknik Sempozyumu**”nun gündemine taşıyıp, söyleşiye açmak ve bu yaklaşımla çözüm arayışlarına katkıda bulunmaktır.

İlk sorun, “**Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği**” hizmet alanının, ortak adı olarak 1980’li yıllardan beri kullanılan “**Geoteknik**” sözcüğünün, bilinçli ve kasıtlı bir yaklaşımla “**Jeoteknik**” olarak kullanımı sonucu ortaya çıkan kavram kargaşası ve bu kargaşanın parsel bazında düzenlenen “**Geoteknik Etüt Raporları**”nın, amaç ve kullanılabilirlikleri üzerindeki olumsuz etkisidir.

İkinci ve birinci sorunla da ilişkili diğer sorun ise, meslek topluluğumuzun, 2005 yılında ve halen,

“Zemin Yapıları ve Temellerin Hesap ve Tasarım Esasları”

başta olmak üzere, varlıkları bu hizmet alanı için gerekli ve zorunlu diğer çok sayıda ulusal standarda sahip olmayışı ve bu eksikliğin yarattığı değerlendirme ve öneri karmaşasıdır.

Söyleşiye açılmasında yarar gördüğümüz ilk sorun, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı'nın 1999 depremini takiben, Eylül 1999 tarihli genelgesi ile başlayan ve parsel bazında, yapılaşmaya dönük **“Geoteknik Etüt”** değerlendirme raporlarının da, jeoloji mühendisleri tarafından düzenlenip, jeoloji mühendisleri odasınınca onaylanmasını olumlu kılan uygulamadır.

“Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği” uzmanlık alanının ortak adı olan **“GEOTEKNİK”**, inşaat mühendisliğinin en genç uzmanlık alanıdır. Zemin yapılarının tasarımı ve yapımı ile, zemin – temel – üstyapı üçlüsünün ortak davranışını değerlendirerek temel sistemlerinin seçim, tasarım ve yapımını kapsayan bu genç dal, içeriğinin zorunlu sonucu olarak, inşaat mühendisliğinin belkemiğini oluşturan, yapı mekaniği, taşıyıcı sistem bilgisi, sayısal çözümleme, betonarme – ahşap – çelik taşıyıcı sistemlerin tasarımı gibi, inşaat mühendisliğine özgü temel bilgi ve becerilerin varlığını gerektirmektedir.

Bu genç mühendislik dalının uluslar arası ortamda ve ülkemizdeki hızlı gelişimine karşın, özellikle bina inşaatlarına özgü olarak uzun süre, 1966 baskılı,

“Bina yapılacak arsalarda zemin araştırması ve zemin güvenlik gerilmesi belirlenmesi için yönerge”

başlıklı belge yürürlükte kalmıştır.

1993 yılında, Prof. Dr. Sn. Altay Birand'ın Bakanlık Müsteşarı olduğu dönemde konu, olması gereken önem ve titizlikle ele alınmış, güncel

standartlar ile şartnamelere ve özellikle de, “Eurocode – 7”ye dayalı olarak, Prof. Dr. Sn. Yener ÖZKAN’ın yönetimindeki bir uzmanlar kurulu tarafından;

“Zemin ve Temel Etüdü Raporunun Hazırlanmasına İlişkin Esaslar”

başlıklı (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı’nın 13 / 34 sayılı yayını) kitapçık hazırlanmıştır.

Aşağıdaki alıntılar söz konusu kitapçığa aittir.

3. ETÜTLERİN PLANLANMASI :

Zemin ve temel etüdü ile görevlendirilen uzman, amaçlanan yapı ve yapım yöntemleri konusunda bilgi ve deneyimli olmalı ve yapıya ilişkin kararların her aşamasında haberdar edilmelidir.

...tasarım ve yapım için gerekli verileri üretmek, rastlanan temel zemini ile tasarlanan yapı arasındaki etkileşimleri proje müellifine ve gerekli yerlere sunmak, zemin ve temel konularında uzman mühendisin görevidir. Zemin ve temel raporu bu uzman tarafından düzenlenir.

4. ETÜT KATEGORİLERİ

Zemin ve temel etütlerinin kapsam ve içeriğini belirleyen incelemeler, irdemeler, hesaplar ve denetim yöntemleri yapı ve zemin koşullarının (1) az riskli, (2) normal riskli, (3) yüksek riskli olmasına göre 3 kategoride toplanır.

Bir yapının aşağıda tanımlanan kategorilerden hangisine gireceği etütler öncesi kararlaştırılır. Ancak bu kategori, etütlerin herhangi bir aşamasında gerekçesi belirtilerek değiştirilebilir.

4.1 Kategori 1 : Bu yapıların etüdü ile ilgili mühendis tarafından; deneyim, gözlem, standartların ve kabul görmüş tablo verilerinin kullanımı suretiyle gerçekleştirilebilir.

4.2 Kategori 2 : Bu kategoride anormal risk taşımayan, alışılmış unsurlar içermeyen, analiz ve hesap gerektiren ve fakat klasik metotlarla zemin ve temel tasarımı tamamlanarak yapımı gerçekleştirilebilen yapılar ve temeller yer alır.

4.3 Kategori 3 : Bu kategoride özel veya büyük risk taşıyan, çok büyük açıklıklı, özel taşıyıcı sistemli, alışılmamış ve/veya karmaşık yük durumlarına sahip yapılar yer alır.

5. ZEMİN VE TEMEL ETÜTLERİNİN KAPSAMI :

5.1 Etüt Kategorisi 1'de; ...Bu etüdü yapanın inşaat mühendisi olmaması halinde yapıya ilişkin bilgi ve irdelemeler bir inşaat mühendisi ile birlikte yapılmalıdır.

5.2 Etüt Kategorisi 2 ve 3'te ise genellikle bir ön etüt, bir tasarım etüdü (son etüt), gerekirse kontrol etütleri ve yapı evresi gözlemleri ile özel ölçümler yer alır.

Kategori 2 ve 3 olarak tanımlanan etütlerin zemin ve temel mühendisliği konularında tecrübe sahibi ve tercihen lisansüstü eğitim görmüş ve bu konularda deneyim kazanmış inşaat mühendisleri veya böyle bir mühendisin sorumlu yönetiminde çalışan, bünyesinde tercihen jeoloji mühendisinin de bulunduğu bir ekip tarafından yapılması gerekir.

Gerekli ve zorunlu hallerde, Kategori 3 için öngörülen özel etütleri yapacak ve/veya ekip sorumluluğunu üstlenecek inşaat mühendisi, zemin ve temel mühendisliği konularında lisansüstü öğrenim görme ve deneyim şartına ek olarak irdelenen konuya özgü özel alanda uzmanlaşmış bir inşaat mühendisi olmalıdır.

Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 93 / 34 sayılı kendi yayınında yer alan ve Eurocode-7'ye dayalı bulunan bu açık kayıtlara karşın, Eylül 1999 tarihli genelgeyi yayınlamış, yapılaşmayı amaçlayan, parsel bazlı “Geoteknik” etütlerin, zemin – temel – üstyapı ortak davranışını bir yana bırakan, temel ve üstyapıdan bağımsız bir taşıma gücü değeri içeren, tasman ve tasman farkı kısıtlarını ise hiç irdelemeyen ve fakat yer buldurusuna dönük ülke haritasına sahip, sayfalarca genel jeoloji ve test yöntemi anlatımlı, “Jeolojik” ve/veya “JEOTEKNİK” raporlara dönüşmesine neden olmuştur.

Halen devam eden bu hazin ve vahim uygulama, “Jeoteknik”, “Geoteknik”in Türkçe okunuşudur, “Jeo” ise yer demektir, bu nedenle konu “Yer Bilimciler”in uğraş alanına girer gibi beyanlarla savunulmaktadır.

“Jeoloji” anabilim dallarından biridir. Mühendislik ise bir bilim değil, bilimlerin teknolojik alanda faydacıl kullanımudur.

“Jeoteknik” sözcüğü, iyi niyetlilerin genelde sandığı ve diğerlerinin ise, bilinçli ve kasıtlı olarak yerleştirmeye çalıştıkları gibi “Geoteknik” sözcüğünün Türkçe’de okunuşu değildir.

İsrarlı ve amaçlı kullanıma konu olan “Jeoteknik” sözcüğü, olsa olsa, jeoloji temel biliminin tekniğe dönük kullanımını içeren bir sözcük olabilir. Ne var ki; böyle bir yaklaşım bile, “Geoteknik”in, yapılaşma asıl amaçlı bir inşaat mühendisliği uzmanlık alanı oluşunu etkilemez.

“Jeo” ön ekinin “Yer” anlamlı olduğu elbet ki doğrudur. Fakat bu anlam özdeşliği “Geoteknik”i “Jeoteknik” yapmaya yetmediği gibi, “Jeopolitik”, “Jeostrateji” gibi özel uzmanlık alanlarını da yer bilimcilerin uğraş ve ilgi alanlarına dahil etmemektedir.

Zemin, herediter bir malzemedir. Oluşumu ve mazisi güncel davranışını etkilediği gibi, gelecekteki davranışını da belirler. Genel ve yerel bulgulara

dayalı olarak, bu davranışı yorumlamak “**Jeoloji Mühendisliği**”nin, bu davranışı korelasyonlarda doğrulanacak (DIN 4020 Md. 7.7.) sayısal verilerle desteklemek amacıyla, fiziksel ölçümlerde bulunmak da, “**Jeofizik Mühendisliği**”nin uğraş alanına girer. “**Jeoteknik**” sözcüğü; işte bu alanı tanımlayan bir kavram olarak kullanılırsa, bir yadsıma ile karşılaşmaz ve hizmet üretimindeki haklı yerini alır.

Zaten bilinçli bir “**Geoteknisyen**” inşaat mühendisi de, kendi çalışmalarına destek oluşturacak bu hizmeti, uzmanlarından alması gerektiğini bilir. (Geoteknik’te uzman inşaat mühendisi ile Jeoloji Mühendisi arasında olması gereken ilişki ve işbirliği ekte kayıtlı bir başka bildiriye ayrıntılı olarak işlenmiştir).

İnşaat Mühendisliği’nde zemin;

- a) Malzeme,
- b) Tüm yapı yüklerinin aktarıldığı taban,
- c) Bazı yapıların özel yükü

olmak üzere üç farklı şekilde karşımıza çıkar.

Geoteknik Mühendisi’nin ağırlıklı uğraş alanı; zemin + temel + üst yapı üçlüsünün ortak davranışından hareketle, statik ve dinamik etkileri dikkate alarak, maliyet – emniyet ikilisini optimize eden temel sistemini önermek ve tasarıma esas zemin verilerini saptayıp seçmek olarak özetlenebilir.

Elbet ki, bu özete, geniş derin kazılar, iksa ve istinat yapıları, şev ve yamaçların duraylılığı, zemin iyileştirmesi gibi konular da eklenmelidir.

Problemler, konum emniyeti, taşıma gücü ve deformasyon, çözümler ise uygun ve optimize edilmiş sistem seçimi ve boyutlandırma başlıkları altında toplanabilir.

Tüm bu konuların ortak özelliği, yapılaşma amaçlı oluşları ve derin bir yapı mekaniği bilgisi gerektirir olmalarıdır. Konuyu inşaat mühendisliğinin uzmanlık alanına dahil eden de budur.

Zeminin herediter özelliği ile, jeoloji, jeofizik, inşaat mühendisliği eğitim ve öğretiminin amaç ve içerik farklılığı dikkate alındığında, parsel bazında yapılaşma amaçlı hizmetlerde, bu üçlünün, sınırları iyi belirlenmek kaydıyla, ortak çalışmalarında sayılmayacak kadar çok yarar olduğu söylenebilir.

Ne var ki, çizmenin boğaz kotu iyi belirlenmeli, fakir bir ülkede pasta paylaşımı itileri, her üç meslek grubu için de, “çizmeyi aşmak” gibi bir davranışı beraberinde getirmemelidir.

1999 Depremi sonrasında alelacele alınan kararlar, parsel bazlı çalışmalarda ciddi bir karmaşayı ve meslek alanları arasında da ciddi bir çakışma ve sonuç olarak “çizmenin aşılması”nı beraberinde getirmiştir.

Sadece zemin sınıfına, zeminin sıklık ve kıvamına, bir başka deyişle sadece zemine dayalı olarak belirlenen bir “Zemin Emniyet Gerilmesi” değeri ise emniyet – maliyet ikilisini ve “Geoteknik”in güncel düzeyini inkar eden, çok geride kalmış bir kavramdır.

Aynı zeminde, farklı yapılar ve farklı temel sistemleri için, hem taşıma gücü, hem de tasman kriterlerini cevaplayan, farklı taban gerilmeleri belirlenmesi gerektiği bilinen bir gerçektir.

Temel sistemini ve üst yapıyı dikkate almayan bir temel taban gerilmesi değerini izin verilebilir gerilme olarak kabul etmek mümkün olmadığı içindir ki, “Geoteknik”, inşaat mühendisliği altyapısı gerektiren bir uzmanlık dalıdır.

İncelemek fırsatını bulduğumuz son yıllara ait çok sayıda zemin etüdünde (Jeoteknik Etüt) amaçlanan yapının gerekli tanıtım ve verilerine

rastlamadığımız gibi, sadece merkezi düşey yükler etkisinde, hayali derinlikli ve hayali genişlikli bir temelin tabanında zemin taşıma gücü irdelemesinden öte başkaca bir irdeleme de gözleyebilmiş değiliz.

Bir kez daha özellikle vurgulamamız gerekir ki; yapının özellik ve gereklerini dikkate almayan ve sorunları hem taşıma gücü, hem de tasmanlar açısından, gereklere dayalı, ayrıntılarla irdelemeyip içermeyen bir etüt, “**Jeoteknik**” etüt olabilir ama, “**Geoteknik**” etüt olamaz.

Bu tür raporlardan hareketle hazırlanan “**Geoteknik**” tasarımların olası sonuçları, tasarımcı inşaat mühendisinin hukuki sorumluluğunu belki ortadan kaldırırsa da, ahlaki ve vicdani sorumluluğunu elbet ki ortadan kaldırmaz.

Özetlenmeye çalışılan bu önemli sorunun akla gelen, palyatif çözümü,

Geoteknikte uzman bir inşaat mühendisi tarafından tasarıma dönük olarak değerlendirilmemiş, “Jeoteknik” rapora dayalı proje ve hesapların;

- Yetkili odalarca onaylanmamasının
- İmar müdürlüklerince ruhsata bağlanmamasının,

sağlanması olarak önerilebilir.

“**Geoteknik**” tasarım alanında mevcut milli standart eksikliği, aktarılmaya çalışılan ilk sorunun kalıcı çözümüne de engel oluşturan ikinci bir sorundur.

Uluslar arası düzeyde olduğu söylenebilecek bir TS 500’ün ve güçlendirmeye ilişkin, giderilmeye çalışılan bazı eksikliklerine karşın, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik’e sahip olan ülkemiz inşaat mühendisliği topluluğunun, 2005 yılında ve halen,

“**Zemin Yapıları ve Temellerin Hesap ve Tasarım Esasları**”

içerikli bir milli standart başta olmak üzere,

- Eğik ve dış merkezli kuvvet etkilerini de içeren zemin taşıma gücü irdelemeleri
- Yüzeysel temellerin tabanında gerilme dağılımı irdelemeleri
- Eğik ve dış merkezli kuvvet etkilerini de içeren oturma irdelemeleri

standartlarına sahip olmayışı ve mevcut eskimiş zemin standartlarının da güncelleştirilmeyişi, ciddi bir meslek ayıbı olarak değerlendirilmekte, bu değerlendirme ile tüm geoteknisyen inşaat mühendisleri ve özellikle “**Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Türk Milli Komitesi**” kınanmaktadır.

Bu acı ve utandırıcı boşluk, geoteknisyen inşaat mühendisleri arasında farklı kişilerin, farklı kaynak alıntılarıyla doldurulmaya çalışılmakta, bu tür bir yaklaşım da, genel kabul gören ortak mesleki doğrulara dayalı, ülke verilerini esas alan bir mesleki uygulama yerine, yayın ve bildiri önerilerinden hareket eden bireysel yorum ve tercihleri geçerli kılmaktadır.

Mühendisin sorumluluk alanı sınırlarını, mesleğinin genel kabul gören kurallarının belirlediği, uluslar arası bir söylemdir. Mesleğin genel kabul gören kurallarını da günümüzde standartlar belirler.

Standart yokluğunda, çeşitli yayın ve bildirimlerde yer alan önerileri, kabul gören kurallarmış gibi alıp uygulamak, bir mühendislik yaklaşımı olamaz ve olmamalıdır.

Eurocode – 2 ile birlikte ülkemizde TS 500’ün, Almanya’da DIN 1045’in, Eurocode – 8 ile birlikte ülkemizde Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik’in varlığı, AB şemsiye standartlarının, milli standartlar için sadece belirleyici ve yönlendirici olarak kabul edilmesi gereğinin kanıtı olarak değerlendirilmektedir.

Eurocode’ların varlığına karşın, AB ülkelerinin, bu code’lara göre düzenlenip yenilenmiş ulusal code’lara sahip oluşları, ülkemizde de, çeviri

yoluyla üretilip, 20.04.2000, 12.04.2004 ve 29.04.2004 tarihlerinde Türk Standart'ı olarak kabul edilen

“Eurode 7 / 1 – 3 – 2”nin

ulusal standart gereksinimi ve zorunluluğunu ortadan kaldırmayacağını işaretidir.

Milli standart, uluslar arası düzeyde kabul gören kuralları, ülke şartlarını ve ülke insanını dikkate alarak düzenleyen, sürekli yeniliğe ve takipçi bir revizyona kapıları açık olan bir standart olarak tanımlanabilir.

Acilen, Eurocode 7 / 1 – 2 – 3 yönlendirmeli ve (DIN 4020 – DIN 4017 – DIN 4018 – DIN 4019 ve DIN 1054) vb. içerikli ulusal geoteknik standartları hazırlanmalı ve zorunlu uygulamalı olmak üzere yürürlüğe konulmalıdır.

Kaldı ki; ENV – 1997 / 1 – 2 – 3 numaralı Eurocode 7'nin henüz bir taslak olduğu ve bu taslak standardın da;

“Jeoteknik Tasarım / 1 – 2 – 3” çeviri başlığı ile yayımlanmış bulunduğu da, ayrıca dikkat edilip, üzerinde düşünülmesi gereken bir konudur.

KAYNAKLAR

1. Alkaya, D., Alyanak, İ., “Temel Zemin Etütleri ve Yapı Zemin İlişkisi”.
2. Ansal, A.M., “Geoteknik Mühendisliği = Zemin Mekanığı + Temel İnşaatı”, Türkiye Mühendislik Haberleri, 406 – 407, Türkiye, 2000, pp 14 – 17.
3. Birand, A., “Zemin Araştırması”, Türkiye Mühendislik Haberleri, 406 – 407, Türkiye, 2000, pp 18 – 24.
4. Güz, H., “Yapı Temel Zemin İlişkisi”.
5. Kaya, A., Yükselen Y., ve Ören, A.H., “İnşaat Mühendisliği Uygulamalarında Jeoloji ve Jeofiziğin Yeri”, Türkiye Mühendislik Haberleri, 406 – 407, Türkiye, 2000, pp 25 – 30.
6. Sağlam, S., “Geoteknik Mühendisliği Eğitiminde Zorluklar ve Çözüm Yolları”.
7. Soygür, Ü., “Geoteknik Hizmetlerde Jeoloji Mühendisi ve İnşaat Mühendisi İşbirliği”.
8. Soygür, Ü., “Zemin Emniyet Gerilmesi Nedir? Ne Değildir?”, Yapı Dünyası, Türkiye, Ağustos 1997, pp 14 – 15.
9. Tankut, T., “Mühendislik Nereye Gidiyor? Mühendislik Eğitimi Nereye Gitmeli? (*)”, Yapı Dünyası, Türkiye, 2000, pp 20 – 24.
10. Tankut, T., “Mühendislikte Yetki ve Sorumluluk Üzerine”.
11. Toğrol, E., “İnşaat Mühendisi Neden Gerekmiyor?”, Türkiye Mühendislik Haberleri, 406 – 407, Türkiye, 2000, pp 11 – 13.
12. Uzuner, B.A., Aytekin, M., Angın, Z., “Zemin Etüdü – İnşaat, Jeoloji ve Jeofizik Mühendisleri”, Yapı Dünyası, Türkiye, Haziran 2000, pp 20 – 21.
13. Yıldırım, S., “Zemin Emniyet Gerilmesi mi? Taşıma Gücü mü?”, Yapı Dünyası, Türkiye, Şubat 2005, pp 57 – 58.

**“JEOTEKNİK” – “GEOTEKNİK”,
THE EFFECT OF CONFUSION OF CONCEPT ON SERVICE
QUALIFICATION**

Ünsal SOYGÜR

Dr. dipl. ing.
Gazi University Faculty of
Engineering & Architecture
Department of Civil Engineering
Ankara, Türkiye

A. Hakan MUTLU

Res. Ass., BSc. MSc.
Gazi University Faculty of
Engineering & Architecture
Department of Civil Engineering
Ankara, Türkiye

ABSTRACT

“Soil Mechanics and Foundation Engineering” is the main branch of civil engineering. There are two important and actual problems in this topic. The purpose of this paper is to put the topic on the agenda of “Geotechnical Symposium” and to discuss and to contribute to the solution.

First of all, the major problem since 1980’s is, naming “geoteknik” as “jeoteknik” intentionally and consciously in soil mechanics and foundation engineering. There is a negative effect of the confusion caused by this terminology on the purpose and usability of “Geotechnical Reports”.

Second problem that is also related with first problem is the absence of especially “Soil Construction and Basis of Calculation and Design of Foundations” and many other national standards that are necessary and required by this area of service and the confusion on evaluation and suggestion created by this absence on the year and at present.

**RUHSATA ESAS PROJELER İÇİN HAZIRLANMIŞ
ZEMİN ETÜD RAPORLARINDA YAPI
TEKNİĞİNE AYKIRI ÖNERİLER**

Necmettin Turan
İnşaat Yük. Mühendisi

A- GİRİŞ

İnşaat mevzuatında, imar yönetmeliğinin 57-2 ve 57-3b bendlerinde (Büyükşehir imar yönetmelikleri hariç) zemin etüdüleri (geoteknik etüd) adı altında ve Bayındırlık ve İskan Bakanlığı'nca 1993 yılında yayımlanan "Zemin ve Temel Etüdü raporunun hazırlanmasına ilişkin esaslar"a atıf yapılması dışında "geoteknik" ile ilgili bir mevzuat bulunmamaktadır.

1999 Kocaeli ve Düzce depremlerinden sonra Bayındırlık ve İskan Bakanlığı'nın çeşitli genel müdürlüklerinin çeşitli genelgesi ile maalesef hiçbir bilimselliği olmayan ve gerçeği yansıtmayan ifadelerle toplum yanlış yönlendirilmiş ve yıkılan binaların tek sebebi zemin olarak gösterilmiş ve jeoloji raporu olmazsa olmaz koşul olarak ön görülmüştür.

Ruhsat projeleri içinde yer alan betonarme projelerinde temel hesaplarına esas zemin parametreleri Geoteknik (İnşaat) Mühendisince belirlenmesi gerekirken, zemin etüd raporu adı altında tamamı jeoloji mühendisleri tarafından tanzim edilmiş raporlar belediyelerce kabul edilmiş, Geoteknik (İnşaat) Mühendisi tarafından yazılmış raporlar, jeoloji bölümü ve jeoloji mühendisi imzası bulunmadığı için belediyelerce iade edilmiştir.

B- MEVZUATA GÖRE MEVCUT DURUM

Belediyeler ruhsat projesine esas bir zemin etüd raporu olup olmadığına bakmakta ve statik proje müellifi de elindeki bilgisayar programında istenilen zemin emniyet gerilmesi değerini rapordan alarak işi bitirmektedir. Geoteknik mühendisi tarafından önerilen temel ve zemin ile ilgili bilgilere itibar etmemektedir.

Bu sebeple; 4-5 Haziran 2005 tarihinde Afet İşleri Genel Müdürlüğü tarafında yapılan, “Temel – zemin etüdüleri ve zemin iyileştirme çalışma ve değerlendirme toplantısı” sonuçları bir an önce yönetmelik haline getirilerek bu çalışmalara biraz ciddiyet getirilmeli ve belediyelerin değişik, tutarsız uygulamalarından kurtarılmalıdır.

C- BAŞLIK KONUSU OLAN, YAPI TEKNİĞİNE AYKIRI ÖNERİLER

Burada 2 adet zemin etüd raporunda rastlanılan ve yapı tekniğine aykırı öneriler takdim edilecektir.

Ancak önce, Bursa Belediyesi'nin imar yönetmeliğinin zemin etüdüleri ile ilgili maddeleri aşağıda şöyle özetlenebilir:

Tüm yerleşim alanlarını içeren bir harita hazırlanmış olup 4 bölge ayırt edilmiş ve bu bölgelerde yapılacak yapılar için gözlemsel ve detaylı etüd raporları hazırlanması talep edilmiştir. Yönetmeliğim ilgili bölümleri aşağıdadır.

1. RAPOR – Bursa İli, Yıldırım ilçesi, Teferrüç Mahallesi, 773/70 parsel

1.a. Rapor Muhtevası:

Arsa, 7 x 24 m. ebadında olup, iki yol arasındadır. İki yol arasındaki kot farkı 9 m. dir. İki yola cephe 7x12 m.lik, 1 bodrum, 1 zemin ve 3

normal kat olmak üzere 5 katlı 2 ayrı bina yapılacaktır. İmar durumu bitişik nizamdır. İmar durumunda arsa, mavi bölgede kalmaktadır. Bu sebeple yönetmeliğe göre gözlemsel zemin etüd raporu tanzim edilmiştir. Rapor jeoloji ve jeofizik mühendisleri tarafından hazırlanmıştır.

1.b. Rapor Eleştirisi:

- a. Jeoloji mühendisinin yazmış olduğu sonuç ve önerilerin hiçbir maddesi proje için bir anlam ifade etmemektedir.
- b. Odamız tarafından tanzim edilen raporda, A ve B blokları arasında 9 m. yükseklikte bir istinad duvarı (perdesi) gerektiği ve bu konuda herhangi bir öneri olmadığı gibi ayrıca inşaatın nasıl yapılacağı konusunda da öneriler bulunmamaktadır.
- c. İmar yönetmeliğindeki tabloya göre etüd kategorisine karar verildiği için 5 katlı bina ve 9 m. istinad duvarı için gözlemsel etüdle yetinilmiş ve arazi inşaat mühendisi tarafından görülüp etüdün kategorisi planlanmadığı için böyle eksik etüd yeterli görülmüştür.
- d. Yönetmelikte kategori belirtilmeseydi “zemin ve temel etüd raporunun hazırlanmasına ilişkin esaslar”a göre geoteknik mühendisi araziye görerek karar vermiş olsaydı mutlaka kategori II tipinde etüd seçilerek, gereken önemde bir rapor tanzim edilebilecekti.

2. RAPOR – Bursa İli, Osmangazi İlçesi, 3198 ada, 15 parsel fuar alanı

2.a. Raporun Muhtevası :

Mevcut fuar alanı ilave inşaatına ait detaylı zemin etüdü raporu olup, jeoloji mühendisi tarafından planlanmış sondaj logları ve laboratuvar sonuçları yorumlandıktan sonra geoteknik mühendisi tarafından 7 sayfa geoteknik değerlendirme raporu tanzim edilmiştir.

Bursa, Yalova yolu üzerindeki fuar sahasında, fuar kapalı alanlarına ilave 17.000 m2. inşaata ait olup, binalar prefabrik kolon, çelik

çatı şeklindedir. Kolon yüksekliği 8 m. çelik çatı makası açıklığı 22,50 m. , makas aralığı 7,50 m. dir.

Arazide, 10 - 20 m. derinliklerde olmak üzere 25 adet sondaj yapılmıştır. Bütün sondajlarda 1,5 m. ara ile SPT yapılmış ve 18 adet bozulmamış, 49 adet bozulmuş numune laboratuara gönderilmiş ve sınıflandırma deneyleri, tek eksenli basınç deneyi ve konsolidasyon deneyleri yapılmıştır.

UD numuneler 2 – 4 m. arası derinliklerden alınmış ve $q_u = 0,29 - 0,89 \text{ kg/cm}^2$ arasında bulunmuştur.

Arazi çalışmalarından elde edilen verilere göre temeller alüvyona oturacaktır.

İnşaat boyutları 60 m. x 286 m. dir. Statik proje müellifi tarafından, mütemadi temel ve temel alt kotu – 1,90 m. olarak düşünülmektedir.

Raporun, zemin ve temel mühendisliği değerlendirme raporu bölümü geoteknik (inşaat) mühendisi tarafından yazılmıştır. Raporda; Giriş, arazi çalışmaları, laboratuvar deneyleri, idealize zemin profili, Y.A.S.S. durumu, geoteknik değerlendirme, oturma hesapları, deprem karakteristikleri, zemin sınıfı, sıvılaşma potansiyeli ve sonuç ve öneriler bölümleri vardır. Emniyetli taşıma gücü $C_u = 25 \text{ kPa}$, $D_f = 1,50$ kabulü ile $q_u = 1,58 \text{ kPa}$, $SF = 2$, $q_{em} = 80 \text{ kPa}$ hesaplanmıştır.

Oturma hesabı; $Q_{net} = 20 \text{ kPa}$ alınarak

$S_i = m_v \cdot Q \cdot H = 0,029 \times 0,20 \times 1000 = 5,80 \text{ cm.} < 10 \text{ cm.}$ bulunmuştur.

Yatak katsayısı 900 t/cm³, zemin sınıfı Z4, Ta = 0,20 , Tb = 0,90 olarak verilmiştir.

2.b. Rapor Eleştirisi :

1. Çok geniş bir inşaat sahasında 25 adet sondaj yapıldığından ve 1 ve 2 katlı binalar bulunduğundan vaziyet planında görüldüğü gibi sondajlar 3 bölgede incelenmelidir. Bu bölge içinde SPT indisi – Derinlik bağıntısı grafikleştirilerek derinliğe göre SPT-N kabulü ile ideal zemin profili oluşturulmalıdır. Derinlikle değişim incelenmelidir.
 2. Aynı şekilde bu bölgelendirmelere göre UD numunelerden bulunan qu değerleri ortalamaları ile SPT-Cu korelasyonları ile bulunanlar mukayese edilmeli ve proje için bir Cu değeri seçilmelidir.
 3. Konsolidasyon deneyleri 2 – 4 m. arası derinliklerde yapıldığından, laboratuvar deneylerinden elde edilen mv değerleri ve max kolon yükü ile hesaplanan efektif gerilme artışlarına göre temel ebadına bağlı olarak sıkışabilir tabaka kalınlığı belirlenerek (H) oturma hesapları yapılır. Mümkünse en az kolon yükü de belirlenerek farklı oturmalar belirlenmelidir.
 4. Tek katlı yapılarda temel sisteminin çift yönlü mütemadi veya radye olarak seçilmesinin ise kolon aks araları dikkate alındığında mümkün olmayacağına göre niçin önerildiği anlaşılamamıştır.
- Kanaatimce 4 m. derinlikte SPT değerleri N = 12 değerini bulduğundan, 4,50 m. derinlikte münferit temeller kazılıp, 2,5 m. yükseklikte grobeton dolgu veya 300 kg. uçucu kül ile 0 – 5 mm. Kum karışımı akışkan dolgu (flow fill) yapılp, üzerine münferit temel yapılmasının çok ekonomik olacağı aşikardır.
5. Yer altı su seviyeleri sondaj loglarında 3,50 – 6,00 m. arasında olup, sondajlar nisan, mayıs aylarında yapılmıştır. Belediye zemin etüd birimi

sondajları 9/6/2005 tarihinde teslim alınmıştır. Kuyularda yaptıkları rasatlarda SK1-10 kuyularında Y.A.S.S. ,loglara göre 3 m. yükselmiştir.

6. Uygulanan temel projesi ile binanın maliyeti lüzumsuz yere yükselmiştir. Ülkenin kaynakları (çimento, demir olarak) heba edilmiştir.

7. Yapı teknolojisine uygun olmayan bir temel tipi önerilmiş ve statik proje müellifi tarafından da bu teklif kabul olunarak temeller oluşturulmuştur.

D- SONUÇ VE ÖNERİLER

Mevcut mevzuata göre bütün belediyeler Bayındırlık Bakanlığınca 1993 yılında yayınlanan “Zemin ve Temel etüdü raporlarının hazırlanmasına ilişkin esaslar”a uygun tanzim edilmiş raporları kabul etmelidirler ve bu raporlar yapı denetim kuruluşları tarafından ciddiyle, yetkili kişiler tarafından incelenmelidir.

Bayındırlık ve iskan Bakanlığı Afet İşleri Daire başkanlığınca 4 – 5 Haziran 2005 tarihinde yapılan “Temel - zemin etüdüleri ve zemin iyileştirme çalışma ve değerlendirme toplantısı ile yapılan çalışmaların sonuçlandırılarak “zemin etüd yönetmeliği”nin hazırlanması ile yukarıdaki aksaklıkların giderileceğini ümit ediyorum.

ZEMİN ETÜDLERİNDE YAPILAN HATALARIN TEMEL MALİYETİNE ETKİSİ

Devrim ALKAYA

Yard. Doç. Dr.
Pamukkale Üniversitesi
DENİZLİ

ÖZET

Çalışmada zemin etüdüleri sonrası temel tasarımı için belirlenmesi gereken geoteknik özelliklerden olan zemin emniyet gerilmesi ve hatalı belirlenen zemin emniyet gerilmesinin temel tasarıma etkisi belirlenecektir. Zemin incelemesi amacına uygun olarak üst yapı ve temel sistemine yönelik gerekli tasarım parametrelerini içermesi ile sağlanacak tasarruf konu edilmiştir.

Çalışmada temel tasarımı yapılırken PROBİNA adlı hazır paket programı kullanılarak farklı zemin emniyet gerilmelerinde aynı yapı için temel tasarımları yapılmış ve maliyet analizi yapılmıştır.

Maliyet analizinde Bayındırlık ve İskan Bakanlığının Birim Fiyatları kullanılmıştır. Zemin emniyet gerilmesinin zemin etüdüleri ve geoteknik raporlarda hatalı verilmesinin temel maliyetine etkisi araştırılmıştır.

AMAÇ

Yapı altında yer alan zemin tabakalarının gerilme – şekil değiştirme ve mukavemet özellikleri, mühendislik özellikleri bilinmeden ekonomik ve güvenli bir temel sistemi seçilemez ve gerekli tahkikler de yapılamaz. Bu yüzden güvenli ve ekonomik bir tasarım yapabilmek için önce zeminin

kapsamlı bir şekilde incelenmesi gerekir. Çalışmanın amacı; yükler aynı kalmak şartıyla, farklı zemin emniyet gerilmelerinde inşaa edilen temel sistemlerinin ekonomik analizini yapmaktır.

Bir yapının yapılacağı alan geoteknik açıdan incelenecekse bu incelemenin ne kadar kapsamlı olacağı zemin tabakalaşmasının ve özelliklerinin bir fonksiyonu olacağı kadar, yapılacak yapının özelliklerine de bağlıdır. Yapı önemsiz ve basit görünse bile zemin incelemelerinin eksik yapılması sonucu çok düşük zemin emniyet gerilmelerinin seçilmesi ile ortaya çıkan maliyet artışı incelenecektir. Önemli yapılar içinse detaylı inceleme ve tasarım şartı getirerek bu tür yapıların güvenli olmalarını sağlamaktır.

GİRİŞ

Herhangi bir sahada bir mühendislik uygulaması yapılacak ise ilk aşamada o bölge ile ilgili jeolojik ve geoteknik verilerin derlenmesi ve yorumlanması gerekir. Bu sadece bir ilk ve ön aşamadır. Bir mühendislik yapısının inşaatı planlanıyor ise bu bilgiler baz alınarak detaylı geoteknik incelemeler yapılmalı ve yapıyı taşıyacak olan temel sistemi ve yapının kendisi bu bilgilere dayanarak tasarlanmalıdır.

Bir geoteknik incelemenin ana amacı inşaat için seçilen sahada zemin tabakalaşmasının, bu tabakaların mühendislik özelliklerinin belirlenmesi; bu bilgiler ışığında güvenli ve ekonomik bir temel sistemi seçilmesidir. Zemin incelemesi amacına uygun olarak üst yapı ve temel sistemine yönelik gerekli tasarım parametrelerini içermelidir.

Bir yapıya etkiyen tüm yüklerin güvenle zemine aktarılması gerekmektedir. Duvar, perde ve kolon gibi elemanlardan gelen yükleri

zemine aktarmak amacıyla oluşturulan elemanlara "temel" adı verilir. Çağdaş yapılar (betonarme, çelik ve kagir yapılar) betonarme temeller üzerinde oturur. Temel tasarımı ve temel inşası bina yükleri ve zeminin geoteknik özelliklerine farklılık gösterir.

Temel oluşturulurken, zemin taşıma gücü ölçü alınarak güvenli bir zemin gerilmesinin aşılmasına özen gösterilir. Temellerin tasarımında zeminin taşıma gücü tek kriter değildir. Temeller yapıya zararlı olabilecek oturmalara neden olmayacak bir biçimde düzenlenmeli ve boyutlandırılmalıdır.

TEMEL ZEMİN ETÜDLERİ

İyi yapılmış bir zemin araştırması ile aşağıdaki sorunlar önceden çözümlenerek, yapıda ileride doğabilecek beklenmeyen zararlara engel olunabilir (Köseoğlu, 1986).

- a) Yapının oturacağı temel zemini taşıma yeteneğinin, yapı yükünden doğacak zorlamaları karşılayabilmesinin sağlanması,
- b) Yapı yüklerinden ötürü zeminde oluşan oturmaların yapıya zarar vermeyecek sınırlarda kalmasının sağlanması,
- c) Zemin suyunun değişmesi, yeraltı suyu düzeyinin değişmesi sonucu oluşan zemin hareketlerinin doğurduğu gerilmelerin dış yüklerle dengelenmesinin sağlanması,
- d) Zeminin su kapsamındaki beklenen değişmelerden dolayı, zeminin niteliklerinde olacak değişmelerin; zeminin taşıma yeteneğine ne ölçüde etki edeceğinin belirlenmesi,
- e) Doğal durumuyla dengede bulunan zeminin; yapının inşası sırasında gerekli temel kazısının yapılması veya yeraltı ve yerüstü sularının durumlarının değiştirilmesi nedenleriyle, stabilitesinin bozulmaması için gerekli tedbirlerin alınması,

- f) Özellikle eğimli arazideki yapılarda; yapıdan gelen statik ve dinamik yüklerin etkisiyle, zeminin stabilitesinin bozulması ihtimalinin araştırılması ile gerekli önleyici tedbirlerin alınması,
- g) Mevcut bir yapının yanına yapılacak yeni yapılardan doğan ek gerilmelerle birlikte, mevcut yapıda oluşan oturmaların zararsız olduğunun gerçekleşmesi,
- h) Mevcut yapının yanına yapılacak yeni yapının temel derinliği eskisinden çok fazla olabilir. Bu durumda yapı temelinde oluşabilecek bir göçmenin önlenmesi.

Yapı dizaynlarını etkin ve verimli bir şekilde gerçekleştirmek için mühendis karşılaşacağı problemleri, varolan teknik ve yöntemleri bilmek zorundadır. Etkin ve ekonomik dizayn için aşağıdaki yer altı yapısı bilgilerine ihtiyaç vardır:

- 1) Tanımlanabilen her zemin tabakasının yanal ve düşey yöndeki uzantısı ve tabakayı oluşturan zeminlerin tanımı (yoğunluğu, dane dağılımı v.b.),
- 2) Ana kayanın derinliği ve özellikleri (çatlakların ve fayların boyutları ve dağılımı),
- 3) Yeraltı su derinliği, varsa artezyen basıncının büyüklüğü ve
- 4) Zemin tabakalarının mühendislik özellikleri (kesme kuvveti, su geçirgenliği, sıkışabilirliği....)

Uygulamada Zemin Etüdüleri zemin emniyet gerilmesinin belirlenmesi seviyesine indirgenmiş ve çoğunluklarda yeterli araştırmanın yapılmamış olmasından dolayı çok yüksek güvenlik sayıları alınarak zemin emniyet gerilmeleri olduğundan çok küçük değerlerde seçilerek temel boyutları gereğinden daha büyük boyutlarda inşa edilmektedir. Hatalı uygulama nedenlerinden ikincisi geoteknikçi olmayan diğer meslek gruplarınınca zemin

emniyet gerilmesi belirlenirken formüller yanlış yorumlanabilmekte ve yanlış değerler ile temel tasarımları yapılmaktadır. Temel maliyetini arttıran bir unsur olması nedeniyle mühendisliğin sağlamlık yanında ekonomi faktörü göz ardı edilmektedir.

ÖRNEK ÇALIŞMA

Çalışmada örnek bir bina alınarak zemin emniyet gerilmesi 50 -100-150- 200 kN/m² değerleri alınarak her bir durum için tekil, sürekli temel çözümleri yapılmış ve temel maliyetleri ortaya çıkarılmıştır. Zemin emniyet gerilmesinin küçük seçilmesi ile temel maliyetinin 2 kata varan oranda arttığı görülmüştür.

Doğru ve yeterli bir zemin araştırması yaparak zemin ile ilgili parametreleri doğru tespit etmenin bina maliyetini azalttığı ve ortaya çıkabilecek sorunları azalttığı örnekle orta yere konmuştur.

Tekil Temel Analizi

Yapı tekil temel ile çözülmek istenmiş yapı yükleri sbit kalmak kaydıyla zemin emniyet gerilmesi 50-100-150-200 kN/m² seçilerek analiz yapılmıştır. 50 ve 100 kN/m² zemin eniyet gerilmelerinde Zemin Emniyet Gerilmesi çok düşük olduğu için Tekil Temel Hesabı yapıldığında sömel boyutları çok büyük çıkmıştır. Bu sömeller planda yerleştirilmek istendiğinde ise iç içe girmiştir. Ancak 150 ve 200 kN/m² zemin emniyet gerilmelerinde tekil temel projesi yapılabilmiştir. Zımbalama tahkiki sonucu temel kalınlığı 40 cm bulunmuştur. $\Phi 14$ 'lük donatı ve BS20 beton kullanılarak hesap yapılmıştır. Bağ kirişleri ihmal edilmiştir.

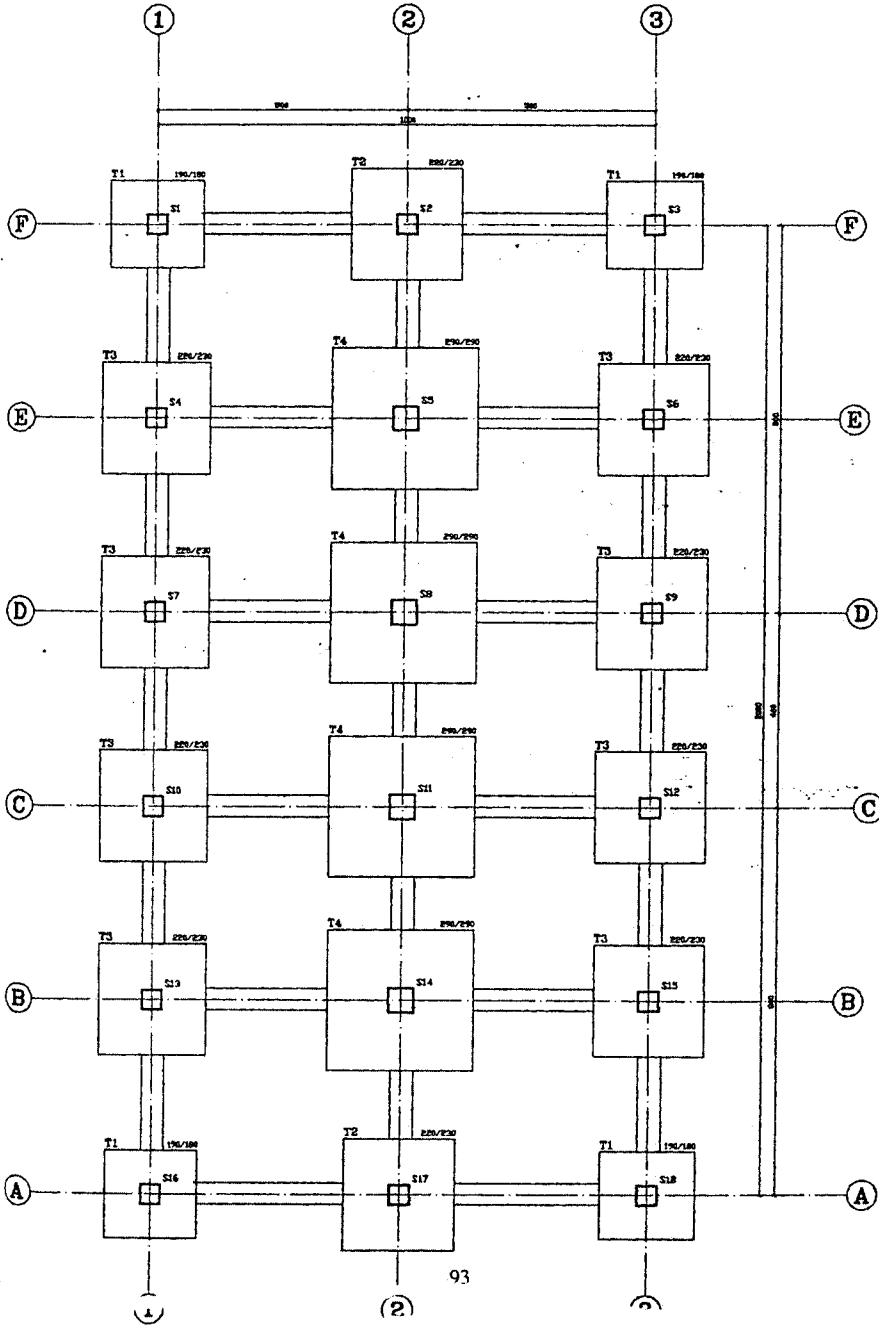
Tekil temel ile çözümden çalışmanın sonuçlarının Tablo 1' de verilmiştir.

Tablo 1: Tekil temel maliyet analizi

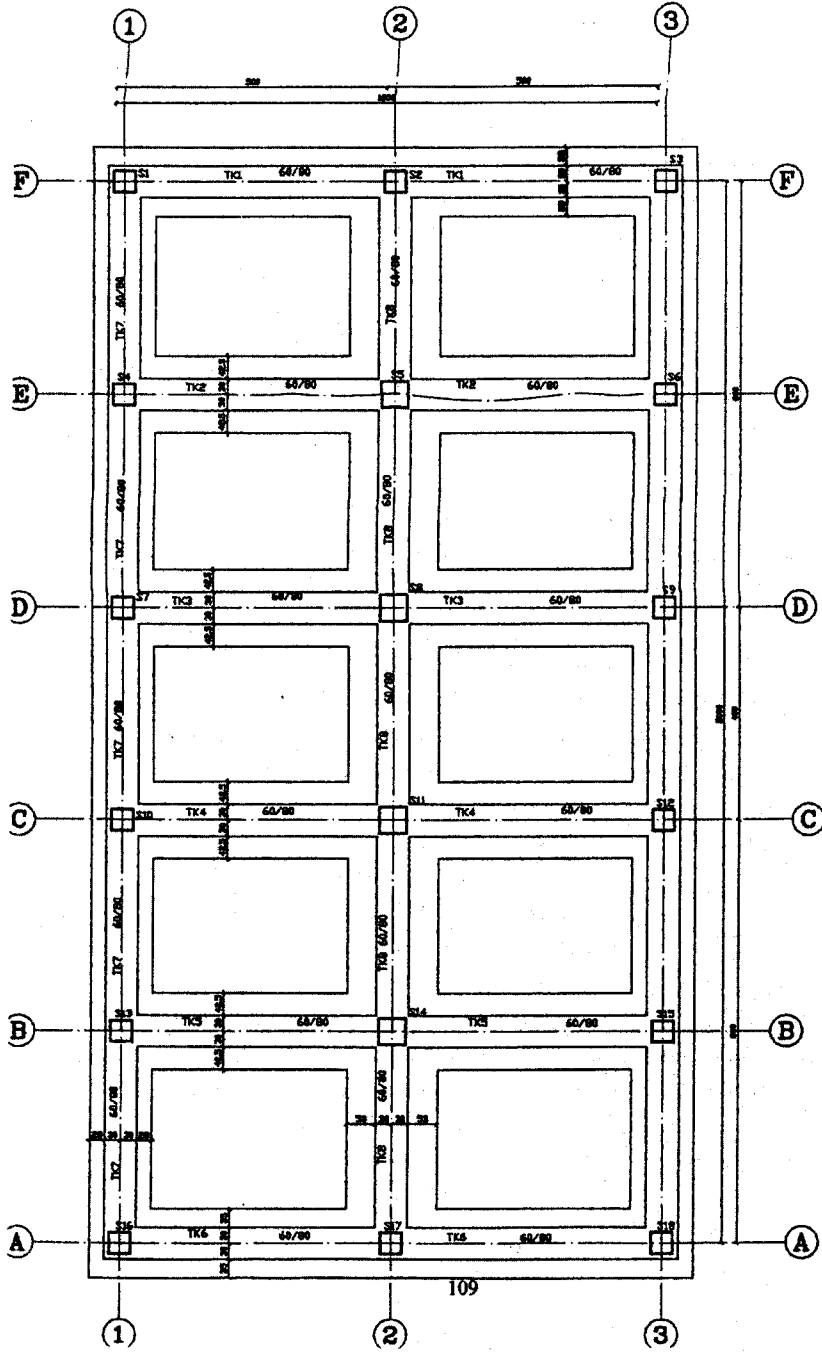
Zemin Emniyet gerilm. kN/m^2	Donatı Miktarı (kg)	Donatı Birim Fiyatı (10^3 TL) (2003)	Donatı Maliyeti (10^3 TL) (2003)	Beton miktarı (m^3)	Beton Birim Fiyatı (10^3 TL) (2003)	Beton maliyeti (10^3 TL) (2003)	Toplam Maliyet (10^3 TL) (2003)	Toplam Maliyet (10^3 TL) (2005)
50								
100								
150	3022	779 025	2 354 213	53,2	69 527	3 698 836	6 053 049	7.203.000
200	2188	779 025	1 704 506	39	69 527	2 711 553	4 416 059	5.255.000

Tablo 2. Sürekli temel maliyet analizi

Zemin Emniyet gerilmesi	Donatı Miktarı (kg)	Donatı Birim Fiyatı (2003) (10 ³ TL)	Donatı Maliyeti (2003)	Beton miktarı (m ³)	Beton Birim Fiyatı (2003) (10 ³ TL)	Beton maliyeti (2003)	Toplam maliyet (10 ³ TL) (2003)	Toplam maliyet (10 ³ TL) (2005)
5	6326	779 025	4 928 112	136	69 527	9 455 672	14 383 784	17.116.000
10	5786	779 025	4 507 438	90	69 527	6 257 430	10 764 868	12.810.000
15	5291	779 025	4 121 821	55	69 527	3 823 985	7 945 806	9.455.000
20	5071	779 025	3 950 435	38	69 527	2 642 026	6 592 461	7.845.000



Şekil 1: Tekil temel şekli



Şekil 2: Sürekli temel şekli

SONUÇ

Zemin Emniyet Gerilmesinin değişmesiyle temel boyutlarının ve dolayısıyla da maliyetin nasıl değiştii örnekle gösterilmiştir. Seçilen temel tipi ne olursa olsun Zemin Emniyet Gerilmesinin değişmesi Temel Boyutlarını ve dolayısıyla da maliyetini etkilemektedir. Zemin etüdlerinde arazi ve laboratuvar deneylerini mümkün olduğunca az yaparak hatalı zemin etüdüleri sonucu güvenli tarafta kalma korkusuyla çok yüksek güvenlik sayıları ile çalışılması, çok düşük seçilen zemin emniyet gerilmeleri temel maliyetlerinde iki kata varan maliyet artışı getirmektedir.

Uygulamada zemin emniyet gerilmesi hesaplarını geoteknikçi olmayan ve yer bilimi uğraşan diğer meslek gruplarının yapmasında karşılaşılan bir problemdir. Hatalı yöntemlerle yapılan hesaplar maliyeti artıran bir unsur olarak karşımıza çıkmaktadır.

Güvenli ve ekonomik yapı dizaynı için yeraltı yapısının iyi tanınması ve Zemin Emniyet Gerilmesinin doğru olarak saptanması çok önemli ve gereklidir. İnşaat aşamalarında ortaya çıkabilecek stabilite ve oturma sorunlarının çözümü için zemin etüdlerinde gereksiz tasarruf anlayışından vazgeçilmelidir.

KAYNAKLAR

1. BİRAND, A., ÖZKAN ,Y., WASTİ,Y., SOYGÜR,Ü., SÖZMEN, A.; “Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Semineri”, İnşaat Mühendisleri Odası Ankara Şubesi, 1988-1989 Faaliyet Dönemi Teknik Yayınları – 4
2. CELEP, Z. ; “Betonarme Yapılar” , Beta Dağıtım, 2001 İSTANBUL
3. DOĞANGÜN, A. ; “Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı”, Birsen Yayınevi, 2002 İSTANBUL
4. ERSOY, U.; “Döşeme ve Temeller”, Sistem Matbaacılık, 1995 ANKARA
5. KÖSEOĞLU, S.; “Temeller – Statiği ve Konstrüksiyonu – I ”, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, 1987 İSTANBUL
6. KÖSEOĞLU, S.; “Temeller – Statiği ve Konstrüksiyonu – II”, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, 1986 İSTANBUL
7. KUMBASAR, V. , KİP, F. ; “ Zemin Mekaniği Problemleri”, Çağlayan Kitabevi , 1999 İSTANBUL
8. MERTOL, A. ; “ Betonarme Temeller ”, 1984 ANKARA
9. ÖNALP, A. ; “ Geoteknik Bilgisi ”, 1983 TRABZON
10. UZAKGÖREN, N., SEZGİN, V. , TUNÇAĞ, M. , VERGİN, T.; “ Temeller El Kitabı ” , İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi 1981 /1 Yayımlı
11. UZUNER, B.A.;“ Temel Mühendisliğine Giriş ”, Derya Kitabevi, 1995 TRABZON
12. YILDIRIM, S. ; “ Temel Tasarımı ”, Birsen Yayınevi, 2002 İSTANBUL

ABSTRACT

In this study, allowable soil bearing capacity which is one of the geotechnical properties that should be determined for the foundation design after soil investigation and the effect of the determined allowable soil bearing capacity on foundation design will be determined. Suitable to investigation purpose, the saving that will be provided by including required design parameters about foundation system is investigated.

In this study Probeta software package is used, foundation designs for the same structure under various soil bearing capacities are made and cost analysis is made. In the cost analysis unit Price of Ministry of Public Works and Settlement are used. The effect of soil investigation of soil bearing capacity and giving it faulty in geotechnical reports on foundation costs is investigated.

DONATILI ZEMİN DAYANMA DUVARLARININ GELENEKSEL DAYANMA DUVARLARI İLE MALİYET AÇISINDAN KARŞILAŞTIRILMASI

Tufan ÇAKIR
Arş.Gör.
KTÜ GMF İnşaat Müh. Bölümü
Gümüşhane, Türkiye

Mustafa AYTEKİN
Prof.Dr.
KTÜ Mühendislik Fak. İnşaat Müh. Bölümü
Trabzon, Türkiye

ÖZET

Zemin sadece basınç gerilmelerini taşıyan bir malzemedir. Donatılı zemin ise çekme gerilmelerine dayanabilen ve zeminle sürtünme ve adhezyon yoluyla etkileşen bir malzeme ile güçlendirilmiş zemin anlamına gelir. Dayanma yapılarının geosentetik donatılı olarak tasarlanması özellikle son yıllarda geoteknik mühendisliği alanlarında geniş uygulama alanı bulan bir tasarım yöntemidir. Donatılı zemin dayanma yapısı uygulamaları yeni bir teknoloji olmasına rağmen bu yöntemin kullanıldığı birçok yapı mevcuttur. Bu çalışmada geogrid donatılı zemin dayanma duvarı ve betonarme konsol dayanma duvarı üzerine bir maliyet karşılaştırma çalışması sunulmuştur. Maliyet analizi sonuçlarının değerlendirilmesi, geosentetik donatılı zemin dayanma duvarının teknik üstünlükleri yanında oldukça ekonomik bir çözüm olduğunu ortaya koymaktadır.

GİRİŞ

Uzun yıllar boyunca genellikle ağırlık ve/veya konsol olarak inşa edilen dayanma duvarlarının son yıllarda geosentetik donatılı olarak tasarlanması, geoteknik mühendisliği alanında geniş uygulama alanı bulan bir tasarım

yöntemidir. Geosentetikler ailesinden olan geotekstil ve geogridler, özellikle donatı olma özelliklerinin ön plana çıktığı donatılı zemin dayanma duvarı uygulamalarında yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Bu uygulamalardaki zemin-geosentetik etkileşimi, betonarme yapılarıdaki beton-çelik etkileşimine benzemektedir. Betonarmede çekme gerilmelerini çelik karşılarken, zeminde ise bu görevi geosentetikler yerine getirmektedir. Donatılı zemin dayanma duvarları klasik betonarme ve beton ağırlık dayanma duvarlarıyla karşılaştırıldığında birçok üstünlüğe sahiptir. Bu yapıların en önemli tercih nedenleri; esnekliği, temellerde zayıf temel zemini şartlarından oluşan deformasyonları tolere etmeleri, çok çeşitli geometrik şekillere uydurulabilmeleri, klasik tip dayanma duvarlarına göre daha ekonomik olmaları ve klasik tip dayanma duvarlarının uygulanamadığı yüksekliklerde yapılabilmeleridir [1].

AMAÇ

Bu çalışmada; geoteknik literatürden yararlanarak donatılı zeminlerin geçmişine, uygulama alanlarına değinildikten sonra aynı yüklemelere maruz, aynı yüksekliğe, dolgu ve temel zemini özelliklerine sahip bir betonarme konsol dayanma duvarı ile geogrid donatılı zemin dayanma duvarının ekonomik bakımdan karşılaştırılması yapılmıştır.

YAPILAN ÇALIŞMALAR

Donatılı zemin, zeminin kritik doğrultulardaki mukavemetini artırmak amacı ile içerisine çekmeye dayanıklı ve zeminle arasında yeterli sürtünmeye sahip metal şeritler veya polimer hammaddelerden üretilmiş geosentetikler yerleştirilerek elde edilen kompozit bir malzeme olarak tanımlanabilir. Donatılı zemin uygulaması ilk çağlardan beri başvurulan zemin iyileştirme yöntemlerinden biri olmasına rağmen bu alandaki esas gelişme 1960'lı yılların sonlarına doğru gerçekleşmiştir. Bilimsel anlamda

donatılı zemin kavramı ilk kez Fransız mühendis Henri Vidal tarafından ortaya atılmış ve daha sonra birçok bilimsel çalışmaya konu olmuştur [2]. Henri Vidal'ın gerçekleştirdiği uygulamada donatı malzemesi olarak metal şeritler kullanılmıştır. Daha sonra teknolojideki hızlı atılımla başlangıçtaki metal şeritlerin yerini günümüzde oldukça çok kullanılan geotekstil ve geogridler almıştır [3]. Günümüzde pek çok farklı alanda donatılı zemin uygulamalarına rastlamak mümkündür. Örneğin; yol dolgularında, şevlerde, köprü kenar ayaklarında, dayanma yapılarında, demiryolu inşaatlarında, endüstriyel silo inşaatlarında, rıhtım, kanal ve dalgakıran inşaatlarında donatılı zemin uygulamalarına sıkça yer verilmektedir.

Bu çalışmada, 7m yüksekliğinde, aynı yüklemelere maruz, aynı dolgu ve temel zemini özelliklerine sahip bir betonarme konsol dayanma duvarı ile geogrid donatılı zemin dayanma duvarı tasarımı yapılarak maliyet unsurları üzerinde etkili olan parametreler dikkate alınıp maliyet karşılaştırması yapılmıştır. Önceki çalışmalar tipik toplam maliyetin; genellikle yükseklik, donatı malzemesi ve seçilmiş dolgu malzemesi maliyetinin bir fonksiyonu olduğunu ortaya koyduğundan her iki duvar tipi için maliyet analizinde temel olarak donatı malzemesi, dolgu malzemesi ve ön yüz kaplama elemanları gibi maliyet üzerinde birinci dereceden etkili olan parametreler ile kalıp, kalıp iskelesi ve taban betonu gibi geçici ve daimi uygulamaları içeren faktörler göz önüne alınmıştır. Maliyet analizindeki bu bileşenlerin çoğu işgücü maliyetini içermekte olup inşaat alanı yerinin, malzemelerin temin edileceği yerin ve dolayısıyla ulaşım mesafesinin belli olmaması dolayısıyla taşımacılık maliyeti her iki duvar tipi için de dikkate alınmamıştır. Geogrid donatılı zemin dayanma duvarında, duvarı ultraviyole ışınları vb. etkilere karşı korumak amacıyla ön yüz kaplama elemanı olarak püskürtme beton uygulanmıştır. Toplam maliyet belirlenirken Bayındırlık ve İskan Bakanlığı'nın 2005 yılında yayınlamış olduğu birim fiyat listeleri kullanılmıştır. Fakat Bayındırlık ve İskan Bakanlığı'nın birim fiyat

listelerinde olmadığından ön yüz kaplama elemanı olarak kullanılan püskürtme betonu uygulaması için Türkiye Cumhuriyeti Karayolları'na ait birim fiyat listesi kullanılmıştır. Geogrid donatı için ise bu birim fiyat listelerinde yer olmadığından dolar cinsinden fiyatlar dikkate alınmıştır. (Yapılan uygulamada geogrid donatı için m² fiyatı 6 dolar ve bir doların da 1.38 YTL'ye karşılık geldiği kabul edilmiştir.)

Betonarme Konsol Dayanma Duvarının Tasarımı

Ön bilgiler:

Duvar yüksekliği = H = 7m

Sürşarj yükü = q = 15 kN/m²

Dolgu zemini özellikleri: $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$, $\phi_1 = 32^\circ$, $c_1 = 0 \text{ kN/m}^2$

Temel zemini özellikleri: $\gamma_2 = 17 \text{ kN/m}^3$, $\phi_2 = 30^\circ$, $c_2 = 45 \text{ kN/m}^2$

Malzeme özellikleri: C20 / S420, $\gamma_{\text{betonarme}} = 24 \text{ kN/m}^3$

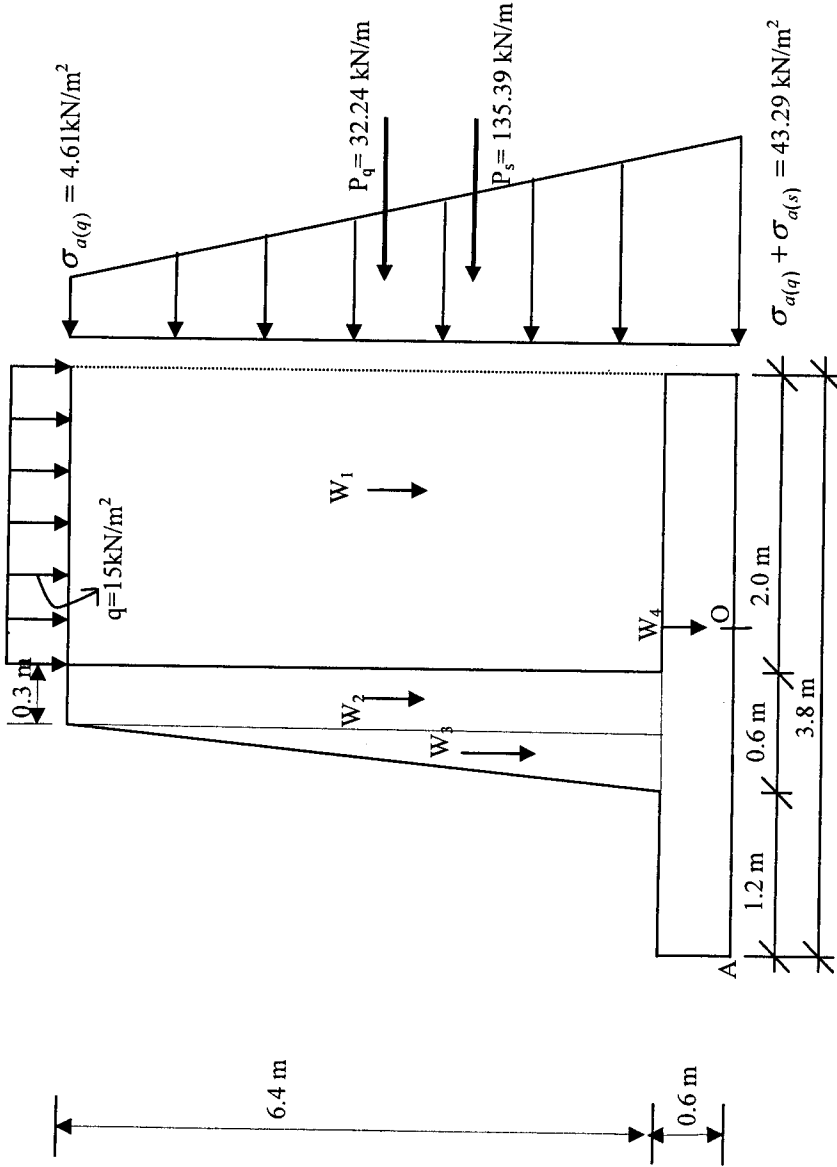
Zemin emniyet gerilmesi = $\sigma_{z,em} = 350 \text{ kN/m}^2$

Pasif etki ihmal edilmektedir. Sismik etkiler dikkate alınmamaktadır.

Bütün bu veriler ışığında 'K_a' aktif toprak basıncı katsayısı, ' ϕ_1 ' dolgu zemininin içsel sürtünme açısı olmak üzere:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi_1/2) = \tan^2(45 - 32/2) = 0.307 \quad (1)$$

olarak hesaplanmış ve buna bağlı olarak sürşarjdan dolayı oluşan yatay basınç ' $\sigma_{a(q)}$ ', dolgudan dolayı oluşan yatay basınç ' $\sigma_{a(s)}$ ', sürşarjdan dolayı oluşan aktif kuvvet ' P_q ', dolgudan dolayı oluşan aktif kuvvet ' P_s ' ile duvar ve zemin ağırlıkları (W₁, W₂, W₃, W₄) şekil 1'de gösterilmektedir.



Şekil 1. Betonarme konsol dayanma duvarına etkiyen aktif basınçlar ve aktif kuvvetler

Betonarme Konsol Dayanma Duvarının Stabilité Analizleri

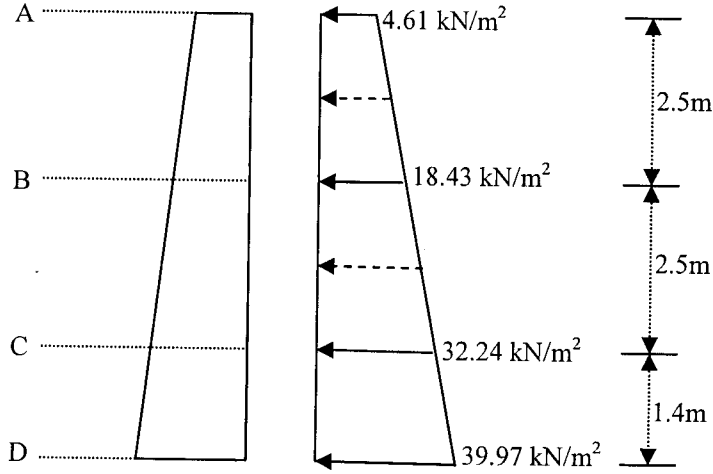
Tablo 1. Stabilité analizleri tablosu

Kayma Denetimi	$GS_{kayma} = \frac{T_f}{T} = \frac{254.42}{167.63} = 1.52 > 1.50$
Devrilme Denetimi	$GS_{devrilme} = \frac{M_R}{M_O} = \frac{941.38}{428.30} = 2.20 > 2.00$
Taşıma Gücü Denetimi	$\sigma_{z,maks} = \frac{384.24}{3.8 \times 1} + \frac{216.98}{2.407} = 191.26 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{z,em} = 350 \text{ kN/m}^2$
	$\sigma_{z,min} = \frac{384.24}{3.8 \times 1} - \frac{216.98}{2.407} = 10.97 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2$

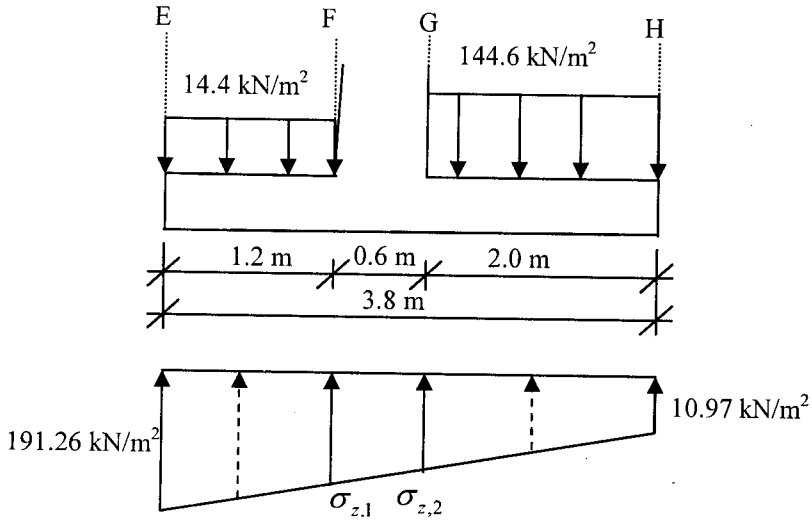
Tablo 1’de kaymaya karşı koyan kuvvetler ‘ T_f ’, kaydırmaya çalışan kuvvetler ‘ T ’, devirmeye çalışan momentler ‘ M_O ’, devirmeye karşı koyan momentler ‘ M_R ’, maksimum gerilme ‘ $\sigma_{z,maks}$ ’, minimum gerilme ‘ $\sigma_{z,min}$ ’ olarak tanımlanmış ve güvenlik sayıları hesaplanmıştır.

Betonarme Konsol Dayanma Duvarının Yapısal Çözümlemesi

Çalışmanın bu bölümünde stabilite yönünden herhangi bir problemi olmayan dayanma duvarının betonarme kesit hesaplarının yapılabilmesi için kritik kesitlerdeki kesit zorları ve buna bağlı olarak yapıya etkileyen moment ve kesme kuvveti değerleri belirlenecektir. Bu amaçla kritik kesitlerdeki kesit zorları hesaplanmış ve dayanma duvarı gövdesine etkileyen gerilmeler şekil 2’de, tabanına etkileyen gerilmeler şekil 3’de verilmiştir.



Şekil 2. Dayanma duvarı gövdesine etkiyen gerilmeler



Şekil 3. Dayanma duvarı tabanına etkiyen gerilmeler

Betonarme kesit hesaplarında ortalama bir yük katsayısı kullanılmıştır. TS 500'e [4] göre yanal zemin itkisinin bulunduğu durumlarda sabit ve hareketli yüklere ek olarak zemin itkisi değerinin 1.60 ile çarpılması öngörülmüştür. Sabit yüklerin 1.40, hareketli yüklerin ise 1.60 ile çarpıldığı düşünülürse güvenli tarafta kalarak hepsinin içinde bulunduğu bir durumda yük katsayısı

üst sınır olan 1.60 olarak alınacaktır. Buna göre hesaplanan moment ve kesme kuvveti değerleri tablo 2’de gösterilmektedir.

Tablo 2. Moment ve kesme kuvveti değerleri

KISIM	KESME KUVVETİ (kN)	MOMENT (kNm)
A	0	0
B	46.08	46.08
C	147.40	276.40
D	228.25	537.28
E	0	0
F	284.92	181.88
G	275.79	326.40
H	0	0

Bu aşamadan sonra hesaplanan moment değerlerine göre donatı hesabı yapılmaktadır. Duvarın betonarme hesabı ve donatının belirlenmesi 1m genişlikli dikdörtgen kesit olarak yapılmaktadır ve beton sınıfı ile kullanılan donatı sınıfına bağlı olarak çizelgelerden alınan katsayılara göre hesaplar gerçekleştirilmektedir. Buna göre belirlenen donatılar ve miktarları tablo 3’de verilmektedir. Ayrıca yapılan kesme güvenliği kontrolü, duvarın kesme güvenliği açısından bir problem olmadığını ortaya koymaktadır.

Betonarme Konsol Dayanma Duvarının Toplam Maliyetinin Belirlenmesi

Çalışmanın bu bölümünde 1m duvar uzunluğu için ekonomi üzerinde etkili olan parametreler (kazı hacmi, granüler arka dolgu miktarı, kalıp, kalıp iskelesi, kalıp, beton ve donatı miktarı) dikkate alınıp miktarları ayrı ayrı belirlenmiştir. Bu miktarlar belirlendikten sonra 2005 yılı birim fiyat listelerindeki birim fiyatları ile çarpılarak toplam maliyeti hesaplanmıştır.

Yapılan işler, miktarları ve toplam bedelleri tablo 3’de ayrıntılı olarak verilmektedir.

Tablo 3.Bir metre duvar uzunluğu için toplam maliyet

Poz No	Yapılan iş	Miktar	Birim	Birim fiyat (YTL)	Toplam maliyet (YTL)
23.014	Donatı ϕ 8- ϕ 12	0.129	t	1176.38	151.75
23.015	Donatı ϕ 14- ϕ 28	0.259	t	1115.25	288.85
16.058/1-B	Beton	5.16	m ³	74.78	385.865
15.006/2	Kazı	4.97	m ³	3.34	16.600
21.011	Kalıp	14	m ²	10.93	153.020
21.059	Kalıp iskelesi	21.44	m ³	4.99	106.986
16.002	Düzeltilme betonu	0.38	m ³	66.81	25.388
15.140/5	Sıkıştırılmış dolgu	12.8	m ³	5.71	73.088
Toplam maliyet (YTL)					1201.547

Geogrid Donatılı Zemin Dayanma Duvarının Tasarımı

Bu bölümde betonarme konsol dayanma duvarı ile aynı yüklemelere maruz, aynı yüksekliğe, dolgu ve temel zemini özelliklerine sahip bir geogrid donatılı zemin dayanma duvarı tasarımı yapılarak maliyet unsurları değerlendirilecektir. Buna göre ön bilgiler aşağıda verilmektedir.

Ön bilgiler:

Duvar yüksekliği = $H = 7\text{m}$

Sürşarj yükü = $q = 15 \text{ kN/m}^2$

Dolgu zemini özellikleri: $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$, $\phi_1 = 32^\circ$, $c_1 = 0 \text{ kN/m}^2$

Temel zemini özellikleri: $\gamma_2 = 17 \text{ kN/m}^3$, $\phi_2 = 30^\circ$, $c_2 = 45 \text{ kN/m}^2$

Zemin emniyet gerilmesi = $\sigma_{z \text{ em}} = 350 \text{ kN/m}^2$

Geogrid donatı özellikleri:

Geogrid nihai enine çekme mukavemeti = $T_{nih} = 160$ kN/m

Geogrid kaplama oranı = $C_r = 0.80$

$GS_i=1.20$ (Hasar emniyet faktörü), $GS_c=2.60$ (Sünmeyi önlemek için emniyet faktörü), $GS_{k1}=1.30$ (Kimyasal etkilere karşı emniyet faktörü), $GS_k=1.5$ (Kopmaya karşı güvenlik sayısı), $GS_s=1.5$ (Sıyrılmaya karşı güvenlik sayısı).

İç Stabilite Analizleri

a) Donatının müsaade edilir çekme mukavemetinin bulunması

Global güvenlik sayısı:

$$GS_g = GS_i \times GS_c \times GS_{k1} \quad (2)$$

$$GS_g = 1.20 \times 2.60 \times 1.30 = 4.056$$

$$T_{müs} = \frac{T_{nih}}{GS_g} = \frac{160}{4.056} = 39.45 \text{ kN/m} \quad (3)$$

$$T_{tasarım} = \frac{T_{müs}}{GS_k} = \frac{39.45}{1.5} = 26.3 \text{ kN/m} \quad (4)$$

b) Yatay basıncın derinliğin fonksiyonu olarak bulunması

$$K_a = \tan^2(45 - \phi_1 / 2) = \tan^2(45 - 32 / 2) = 0.307$$

$$\sigma_{a(s)} + \sigma_{a(q)} = \gamma z K_a + q K_a = 18 \times z \times 0.307 + 15 \times 0.307 = 5.526z + 4.61 \quad (5)$$

c) Donatı düşey aralıklarının belirlenmesi

$$S_v = \frac{T_{tasarım} \cdot C_r}{\sigma_a} = \frac{26.3 \times 0.80}{(5.526z + 4.61)} = \frac{21.04}{(5.526z + 4.61)} \quad (6)$$

Hesaplanan ve tasarımda kullanılacak olan donatı düşey aralıkları tablo 4'de verilmektedir.

Tablo 4. Hesaplanan ve tasarımda kullanılacak donatı düşey aralıkları

z (m)	$S_v = \frac{T_{tasarim} \cdot C_r}{\sigma_a}$ (m)	$S_{v,kullanilan}$ (m)
7	0.49	0.55
6	0.56	0.55
5	0.65	0.70
4	0.79	0.70
3	0.99	0.90
2	1.34	0.90
1	2.08	0.90

d) Donatı uzunluklarının belirlenmesi

Kayma kaması içi boyu;

$$L_R = (H - z) \tan(45 - \phi/2) =$$

$$(7 - z) \tan(45 - 32/2) = (7 - z) \tan 29 = (7 - z) 0.554 \quad (7)$$

Ankraj bölgesindeki donatı boyu (efektif boy);

$$L_E = \frac{S_v \sigma_a G S_s}{2(c + \gamma z \tan \delta)} = \frac{S_v (5.526z + 4.61) \times 1.5}{2 \left(0 + 18 \times z \times \tan \left(\frac{2}{3} 32 \right) \right)} = \frac{S_v (8.29z + 6.92)}{14.06z} \quad (8)$$

Kıvrım boyu veya bindirme uzunluğu;

$$L_O = \frac{S_v \sigma_a G S_s}{4(c + \gamma z \tan \delta)} = \frac{S_v (5.526z + 4.61) \times 1.5}{4 \left(0 + 18 \times z \times \tan \left(\frac{2}{3} 32 \right) \right)} = \frac{S_v (8.29z + 6.92)}{28.12z} \quad (9)$$

Bu ifadelerde ' δ ' zemin ile donatı arasındaki sürtünme açısı olup ' $\frac{2}{3} \phi_1$ '

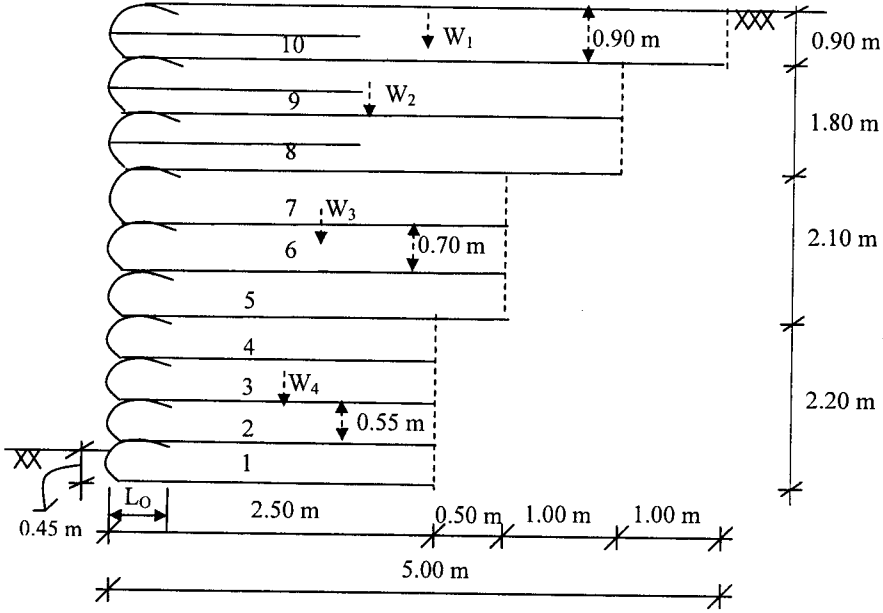
olarak dikkate alınmaktadır. Hesaplanan donatı boyları ve projelendirmede dikkate alınacak donatı boyları hesabı tablo 5'de, geogrid donatı boyları ve düşey aralıkları ise şekil 4'de ayrıntılı olarak verilmektedir.

Tablo 5. Geogrid donatı boyları hesap tablosu

Tabaka no	z (m)	S _v (m)	L _R (m)	L _E (m)	min L _E (m)	L _O (m)	min L _O (m)	L (m)	L _{tasarım} (m)
10	0.90	0.90	3.38	1.02	1.02	0.51	1.00	4.40	5.00
9	1.80	0.90	2.88	0.78	1.00	0.39	1.00	3.88	4.00
8	2.70	0.90	2.38	0.69	1.00	0.35	1.00	3.38	4.00
7	3.40	0.70	2.00	0.51	1.00	0.26	1.00	3.00	3.00
6	4.10	0.70	1.61	0.50	1.00	0.25	1.00	2.61	3.00
5	4.80	0.70	1.22	0.48	1.00	0.24	1.00	2.22	3.00
4	5.35	0.55	0.91	0.37	1.00	0.19	1.00	1.91	2.50
3	5.90	0.55	0.61	0.37	1.00	0.19	1.00	1.61	2.50
2	6.45	0.55	0.30	0.37	1.00	0.19	1.00	1.30	2.50
1	7.00	0.55	0.00	0.36	1.00	0.18	1.00	1.00	2.50

Dış Stabilite Analizleri

Geogrid donatılı zemin dayanma duvarının iç stabilite analizi yapıldıktan sonra dış stabilite analizleri de yapılarak yapının bir bütün olarak dengesi araştırılmaktadır. Dış stabilite analizlerinde klasik dayanma duvarlarında olduğu gibi kayma, devrilme ve taban basıncı denetimleri yapılmaktadır.



Şekil 4. Geogrid donatı boyları ve düşey aralıkları

Tablo 6. Stabilite analizleri tablosu

Kayma Denetimi	$GS_{kayma} = \frac{T_f}{T} = \frac{256.63}{167.63} = 1.53 > 1.50$
Devrilme Denetimi	$GS_{devrilme} = \frac{M_R}{M_O} = \frac{943.05}{428.30} = 2.20 > 2.00$
Taşıma Gücü Denetimi	$\sigma_{max} = \frac{R_v}{L_2} \left(1 + \frac{6e}{L_2} \right) = \frac{498}{2.5} \left(1 + \frac{6 \times 0.216}{2.5} \right) = 302.47 \text{ kN/m}^2 < 350 \text{ kN/m}^2$
	$\sigma_{min} = \frac{R_v}{L_2} \left(1 - \frac{6e}{L_2} \right) = \frac{498}{2.5} \left(1 - \frac{6 \times 0.216}{2.5} \right) = 95.93 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2$

Tablo 6’da ‘ T_f , T , M_R , M_O , σ_{max} , σ_{min} ’ daha önce tanımlanmış olup ‘ R_v ’ toplam düşey kuvveti, ‘ L_2 ’ en alt tabakadaki donatı boyunu, ‘ e ’ eksantrisiteyi göstermektedir. Klasik geoteknik prensipleriyle yapılan dış stabilite analizlerinden görüldüğü gibi sistemin stabilite açısından bir problemi bulunmamaktadır.

Geogrid Donatılı Zemin Dayanma Duvarının Toplam Maliyetinin Belirlenmesi

Bu bölümde 1m uzunluğundaki geogrid donatılı zemin duvarının maliyeti üzerinde etkili olan parametrelerin miktarları belirlenecektir. Maliyet üzerinde en etkili olan parametre geogrid donatı olmaktadır. Gerekli olan donatı miktarı tablo 7’de gösterilmektedir.

Tablo 7. Geogrid donatı miktarı

Tabaka No	S_v (m)	$L_{kullanilan}$ (m)	L_O (m)	$L_{gerekten}$ (m)	Tabaka sayısı	L_{toplam} (m)
1-2-3-4	0.55	2.5	1.0	4.05	4	16.2
5-6-7	0.70	3.0	1.0	4.70	3	14.1
8-9	0.90	4.0	1.0	5.90	2	11.8
10	0.90	5.0	1.0	6.90	1	6.90
1 m duvar uzunluğu için toplam miktar (m^2)						49

Bu miktara ek olarak şekil 4’de görüldüğü gibi 90cm aralıklı tabakalar arasında 2’şer metrelik ek donatılar kullanıldığından toplam donatı miktarı $55m^2$ olmaktadır. Duvar ön yüzünde ise hem estetik görünüm hem de duvarı erozyon ve ultraviyole ışınlarından koruma amacıyla 10cm kalınlığında püskürtme beton uygulaması gerçekleştirilmiştir. Buna göre yapılan işler, miktarları ve toplam maliyet tablo 8’de gösterilmiştir.

Tablo 8. Bir metre uzunluk için geogrid donatılı zemin duvarı toplam maliyeti

Poz No	Yapılan iş	Miktar	Birim	Birim fiyat (YTL)	Toplam maliyet (YTL)
15.140/5	Sıkıştırılmış dolgu	35	m ³	5.71	199.85
15.006/2	Kazı	1.35	m ³	3.34	4.51
16.581/1	Önyüz kaplama (püskürtme beton)	1.68	t	49.12	82.52
-	Geogrid donatı	55	m ²	8.28	455.4
Toplam maliyet (YTL)					742.28

SONUÇLAR

Gerek şevlerin gerekse derin kazıların stabilitesini sağlamak amacıyla çok çeşitli dayanma yapısı mevcut olup her biri aynı amaç için yapılsa da özellikle maliyet, yapım kolaylığı ve uygunluğu, yapım şartları, estetik, çevre ilişkisi ile geometri ve performans şartları açısından birbirinden çok farklıdır [5]. Son yıllarda dayanma duvarı yapımında yeni malzemelerin üretilmesi ile yeni uygulamalar hızla yaygınlaşmış ve klasik dayanma duvarlarına ciddi bir alternatif olma durumuna gelmiştir. Buradan hareketle bu çalışmada geogrid donatılı zemin dayanma duvarı tasarımı yapılmış ve betonarme konsol dayanma duvarı ile maliyet değerlendirmesi sunulmuştur. Maliyet analizinin sonucu olarak donatılı zemin duvarlarının önemli oranda bir ekonomi sağladığı görülmüştür. Donatılı zemin yapısının ekonomisi:

Ekonomi = [(Tipik maliyet–Donatılı zemin maliyeti)/(Donatılı zemin maliyeti)]

$$\text{Ekonomi} = [(1201.547 - 742.28) / (742.28)] = 0.61 (\% 61)$$

olarak belirlenmiştir. Burada şunu belirtmek gerekir ki maliyet mukayeselerini yapılan bu uygulamalarla sınırlayıp tümevarıma gitmek yanlış bir yaklaşım olacaktır. Çünkü donatılı zemin yapısının maliyeti; arazi çalışması, yarma dolgu ihtiyaçları, duvar tipi, arazi zemin tipi, uygun arka

dolgu malzemeleri, ön yüz işleri, geçici ve daimi uygulamaları içeren pek çok faktörün fonksiyonu olmakta ve donatı malzemesi maliyet üzerinde oldukça etkili olmaktadır. Fakat uygulamalarda ele alınan parametrelerin denkliği bize donatılı zemin duvarların ekonomikliği hakkında önemli bir fikir vermektedir.

Donatılı zemin yapılarının ekonomikliği yanında malzeme ihtiyacının genellikle problem oluşturmaması, ön yüz kaplama elemanlarına verilebilecek renk, doku ve şekiller yardımıyla son derece estetik görünümlü olmaları, zayıf temel zemini koşullarında uygulanabilmeleri, oturmalara uyum sağlayabilmeleri ve esnek olmaları nedeniyle sıkışma potansiyeli yüksek yumuşak zeminler üzerine doğrudan inşaat yapma olanağı sağlamaları dikkat edilmesi gereken en önemli unsurlardandır.

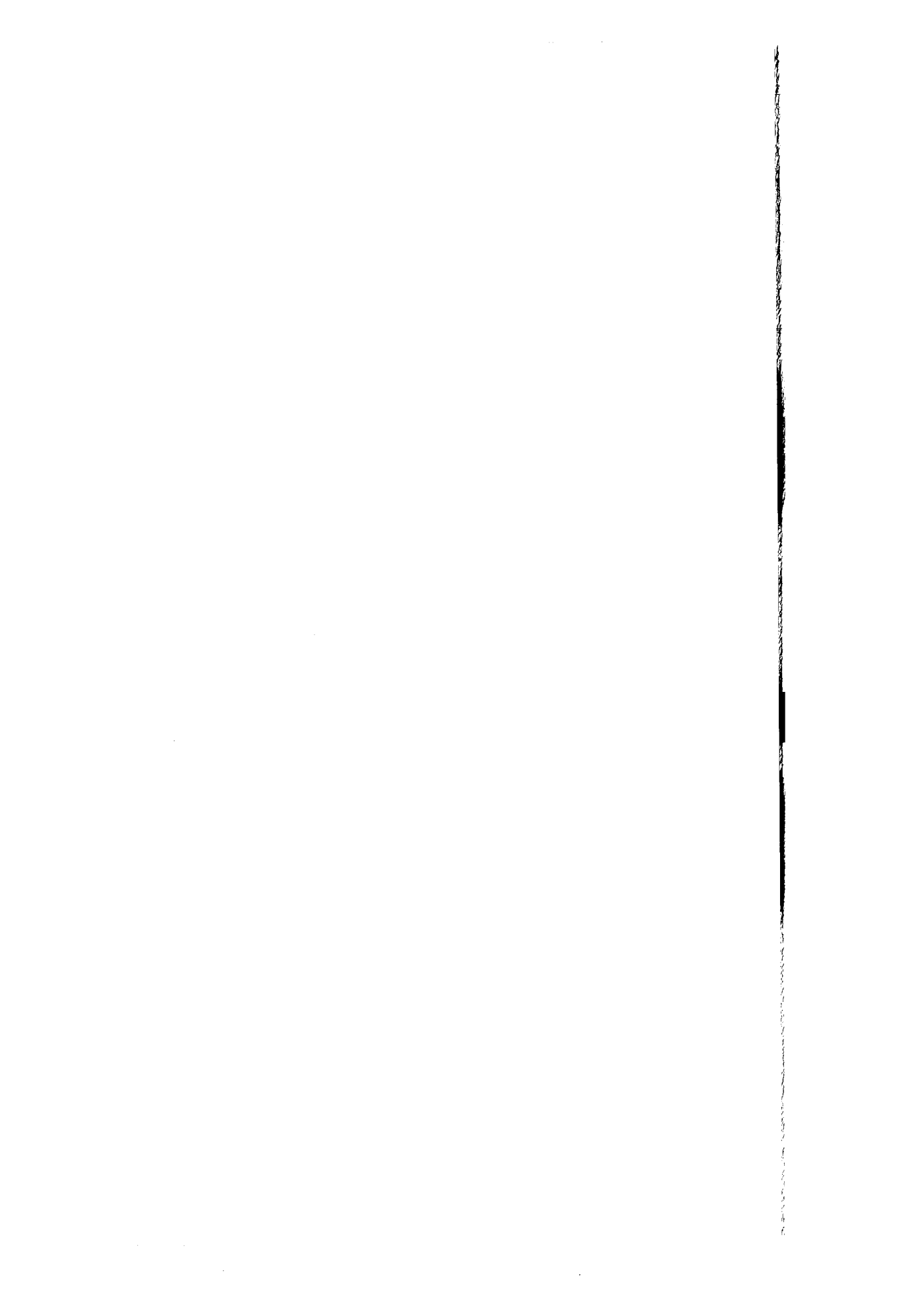
KAYNAKLAR

1. Geoduvar Tanıtım Dosyası, Geoduvar İnş. San. Ve Tic. Ltd. Şti., İstanbul, 2001.
2. Schlosser, F. and Guilloux, A., "Reinforced Earth Uses on Soft Soils", Recent Developments in Ground Improvement Techniques, 1982, Bangkok, 145-151.
3. Srbulov, M., "Analysis of Stability of Geogrid Reinforced Steep Slopes and Retaining Walls", Computers and Geotechnics, 28 (2001) 255-268.
4. TS 500, Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, T.S.E., Ankara, 1. Baskı, Şubat 2000.
5. Tunç, A., Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları, Atlas Yayın Dağıtım, İstanbul, 2002.

ABSTRACT

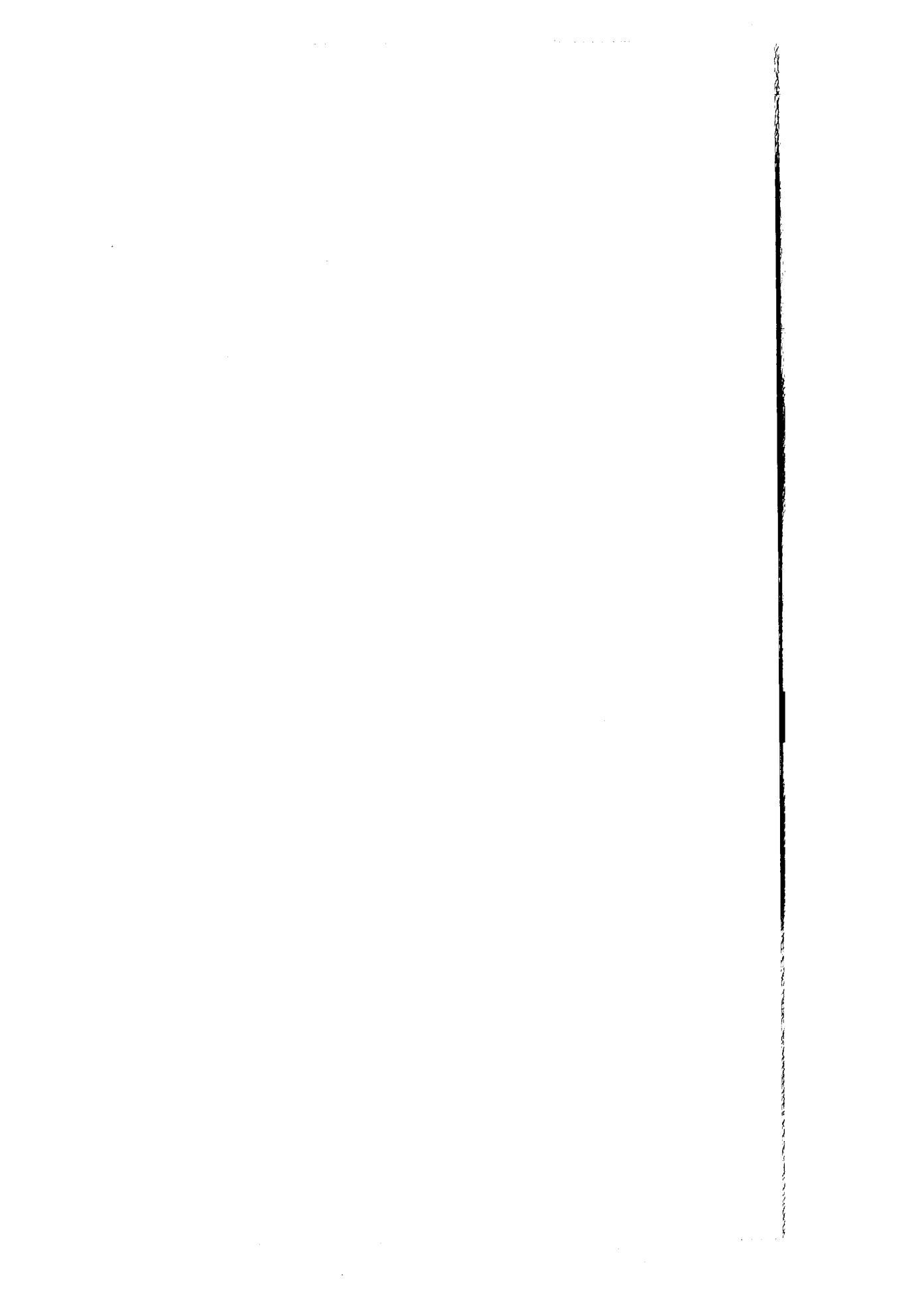
COST COMPARISON OF TRADITIONAL AND REINFORCED EARTH RETAINING WALLS

Soil is a material capable of bearing only compression stresses but reinforced earth refers to a soil strengthened by a material able to resist tensile stresses and interacts with the soil through friction and adhesion. Especially, in the recent years, the design of retaining structures with geosynthetic reinforcement has become a widely used method in geotechnical engineering areas. Despite the fact that the applications of reinforced earth retaining structure are based on a new technology, many structures are constructed by this method. In this study, a cost comparison study on geogrid reinforced earth retaining wall and reinforced concrete retaining wall was presented. The evaluation of the results of cost analysis indicates that the geosynthetic reinforced earth retaining wall is a fairly economic solution beside its technical advantages.



II. Oturum

Zemin İyileştirme



POLİMER ŞERİTLİ DONATILI ZEMİN DUVAR UYGALAMALARI VE AVANTAJLARI

Hakan ÖZÇELİK
İnşaat Yüksek Mühendisi
EAST İnşaat ve Dış Ticaret A.Ş.
Ankara, Türkiye

ÖZET

60lı yılların sonunda Fransız mimar H.Vidal tarafından bulunan donatılı zemin duvar sistemi 70li yılların ortasından itibaren dünyada yaygın olarak kullanılan ve büyük avantajları olan bir dayanma yapısıdır. 80li yıllarda sentetik ve polimer malzemelerin inşaat mühendisliği alanına da girmesiyle donatılı zemin duvarlarda kullanılan donatı elemanı metal şeritlerden bilinen avantajları nedeniyle polimer ve bunu türevi malzemelere kaymıştır. Ülkemizdeki geçmişi yirmi yıla yaklaşan polimer şeritli donatılı zemin duvar sistemi otoyol, karayolu, şehir içi kavşak projeleriyle sanayi tesislerinde avantajlarından dolayı geniş bir kullanım alanı bulmuştur. Bu bildiride polimer şeritli donatılı zemin duvar uygulamaları ve sağladığı avantajlar proje örnekleriyle anlatılmıştır.

1. GİRİŞ

Türkiye'deki ilk polimer şeritli donatılı zemin duvar uygulaması 1986 yılında Ankara-Samsun Devlet yolu üzerindeki Elmadağ Üst Geçit Köprüsü yaklaşım imlalarında kullanılmıştır (1). Bu uygulama aynı zamanda ülkemizdeki ilk ticari donatılı zemin duvar uygulaması ve sentetik orijinli malzemenin ülkemizdeki karayolu projelerindeki ilk örneğidir. Kınalı-

Sakarya, Tarsus Adana Gaziantep, Toprakkale İskenderun, Tarsus Ayrımı Mersin otoyol inşaatlarında, Karadeniz Sahil Yolu da dahil olmak üzere değişik karayolu projelerinde, şehir içi kavşak uygulamaları ve yol inşaatlarında 350,000m² yi aşan miktarda polimer şeritli donatılı zemin duvar ve köprü kenar ayağı uygulaması başarıyla gerçekleştirilmiştir.

Klasik istinat yapılarına göre daha ekonomik oluşu ve yapımının hızlı olmasının yanı sıra şehir içi geçişlerde estetik görüntünün ön plana çıkması ve taşıma kapasitesi düşük zayıf zeminlerde rahatlıkla kullanılabilmesi bu sistemin son yıllarda sıkça kullanım alanı bulmasının başlıca sebepleridir.

2. AMAÇ

Bu bildiriye, polimer şeritli donatılı zemin duvar sistemi ve özellikleri anlatıldıktan sonra, sistemin avantajlarından kısaca bahsedilip, Elmadağ Üstgeçit Köprüsü, TAG Otoyolu, İstinye Sarıyer Bağlantı Yolu, İstinye Darüşşafaka-C Yolu ve Karadeniz Sahil Yolu Projelerindeki uygulamalar ve polimer şeritli donatılı zemin duvarların kullanılmasının faydaları anlatılmıştır.

3. POLİMER ŞERİTLİ DONATILI ZEMİN SİSTEMİ

3.1. DUVAR SİSTEMİNİN ELEMANLARI

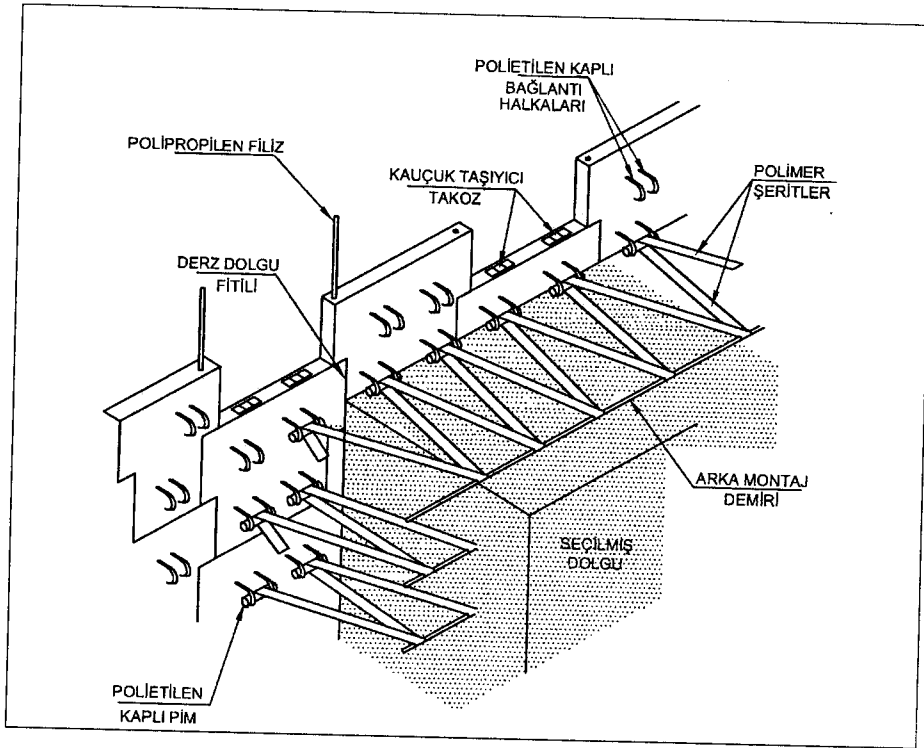
Polimer şeritli donatılı zemin sistemi dört ana ve diğer yardımcı elemanlardan oluşmaktadır (Şekil-1).

Bunlar;

- i. Yüzeysel panelleri : 3.2m² yüzey alanına sahip 16cm kalınlığındaki prekast betonarme paneller hemen arkasındaki dolguyu tutmak,

donatı elemanlarını bağlamak ve estetik bir görünüş sağlamak amacıyla kullanılır.

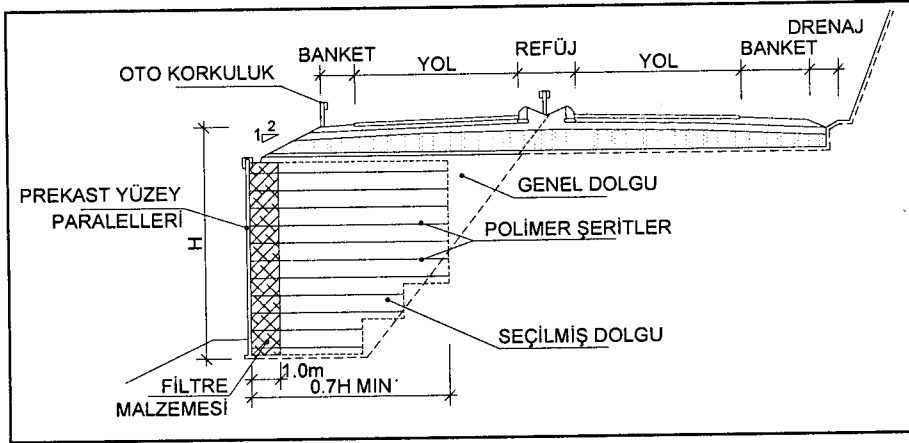
- ii. Donatı elemanları : Dışı sağlam ve dayanıklı polimer bir malzeme (genellikle polietilen) ile kaplanmış ayrı kanallar içinde yer alan bir birine paralel şekilde yerleştirilmiş yüksek mukavemetli polyester fiberlerin oluşturduğu 9cm genişliğinde bir tür koldandır. 100 metrelik rulolar halinde bulunması gerek taşınmasında gerek montajında ve gerekse olabilecek ani dizayn değişikliklerinde büyük kolaylıklar sağlamaktadır.



Şekil 1. Polimer Şeritli Donatılı Zemin Sistemi (2)

- iii. Bağlantı elemanları : Prekast panel ve polimer şerit bağlantısı, prekast panel içine yerleştirilen demirden mamul halkalar arasında geçirilen çelik pim ile sağlanır. Bağlantı elemanları paslanmaya karşı polimer bir malzeme (PVC, polietilen) ile kaplanmaktadır.
- iv. Dolgu : Kullanılacak olan dolgu yollar fenni şartnamesine uygun olmakla beraber tercihen granüler veya az kohezyonlu, 63 mikrondan geçen malzeme miktarı %15'ten az olan ve maksimum dane boyutu 25cm'yi geçmeyen türde olmalıdır.

Diğer yardımcı elemanlar ise polipropilen filizler, kauçuk taşıyıcı takozlar, derz dolgu fitilleri, tahta kelepçeler olarak sıralanabilir. Tipik bir polimer şeritli donatılı zemin duvar kesiti Şekil-2 de gösterilmiştir.



Şekil 2 : Tipik Donatılı Zemin İstinat Duvarı Kesiti

3.2. TASARIM YÖNTEMİ

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. Bu konu ile ilgili detaylı bilgi (1) ve (3) kaynaklarında verilmiştir.

Köprü kenarayaklarında ise iç stabilite analizinde başlık kirişinden gelen düşey ve yatay yüklerin şartnamelerde (4, 5) belirtilen dağılımlarla donatı elemanlarına aktarılmasıyla ilave yükler karşılanır. Deprem için iç ve dış stabilite analizleri (6) raporundaki yöntemle yapılmaktadır.

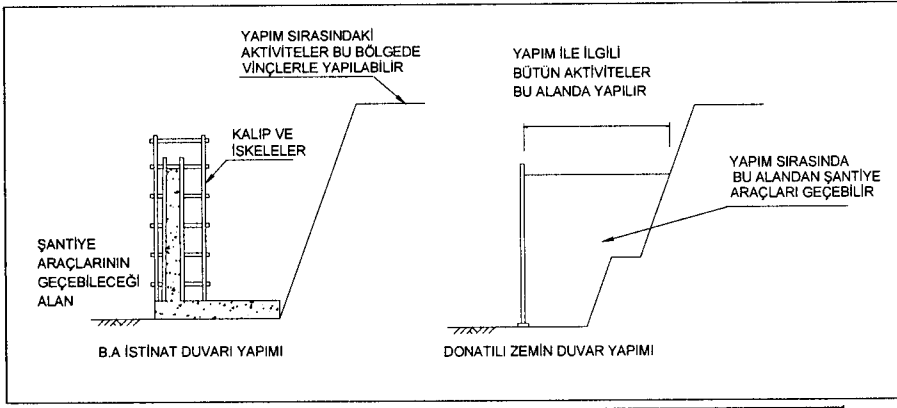
4. POLİMER ŞERİTLİ DONATILI ZEMİN UYGULAMALARI VE AVANTAJLARI

Polimer şeritli donatılı zemin duvar, dolguda oluşan çekme gerilmelerinin sürtünme sonucu dolgu içerisine yerleştirilen şeritlere aktarılmasıyla çalışan bir ağırlık yapısıdır.

4.1. DAYANMA YAPISI OLARAK KULLANILMASI

Dayanma yapısı olarak donatılı zemin duvarlar en çok köprü yaklaşım imlalarında, şev eteklerinde, zayıf zeminlerde inşaa edilecek ve kazıklı temel gerektiren duvarlarda, eğimli arazide dolgu şevini tutmak ve stabilitesini sağlamak amacıyla kullanılmaktadır.

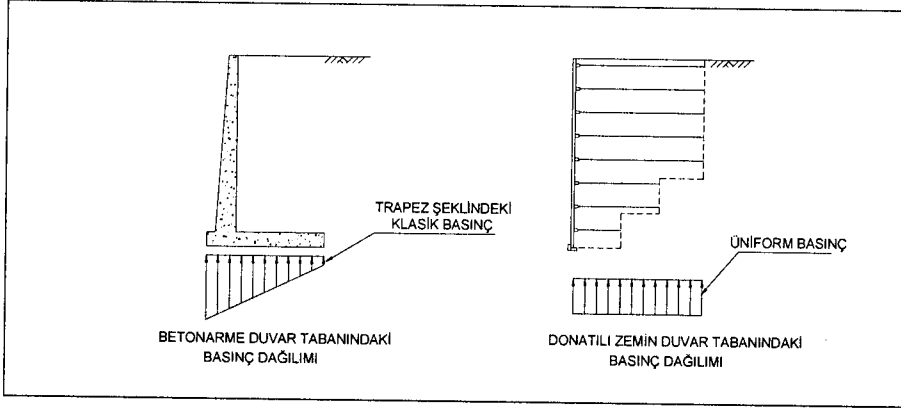
Her hangi bir donatılı zemin duvar uygulamasında, duvar imalatı prekast panellerle yapıldığından klasik dayanma yapılarında olduğu gibi iskele ve kalıp kullanımı ortadan kalkmakta ve duvar ile ilgili bütün aktiviteler (panel ve şeritlerin montajı, dolgunun serilip sıkıştırılması), gerektiğinde şantiye içi ulaşım, duvar üzerinden yapılmaktadır (Şekil 3).



Şekil 3 : Klasik ve Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Yapım Karşılaştırması

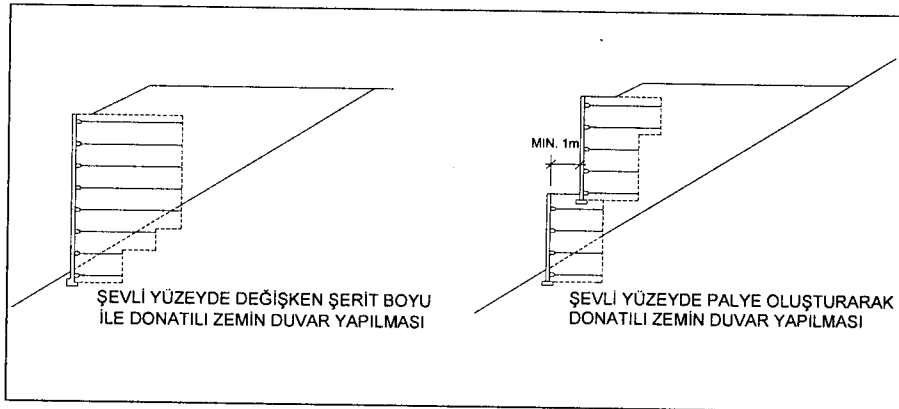
Bu bilhassa şehir içi kavşak uygulamalarında trafik akışını en az şekilde engellediği için sistemin tercih edilmesine sebep olmaktadır.

Donatılı zemin duvarları klasik dayanma yapılarından ayıran en önemli özellik tabanda oluşan basınç dağılımıdır. Donatılı zemin duvarların tabanında oluşan üniform basınç, sistemin taşıma gücü düşük zeminlerde, tabandaki basınç dağılımı trapez olan klasik dayanma yapılarına göre rahatlıkla yapılmasını sağlamaktadır (Şekil 4).



Şekil 4 : Duvar Tabanlarındaki Basınç Dağılımı

Şevli yüzeylerde kazı miktarını azaltmak için, şerit boylarını basamaklandırarak (alt sıralardaki şeritlerin üstlerdekilere göre kısa olması) duvar imalatını gerçekleştirmek mümkündür. Alt sıralardaki şerit boyları genel stabilite tahkiklerinin müsaade ettiği ve stabilitenin sağlandığı ölçüde kısaltılır. Yüksek duvarların projelendirmesi sırasında palye oluşturulması, hem duvar maliyetini düşürmekte hem de dolgu miktarını azaltmaktadır (Şekil 5).

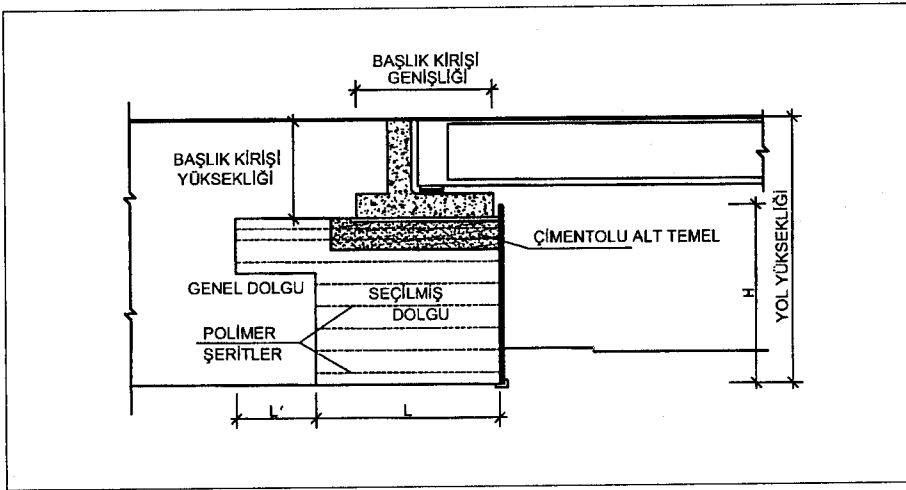


Şekil 5 : Şevli Yüzeylerde Donatılı Zemin Duvar Yapılması

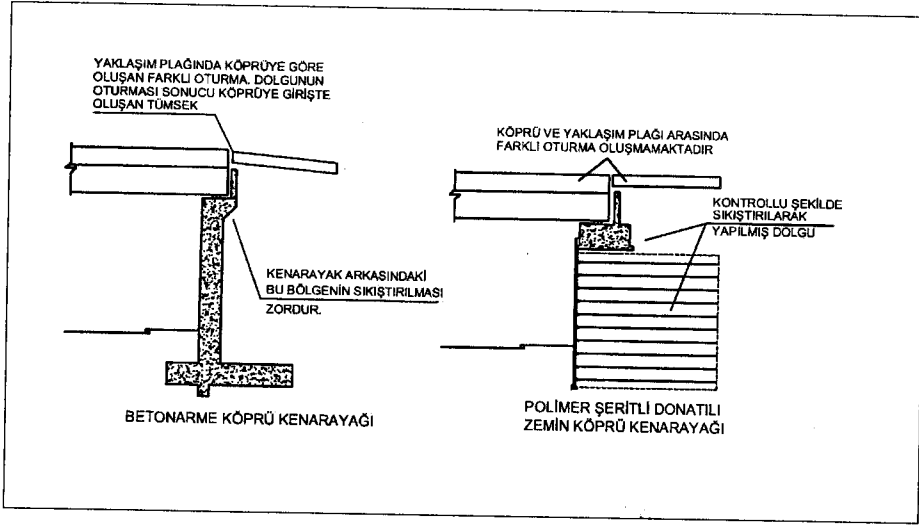
4.2. KÖPRÜ KENARAYAĞI OLARAK KULLANILMASI

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 tanımlanan dağılımlarla elde edilen çekme gerilmelerini karşılayacak donatı şeritleri hesaplanmaktadır. Başlık kirişinden gelen yatay kuvvetten dolayı üst sıralardaki donatı şeritleri iç stabilite analizinde sıyrılma kriterini sağlaması için alttaki şeritlere göre daha uzun olmaktadır (Şekil 6).

Köprü kenar ayaklarında polimer şeritli donatılı zeminin kullanılması, klasik betonarme kenarayaklarda köprü girişlerinde köprü ile yaklaşım plağı arasındaki farklı oturma neticesinde karşılaşılan tümseklerin oluşmasını önlemektedir. Kontrollü ve sıkıştırılarak yapılan polimer şeritli donatılı zemin kenarayağı dolgusu, yaklaşım plağı yapıldıktan sonra kendi içinde oturmamaktadır (Şekil 7).



Şekil 6. Tipik Donatılı Zemin Kenarayak Kesiti (7)



Şekil 7. Betonarme Kenarayak ile Donatılı Zemin Köprü Kenarayağı Karşılaştırması (7)

5. PROJE ÖRNEKLERİ

5.1. ELMADAĞ ÜST GEÇİT KÖPRÜSÜ

Beş açıklıklı olarak kazıklı kolonlar üzerine inşaa edilmiş olan Elmadağ Köprüsünün yaklaşım imlaları her iki taraftan iki açıklığı dolduracak şekilde şevli olarak projelendirilmişti. Yaklaşım imlasının şevleri köprü yanında yer alan M.K.E Barut Fabrikası arazisine girmekte ve ciddi istimlak alanları çıkması sebep olmaktaydı. Şevlerin fabrika arazisi içine girmesini önlemek amacıyla arazi sınırında düşünülen ve yüksekliği 10 metreye varan taş duvarların yapılması ise zeminin taşıma gücünün düşük olmasından ötürü gerçekleştirilememişti.

Köprü genişliğince yapılan polimer şeritli donatılı zemin duvar sistemi sayesinde istimlak alanı yol gövdesi boyunca gerçekleştirilerek fabrika arazisine mümkün olduğunca az girilmiş ve düşük taşıma gücüne sahip zemin üzerine kolaylıkla inşaa edilmiştir. Projedeki polimer şeritli donatılı zemin duvarlarının yüzey alanı yaklaşık 4,400m² dir.

5.2. TAG OTOYOLU

Tarsus Adana Gaziantep Otoyolu projesinin Horu deresi ve Gavurdağı kesiminde otoyol güzergahının dağlık bölgeden geçmesi neticesinde yüksekliği 30 metreye varan dayanma yapılarına ihtiyaç duyulmuştur. Bölgenin 1.derece deprem bölgesi olması bu yükseklikteki betonarme duvarları yapmayı imkansız hale getirmiştir. Bu projede, yükseklikleri 18, 22 ve 30 metreye ulaşan yaklaşık 25,000m² polimer şeritli donatılı zemin duvar uygulaması gerçekleştirilmiştir. Duvarların çoğu şevli yüzeylerde ve basamaklandırılarak yapıldığından kazı miktarlarında tasarruf sağlanmıştır. 1998 Ceyhan depremine de maruz kalmış bu duvarlarda herhangi bir problem yaşanmamıştır.

5.3. İSTİNYE SARIYER BAĞLANTI YOLU

İstanbul Maslak'tan İstinye ve Sarıyer'e uzanan, büyük çoğunluğu, SPT değerleri yüzeyden itibaren 10 metreye kadar maksimum 3-5 olan dere yatağından geçen bir yol projelendirilmiştir. Dere yatağındaki balçık kazılarak temizlenmiş ve yaklaşık 8 metre derinliğe kadar kaya dolgu yapılmıştır. Yapılan bu dolgu üzerine yüksekliği maksimum 14 metre olan polimer şeritli donatılı zemin duvar inşaa edilmiştir. İnşaat süresi boyunca oluşan ve 20cm'ye varan oturmalar, en üst sıra panellerin imalatı sırasında

giderilmiştir. Projedeki polimer şeritli donatılı zemin duvarlarının yüzey alanı yaklaşık 7,000m² dir.

5.4. İSTİNYE DARÜŞŞAFKA-C YOLU

İstanbul İstinye Darüşşafaka-C Yolu Hacı Osman Bağlantısı projesinde, yüksekliği 25 metreye varan bir yamaç üzerinden projelendirilen yol, maksimum yüksekliği 14 metre olan ve aralarında 10 metre palye bulunan iki tane polimer şeritli donatılı zemin duvar ile geçilmiştir. İki duvar arasında oluşturulan palye dolgu miktarında tasarruf sağladığı gibi zaman içinde yeşillendirilerek bir parka dönüştürülmüştür. Projedeki polimer şeritli donatılı zemin duvarlarının yüzey alanı yaklaşık 3,400m² dir.

5.5. KARADENİZ SAHİL YOLU

Karadeniz Sahil Yolu Projesinin Araklı-İyidere Kesimi yaklaşık 28 km.lik bir güzergah olup dokuz adet köprülü kavşaktan oluşmaktadır. Karadeniz Bölgesinin coğrafi yapısı gereği proje, dar sahil şeridinde yer yer denizin doldurulmasıyla oluşturulmaktadır. Bu kavşakların bazısında iki şeritli Trabzon – Rize Devlet Yolu köprülü kavşaklarda üstten bazısında ise alttan geçmektedir. Kavşaklarda gerek devlet yolunu ve gerekse bağlantı yolları için gerekli köprülerin kenarayakları ve yaklaşım imlaları polimer şeritli donatılı zemin sistemi ile projelendirilip inşa edilmiştir. Projedeki polimer şeritli donatılı zemin duvarlarının yüzey alanı yaklaşık 43.500m² dir (7).

Kavşak köprülerinin bağlantı kollarının imlaları için gerekli istimlakler, imla şevleri donatılı zemin duvarlarla tutulduğundan büyük ölçüde azalmıştır.

Genelde iki açıklıklı olarak projelendirilen bağlantı yollarının köprülerinde orta ayaklar kazıklı temeller üzerine yapılmıştır. Denizin doldurulduğu kesimlerde yapılan kavşakların kenarayakları klasik betonarme kenarajak olarak yapılmış olsaydı kazıklı temeller üzerine inşa edilmesi gerekecekti. Kazıklı kenarayaklar yerine esnek yapısıyla polimer şeritli donatılı zemin kenarayakları tasarruf sağlamıştır.

6.SONUÇLAR

Kenarajak ve dayanma yapısı olarak kullanılan polimer şeritli donatılı zemin duvarların aşağıdaki avantajları sağladığı görülmüştür.

1. Şehir içi geçişlerde, yapımı sırasında trafik akışını engellememesi, istimlak alanlarının azalması, desenli panellerin estetik görünüşü
2. Kenarayaklarda kontrollü ve sıkıştırılarak yapılan dolgu neticesinde köprü girişlerinde farklı oturma sonucu oluşan tümseklerin önlenmesi
3. Zayıf zeminler üzerinde kazıklı temele gereksinim olmadan rahatlıkla yapılabilmesi,
4. Esnek yapısı sayesinde temel zemininde oluşan oturmalardan etkilenmemesi

8. KAYNAKLAR

1. Wasti Y. ve Özçelik H., “Donatılı Zemin Duvarlar ve Bir Uygulama”, Yamaç ve Şevlerin Stabilitesi, Dayanma Yapıları Semineri, Samsun 1987, Cilt-1, DSİ
2. Price D.I. ve Özçelik, H. “Polimer Şeritli Donatılı Zemin Duvarda Yapılan Ölçümler”, Zemin Mekaniği ve Temel Müh. 5. Ulusal Kongresi, 1994, Ankara II.Cilt s.498-509
3. Bowles J.E., “Foundation Analysis and Design”, 4.baskı, McGraw Hill, 1988, sayfa 530-540
4. NF P 94-220-0, “Soil Reinforcement- Backfilled Structures Reinforced with Quasi-inextensible and Flexible Reinforcing Strips or Sheets-Part 0 : Design”, Norme Française, 1998
5. BS8006, “Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills”, British Standard, 1995,
6. FHWA-SA-96-071, “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines”, Federal Highway Administration, 1997.
7. Özçelik H., “Karadeniz Sahil Yolu Projesinde Polimer Şeritli Donatılı Zemin Duvar ve Köprü Kenarayağı Uygulamaları”, Birinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, İstanbul, 2004, s. 21-28

POLYMER REINFORCED SOIL WALL APPLICATIONS AND ADVANTAGES

**Hakan ÖZÇELİK, BSc., MSc.
EAST Construction and Int. Trad. Co. Inc.
Ankara, Turkey**

SUMMARY

The reinforced soil wall system discovered by the French architect H.Vidal in the late 1960s has a lot of advantages compared to the classical retaining structures. It became a widely used retaining structure since the mid 1970s. Starting from 1980s with the introduction of synthetic and polymeric materials in to the civil engineering world, the metal strips used as reinforcing elements in the reinforced soil system were replaced by polymer and its by products for known reasons. Polymer reinforced soil walls which has a history of nearly 20 years in Turkey, has been widely used on motorway, highway, junction and industrial plant constructions for its known advantages. This paper explains the polymer reinforced soil applications and its advantages with examples from Elmadağ Overpass, TAG Motorway, İstinye Sarıyer Connection Road, İstinye Darüşşafak-C Road and Black Sea Coastal Road Projects.

ZEMİN ÇİVİLİ İSTİNAT YAPILARI HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI VE ÖN TASARIM KARTLARI

Aslı Senem AÇIKEL
İnş. Yük. Müh.
İstanbul, Türkiye

M. Tuğrul ÖZKAN
Doç. Dr.
İTÜ
İstanbul, Türkiye

ÖZET

Yapılan çalışmada zemin çivili istinat yapıları tasarımında en yaygın hesap yöntemleri olan Servis Yüğü Tasarımı (SYT) ile Yük ve Dayanım Katsayıları Tasarımı (YDKT) yöntemleri ile hesap yapan bir program hazırlanarak yapılan duvar tasarımlarının sonuçları değerlendirilmekte ve bu yöntemler karşılaştırılmaktadır. Arka şev açısı sıfır olan dik duvarlar için statik durumda farklı zemin parametreleri ve duvar yükseklikleri ile 176 adet zemin çivili istinat duvarı hesabı, yöntemlerin en küçük güvenlik sayıları için yapılmış ve bu hesapların sonuçları analizlerde kullanılmıştır. Analizler sonucunda yöntemler yaklaşık olarak aynı sonuçları vermektedir. Ayrıca yapılan tasarımların sonuçları kullanılarak zemin çivili duvar tasarımında kullanılabilen ön tasarım kartları sunulmaktadır.

GİRİŞ

Zemin içinde imal edilen pasif elemanlardan oluşan bir zemin iyileştirme ve destekleme tekniği olan zemin çivisi tekniği günümüzde benzer derin kazı

destekleme tekniklerine göre yapım aşamasındaki kolaylığı ve ekonomikliğı nedeniyle tercih edilmektedir.

Kökenini Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi'nde kullanılan kaya bulonlarının oluşturduğu zemin çivisi tekniğinin ilk uygulamalarına 1970'lerde sırasıyla Kanada, Fransa ve Almanya'da rastlanmaktadır (Sağlamer, 2002). Bu teknik daha sonra Almanya, Fransa, ABD, ve İngiltere'de yapılan araştırma çalışmalarıyla geliştirilmiştir. Günümüzde en yaygın kullanılan çalışmalar Amerika Ulusal Karayolları İdaresi (FHWA) tarafından yürütülen çalışmalar ve Fransa'da yapılan, deneysel ve teorik araştırmalar sonucunda oluşturulan Clouterre Fransız Ulusal Araştırma programlarıdır (Byrne ve diğ., 1998; Lazarte ve diğ. 2003; Singla, S., 1999).

FHWA tarafından, 1998 ve 2003 de zemin çivisi araştırmalarını ve tasarım önerilerini içeren iki adet detaylı çalışma yayımlanmıştır. Yapılan çalışmada, Servis Yüğü Tasarımı (SYT) ile Yüğü ve Dayanım Katsayıları Tasarımını (YDKT) içeren 1998 yayını temel alınmaktadır.

1.AMAÇ

Yapılan çalışmada en yaygın zemin çivisi tasarım yöntemleri olan Servis Yüğü Tasarımı ile Yüğü ve Dayanım Katsayıları Tasarımını yöntemlerinin farklı parametrelerin değışimine göre karşılaştırılması amaçlanmaktadır. Ayrıca bu karşılaştırma için yapılan 176 adet zemin çivili duvar hesabının sonuçları kullanılarak ön tasarımda kullanılacak tasarım kartları sunulmaktadır.

2.ZEMİN ÇİVİSİ TASARIM YAKLAŞIMLARI

Zemin çivileri kullanılarak oluşturulan istinat yapıları tasarımında, farklı yaklaşımlar kullanılmaktadır. Bu yaklaşımlar içinde limit denge yaklaşımı en

yaygın kabul gören yaklaşımdır. Zemin çivisi tasarımı için ülkeler tarafından hazırlanan şartnameler, genel olarak bu yaklaşımı temel almaktadırlar.

2.1. ZEMİN ÇİVİLİ DUVAR TASARIMINDA SERVİS YÜKÜ TASARIMI VE YÜK VE DAYANIM KATSAYISI TASARIMI YÖNTEMLERİ

Limit denge yaklaşımını temel alan iki tasarım yöntemi olan SYT ve YDKT zemin çivisi tasarımında dünyada en çok kabul gören yöntemlerdir. Günümüzde tasarımdaki kolaylığı açısından SYT Yöntemi YDKT Yöntemi'ne göre daha yaygın olarak kullanılmaktadır.

Amerika Ulusal Karayolları İdaresi FHWA tarafından önerilen bu tasarım yöntemleri, FHWA'nın FHWA-SA-96-069R numaralı yayınında açıklanmıştır. Daha sonra yine FHWA tarafından çıkarılan FHWA0-IF-03-017 numaralı zemin çivili duvarlarla ilgili yayında, tasarım yöntemlerinden sadece SYT yöntemi bulunmaktadır. Bu çalışmada FHWA'nın her iki yöntemi de içerdiği için FHWA-SA-96-069R numaralı yayını temel alınmaktadır.

YDKT yöntemi ile hemen hemen aynı yöntem olan ve Clouterre'de (Fransız Ulusal Araştırma Projesi) kullanılan Kısmi Katsayı Tasarımı (Partial Factor Design) Yöntemi'nin Eurocode 7 ile gündeme tamamen girecek olması YDKT'ye ileride daha yaygın bir kullanım kazandırması mümkün olabilecektir.

3. ZEMİN ÇİVİLİ İSTİNAT YAPILARININ TASARIMIYLA İLGİLİ KARŞILAŞTIRMALI BİR İNCELEME

Yapılan çalışmada, Excel kullanılarak, FHWA tarafından zemin çivili duvar hesabı için hazırlanan FHWA-SA-96-069R şartnamesinin içerdiği iki

tasarım yöntemiyle (SYT ve YDKT) hesap yapan bir program oluşturulmuştur. Program kullanılarak sürşarj yükü olmayan, dik geçici duvarlar için (arka şev açısı, $\beta = 0$ ve duvar açısı, $\alpha = 0$) her iki tasarım yaklaşımıyla statik durum için hesaplar yapılmıştır.

Hesap yönteminde ilk olarak, zemin parametreleri (birim hacim ağırlık, γ ; kayma mukavemeti açısı, ϕ ; kohezyon, c ; nihai sıyrılma dayanımı, Q_u) ve geometrik parametreler (duvar yüksekliği, H ; yatay çivi aralığı, s_h ; düşey çivi aralığı, s_v) girilerek ön tasarım çivi boyu hesaplanmakta, iç stabilite kontrolleri yapılmakta ve çivi donatısı seçilmektedir.

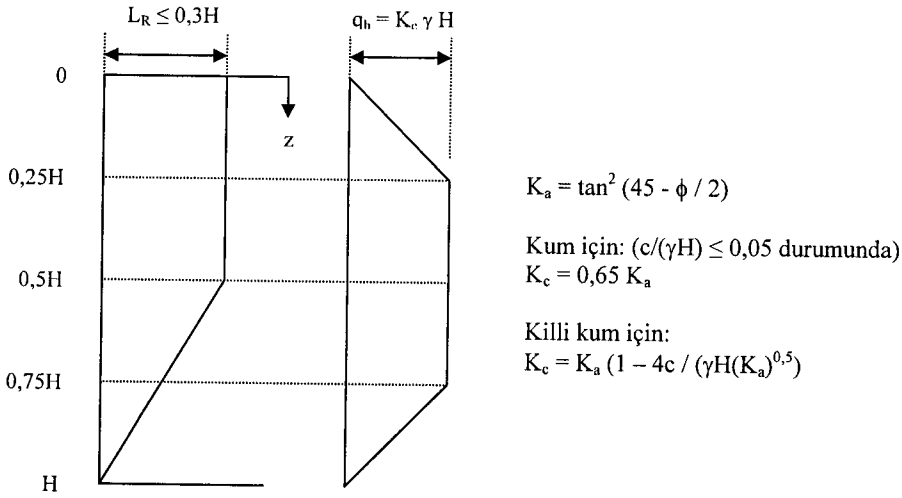
İkinci aşamada statik durum için kaplama kontrolleri (eğilme ve zımbalama) yapılmaktadır. Kontrollerin sağlanması için uygun kaplama kalınlığı, enjeksiyon çapı, ezilme plakası genişliği, hasır donatı ve malzemelerin mukavemet değerleri (donatı akma mukavemeti ve 28 günlük beton mukavemeti) seçilmektedir.

Üçüncü aşamada ise birinci aşamada önerilen ön tasarım çivi boyu dikkate alınarak, tasarım çivi boyu seçilmektedir. Program, seçilen çivi boyları için SYT'de tanımlanan güvenlik sayısı; YDKT'de tanımlanan dayanım/yük oranı hesabını ve şartnamede belirtilen dış stabilite kontrolleri (taşırma gücü ve eksantrisite kontrolleri) ile üst konsol kontrolünü yapmaktadır. Seçilen çivi boyunun, şartname uyarınca Servis Yüğü Tasarımı için en az 1,2 güvenlik sayısını; Yüğü ve Dayanım Katsayıları Tasarımı için en az 1,0 dayanım/yüğü oranını ve dış stabilite kontrolleri ile üst konsol kontrolünü sağlanması gerekmektedir.

Programda çivi yerleşim düzeni şartnamede 5. adımda önerilen düzene göre yapılmaktadır. Ancak, isteğe bağılı olarak FHWA tarafından hazırlanan

FHWA0-IF-03-017 şartnamesinde önerilen çivi düzenlerinden biri de seçilebilmektedir.

Programda Güvenlik sayısının (Servis Yüğü Tasarımı) ve dayanım/yük oranının (Yük ve Dayanım Katsayıları Tasarımı) hesabı geliştirilmiş, Rankine kayma kaması yaklaşımı ile yapılmıştır (Şekil 1).



Şekil 1. Geliştirilmiş Rankine kayma kaması ve toprak basıncı diyagramı yaklaşımları (Bowles, 1996)

3.1. YAPILAN HESAPLAR

Zemin çivili duvarlarla ilgili yapılan çalışmada Excel'de hazırlanan program kullanılarak farklı parametrelerle hesaplar yapılarak sonuçları değerlendirilmektedir. Farklı 8 zemin türü (Tablo 1) ve 11 (5,6,.....,15 m) farklı duvar yüksekliği için iki tasarım yöntemi kullanılarak, toplam 176 adet duvar hesabı yapılmıştır. Yapılan hesapların sonuçları incelenerek çeşitli parametrelerin değişimine göre kullanılan zemin çivisi miktarının değişiminin belirlenmesi amaçlanmaktadır.

Çalışmada, zemin türlerinin seçiminde, yapılan çalışmanın uygulamaya yönelik olması amacıyla, standartlarda tanımlanan zemin parametreleri esas alınmaktadır. Nihai sıyırılma dayanımı değeri (Q_u) ise, çeşitli uygulamalardan elde edilmiş veriler değerlendirilerek belirlenmiştir.

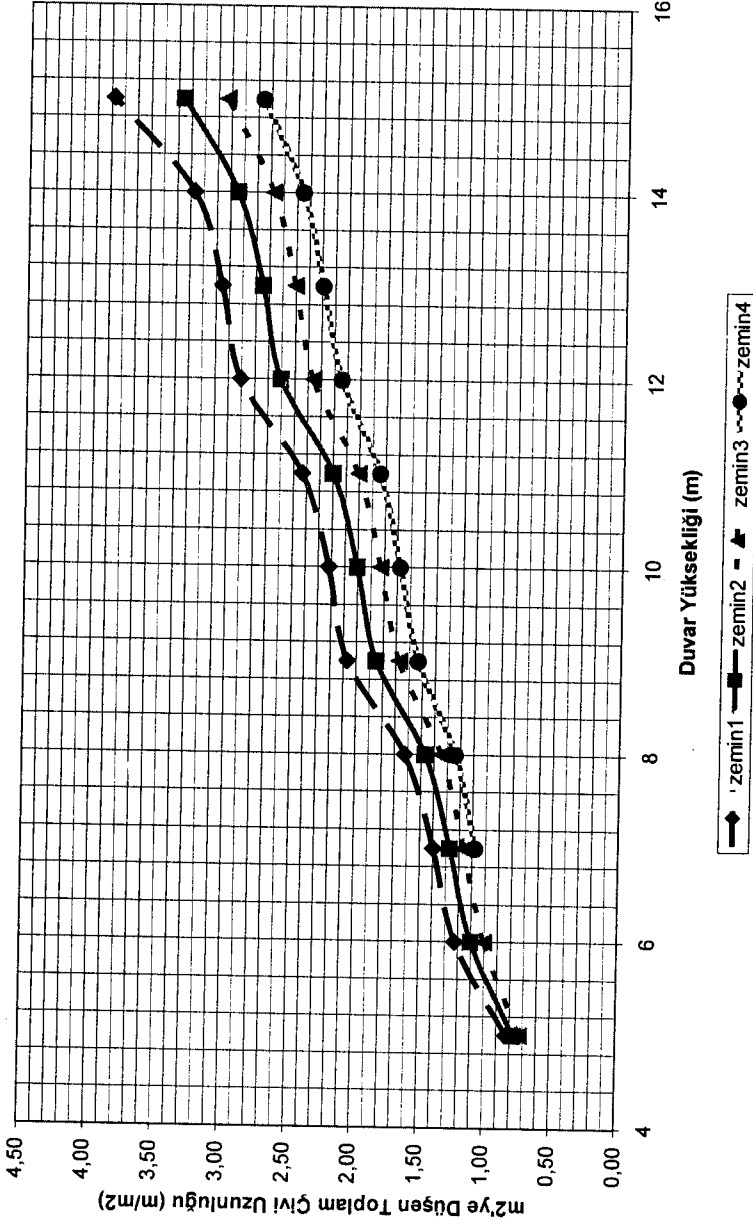
Tablo 1. Hesaplarda kullanılan zemin parametreleri

Zemin	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	Q_u (kN/m)
Z1	18	30	5	80
Z2	18	32	5	85
Z3	18	34	5	90
Z4	18	36	5	95
Z5	19	30	5	85
Z6	19	32	5	90
Z7	19	34	5	95
Z8	19	36	5	100

Hesaplarda çivi aralıkları olarak, uygulamada yaygınlığı açısından FHWA şartnamesinde önerilen ve uygulamada yaygın olarak kullanılan 1,5 m'lik yatay ve düşey çivi aralıkları alınmaktadır.

Ayrıca, hesaplarda 200 mm'lik kaplama kalınlığı, 250 mm'lik ezilme plakası genişliği, ϕ 150 mm'lik enjeksiyon çapı, Q295/295 hasır donatı, Φ 14 yatay ve düşey donatı ve malzemelerin mukavemet değerleri (28 günlük beton mukavemeti: $f_c = 30$ MPa, donatı akma mukavemeti: $F_Y = 420$ MPa) karşılaştırma açısından sabit tutulmaktadır.

Analizlerde karşılaştırma değeri olarak kullanılmak üzere, duvarın m^2 'sine düşen çivi uzunluğu, olarak tanımlanan s değeri, (1) bağıntısına göre hesaplanmaktadır.



Şekil 2 SYT ile $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ için H-s grafiği

$$s = L / (H \times s_H) \quad (1)$$

L: Kesitteki toplam çivi boyu (m)

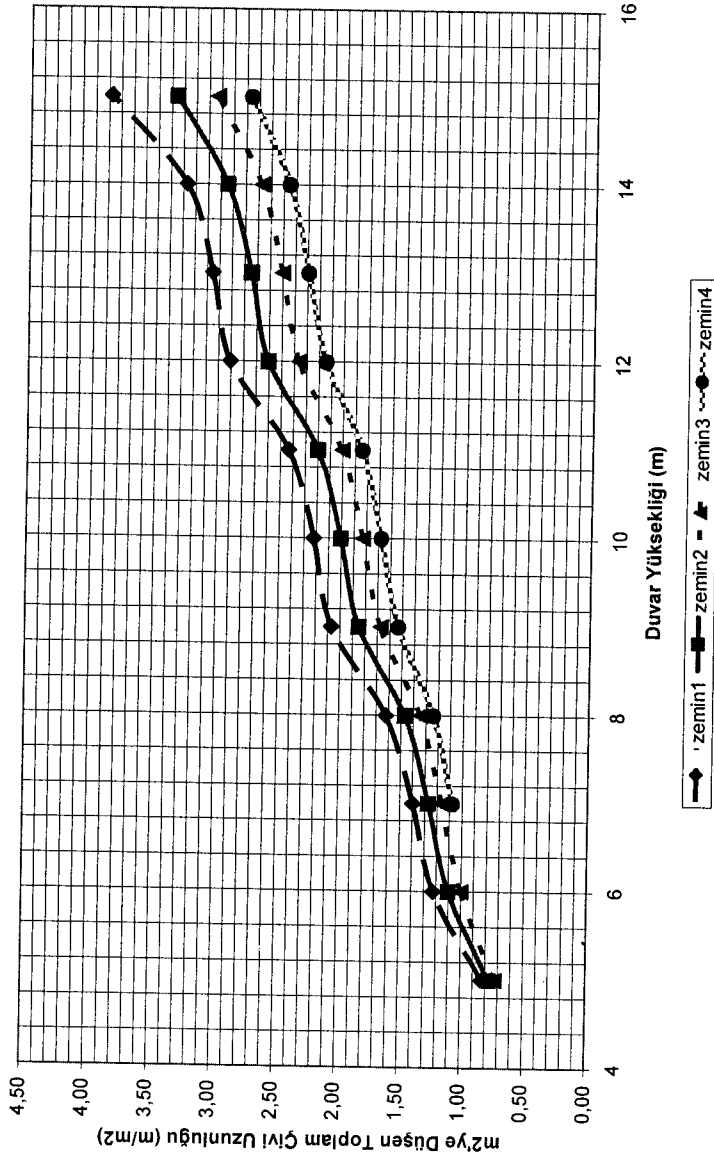
H: Duvar Yüksekliği (m)

s_H : Yatay çivi aralığı (m)

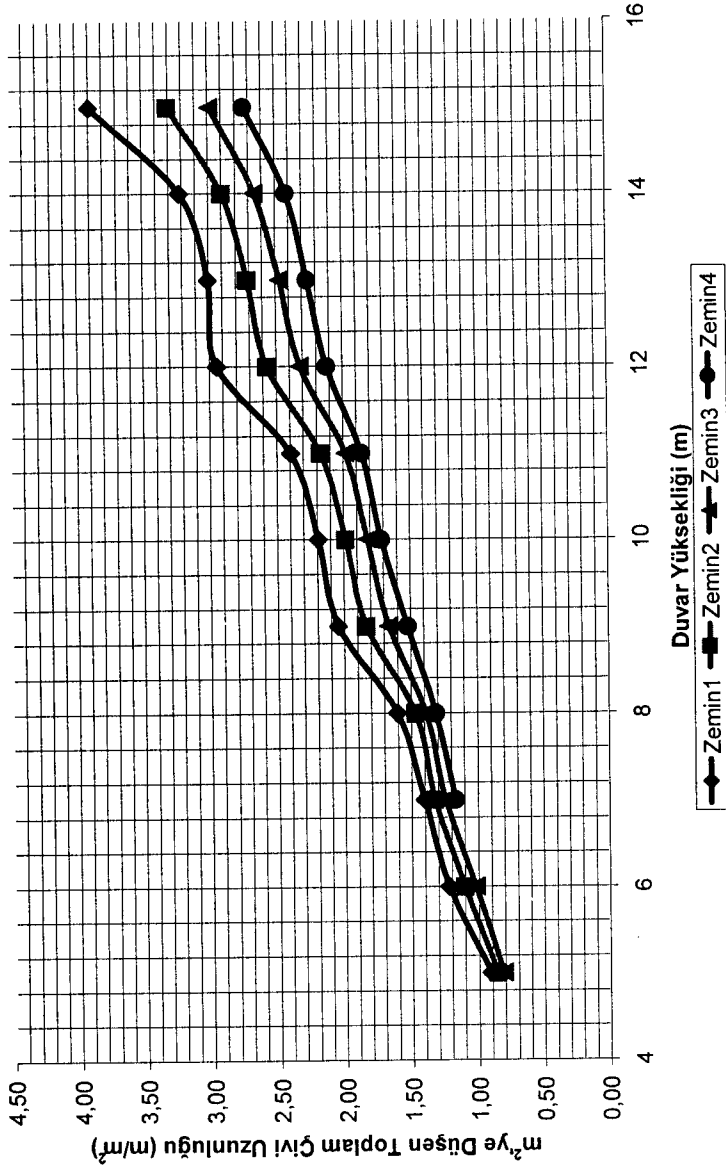
3.2. HESAPLARIN SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRİLMESİ

Yapılan hesapların değerlendirilmesinde izlenen yöntem, sırayla çeşitli parametreleri sabit tutularak karşılaştırma değeri olarak belirlenen s değerinin değişiminin incelenmesi şeklindedir.

İlk olarak, yapılan hesapların sonuçları kullanılarak sabit birim hacim ağırlık değerleri için ($\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$ ve $19,0 \text{ kN/m}^3$) duvar yüksekliği arttıkça, s değerinin değişimi, her iki tasarım yöntemi için ayrı ayrı ikişer grafikte verilmektedir (Şekil 2, 3, 4,5).

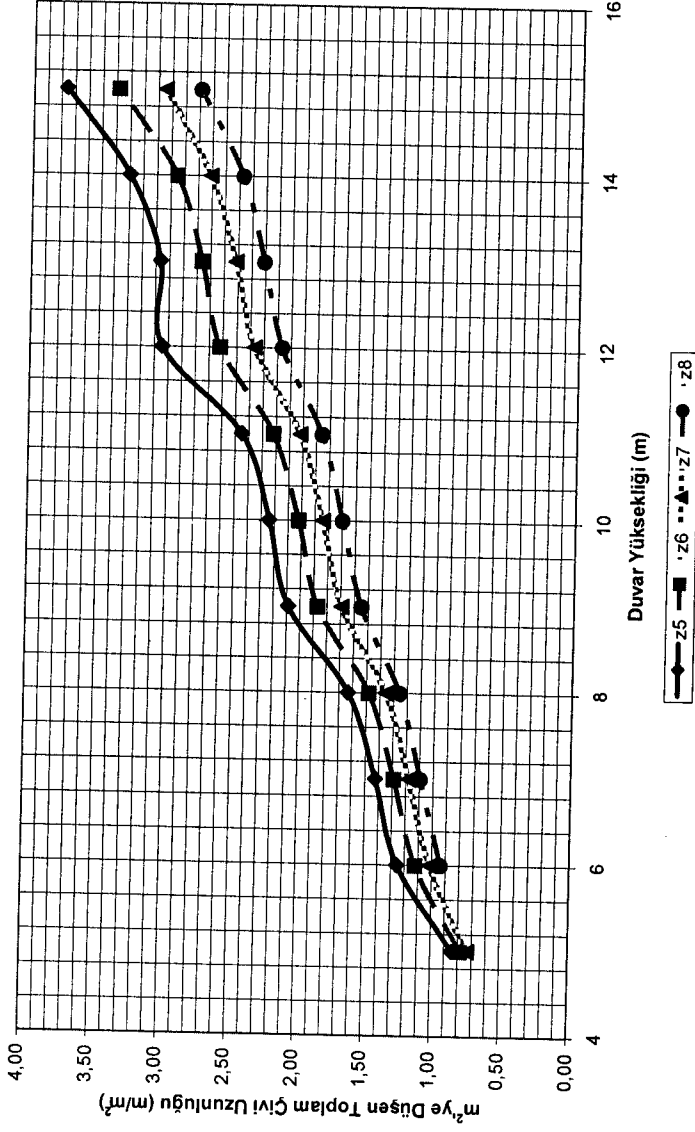


Şekil 2 SYT ile $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ için H-s grafiği

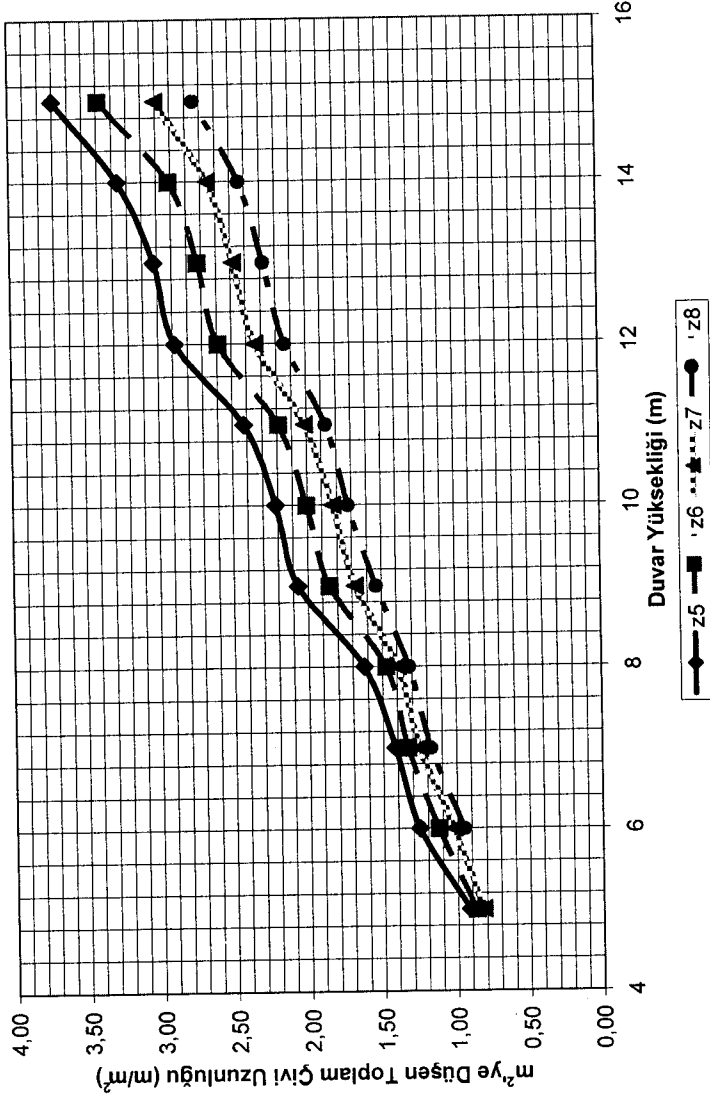


Şekil 3 YDKT ile $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ için H-s grafiği

Grafiklerde iki farklı birim hacim ağırlığı değerine karşı, değişen sürtünme açısı değerleri de Z1, Z2,....., Z8 şeklinde adlandırılmış eğriler tarafından gösterilmiştir. Tablo 1'de bu zemin türlerine ait zemin parametreleri bulunmaktadır.

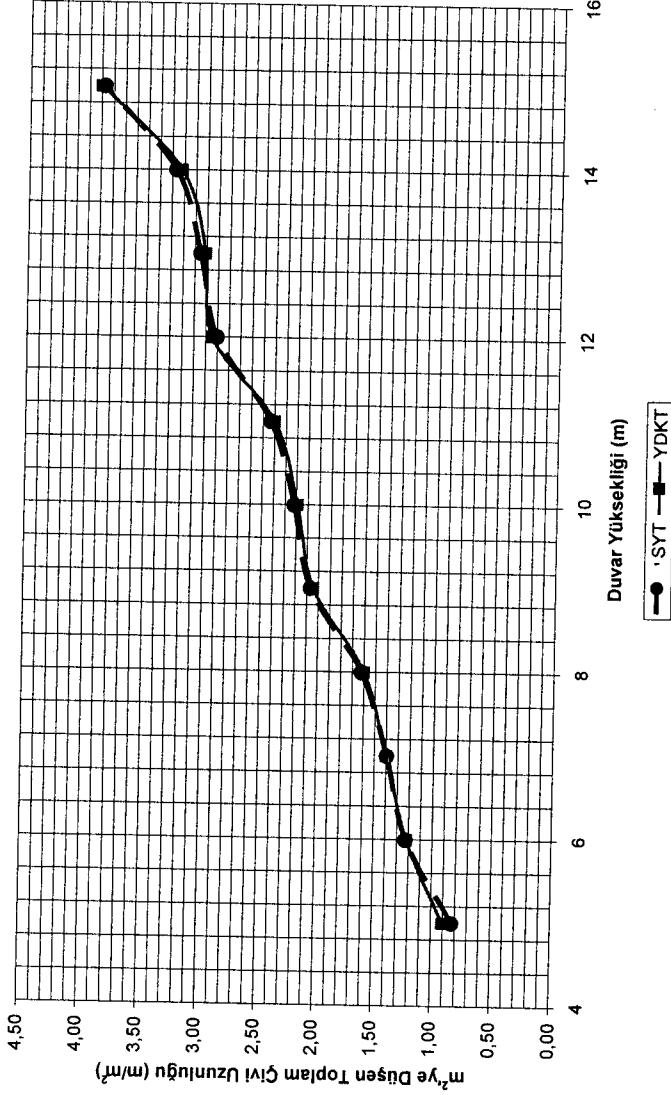


Şekil 4 SYT ile $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ için H-s grafiği



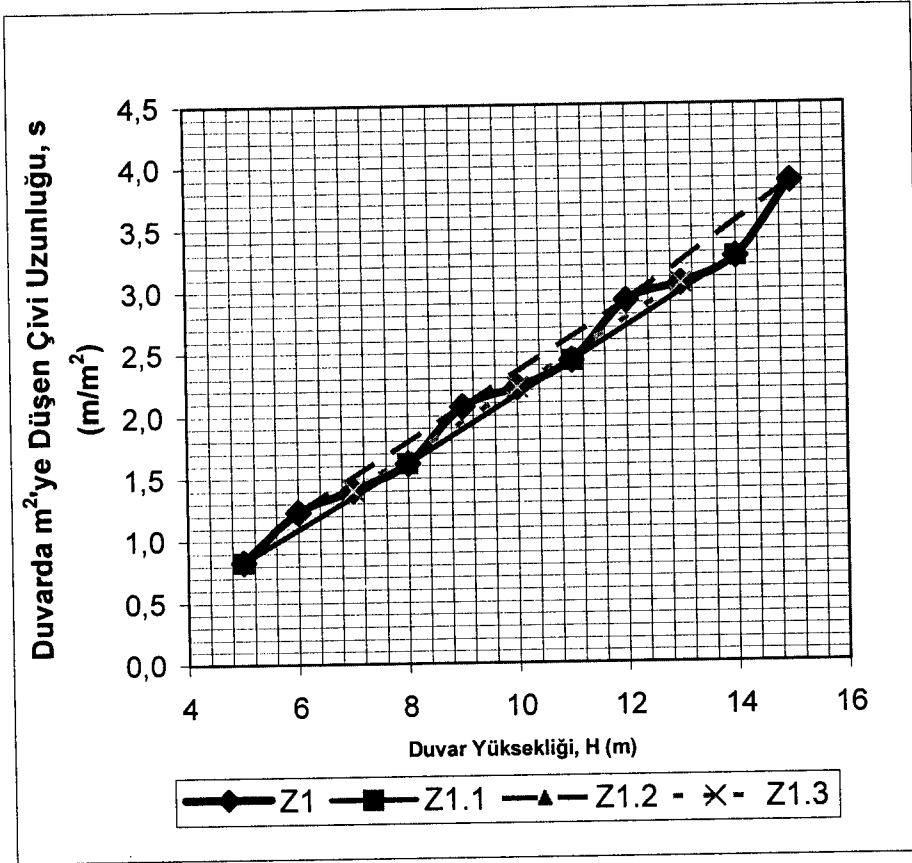
Şekil 5 YDKT ile $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ için H-s grafiği

Daha sonra her bir zemin türü için duvar yüksekliğine göre s değerinin değişimi iki farklı tasarım yöntemine göre incelenmektedir. Her bir zemin türü için ayrı ayrı oluşturulan grafiklerde, değişim SYT ve YDKT ile adlandırılan ikişer eğriyle gösterilmektedir ve iki yöntem arasında bir karşılaştırmaya gidilmektedir. Şekil 6'da yaklaşık olarak aynı sonuçlara ulaşılan Z1 zemini için yapılan karşılaştırma örnek olarak verilmektedir.



Şekil 3.6. Z1 Zemini için SYT ve YDKT'ye göre H-s grafiği

Son olarak, duvar yüksekliklerine göre seçilen farklı çivi yerleşim düzenlerinin s değerine etkisi araştırılmıştır (Şekil 7). Aynı tür çivi yerleşim düzenlerinin olduğu mod3 döngüsündeki yüksekliklere karşı gelen değerler grafikte birer yaklaşım eğrisiyle birleştirildiğinde normaldeki dalgalı görünüme karşın birinci dereceden doğrular elde edilmektedir.



Şekil 7 Yüksekliklere göre seçilen çivi yerleşim düzenlerinin s değerine etkisi

4 SONUÇLAR

Zemin çivili istinat yapıları tasarımında en yaygın kullanılan tasarım yöntemleri olan Servis Yüğü Tasarımı Yöntemi ve Yüğü ve Dayanım Katsayıları Tasarım Yöntemi kullanılarak yapılan karşılaştırmalı parametrik çalışmanın sonuçları aşağıda sıralanmaktadır.

- (1) Sabit birim hacim ağırlık değerleri için ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ve 19 kN/m^3) sürtünme açısı arttıkça, duvarın birim m^2 'sinde kullanılan zemin çivisi miktarı olan s değeri azalmaktadır.
- (2) Farklı zemin türleri için iki yöntem karşılaştırıldığında, benzer sonuçlar elde edilmektedir. Küçük yüksekliklerde YDKT Yöntemi için s değeri daha büyükken, duvar yüksekliği arttıkça tersi görülmektedir.
- (3) Kayma mukavemeti açısı değerinin artışıyla, her iki yaklaşım için de s değeri azalmaktadır. Bu azalma YDKT'nin en az dayanım/yük oranı olan 1,0 sayısı için tasarımda küçük duvar yüksekliklerinde eksantrisite problemine neden olabilmektedir. Eksantrisite problemini çözmek için çivi uzunluklarını arttırılmakta ve en az dayanım/yük oranı olan 1,0 değeri aşmaktadır. Bu durumda iki yöntem arasındaki en büyük fark ortaya çıkmaktadır.
- (4) Sonuç grafiklerinde oluşan dalgalı görünüm araştırıldığında, bu görünümün farklı yüksekliklerde seçilen çivi yerleşim düzenlerine bağlı olduğu anlaşılmaktadır. Zemin çivili duvar homojen bir yapı olmadığı için yüksekliğe ve konstrüktif kurallara bağlı olarak, sabit düşey çivi aralığı (s_v) değeri için duvar yüksekliğinin tam sayılarla artışıyla çivi yerleşimi arasında mod 3'e bağlı bir döngü bulunmaktadır. Bu döngüye bağlı olarak 5.0 m, 8.0 m, 11.0 m ve 14.0 m duvar yüksekliklerinde (mod3'e göre 2), 6.0 m, 9.0 m, 12.0 m ve 15.0 m duvar yüksekliklerinde (mod3'e göre 0) ve 7.0 m, 10.0

m ve 13.0 m duvar yüksekliklerinde (mod3'e göre 1) benzer çivi yerleşimi bulunmaktadır.

- (5) Mod3'e göre aynı çivi düzenine sahip duvar yükseklikleri birleştirildiğinde, bu metreler için H-s grafiğinde birinci dereceden doğrular elde edilmektedir.

KAYNAKLAR

1. **SAĞLAMER, A.**, 2002. Soil Nailed Retaining Walls: Design and Practice, 5th International Congress and Advances in Civil Engineering, ITU, İstanbul, September 25-27
2. **BYRNE, R.J., COTTON, D., PORTERFIELD, J., WOLSCHLAG, C. AND UEBLACKER, G.**, 1998. Manual for design and construction monitoring of soil nail wall, United States Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-SA-96-069R, October
3. **LAZARTE, C.A., ELIAS, V., ESPINOZA, R. D., SABATINI, P. J., 2003.** Geotechnical Engineering Circular No.7 Soil Nail Walls, United States Federal Highway Administration, Publication No. FHWA0-IF-03-017, March
4. **SINGLA, S.** 1999. Demonstration Project 103: Design & construction monitoring of soil nail walls, Project Summary Report, United States Federal Highway Administration, Paris, 463-474
5. **AÇIKEL, A.S., (2005).** Zemin Çivili İstinat Yapılarıyla İlgili Karşılaştırmalı Bir Hesap Yöntemi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
6. **BOWLES, J. E., (1996)** Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill College, 668-670.

ABSTRACT

In this study, the most common soil nail design methods, Service Load Design (SLD) and Load and Resistance Factor Design (LRFD) are investigated. An Excel based computer program is used for face batter and back slope angle of zero and to study static loading conditions by using both design methods (SLD and LRFD). 176 soil nailed walls were designed for different soil and geometric parameters with this program. Solutions of these calculations were done for minimum factor of safety and resistance/load ratio of methods were used for analysis. The analysis is showed that the design methods give approximately the same solutions. Because the LRFD is more sensitive than SLD for eccentricity check, the minimum resistance / load ratio of 1,0 for small wall heights is exceeded and LRFD Method requires the use of more soil nail length than SLD Method. However, for higher walls SLD requires more soil nail lengths. The suitable soil parameters for soil nailing that were used for the calculations are selected from codes. Design charts that can be used for pre-design of soil nailed walls are prepared by applying solutions of calculations.

DÜŞÜK BASINÇLI ÇİMENTO ENJEKSİYONU İLE ZEMİN YOĞUNLUĞUNUN DEĞİŞİMİ

Aydın KAVAK

Yrd. Doç. Dr.
KOÜ İnş. Müh. Böl.
Kocaeli, TÜRKİYE

Utkan MUTMAN

Arş. Gör.
KOÜ İnş. Müh. Böl.
Kocaeli, TÜRKİYE

Başta 1999 Marmara Depremi olmak üzere birçok depremlerde bazı bölgelerde oluşan hasarlara zemin sıvılaşmasının neden olduğu bilinmektedir. Sıvılaşma riskini azaltmak için maliyeti diğer yöntemlere göre daha uygun olan düşük basınçlı çimento enjeksiyonu uygulanabilir. Zemin sıvılaşmasını önlemek veya azaltmak amacıyla gradasyonunda 0,6 mm.'den daha büyük daneler bulunan zeminlere düşük basınçlı çimento enjeksiyonu uygulanabilmektedir. Bu çalışmanın amacı da sıvılaşma potansiyeli bulunan zemin numunesine uygulanacak enjeksiyon sonucunda, zemin yoğunluğunun su/çimento ve enjeksiyon basıncı ile değişiminin belirlenmesidir. Bu amaçla Japonya İnşaat Mühendisleri Birliğinin sunduğu, sıvılaşma riski bulunan bölgede kalan gradasyona relatif sıklığı 50 ± 5 olacak şekilde kalıplar içerisine yerleştirilen zemin numunelerine laboratuarda, 100, 150 ve 200 kPa basınç altında, su/çimento oranı 0.7/1, 1/1 ve 1.5/1 olan çimento karışımı kullanılarak enjeksiyon yapılmıştır. Enjeksiyon deneyleri sonucunda elde edilen numunelerin yoğunluğu 7 ve 28 günlük kür süreleri sonunda belirlenmiştir.

GİRİŞ

Depremlerde suya doygun kumlu zemin tabakalarında sıvılaşmanın oluşmasına yol açan ana neden yer titreşimlerinden dolayı meydana gelen tekrarlı kayma gerilmeleri sonucunda boşluk suyu basıncının çevre basıncına eşit bir değere gelecek şekilde artmasıdır. Kohezyonsuz zeminler, özellikle sıvılaşma olasılığı açısından kumlu zeminler, tekrarlı yükler altında bulduklarından daha sıkı konuma geçmek isterler. Suya doygun zeminlerde ise tekrarlı yükler altında kuru zeminlerde gözlenen hacimsel sıkışmaya daneler arasını dolduran boşluk suyu basıncı engel olmaktadır. Suyun sıkışabilirliğinin zemin dane yapısına karşın çok küçük olması boşluk suyu basıncının artmasına yol açar. Kumlarda permeabilite yüksek olmasına rağmen genellikle süre açısından bir deprem sırasında drenaj yolu uzunluğu düşünülürse, bu nedenden dolayı boşluk suyu basıncında oluşabilecek sönüm miktarının ihmal edilebilir olduğu çoğunlukla varsayılmıştır. Boşluk suyu basıncı artarak çevre basıncına eşdeğere yaklaşırken kumlarda şekil değiştirmeler gözlenmeye başlar. Eğer kum gevşek ise boşluk suyu basıncı ani bir artış göstererek çevre basıncına eşit olur ve kumda büyük şekil değiştirmeler oluşur.

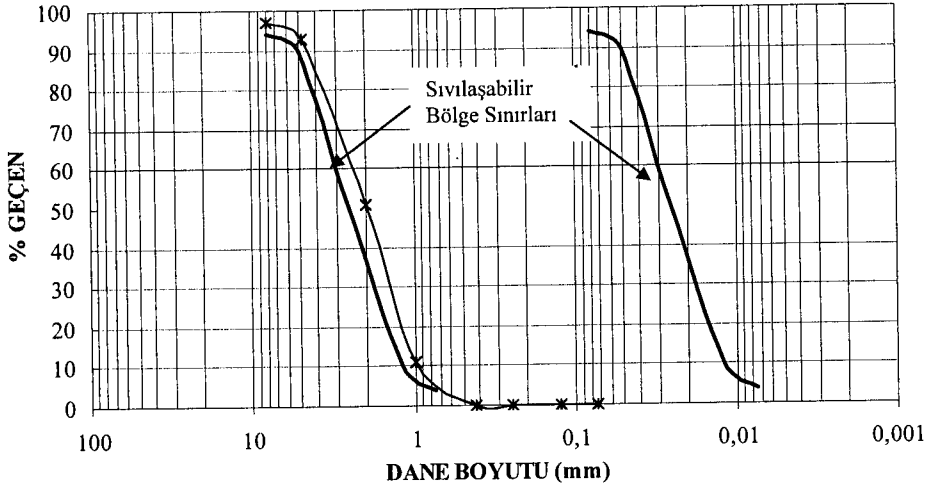
Enjeksiyon deyimi yaklaşık 1800'lü yıllardan bu yana kumlu, çakıllı zeminleri, boşluklu ya da çatlaklı kayaları doldurup mühendislik özelliklerini değiştirmek ve sağlamlaştırmak amacıyla zemine çeşitli maddeleri basınçla vermek anlamında kullanılır. İçitme, şerbetleme ve grouting kelimeleri de enjeksiyon yerine kullanılabilir. Çimento enjeksiyonlarında en önemli faktör su ve çimento miktarıdır. Enjeksiyon yapılabilmesi için çimento karışımlarında akışkanlık, su kuma ve dane boyutu önem taşır. Enjeksiyon işleminden sonra ise büzülme, hidrotasyon ısı ve mukavemet özellikleri önemlidir. Su/çimento oranının artışı durumunda sulanmanın arttığı ve mukavemetin düştüğü görülmektedir. Su/çimento oranının düşük olması

durumunda da enjeksiyon uygulamasının zorlaştığı görülmektedir. Zemin enjeksiyonu çok çeşitli amaçlar için uygulanmaktadır. Fakat bu yöntemin bazı çeşitleri maliyetinin yüksek olması nedeniyle her projede uygulanamamaktadır. Özellikle 1999 Marmara Depreminde bazı bölgelerde oluşan hasarlara zemin sıvılaşması neden olmuştur. Bu nedenle zemin sıvılaşmasını önlemek veya azaltmak amacıyla gradasyonunda 0,6 mm. daha küçük daneler bulunmayan zeminlere düşük basınçlı çimento enjeksiyonu uygulanabilmektedir.

Bu çalışmanın amacı sıvılaşma potansiyeli bulunan zemin numunesinin uygulanacak enjeksiyon sonucunda zemin yoğunluğunun su/çimento oranı ve enjeksiyon basıncı ile değişiminin belirlenmesidir. Bu amaçla Japonya İnşaat Mühendisleri Birliğinin sunduğu, sıvılaşma riski bulunan bölgede kalan gradasyona sahip zemin numuneleri üzerinde laboratuarda, 100, 150 ve 200 kPa basınç altında su/çimento oranı 1/1, 1.5/1 ve 2/1 arasında değişen çimento karışımı kullanılarak enjeksiyon deneyleri yapılmıştır. Enjeksiyon deneyleri sonucunda elde edilen numunelerin yoğunlukları 7 ve 28 günlük kür süreleri sonunda ölçülmüştür.

Zemin Numunesinin Özelliği

Deneylerde kullanılan zemin numuneleri İzmit Aslanbey Ocağından alınmıştır. Enjeksiyon edilecek numuneler çalışmanın amacı doğrultusunda, Japonya İnşaat Mühendisleri Birliğinin belirttiği sıvılaşma riski bulunan zeminler için verilen gradasyon sınırlarının içinde kalması gerekmektedir. Bunun için alınan numuneler 8 mm., 4,76 mm., 2 mm., 1 mm., 0,425 mm. eleklerden elenmiş ve bu eleklerin üzerinde kalan daneler sırasıyla %3, %4, %42, %40 ve %11 oranlarda katılarak istenilen gradasyon sağlanmıştır.



Şekil 1. Deneylerde Kullanılan Gradasyon

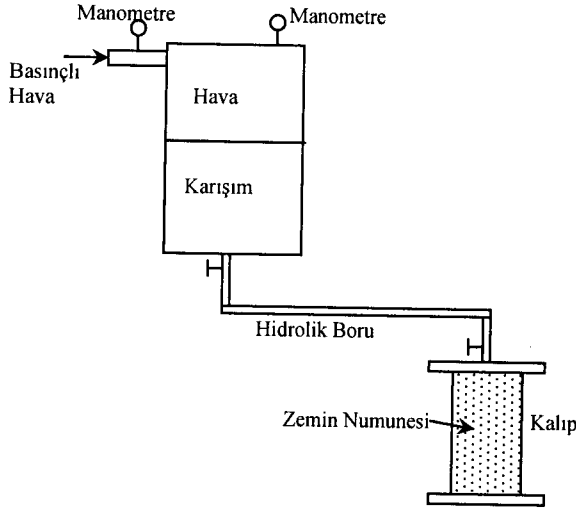
Çimento Özelliği

Deneylerde Nuh Çimento Fabrikası tarafından üretilen PÇ 42.5 (CEMI 42.5 R) olarak isimlendirilen portland çimentosu kullanılmıştır.

Deney Düzenegi

Çalışmanın amacına uygun olarak düzenek kullanılmıştır. Basınç tankı 20 cm. çapında 20 cm. yüksekliğinde olmak üzere yaklaşık olarak 6250 cm^3 (6.25 lt.) hacindedir. Tankın üst seviyesinde kompresör bağlantısı, alt seviyesinde kalıplara bağlantı vanası konulmuştur. Tankın girişinde kompresörden gelen basıncı ayarlamak için vana ve giren basıncı görmek için manometre konulmuştur. Enjeksiyon için gerekli basınç 800 kPa basınç verebilen kompresör ile sağlanmıştır. Tankın kapağına içindeki basıncı görmek için ayrıca bir tane daha manometre konulmuştur. Enjeksiyon kalıpları 5 cm. çapında 10 cm. yüksekliğinde silindir şeklindedir. Başlıkların ortasına giriş vanası konulmuştur. Kalıpların başlık ve tabanlarla birleşim

yerlerine o-ring konularak sızdırmazlık sağlanmıştır. Şekil-2’de deney düzeneği gösterilmiştir.



Şekil 2. Enjeksiyon Deney Düzeneği

Metodoloji

Zemin numunesi $\%50 \pm \%5$ relatif sıklıkta kalıpların içine yerleştirilmiştir. Numunenin maksimum ve minimum yoğunlukları bulunmuştur. Kalıpların hacmi bilindiğinden relatif sıklığın formülünden $\%50$ relatif sıklık için gerekli numune ağırlığı hesaplanmıştır. Hesaplanan ağırlık kalıp içine huni yardımıyla dökülmüş ve kalıbın üst kısmında silme olacak şekilde şişlenerek yerleştirilmiştir. Çimento karışımı farklı Su/Çimento oranlarında hazırlanarak basınç tankına dökülmüştür. Gerekli olan sızdırmazlık işlemleri yapıldıktan sonra kompresör ile istenilen basınç sağlanarak çimento karışımı kalıp içindeki numunelere enjekte edilmiştir. Bu çalışmada karışımın Su/Çimento ağırlık oranı 1/1, 1.5/1 ve 2/1 oranlarında hazırlanmıştır. Ayrıca uygulanan basınç 100 kPa, 150 kPa ve 200 kPa olarak seçilmiştir. Her bir Su/Çimento oranı için bu basınçlar ayrı ayrı uygulanmıştır.

Enjeksiyon sonrasında numuneler 24 saat boyunca prizlerini almaları için bekletilmiştir. 24 saat sonra kalıplardan çıkarılan numuneler 7 ve 28 gün süresince suda kür edilmiştir. Kür süreleri dolan numunelerin yoğunlukları bulunmuştur.

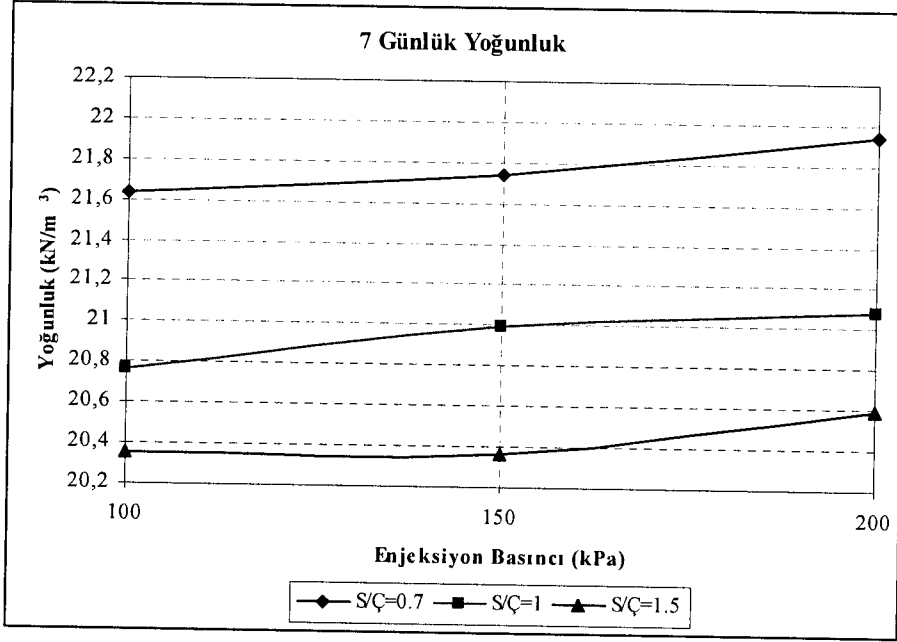
Kullanılan kumun %50 relatif sıklıktaki yoğunluğu $16,08 \text{ kN/m}^3$ olarak hesaplanmıştır. Enjeksiyon sonrasında elde edilen yoğunluklar aşağıda verilmiştir.

Tablo 1. Deneyde uygulanan enjeksiyon basıncı, karışım oranları ve yoğunluklar

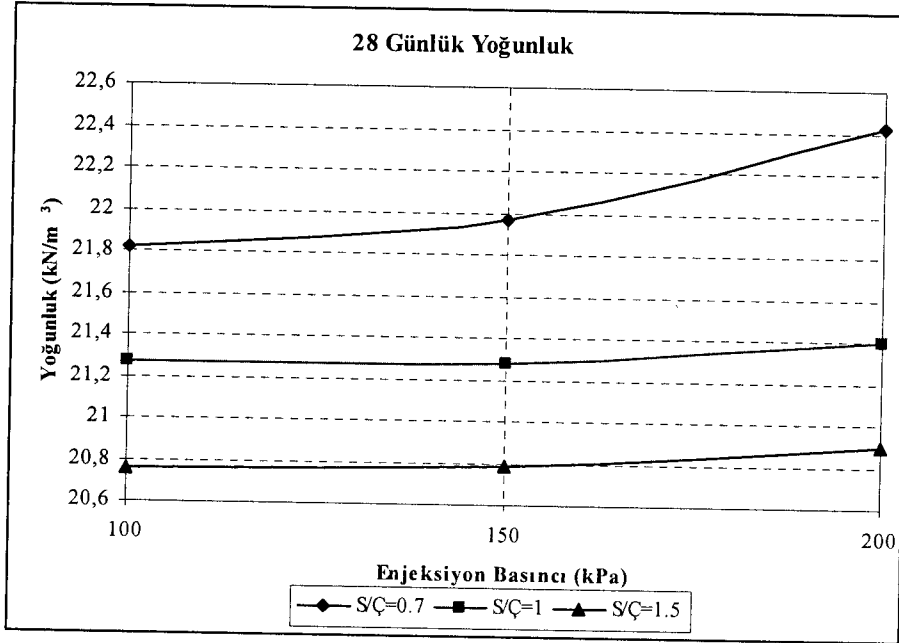
Karışım Oranı	Enjeksiyon Basıncı	7 Günlük Yoğunluk (kN/m^3)	28 Günlük Yoğunluk (kN/m^3)
0,7	100	21,64	21,82
0,7	150	21,74	21,97
0,7	200	21,94	22,42
1,0	100	20,76	21,27
1,0	150	20,99	21,28
1,0	200	21,08	21,40
1,5	100	20,35	20,76
1,5	150	20,36	20,79
1,5	200	20,59	20,90

Sonuçlar

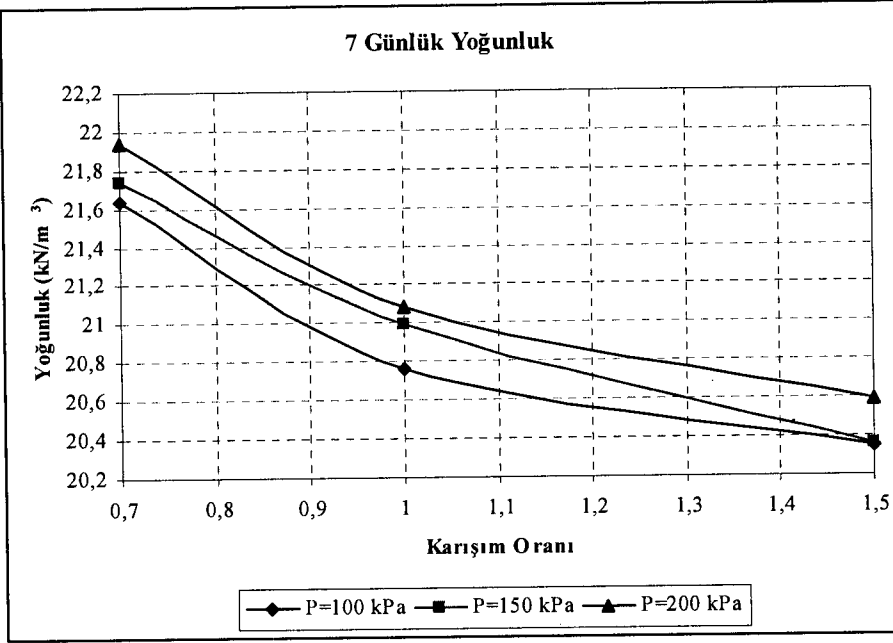
Su/çimento oranı sabit kaldıkça enjeksiyon basıncının artması sonucu numunelerin yoğunluğunun arttığı gözlenmiştir.



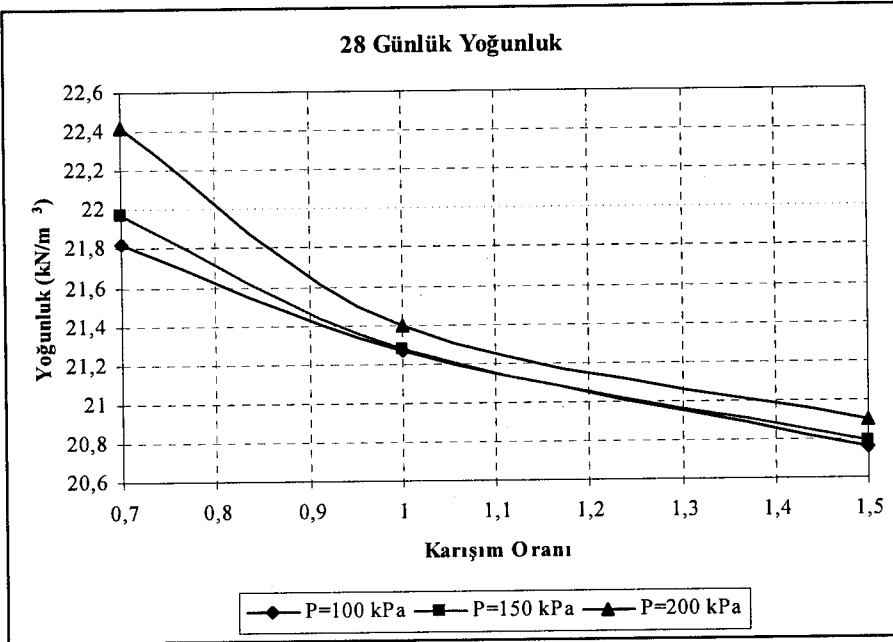
Şekil 3. Enjeksiyon basıncına göre 7 günlük yoğunlukların değişimi



Şekil 4. Enjeksiyon basıncına göre 28 günlük yoğunlukların değişimi
Basınç sabit kaldıkça su/çimento oranı arttıkça numunelerin yoğunluğunun düştüğü gözlenmiştir.



Şekil 5. Su/çimento oranına göre 7 günlük yoğunlukların değişimi



Şekil 6. Su/çimento oranına göre 28 günlük yoğunlukların değişimi

Enjeksiyon sonrasında doğal kumun yoğunluğunda 7 günlük kür süresi sonunda minimum %25, maksimum %36 artış olurken 28 günlük kür süresi sonunda minimum %29, maksimum %40 artış olmuştur.

7 günlük yoğunluklar ile 28 günlük yoğunluklar arasında tüm numunelerde doğru orantılı bir artış olduğu görülmüştür. Fakat aralarında sabit bir oran bulunmamaktadır.

KAYNAKLAR

1. Nonveiller, E., 1989. Grouting Theory and Practice, Elsevier, Amsterdam.
2. Kutzner, C., 1996. Grouting of Rock and Soil, A.A. Balkema, Rotterdam.
3. Krizek, R.J., Liao, H.J. and Borden, R. H., 1992. Mechanical Properties of Micro Fine Cement/Sodium Silicate Grouted Sand, Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Engineering Division of ASCE, Volume: 2, No: 30, Louisiana.
4. Akbulut, S., Saglamer A., 2002. Estimating The Groutability of Granular Soils: A New Approach, Tunnelling and Underground Space Technology.
5. Akbulut, S., 1999. Enjeksiyon ile Granüler Zeminlerin Geoteknik Özelliklerinin İyileştirilmesi, Doktora Tezi, İTÜ.
6. Perret, S., Ballivy, G., Khayat, K. And Mnif, T., 1997. Injectability of Fine Sand with Cement-Based Grout, Grouting, Geotechnical Special Publication of ASCE, No: 66, Utah.
7. Çinioğlu, S.F., Zemin Mekaniğinde Harç Enjeksiyonu, İ.Ü. Yayınları.

8. Incecik, M. and Ceren, I., 1995. Cement Grouting Model Tests, Bulletin of the Technical University of Istanbul, Volume: 48, No:2, Istanbul.
9. Lowther, J., Gabr, M. A., 1997. Permeability and Strength Characteristics of Urethane-Grouted Sand, Grouting, Geotechnical Special Publication of ASCE, No : 66, Utah.
10. Mori, A., Tamura, M., Hayashi, H. And Shibata, H., 1992. Some Factors Related to Injected Shape in Grouting, Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Engineering Division of ASCE, Volume: 2, No: 30, Lousiana.

GÖMÜLÜ BORU TASARIMINDA KULLANILAN YÖNTEMLER

Niyazi U. Terzi¹

Arş. Gör.

Yıldız Teknik Üni. İnş. Müh. Böl. Geoteknik Anabilim Dalı

E mail: nuterzi@yildiz.edu.tr Tel: 0212 259 70 70 /2840 Fax: 0212 259 67 62

Havvanur KILIÇ²

Yrd. Doç. Dr.

Yıldız Teknik Üni. İnş. Müh. Böl. Geoteknik Anabilim Dalı

E mail: kilic@yildiz.edu.tr Tel: 0212 259 70 70 /2568 Fax: 0212 259 67 62

Sönmez YILDIRIM³

Prof. Dr.

Yıldız Teknik Üni. İnş. Müh. Böl. Geoteknik Anabilim Dalı

E mail: ysonmez@yildiz.edu.tr Tel: 0212 259 70 70 /2375 Fax: 0212 259 67 62

ÖZET

Geniş kullanım alanı ve yaşamsal değeri nedeni ile gömülü boruların farklı zemin koşullarında ve yükleme durumlarındaki davranışlarının bilinmesi ve tasarım öncesi değerlendirilmesi gereklidir. Gömülü boruların trafik ve ölü yükler etkisindeki performanslarının belirlenmesi ve boru-zemin etkileşimin aydınlatılmasına yönelik bilinen ve kullanılan en eski ve yaygın yöntemler rijit borular için Marston yük teorisi ve esnek borular için Spangler deformasyon eşitliğidir. Bu yöntemler yanında farklı kabullere dayanan elastik yaklaşımlar ve viskoelastik teoremler bulunmaktadır. Bütün mühendislik problemlerinde olduğu gibi, gömülü boruların davranışlarını belirlemek için sonlu elemanlar analiz yöntemleri de kullanılmaktadır. Bu çalışmada gömülü boruların davranışı tarihsel gelişim içerisinde özetlenerek, geliştirilen tasarım yöntemlerinin avantaj ve dezavantajları değerlendirilecek

ve gömülü boruların laboratuarda modellenmesine yönelik olarak yapılacak olan deneysel çalışma tanıtılacaktır.

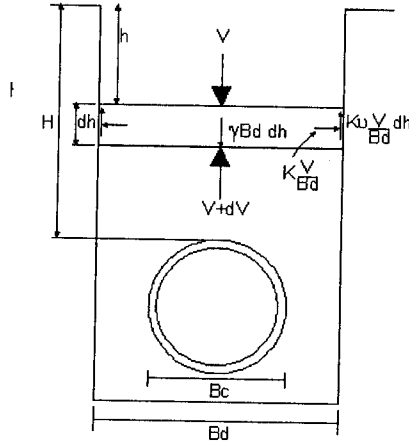
GİRİŞ

Günümüzde gömülü borular petrol, doğal gaz ve hidroelektrik tribünlerindeki enerji maddelerinin taşınmasında, drenaj ve kanalizasyon boruları ile atık suların uzaklaştırılmasında, şehir içi temiz suyun ve zirai amaçlı sulama sularının iletilmesi ve dağıtımında, elektrik ve telefon kablolarının yeraltında güvenle yerleştirilmesi ve korunmasında ve buna benzer bir çok alanda yaygın, güvenli ve ekonomik olarak kullanılmaktadır. Gömülü borular eşit mesafe ve eşit nakliye ücreti için açık kanallı sistemlerle karşılaştırıldığında deniz, demiryolu ve karayolu taşımacılığında en ekonomik ve güvenilir seçenek olarak değerlendirilmektedir (R.Watkins). Özellikle yanıcı ve parlayıcı enerji kaynaklarının gömülü borularla yer altında taşınması çevre güvenliği açısından vazgeçilmez bir seçenektir. Bu geniş kullanım alanı ve yaşamsal değeri nedeni ile gömülü boruların farklı zemin koşullarında ve yükleme durumlarındaki davranışlarının bilinmesi ve tasarım öncesi değerlendirilmesi gerekmektedir.

Gömülü borular konusunda ilk çalışmalar 1930'lu yıllarda Marston tarafından rijit borular dikkate alınarak yapılmıştır. Marston'un ortaya koyduğu teoriler Spangler (1941) ve Watkins (1958) tarafından esnek boruların davranışları da incelenerek genişletilmiştir. Bu yöntemler yanında farklı kabullere dayanan elastik yaklaşımlar ve viskoelastik teoremler bulunmaktadır. Bu çalışmada, gömülü boruların davranışları ve etkileyen faktörler tarihsel gelişim içinde incelenerek bu yöntemlerden kısaca bahsedilecektir.

1) Marston (1930)

Marston (1930)'da hendek ortamında gömülü rijit bir borunun yük altındaki davranışını incelemiştir. Hendek ortamında gömülü rijit bir borunun yük altındaki dayanımı Marston teorisine göre aşağıdaki şekilde incelemiştir (Şekil1).



Şekil 1. Hendek ortamında gömülü rijit bir borunun yük altındaki dayanımı

Marston, Tezghi'nin göçme hipotezinden türeterek geliştirdiği yük teoreminde, hendek içerisinde (dh) kalınlığındaki ince bir kesiti göz önüne almış ve bu kesitin üst ve alt sınırında düşey yüklerin $[Bd(V+dV)+2Fs]$ ve hendeğin yan duvarlarındaki sürtünme kuvvetlerinin toplamını sıfıra eşitlemiştir.

$$Bd(V + dV) + 2Fs = Bd.V \quad (1)$$

Eşitlikte yer alan;

$$Fs = P_L \cdot \mu \cdot dh$$

$$P_L = K_p \cdot V$$

K_p = Rankine Pasif İtkisi

$$K_p = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

ϕ ; Geri dolgu malzemesinin içsel

sürtünme açısı

$$\mu = \tan \phi''$$

ϕ'' = Geri dolgu malzemesi ile boru duvarları arasındaki sürtünme açısı

Hendek kesitinde,

V = dh kalınlığındaki tabakanın üst sınırındaki düşey basınç

$V+dV$ = dh kalınlığındaki tabakanın alt sınırındaki düşey basınç

$\gamma Bd dh$ = dh kalınlığındaki tabakanın ağırlığı

$K\mu (V/Bd)dh$ = dh kalınlığındaki tabakanın hendek duvarlarındaki sürtünme kuvveti (F_s)

Bd = Hendek genişliği

Bc = Gömülü Borunun Çapı

(1) eşitliğinde var olan ifadeler yerine yazılırsa,

$$(V + dV)\left(\frac{2 \cdot K \cdot \mu \cdot V}{Bd}\right) \cdot dh = V + \gamma \cdot Bd \cdot dh \quad (2)$$

$$0 = (V + dV)\left(\frac{2 \cdot K \cdot \mu \cdot V}{Bd}\right) \cdot \frac{dh}{dv} \quad (3)$$

Diferansiyel denklemin çözümünden,

$$V = \frac{\gamma Bd^2 \left[1 - e^{-2K\mu(h/Bd)}\right]}{2K\mu} \quad (4)$$

elde edilir. Hendek ortamında yerleştirilmiş bir boruya etkiyebilecek maksimum yük $h=H$ yazılırsa, (6) eşitliği elde edilir. Birim uzunluk için boru üzerindeki yük Wd (kN/m),

$$Wd = Cd \cdot \gamma \cdot Bd \cdot 2 \quad (5)$$

Cd , yük katsayısı, $Cd = \frac{\left[1 - e^{-2K\mu(H/Bd)}\right]}{2K\mu}$ eşitliğinden bulunur.

Cd eşitliğindeki $K \cdot \mu$ ifadesi hendeğe yerleştirilen geri dolgu malzemesinin bir fonksiyonudur. $K \cdot \mu$ değerleri bazı geri dolgu malzemeleri için Marston tarafından yapılan deneyler ile saptanmıştır, bu değerler Çizelge 1'de sunulmuştur.

Çizelge 1. Zemin Özellikleri-Sürtünme Katsayıları

Zemin Cinsi	Birim Hacim Ağırlığı (kN/m ³)	Rankine Katsayısı K	Sürtünme Katsayısı μ
Kısmen sıkıştırılmış nemli bitkisel toprak	15	0.33	0.50
Suya doymuş bitkisel toprak	18	0.37	0.40
Kısmen sıkıştırılmış nemli toprak	17	0.33	0.40
Suya doymuş kil	20	0.37	0.30
Kuru kum	17	0.33	0.50
Islak kum	20	0.33	0.50

Bu yöntem özellikle döküm metodu ile üretilen rijit boruların yük taşıma kapasitelerini saptamak için geliştirilen ve boru deformasyonundan çok boruların kırılma anındaki sınır taşıma gücü değerlerini belirlemek amacı ile kullanılan bir tasarım yöntemidir. Bu bakımdan esnek davranış gösteren ve ince et kalınlığına sahip çelik borular ile polietilen türü malzemelerden üretilen plastik kökenli boruların yük altındaki davranışlarını belirlemek için Marston yük teoremi yetersiz kalmaktadır.

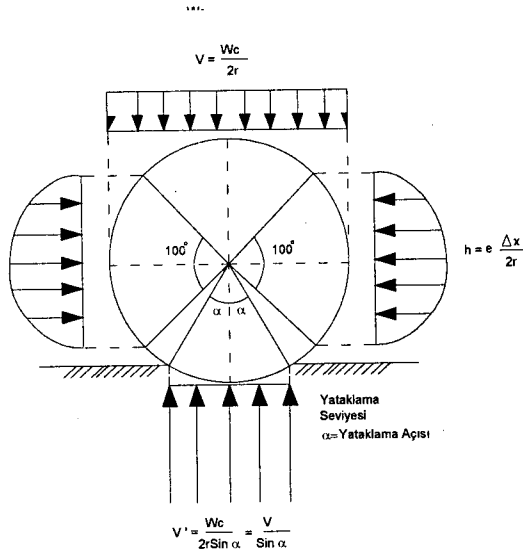
2) Spangler (1941)

Hendek ortamında özellikleri bilinen geri dolgu malzemesi içerisine yerleştirilen esnek boruların şekil değişimlerini saptamaya yönelik yapılan ilk çalışma Spangler tarafından gerçekleştirilmiştir. Spangler (1941)'de yük altında şekil değiştiren bir borunun deformasyon oranının, yük (P), geri dolgu malzemesinin boru yan duvarlarına olan pasif itkisi ve borunun Elastisite modülüne (E_{boru}) bağlı olarak belirlenebileceğini belirtmiş ve elde

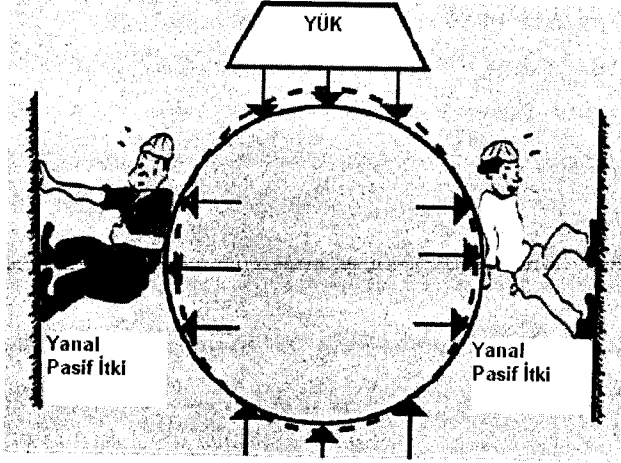
edilen formüle Iowa eşitliği denmiştir. Spangler eşitliğinde boru deformasyonunu etkileyen bu üç temel değişken dikkate alınmıştır. Şekil 2’de Spangler Teoreminde boru çevresinde varsayılan yük dağılımı gösterilmiştir.

$$\Delta x = \frac{W_c r^3 K}{EI + 0.061 e r^4} \quad (8)$$

Eşitlikteki değişkenlerden belirlenmesi en zor parametre hendek sınırları ile boru yan duvarları arasına yerleştirilen geri dolgu malzemesinin göstereceği pasif itki kuvveti ‘e’ dir. Basitleştirilmiş olarak Şekil 3’de karakterize edilen boru duvarlarına etkileyen pasif itki kuvveti “e” özellikle borunun yatay yönde şekil değişimlerine başlamasından sonra önemli bir performans belirleyici etken haline gelmektedir.



Şekil 2.1 Spangler Teoreminde boru çevresinde varsayılan yük dağılımı



Şekil 2.2 Gömülü Boru Kenarlarındaki Yanal İtkinin Basitleştirilmiş Gösterimi

Ancak pasif itki terimi “e” nin arazi ortamında yerleştirilen bir boru için arazi koşullarında öngörülmesi ve hat boyunca çok değişken zemin ortamları için yeniden elde edilmesi oldukça güçtür. Bu nedenle formülün kullanılması zorlaşmaktadır.

3) Watkins (1958)

Watkins (1958) zemin pasif itkisi “e” yi daha pratik olarak belirlemek için bir dizi deney yapmıştır. Deneysel çalışmaları sonucunda geri dolgu tarafından boru yan duvarlarına uygulanan pasif itki “e” nin, zeminin elastisite modülü olarak kullanılabilceğini belirtmiştir. Bununla beraber Watkins (1958)’de esnek boruların ve geri dolgu malzemesinin uzun süreli yüklemeler altında şekil değiştirmesinin dikkate alınması önerilmiş, zamana bağlı olarak boru-zemin etkileşimi ile dolgu malzemesinin konsolidasyonunun deformasyonlarda belirleyici olduğu belirtilmiştir. Özellikle kullanımı hızla yaygınlaşan polietilen türü malzemelerle üretilen termoplastik boruların ani yüklemeler altındaki deformasyonlarının uzun süreli deformasyonlar türünden tanımlanması gerektiği vurgulanmıştır. Bu nedenlerle Iowa Formülüne “D_L” gecikme faktörü katsayısını ilave

edilmiştir. Watkins (1958)'de D_L gecikme faktörü katsayısını belirlemek için yaptığı çalışmalarda kısa süreli yüklemeler ve Marston (1930)'un önerdiği prizma türü yüklemeler için gecikme faktörünün $DL=1.0$, uzun süreli yüklemeler ve konsolidasyonu beklenen dolgu malzemeleri için ise $DL=1.5$ olarak alınması tavsiye edilmiştir.

Watkins (1958)'de "Iowa Formülü" üzerinde yapılan bu iki temel değişiklikle yöntemin kullanım kolaylığı artırılmıştır. Formül üzerinde yapılan değişiklikler sonucunda Iowa Formülü "Modifiye Iowa Formülü" olarak tanımlanmıştır. Günümüzde güncelliğini korumakta olan bu tasarım yöntemi, gömülü boruların performans kriterlerini belirlerken oldukça sık kullanılmaktadır. Hendek koşullarında P (psi) basıncı altında PS boru rijitliğine sahip bir borunun şekil değişimlerini $(\Delta x/d)$ % cinsinden değerlendirebilmek için Modifiye Iowa Formülü (8) kullanılır.

$$\frac{\Delta x}{d} \% = \frac{100 D_L P K}{0.0149(PS) + 0.061E} \quad (8)$$

Burada,

$$P = \text{basınç (psi)}, \quad PS = \text{Boru rijitliği}, \quad PS = \frac{6.71EI}{r^3}$$

D_L =gecikme katsayısı

K =Yanal itki katsayısı

E =Boru elastisite modülü

Modifiye Iowa formülü 50 yılı aşan bir zamandır farklı, boru çap ve özelliklerinde ve yükleme koşullarında kullanılmaktadır. Tasarım ve uygulamada edinilen tecrübeler ışığında Modifiye Iowa yönteminin performans kriterlerinin belirlenmesindeki olumlu ve olumsuz yönleri şu başlıklarda değerlendirilebilir.,

3.1 Modifiye Iowa Formülünün Olumlu yönleri;

- Boruların yük altındaki deformasyonlarını tahmin etmek için kullanılan ilk ve en yaygın analitik çözümleme metodudur.
- Kullanımı basit ve hızlıdır
- Yataklama koşullarına göre borunun deformasyonu değerlendirilebilir.
- Boru duraylılığı zamana bağlı olarak kesitirilebilir.
- Deformasyonlar sonucunda boru rijitliğinde ve zeminin elastisite modülünde meydana gelen değişimler aşamalı olarak hesaplanarak zemin-boru ilişkisinin non-liner davranışı modellenebilir.
- Drenaj amaçlı kullanılan Korege Metal Borular içinde yöntem kullanılabilir

Modifiye Iowa Formülünün olumsuz yönleri

- Denklemden elde edilen sonuçlar yalnızca borunun çember kesitinin deformasyonunu hesaplar. Borunun dairesel ve eksenel yöndeki deplasmanlarını hesaplayamaz.
- Formülde yer alan parametreleri laboratuvar ortamında belirlemek oldukça güçtür ve elde edilen değerlerin arazi ortamını temsil etme yetersizlikleri söz konusudur.
- Boru-zemin ilişkisinin davranış biçimi tam anlamı ile değerlendirilememektedir.
- Borunun %5'den daha az şekil değiştirmeler altında düşey ve yatay yönde deplasmanlarının eşit olduğu varsayılır. Bu kabul ile özellikle boru çemberindeki küçük yer değiştirmeler (%1-2) de boru çember kesitinin elips şekline döndüğü kabul edilir. Ancak arazi gözlemlerine göre borunun çember kesiti deformasyonları elipsten daha farklı geometrik şekillerde deforme olduğunu göstermektedir.

- Modifiye Iowa Formülünde kullanılan zeminin elastik modülü zeminin üniform özellikte olduğu kabul edilerek belirlenir. Üniform olmayan zemin koşullarında tek bir elastik modül kullanmak deformasyonların belirlenmesinde yetersiz kalmaktadır.
- Boruların yüzeye yakın yerleştirmelerinde Modifiye Iowa Formülünün kullanılması eksik sonuçlar vermektedir.

4. DİĞER YÖNTEMLER

Spangler (1941) Iowa formülü elastisite teorisinden faydalanılarak geliştirilse de, Iowa denklemini yaptığı laboratuvar ve arazi deneylerinden elde ettiği gözlem ve tecrübelerle oluşturmuştur. Bu bakımdan Richard-Burns (1964) yaklaşımı, Spangler yönteminden farklı olarak elastisite kabuk teorisi kullanarak geliştirilen ve bütünüyle kuramsal temele dayanan bir tasarım yöntemidir. Teorik çalışmalarında Richard-Burns dairesel kesitli bir boruyu sonsuz elastik ortam içerisinde kabul ederek düşey ve yatay yüklere karşı dayanımı ve şekil değişimlerini incelemiştir. Düşey yükler elastik zemin ortamında zeminin Poisson Oranı kullanılarak yanal yüke çevrilmiştir. Deneysel çalışmalar ve tecrübeler göstermiştir ki, Richard-Burns (1964) yönteminin özellikle büyük çaplı ve ince duvarlı borularda kullanılması uygun sonuçlar vermektedir.

Hoeg (1968), Richard ve Burns (1964)'ün elastik kabuk teorisinden türettiği hesaplama yöntemi üzerinde bazı değişiklikler yaparak kendi yöntemini geliştirmiştir. Richard ve Burns (1964) yöntemi zemini tam elastik kabul ederek 'K' yanal itki katsayısını Poisson Oranı'nı kullanarak elde etmiştir. Hoeg (1968)'de 'K' katsayısı Poisson Oranı'ndan bağımsız olarak tanımlamıştır. Bunun yanında, zemin-boru ara yüzey etkileşimi Richard-Burns yaklaşımının aksine iki farklı uç sınır koşulunda değil üniform oranda tanımladığı bir kestirim ile değerlendirmiştir. Hoeg (1968),

geliştirdiği tasarım yönteminin Richard-Burns (1964) yönteminde olduğu gibi büyük çaplı ve korege olmayan borularda kullanılmasını tavsiye etmektedir. Bunun yanında yöntemin özellikle sığ derinliklere (boru çapı derinliğinden daha az) yerleştirilen borularda anlamsız sonuçlar vereceğini de vurgulamıştır.

Termoplastik gömülü bir borunun performansını etkileyen en önemli parametre zamana bağlı davranıştır. Bu bakımdan boruların uzun dönemli duraylılıklarının belirlenmesi, onların zamana bağlı davranışlarının ve krip değerlerinin bilinmesi ile olanaklıdır. Her ne kadar Spangler Iowa formülünde bu etkiyi göz önünde tutabilmek için D_L gecikme faktörünü kullansa da uzun dönemli şekil değiştirmelerde D_L faktörünün yetersiz olduğu görülmüştür. Bu amaçla Chuo ve Lytton (1989)'da Hoeg (1968)'in elastik çözümüne Laplas dönüşümü uygulayarak viskoelastik yöntemini geliştirmiştir.

Sonlu elemanlar analiz yöntemleri analitik yaklaşımlarla çözümü çok güç olan problemleri çözebilmek için geliştirilmiş bir matematiksel analiz yöntemidir. Hemen hemen bütün mühendislik uygulamalarında kullanılan sonlu elemanlar analiz yöntemi, gömülü boruların performans sınırlarını belirlemek içinde uzun zamandır kullanılmaktadır. Bu çalışmada da laboratuarda yapılan model deneyler PLAXIS sonlu elemanlar analiz programı ile modellenerek nümerik olarak analiz edilecektir. Analiz sonuçları ile model deney sonuçları karşılaştırılacaktır.

2. AMPRİK YAKLAŞIMLARIN GENEL DEĞERLENDİRMESİ

Marston Yük Teorisi basit hesaplama aşamaları ve gerçeğe yakın sonuçları nedeni ile halen geçerliliğini korumaktadır. Marston Yük teorisinde, boru üzeri ve çevresindeki geri dolgu malzemesi ile hendek duvarları arasındaki oluşan kesme kuvvetlerini dikkate alınmış, boru çemberine etkiyecek yükün

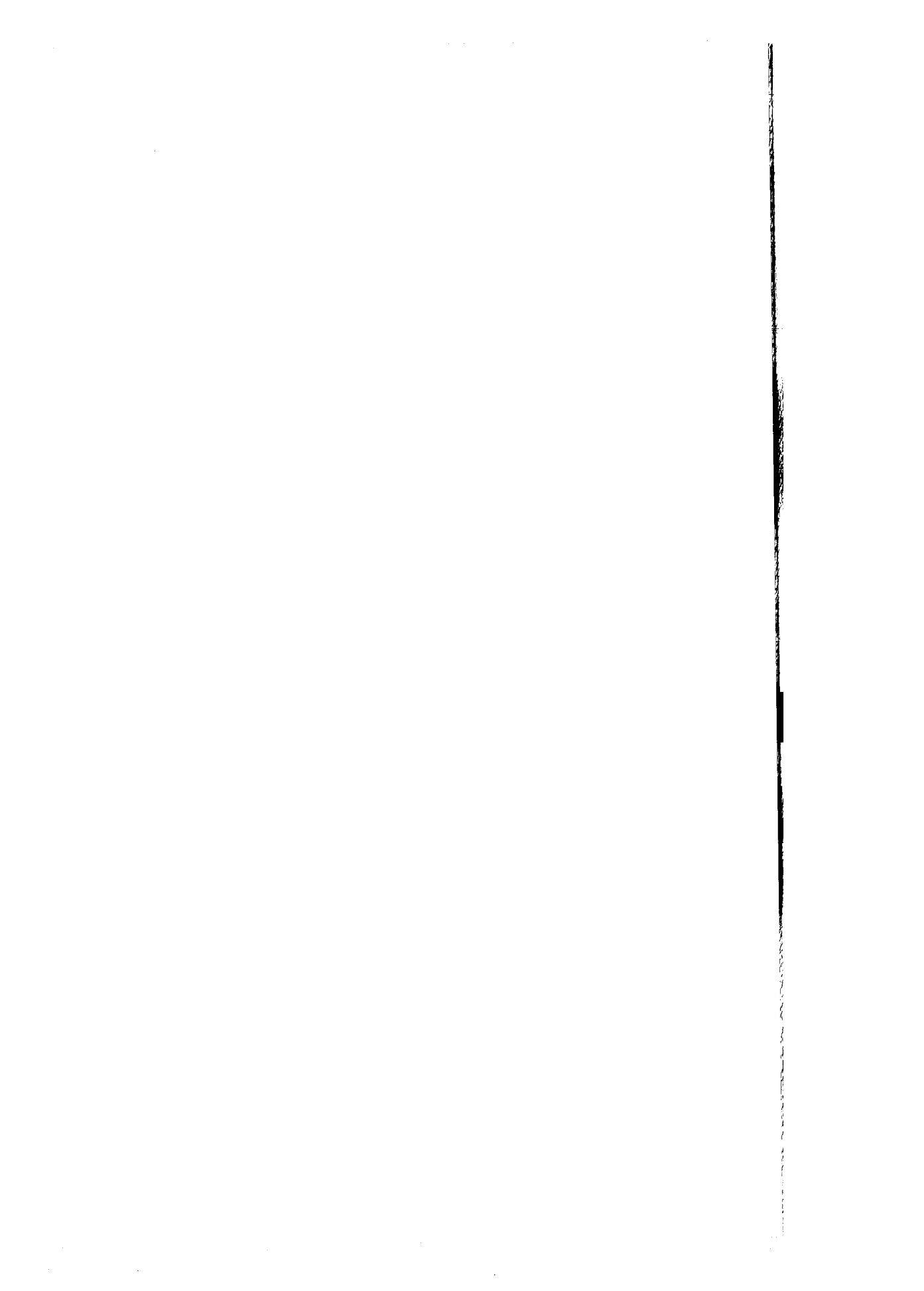
hendek duvarları ara yüzeylerinde oluşan kesme kuvvetleri etkisinde belirlenebileceği belirtilmiştir. Bununla beraber Marston geliştirdiği yük teorisinde tartışmalı iki kabul yapmıştır. Bunlardan ilki yük etkisi ile geri dolguda oluşabilecek kayma düzlemlerinin düşey yönde oluştuğunu kabul etmiş, diğeri ise boru yan duvarlarına etkiyen yanal gerilmeleri K_a Rankine yanal itki katsayısı ile hesaplanacağını varsaymıştır. Marston'un bu iki kabul ile geliştirdiği kuramsal yaklaşım halen tartışılmaktadır. Yapılan deneysel gözlemler sonucu kayma düzlemlerinin yalnızca düşey yönde oluşmadığı görülmüş, yanal itkinin ise Rankine yaklaşımından daha farklı değerlerde ortaya çıktığı saptanmıştır. Ancak her iki kabule rağmen amprik çözümler için tasarıma daha uygun farklı yaklaşımlar ortaya konmamıştır. Spangler (1941)'de esnek boruların deformasyonunu belirlemek için Marston Yük Teorisinden türetilerek belirlenen amprik yaklaşımda, gömülü borunun yük altında eliptik olarak şekil değiştirdiğini varsaymıştır. Ancak yapılan deneysel çalışmalarda bu varsayımın yalnızca boru rijitliğinin geri dolgu malzemesi rijitliğinden daha büyük olduğu durumlarda geçerli olduğu, aksi koşullarda borunun düzensiz şekillerde deformasyonlar ortaya çıkarttığı belirlenmiştir. Watkins (1958) tarafından yapılan çalışmalarda ise Spangler (1941) 'de zemin rijitliğinin yanal itki sabiti olarak kabul edilmesi ve bu değerın sabit alınması eleştirilmiş, derinlikle veya sıkıştırma yüzdesi ile artan zemin rijitliklerinin kullanılmasının daha doğru bir yaklaşım olduğu savunulmuştur.

Richard-Burns (1964) ve Hoeg (1968)'in yaklaşımlarında ise temel varsayım zeminin tam elastik bir malzeme olarak değerlendirilmiş olmasıdır. Oysa zemin yük altında doğrusal olmayan bir davranış sergilemektedir. Bu nedenle Hoeg (1968)' in tam elastik malzeme kabulüne dayanan kuramsal yaklaşımı tasarımcıların kullanımını zorlaştırmıştır.

Bu tasarım yöntemleri irdelendiğinde, sonlu elemanlar analiz yöntemlerinin en kabul edilebilir çözüm yöntemi olduğu, diğer yöntemlerin aksine zemin

III. Oturum

Zeminlerin Dinamik Davranışı



KUMLARIN SIVILAŞMA SIRASINDAKİ AKMA DAVRANIŞI

Selim ALTUN
Y. Doç. Dr.
E.Ü. İnş. Müh. Böl.
Bornova-İzmir-Türkiye
selim.altun@ege.edu.tr

Devrim ERDOĞAN
Araş. Gör.
E.Ü. İnş. Müh. Böl.
Bornova-İzmir-Türkiye
devrim.erdogan@ege.edu.tr

A. Burak GÖKTEPE
Y. Doç. Dr.
E.Ü. İnş. Müh. Böl.
Bornova-İzmir-Türkiye
burak.goktepe@ege.edu.tr

Özcan TAN
Y. Doç. Dr.
S.Ü. İnş. Müh. Böl.
Konya-Türkiye
ozcantan@selcuk.edu.tr

ÖZET

1998 yılında Adana-Ceyhan'da 5.9 büyüklüğünde bir deprem meydana gelmiş ve birçok bina bölgesel zemin koşullarından da kaynaklanan hasarlarla karşı karşıya kalmıştır. Bölgedeki yerel zemin koşulları incelendiğinde genellikle Ceyhan nehrinin getirdiği alüvyonal birikintiler ve gevşek kum tabakalarına rastlanmaktadır. Bu nedenle deprem sırasında çok sayıda sıvılaşma olayı ve zemin büyütmesi etkileri ile karşılaşmıştır.

Bu çalışmada Adana-Ceyhan bölgesinden elde edilen suya doygun gevşek kumlu zeminlerin hızlı monotonik yüklemeler altındaki davranışları incelenmiştir. Üç eksenli deney aletinde izotropik yükleme koşullarında gerçekleştirilen deneyler sonucunda kumun çekme ve basınç davranışlarının oldukça farklı olduğu görülmüştür. Ayrıca kumun akma sıvılaşma potansiyelinin yüksek olduğu belirlenmiştir.

GİRİŞ

Depremler sırasında kumlu zeminlerde görülen akma göçmeleri yüzeydeki yapılarda batma ve devrilme, yeraltı yapılarında yüzeye çıkma, şev kaymaları ve kalıcı yanal yerdeğiştirmeler gibi büyük ölçekli hasarlara neden olabilmektedir. Kumlarda meydana gelen bu tür akma davranışları

incelendiğinde, özellikle az veya orta eğimli şevlerde sıvılaşma sonucu meydana gelen ve statik yerçekim kuvvetleri tarafından kontrol edilen yumuşama esaslı deformasyonların tekrarlı gerilmeler sonucu oluşan deformasyonlara göre daha baskın olduğu görülmektedir. Bu bakış açısına bağlı olarak kumlarda meydana gelen akma göçmelerinin belirlenmesinde monotonik drenajsız kayma deneylerinin kullanılması daha uygun olmaktadır.

Akma göçmesi kayma direnci ani bir düşüşe uğrayan zeminin bu duraysız davranışını takiben meydana gelen düzgün durum deformasyonu sonucunda gelişen bir olaydır. Bu kapsamda zeminin drenajsız monotonik yükleme koşulları altında göçme davranışının, ilave boşluk suyu basıncı gelişiminin ve ulaşılan minimum direnç seviyesinin belirlenmesi gerekmektedir. Kumlu zeminlerin akma eğilimlerini tespit etmek için drenajsız hızlı statik yükleme deneyi sırasında numunede oluşan boşluk suyu basıncı oranının maksimum değeri göz önüne alınmalıdır. Bu çalışmada bir kumun akma potansiyeli üç eksenli basınç ve üç eksenli çekme deneyleriyle tespit edilmeye çalışılmıştır. Sonuç olarak kumun akma potansiyelinin kesme tipinden oldukça etkilendiği belirlenmiştir. Ayrıca, yapılan çalışmada deney koşullarında yapılan bazı değişikliklerin sonuçlar üzerindeki etkileri de ele alınmıştır.

ÇALIŞMANIN AMACI

Zeminlerin depremler sırasındaki davranışlarını belirlemek amacıyla laboratuvar koşullarında değişik türdeki yükler altında ve değişik zemin koşullarında deneysel çalışmalar yürütülmüştür[1-6]. Bu çalışmalarda deprem yüklerini temsil eden tekrarlı veya hızlı monotonik yükleme türleri çeşitli türdeki deney aletlerinde hazırlanan zeminler üzerinde uygulanmış ve zeminde meydana gelen fiziksel birçok değişiklikler belirlenmeye çalışılmıştır. Böylece depremler sırasında değişik türdeki zeminlerin hangi

özellik ve koşullarının hasara neden olabileceği konusunda tahminler yürütülmeye çalışılmıştır.

Yapılan bu çalışmada da yaşanmış bir deprem sonrasında sözkonusu bölgeden temin edilen bir kum numunesi üzerinde yapılan deneylerle, gevşek suya doymun kumların hızlı monotonik yükler altında ne tür davranışlar gösterdiği ve kumun bazı fiziksel özelliklerinde yapılan değişikliklerin bu davranışı ne şekilde etkilediği ortaya konması amaçlanmıştır.

ZEMİNLERİN SIVILAŞMA AKMA POTANSİYELİ

Akma yenilmesi zeminlerde duraysız deformasyon sonrasındaki düzgün durum deformasyonunda görülen bir olaydır. Zeminin kayma direnci akma deformasyonu sırasında düzgün bir durumda devam ettiği için bu duruma kalıcı (rezidüel) direnç de denilir.

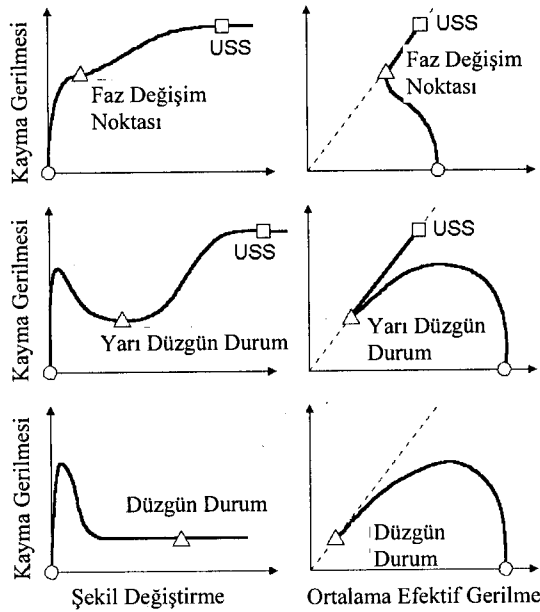
Genellikle kayma gerilmesi-şekil değiştirme eğrisinin pozitif eğimli kısmı stabil deformasyonu, eğrinin negatif eğimli kısmı ise duraysızlığı göstermektedir. Drenajsız hızlı statik yükleme deneylerinde eğer yükleme yarı düzgün durum veya kritik düzgün durum sonuçlarını verirse duraysız defromasyon ve akma göçmesi halleri görülebilir(Şekil 1). Bu nedenle yarı düzgün durum veya kritik düzgün durumdaki kayma direnci akma deformasyonu sırasındaki kalıcı direnç olarak alınabilir [7].

Kalıcı kayma direnci S_u , yerçekim kuvveti tarafından oluşturulan statik kayma gerilmesinden küçük olduğu zaman denge kaybolacak ve akma deformasyonu oluşacaktır. Akma deformasyonu bir kere başlatıldığı zaman defromasyon, herhangi bir titreşim olmasa dahi, statik kayma gerilmesinin kalıcı direnç seviyesine düşünceye veya zeminin direncinin çeşitli

nedenlerden dolayı statik kayma gerilmesine kadar yeniden yükselineye kadar devam edecektir.

Kalıcı kayma direncinin uygulanan statik kayma gerilmesinden büyük olması halinde ise akma göçmesi olmasa dahi çevrimsel oynaklık adı verilen durum gerçekleşmektedir. Bu durumda deformasyon yükleme süresince stabil olup yükleme durduğunda hemen sonlanır.

Zeminlerin hızlı statik yüklemeler altındaki akma potansiyelinin belirlenmesi için çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Been ve Jefferies [8] zeminlerin drenajsız koşullar altındaki göçmesini “durum parametresi” adı verilen bir değişkenle açıklarken Ishihara [9] “durum indeksi” ve “başlangıç durum oranı” adındaki parametrelerle ifade etmeye çalışmıştır. Fakat akma potansiyelini zeminde drenajsız koşullardaki hızlı statik yükleme durumunda oluşan maksimum ilave boşluk suyu basıncı oranı ile ifade etmek daha doğru bir yaklaşım olacaktır[10-11].



Şekil 1. Zeminlerin monotonik yükler altında değişik davranış türleri [7]

ÇALIŞMA YÖNTEMİ

Kum zeminin akma potansiyeli geleneksel üç eksenli deney aletinde yapılan üç eksenli basınc ve üç eksenli çekme deneyleri ile çalışma kapsamında belirlenmeye çalışılmıştır. Deneylerde 50mm çaplı ve 100mm yükseklikteki numuneler kullanılmıştır. Deneylerde 1995 Adana-Ceyhan depreminden sonra bölgeden temin edilen üniform ince kum sınıfındaki zemin kullanılmıştır. Adana kumunun ortalama dane çapı $D_{50}=0.23\text{mm}$, özgül ağırlığı $G_s=2.68$ ve maksimum ve minimum boşluk oranları sırasıyla $e_{maks}=1.117$ ve $e_{min}=0.675$ dir. Numuneler numuneler kumun istenilen rölatif sıklık değerini elde etmek amacıyla belirli bir yükseklikten dökülmesi suretiyle kuru yağmurlama yöntemine göre hazırlanmıştır. Su geçirme tekniği kullanılarak suya doyurulan numuneler daha sonra belirli çevre basınçları altında konsolide edilmiş ve konsolidasyon bitiminde deformasyon kontrollü olarak uygulanan kayma gerilmeleri ile drenajsız koşullarda kesilmeye çalışılmıştır.

Değişik rölatif sıklıklarda hazırlanan kum numuneleri farklı başlangıç çevre gerilmeleri altında konsolide edilerek monotonik kesme gerilmelerine maruz bırakılmış ve deneyler süresince numunede oluşan ilave boşluk suyu basıncı değişimi ile gerilme şekil değiştirme ilişkisi elde edilmiştir. Tespit edilen bu özelliklere bağlı olarak kum zeminin akma potansiyeli değişik koşullar altında belirlenmeye çalışılmıştır.

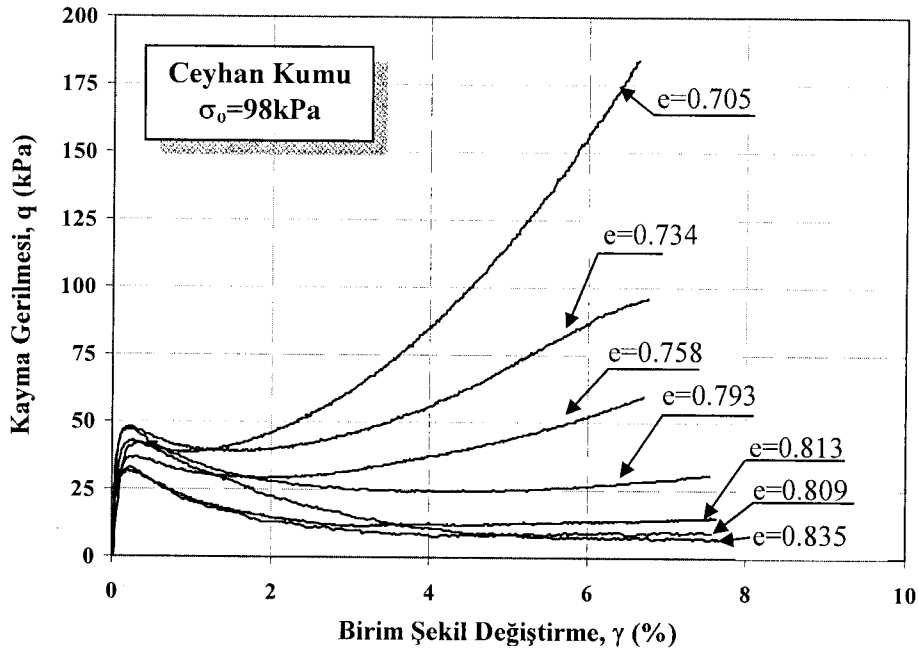
BULGULAR

Sıvılaşma, sınırlı sıvılaşma ve çevrimsel oynaklık olayları tekrarlı veya hızlı statik yükler altında özellikle suya doygun kum zeminlerde görülebilen en tipik deformasyon davranışlarıdır. Bu davranış türlerini ve özelliklerini belirlemek için laboratuarda gerçekleştirilen dinamik basit kesme, dinamik

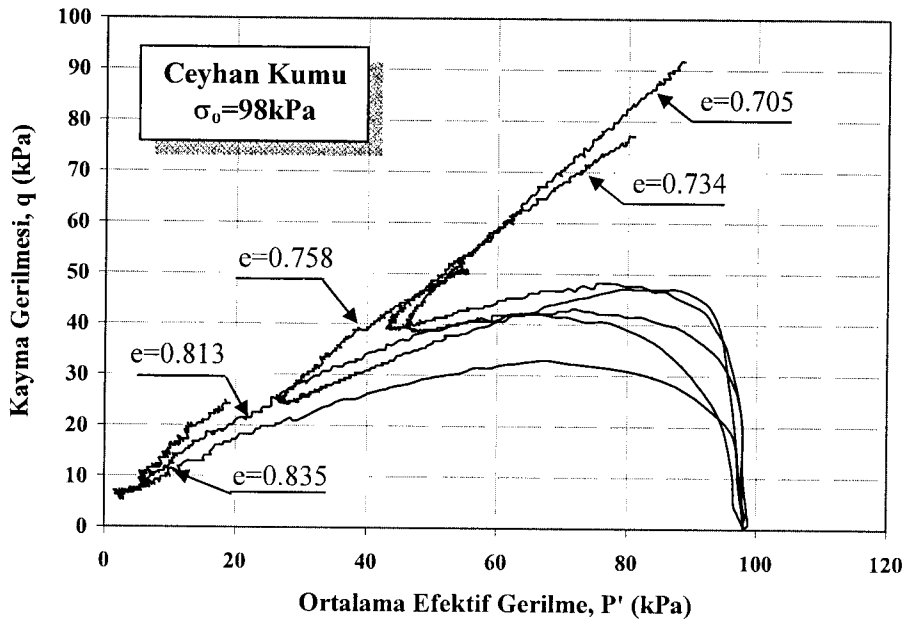
üç eksenli, dinamik burulmalı kesme vb. deneyleriyle farklı zemin özellikleri değişik yükleme koşullarında incelenir.

Bu çalışma kapsamında yapılan üçeksenli basınç ve çekme deneyleri ile kum zeminin değişik koşullarda uygulanan monotonik yükler altındaki davranışı incelenmiş ve kumun akma davranışı ve potansiyeli elde edilmeye çalışılmıştır. Özellikle basınç ve çekme durumunda akma davranışlarının oldukça farklı olduğu belirlenmiştir.

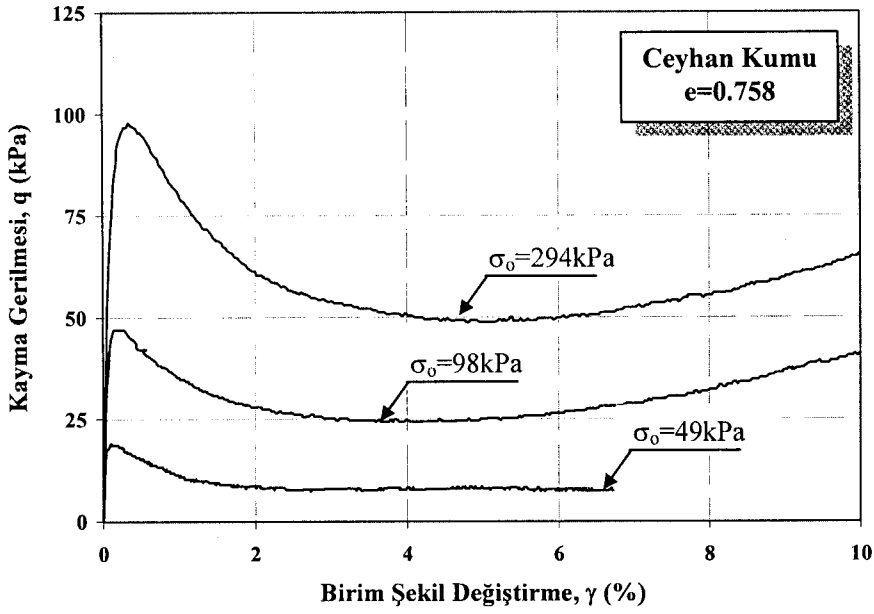
Şekil 2’de farklı boşluk oranlarına sahip kum numuneler üzerinde gerçekleştirilen üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen kayma gerilmesi-şekil değiştirme ilişkisi görülebilmektedir. Burada görece yüksek boşluk oranına sahip kumların sıvılaşma potansiyellerinin oldukça yüksek olduğu anlaşılmaktadır. Bu tür zeminlerin düzgün durum deformasyonu adı verilen şekil değiştirme davranışını ortaya koyduğu görülmektedir. Boşluk oranı azaldıkça zeminin yarı düzgün durum davranışlarını sergilediği ve devamında daha sıkı zeminlerde bir pekleşme durumunun gerçekleştiği belirlenmiştir. Bu durum Şekil 3’de verilen gerilme izleri yardımıyla da farklı bir açıdan görülebilmektedir. Burada her yükleme durumu temsil eden gerilme izlerindeki faz değişim noktaları net bir şekilde görülebilmektedir.



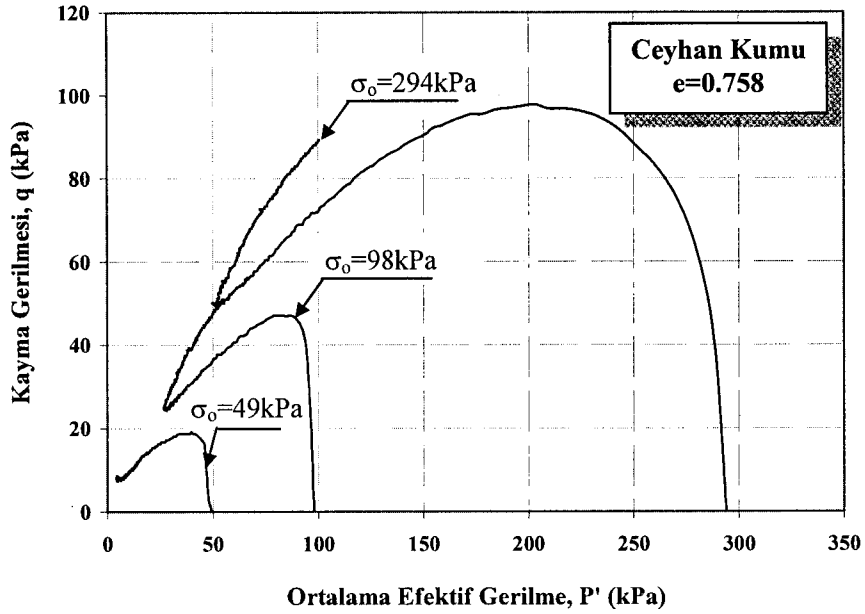
Şekil 2. Kum zeminin kayma gerilmesi-şekil değiştirme ilişkisi



Şekil 3. Üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen gerilme izleri



Şekil 4. Farklı çevre gerilmelerinde yürütülen deneylerde gerilme-şekil değişirme ilişkileri



Şekil 5. Farklı çevre gerilmelerinde yapılan deneylere ait gerilme izleri

Şekil 4’de ise benzeri boşluk oranlarına sahip kum numuneler üzerinde farklı çevre gerilmelerinde yapılan üç eksenli basınç deney sonuçları verilmiştir. Yine bu deneylere ait gerilme izleri Şekil 5’de görülebilmektedir.

SONUÇ

Adana-Ceyhan depremi sonucunda bölgede meydana gelen hasarların bir kısmının bölgede yer alan kumlu zeminlerde meydana gelen sıvılaşma hadisesinden kaynaklandığı yapılan bir çok araştırma sonucunda tespit edilmiştir. Bu hadisenin ve özellikle akma sıvılaşması olarak tanımlanan davranışın hangi koşullarda gerçekleştiği bu çalışma kapsamında incelenmeye çalışılmıştır. Buna göre suya doymun gevşek kumlarda görülebilen akma sıvılaşması laboratuvar koşullarında üç eksenli deney aleti ile yürütülen deneysel çalışmalar ışığında ortaya konmaya çalışılmıştır.

Yapılan üç eksenli basınç ve çekme deneyleri sonucunda akma davranışının belirli boşluk oranına sahip kumlarda gerçekleştiği; daha sıkı kumlarda ise yarı düzgün durum veya pekleşme davranışının geliştiği gözlemlenmiştir. Tekrarlı yükleme durumunda çevrimsel oynaklığı temsil eden durumun sıkı zemin durumlarında geliştiği görülmüştür. Ayrıca farklı yükleme koşullarında yapılan deneylerde efektif çevre basıncının zemin davranışı üzerindeki etkisi ortaya konmuştur.

KAYNAKLAR

1. Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A. and Chameau J. L. "Undrained monotonic and cyclic strength of sands," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 10, 1988, pp. 1089-1109.
2. Castro, G., "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands", ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, 1975, pp 552-569.
3. Hyodo, M., Tanimizu, H., Yasufuku, N. and Murata, H., "Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand," Soils and Foundations, Vol. 34, No. 1, 1994, pp. 19-32.
4. Ishihara, K., Tatsuoka, F. and Yasua, S., "Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses," Soils and Foundations, Vol. 15, No. 1, 1975, pp. 29-44.
5. Sladen, J. A., D'Hollander R. D. and Krahn, J., "The liquefaction of sands, a collapse surface approach," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, No. 1, 1985pp. 11-27.
6. Vaid, Y. P. and Chern, J. C., "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands," Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, ASCE, 1985, pp. 120-147.
7. Yoshimine, M. and Ishihara, K., "Flow potential of sand during liquefaction," Soils and Foundations, Vol. 38, No. 3, 1998, pp. 189-198.
8. Been, K. and Jefferies, M. G. "A state parameter for sands," Geotechnique, Vol. 35, No. 2, 1985, pp. 99-112.

9. Ishihara, K., "Liquefaction and flow failure during earthquakes," *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3, 1993, pp. 351-415.
10. Verdugo, R. and Ishihara, K., "The steady state of sandy soils," *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 2, 1996, pp. 81-92.
11. Yoshimine, M., Ishihara, K. and Vargas, W., "Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand," *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 3, 1998, pp. 179-188.

ABSTRACT

As a result of increasing pace of industrialisation and consumption, waste materials have rather become an important problem for all the countries including Turkey. In this connection geotechnical engineering has undertaken an important function and responsibility.

Turgutlu brick and tile industry, which based on traditional technology, has been found to be greatly under the pressure of this waste problem according to the results of the research maintained in 1996-1997.

Due to managerial and technological handicaps of the technology used in this industry, deformed bricks and coal ashes are produced in great volumes in different stages of production. This perspective in view, the aim of this research is to determine the geotechnical properties of these solid wastes in order to decide whether they can be used in geotechnical applications or not.

FLOW LIQUEFACTION BEHAVIOR OF SAND

ABSTRACT

On June 27,1998, a moderate earthquake measuring 5.9 on the Richter scale struck the alluvial plains of Cukurova in the Adana-Ceyhan region of Turkey. Liquefaction associated ground deformations such as lateral spreading, flow failures, ground fissures and subsidence, sand boils, and slope failures were observed along the Ceyhan River. It was known that the undrained monotonic behavior of soils is more predominant than cyclic deformation induced by shaking in some cases like sloped ground. Based on these observations, a monotonic undrained shear test has been used for the estimation of flow failure of sand.

Flow failure is a phenomenon resulting from steady-state deformation following the unstable behavior of soils with a sudden drop in shear strength. In this context, it is necessary to study the post-peak collapse tendency and the minimum strength achieved by a soil mass in undrained monotonic loading conditions. In this study, triaxial compression tests and triaxial extension tests on Adana-Ceyhan sand were conducted by means of conventional triaxial shear apparatuses. As a result, the flow potential of a sand was evaluated from triaxial compression and extension tests.

SIVILAŞMAYA KARŞI BİNA TEMELİNDE VE/VEYA ZEMİNDE UYGULANAN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİNİN LABORATUVAR MODEL ÇALIŞMALARI

Murat MOLLAMAHMUTOĞLU

Prof. Dr.
Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. İnş. Müh. Böl.
Ankara, Türkiye

Yüksel YILMAZ

Araş. Gör.
Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. İnş. Müh. Böl.
Ankara, Türkiye

ÖZET

Bu bildiride, sivilaşma olgusuna karşı yapı temellerinin tasarımında ve zeminde çok yaygın kullanılan ve ekonomik olan bazı iyileştirme yöntemlerinin (kazıklı radye temel, palplanj duvar, düşey dren boruları, ahşap kazık vb.) laboratuvar modellemesi yapılmış, elde edilen bilgiler ilgili literatür ışığında yorumlanmaya ve değerlendirmeye tabi tutulmuştur. Bu yolla özellikle yöntemlerin deprem sonrası performansına ilişkin bilgi boşluğunun giderilmesine çalışılmıştır.

GİRİŞ

Depremler, özellikle suya doymun granüle zeminlerde, özel zemin davranışlarının gelişmesine yol açmaktadır. Bu davranışlar arasında, sivilaşma ve bununla ilgili zemin duraysızlıkları, yapısal hasarlar üzerinde etkin rol oynamaktadır. Sivilaşma sonucu, taşıma gücünü yitiren zemin, yapıların tasmanına, yanal deplasman yapmasına veya devrilmesine neden olmaktadır (Kramer, 1996). 17 Ağustos 1999 Türkiye depreminde, Adapazarı, Gölcük ve Düzcede yapısal hasarların önemli etkenlerinden birinin sivilaşma olduğu gözlemlenmiştir (Mollamahmutoğlu, M., et al., 2000).

Bu kapsamda sıvılaşmaya yatkın lokasyonlarda alınabilecek yöntemler dört başlık altında toplanabilir (Yoshimi, 1980):

- 1) Sıvılaşmaya yatkın alanın terk edilmesi
- 2) Sıvılaşabilir zeminin sıyrılarak, sıvılaşma yapmayan zeminle yer değiştirilmesi
- 3) Ekonomik boyutu dikkate alınarak, zeminde iyileştirme yapılması
- 4) Yapının sıvılaşmaya karşı direnimli tasarlanması (kazık ve radye temeller)

Bu deneysel çalışmada, zeminde iyileştirme kapsamında yaygın tekniklerin bazıları laboratuvar şartlarında modellenmiş ve sıvılaşma sonrası performansları gözlemlenerek yorumlanmıştır.

AMAÇ

Bu bildiri de, yapı temellerinin tasarımında ve zemin iyileştirmede çok yaygın kullanılan bazı yöntemlerin, laboratuvar şartlarında modellenmesiyle, elde edilen bilgilerin ilgili literatür ışığında yorumlanması ve değerlendirilmesi amaçlanmıştır.

Çalışma Yöntemi

Laboratuvar model çalışmalarında, üstyapı tasarım kriterlerinin sağlandığı koşuluyla, temsili bina modelleri oluşturulmuştur. Sıvılaşmaya karşı direnimli yapı tasarımında, radye, kazıklı-radye temel bina modelleri üzerinde çalışılmıştır. Zemin iyileştirme yöntemleri olarak, yaygın kullanımlı düşey dren borular, kompaksiyon kazıkları ve bina etrafını çevreleyen palplanş duvarlar, laboratuvar şartlarında modellenmiştir. Oluşturulan modeller benzer koşullarda ve aynı sarsma modunda sıvılaşma deneyine tabi tutulmuştur. Böylece, yapılan iyileştirme yöntemleri ile sıvılaşma esnasında ve sonrasında elde edilen bulgular yorumlanmıştır.

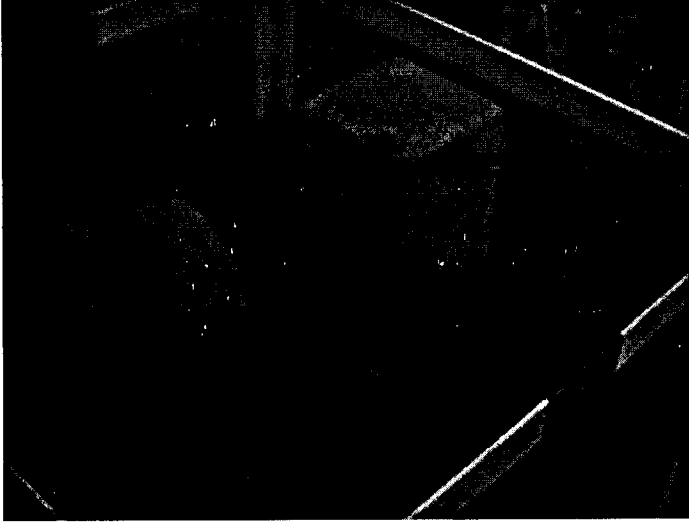
Bu deneysel çalışmada, bir adet sarsma tablası, 50×50×50 cm ebatlarında ve karşılıklı yüzeylerde boşluk suyu davranışını gözlemleyecek şeffaf ince borular monteli cam kutu, dane boyut dağılımı önceden belirlenmiş kum (4 Nolu elekten geçen ve 100 Nolu elek üzerinde kalan uniform dağılımlı kum numunesi) değişik boyut ve geometriye sahip (kutu, dikdörtgen prizma, L şeklinde) yüzeysel (radye) ve derin temelli (kazıklı-radye) yapı modelleri kullanılmıştır. Bina modelleri andezit taşından 10×10×10 cm ve 10×10×20 cm boyutlarında kesilerek, yukarda bahsi geçen geometrik şekilleri oluşturacak biçimde düzenlenmiştir. Bina modelleri, çelik saçtan oluşturulan radye temel modeli içerisine sabitlenmiştir. Kazık modeller, çapı sabit tutularak, değişik boylarda ve radye temel modeline alttan vidalanacak biçimde çelik çubuklardan imal edilmiştir. Model deneyde kullanılan kompaksiyon kazıkları, ahşap imal edilmiştir. Temsili palplanş duvar, bina modellerini çevreleyecek biçimde ve zemine 30 cm derinliğe penetre olacak uzunlukta çelik saçtan imal edilmiştir.

Dane boyu dağılımı önceden belirlenmiş kum numunesi yağmurlama yöntemi ile, 50×50×50 cm ebatlarındaki cam kutu içerisine orta sıklıkta yerleştirilerek, yeraltı su seviyesini temsil eden su yüksekliği belirli bir seviyede (yüzeyden itibaren ~5 cm aşağıda) sabitlenmiştir. Tüm deneylerde, sarsma tablası aynı sarsma modunda çalıştırılmıştır. Bir sonraki deney için, cam kutu içindeki kum boşaltılıp tekrar doldurularak, rölatif sıklıklar her deneyde benzer olacak şekilde kontrol altına tutulmaya çalışılmıştır (Mollamahmutoğlu and Yılmaz, 2003).

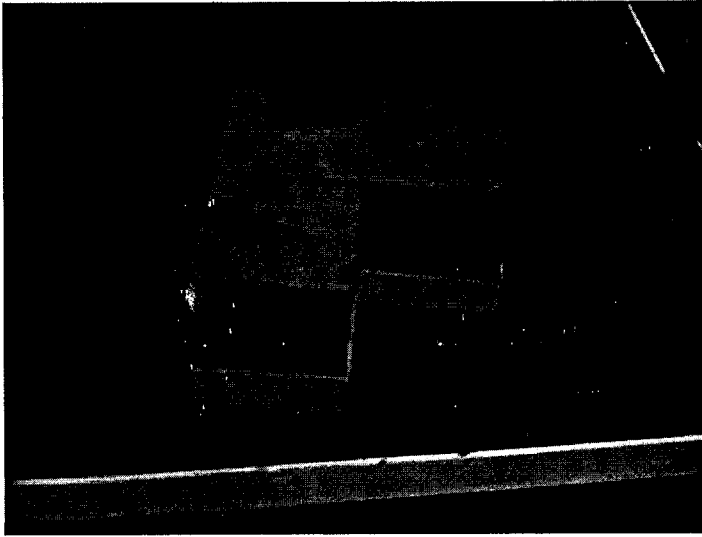
Bulgular

Radye temel tasarımlı her iki yönde simetrik hafif yapı modelleri zemin yüzeyine oturtulduğunda, farklı oturma yaparak yana yatmış ya da devrilmiştir (Şekil 1). Radye temel tasarımlı ağır yapı modelleri sıvılaşma sonrası yüzme, ötelenme ve dönme tesirlerine maruz kalmıştır (Şekil 2).

Ancak, bina modeli yüksekliğinin 1/3'ü kadar temel derinliğine sahip olması durumunda yalnızca aşağı yönde kısmi oturma yapmaktadır.



Şekil 1. Yüzeysel temelli hafif yapı modellerinin deney sonu durumu.



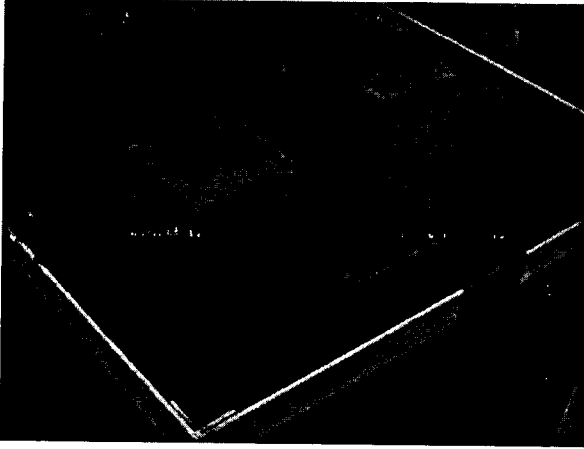
Şekil 2. Yüzeysel temelli ağır yapı modelinin deney sonrası durumu.

Kazık-radye temel tasarımı simetrik veya asimetrik yapı modellerinin kazık boyları, model bina yapı yüksekliği “h” olmak üzere, “h/5, h/4, h/2, h ve 2h olacak şekilde hazırlanmıştır.

Deneyler sonucunda artan kazık boyu ile yapı modeli tasmalarının azaldığı ve kazık boyunun “h/2” den büyük olması durumunda, oturma ve yana yatma gözlenmemiştir. Ancak, kazık boyunun “h/2” den daha küçük olması durumunda sınırlı yana yatma söz konusudur (Şekil 3,4).



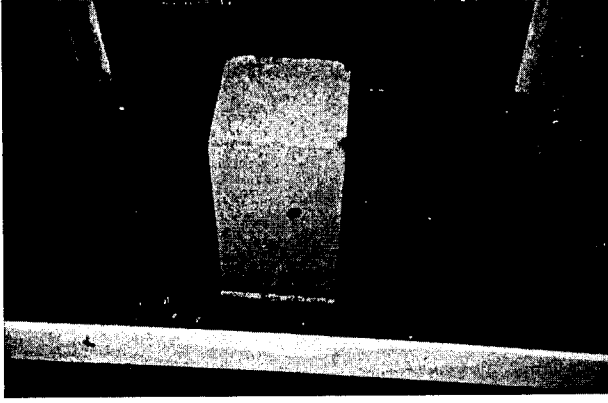
Şekil 3. Kazık-Radye temel tasarımı bir modelin deney sonrası durumu



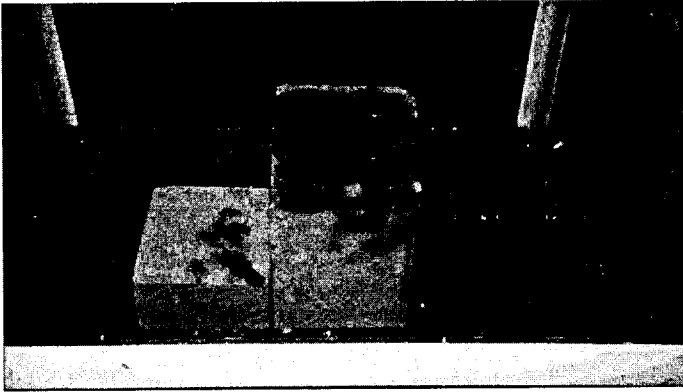
Şekil 4. Kazık-Radye temel tasarımı bir modelin deney sonrası durumu

Burada vurgulanması gereken nokta şudur: kısa kazıklı radye temel tasarımı yapı modellerinden kaçınılmalıdır. Uzun kazıklı tasarımlarda ise, kazıklar ya sıvılaşma yapmayan zemine (kil tabaka vb.) ya da sıvılaşmanın oluşmadığı derinliğe kadar indirilmelidir. Ancak bu durumda sıvılaşma sonrası yanıl deplasmanların kazık üzerinde önemli etkileri göz önünde bulundurulmalıdır.

Zemin iyileştirmesinde palplanş duvarı temsilen, yapı modelini çevreleyecek şekilde oluşturulan çelik saç levha, bina modeli yüksekliği kadar zemine gömülmüş ve yapı modeli levhanın çevrelediği alan içine oturtularak, sıvılaşma deneyine tabi tutulmuştur. Çelik saç levhanın çevrelediği alan dışında sıvılaşma oluşmuş. Ancak, levhanın çevrelediği alan içindeki bina modeli, belirgin bir şekilde yana yatma ya da oturma yapmamıştır. Bu alan içinde sıvılaşma olgusunun gözlemlenmesi için, çevrelenmiş alana tekabül eden şeffaf düşey boruda su yüksekliği gözlemlenmiş ve kayda değer bir artış söz konusu değildir (Şekil 5,6).

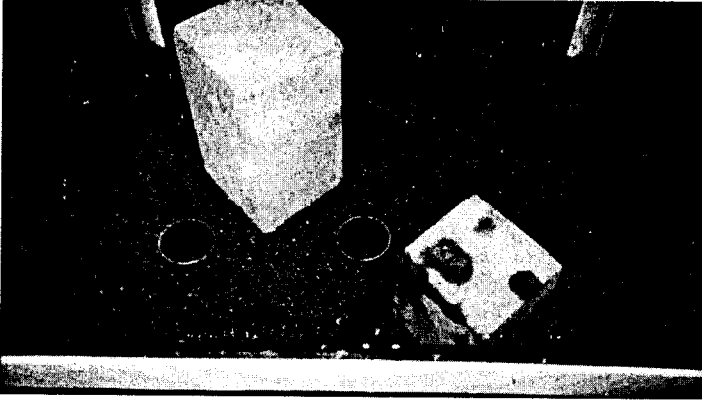


Şekil 5. Palplanş duvar ile çevrelenmiş hafif yapı modelinin deney sonrası durumu.

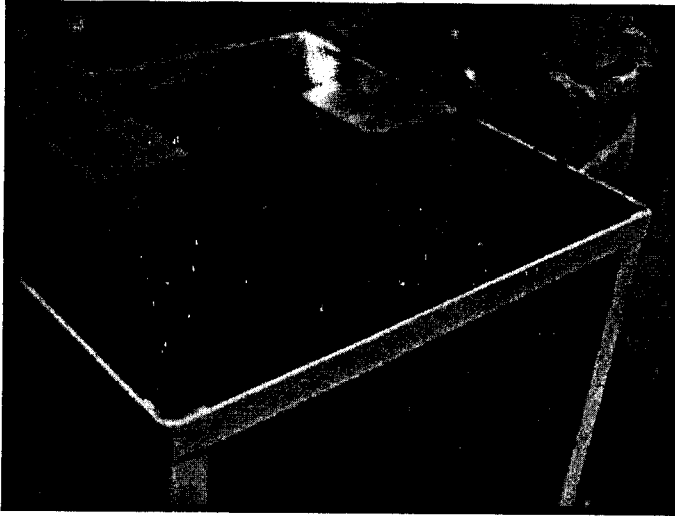


Şekil 6. Palplanş duvar ile çevrelenmiş eksantrik yüklemeli yapı modelinin deney sonrası durumu.

Bu deneysel çalışmada, zemin iyileştirmesinde modellenen bir başka yöntem de perfore dren boru olmuştur. Bunun için 5cm çapında perfore çelik borular imal edilmiştir. Perfore borular zemine taş kolon yapım tekniği kullanılarak çakılmıştır ve bina modelleri zemin yüzeyine yerleştirilerek, sıvılaşma deneyi yürütülmüştür. Dren boruların aşırı boşluk suyu basınçlarını sönmülediği, şeffaf borulardaki su seviyesinden gözlemlenmiştir. Dolayısıyla sıvılaşma olmadığından, bina modellerinde devrilme, yan yatma ve tasman olmamıştır (Şekil 7,8).



Şekil 7. Düşey dren boru ile iyileştirilen zeminde bina modellerinin deney öncesi konumu.

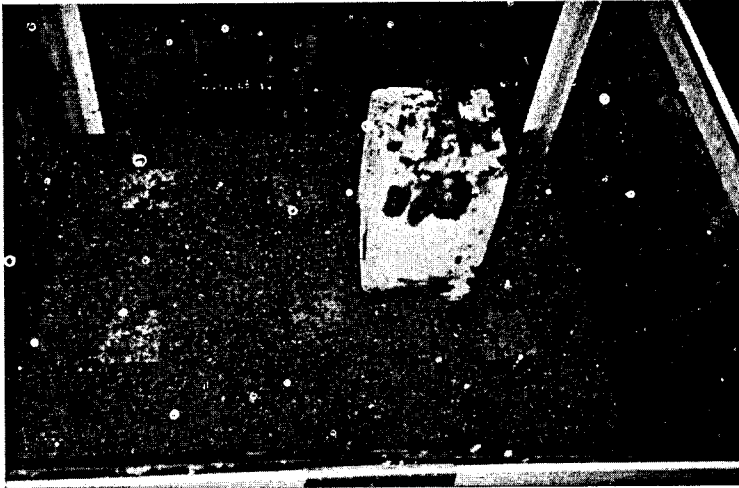


Şekil 8. Düşey dren boru ile iyileştirilen zeminde bina modellerinin deney sonrası konumu.

5×5 cm boyutlarında ahşap model kompaksiyon kazıkları zemine çaptan çapa 3D aralıklı olacak şekilde çakılarak zeminde sıkılaştırma ve dolayısıyla çakım esnasında kontrollü sıvılaşma oluşturduktan sonra, modeller zemin üzerine yerleştirilmiştir. Sarsma esnasında ve sonrasında sıvılaşma oluşmadığından, yapı modellerinde devrilme, yan yatma ve tasman gözlemlenmemiştir (Şekil 9, 10).



Şekil 9. Kompaksiyon kazıkları ile iyileştirilen zeminde çakma esnasında sıvılaşmanın gözlenmesi.



Şekil 10. Kompaksiyon kazıkları ile iyileştirilen zeminde bina modellerinin deney sonrası konumu.

SONUÇ

Bu deneysel çalışmada literatürde önerilen ve uygulama alanları bulan iyileştirme yöntemlerinin deprem sonrası performansı gözlemlenmiş ve aşağıdaki tespitler yapılmıştır.

- 1.) Yapı temelinin kazıklı radye olarak planlanması durumunda, kısa kazık tasarımından kaçınılmalıdır.
- 2.) Sıvılaşabilir zeminin çakma kazık ya da düşey dren boruları ile ıslah edilmesi ön sıvılaşma oluşturarak, sıkılaşmaya, yanıl basınçlar ile kayma mukavemeti artışına dolayısıyla da sıvılaşmaya karşı taşıma gücü artışına yol açmaktadır.
- 3.) Yapının palplanş duvar ile çevrenmesi durumunda yapıda sıvılaşma kökenli deplasman, tasman ve dönmeler bertaraf edilmektedir.
- 4.) Kompaksiyon kazıkları, perfore dren borular ve palplanş duvar sıvılaşmayan derinlik ya da zona indirilmelidir. Aksi takdirde iyileştirmenin etkinliği azaltılmış olur.

KAYNAKLAR

1. Kramer, S.L., Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey 07458, 1996.
2. Mollamahmutoglu, M., Kayabali, K., Beyaz, T., and Kolay, E., "Liquefaction Related Building Damage in Adapazarı During the Turkey Earthquake of 17 August 1999," Engineering Geology, Vol.67, 2003, pp.297-307.
3. Mollamahmutoglu, M., and Yılmaz Y., "Laboratory Model Studies to Investigate the Effect of Building Planning on the Liquefaction Related Failures," International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Near East University, Lefkoşa, North Cyprus, Vol.1, 2002, 213-218.
4. Yoshimi, Y., "Protection of Structures from Soil Liquefaction Hazards," Geotechnical Engineering, Vol.11, 1980, 181-208.

**LABORATORY MODEL STUDIES OF FOUNDATION TYPE
AND/OR SOIL IMPROVEMENT METHODS ON THE
LIQUEFACTION RELATED FAILURES**

Murat MOLLAMAHMUTOĞLU

Prof. Dr.
Gazi University, Faculty of Eng. and Arch.
Civil Eng. Dep.
Ankara, Türkiye

Yüksel YILMAZ

Research Asistant
Gazi University, Faculty of Eng.
and Arch. Civil Eng. Dep.
Ankara, Türkiye

ABSTRACT

In this proceeding, structural foundation design and some of the widely used and economic soil improvement methods (e.g., piled mat foundations, sheet wall, vertical drainage pipes, and wood compaction piles) against liquefaction phenomena were modeled and the findings are discussed and assessed under the light of related literature. In this way, attention is drawn on the performance of the methods after earthquake since the information about the performance of the methods under question after a real earthquake is not complete yet.

**YATAY DESTEK SİSTEMLERİNDE ZEMİN YAPI
ETKİLEŞİMİNİN DEFORMASYON ESASLI YAKLAŞIMLA
TAKİBİ**

İlknur BOZBEY

Yrd. Doç. Dr.
İstanbul Ü., İnşaat Müh. Böl.
İstanbul, Türkiye

S. Feyza ÇİNİCİOĞLU

Prof. Dr.
İstanbul Ü., İnşaat Müh.Böl.
İstanbul, Türkiye

Sedat KUTU

İnşaat Yük. Müh.
İstanbul Ü., İnşaat Müh. Böl.
İstanbul, Türkiye

ÖZET

Yatay destekli derin kazıların inşaatı farklı aşamalardan oluştuğu için (ıksa duvarının yapılması, hafriyat, yatay desteklerin öngerilmesi, vb..) her inşaat kademesinde farklı gerilme ve deformasyon durumları meydana gelir. Bu çalışma kapsamında literatürde yer alan ve imalatı sırasında detaylı bir aletsel göziemeleme çalışması yapılmış olan yatay destekli bir derin kazıdan alınan deformasyon değerleri zeminde oluşan gerçek davranışı tanımlamak amacıyla kullanılmaktadır. Davranış deformasyonlara göre ve deformasyon değerlerini kullanarak elde edilen gerilme değerlerine göre incelenmektedir. Uygulanan yaklaşımlarla duvar arkasındaki zeminin değişik bölgelerinde davranış değişiklikleri anlamlı bir şekilde tespit edilebilmektedir.

AMAÇ

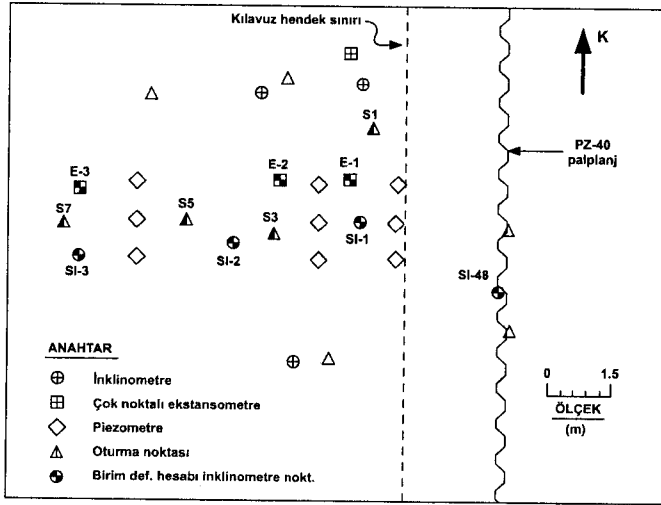
Yatay destek sistemlerinin inşası her biri ayrı bir deformasyon ve gerilme durumuna sahip çok sayıda aşamadan oluşmaktadır. Bu nedenle bu tür sistemlerin teorik olarak çözümü oldukça zordur ve tasarımlar genellikle tüm inşaat aşamalarında oluşan gerilme durumunu kapsayan zarflar kullanılarak yapılmaktadır. Bu tür yöntemler pratik olmakla beraber zeminde herhangi bir inşaat aşamasında gelişen davranışı tanımlama kabiliyetine sahip değildir. Halbuki inşaat sürecinde zeminde oluşan davranışı yorumlama yetisine sahip yöntemler, destekleme sistemlerinin güvenli ve ekonomik inşası açısından önemlidir. Bu ise ancak çok iyi planlanmış bir aletsel gözlemlene ve bu verilerin doğru değerlendirilmesi ile mümkün olabilir.

Bu çalışmada yatay destekli bir derin kazıda beş farklı inşaat aşamasında gelişen zemin davranışını tanımlamak amaçlanmıştır. Bu amaçla killi bir zeminde imal edilmiş olan yatay destekli palplanş bir duvar arkasında yapılan detaylı arazi ölçüm verisinden yararlanılmıştır (1, 2). Bu çalışmalarda sunulan yatay, düşey ve kayma birim deformasyonları, boşluk suyu basınç verileri iki ana yaklaşım çerçevesinde kullanılmıştır. Bunlar sırasıyla; davranışı sadece deformasyonlara göre ve deformasyon değerlerini kullanarak elde edilen gerilme değerlerine göre yorumlamaktır. Zeminde farklı bölgelerde ölçülmüş olan yatay, düşey birim deformasyon ve boşluk suyu basıncı değerleri bu iki yaklaşım çerçevesinde kullanılarak inşaatın farklı aşamalarında ve zeminin farklı bölgelerinde uyanan (mobilize olan) içsel sürtünme açıları, yanal toprak basınç katsayıları ve yanal gerilmeler bulunmuştur (3). Elde edilen değerlere dayanarak zeminde gelişen davranış tanımlanmıştır.

ÇALIŞMA YÖNTEMİ

Derin Kazının ve Bölgelerin Tanıtılması

Finno ve diğ. (1) ve Finno ve Nerby (2) Şikago metro inşaatı için yapılan derin kazılar sırasında bir test bölgesi belirlemiş ve burada yoğun ve kapsamlı bir aletsel gözleme çalışması yapmıştır. Yazarlar derin kazının farklı aşamalarında (palplanşın çakılması, hafriyatın yapılması, yatay desteklerin yerleştirilmesi, vb..) zeminde farklı bölgelerde oluşan yatay, düşey ve kayma birim deformasyon, boşluk suyu basıncı değerlerini sunmuş ve zemin yüzeyinde oluşan çatlaklar ve aldıkları ölçümlere dayanarak tahmini kayma düzlemleri belirlemiştir. Bu veriler detaylı olarak 1 ve 2 nolu kaynaklarda sunulmaktadır. Test bölgesine ait enstrümantasyon şeması Şekil 1'de görülmektedir.



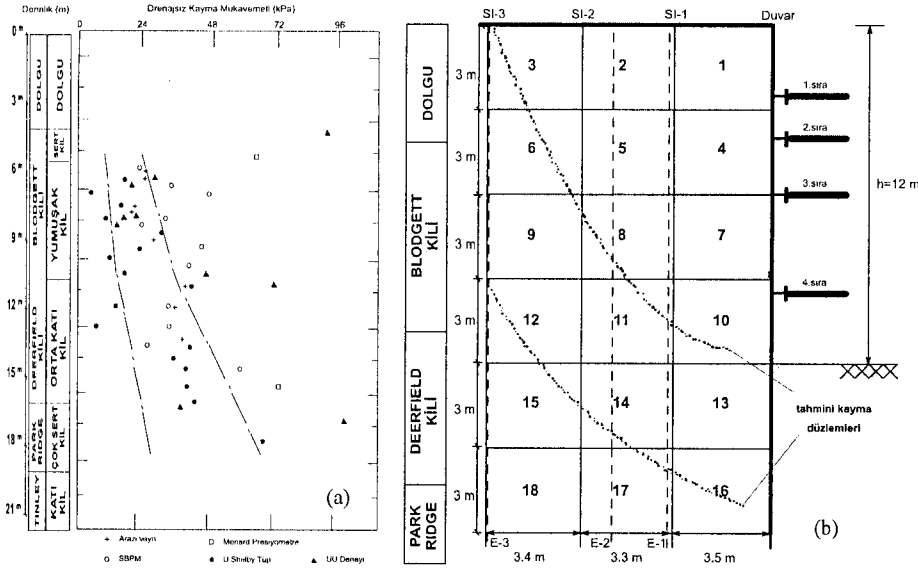
Şekil 1. Test bölgesinde kullanılan enstrümantasyon şeması (1)

Bölgedeki zemin profili ve farklı değerlerle elde edilmiş olan drenajsız kayma mukavemeti değerleri Şekil 2a'da sunulmaktadır. Bu çalışmada drenajlı kayma mukavemeti değerleri kullanılmış ve $\phi' = 33^\circ$ olarak seçilmiştir. Bu değer tüm zemin profilini temsil edebildiği düşünülmüş ve

böylece çalışılan kesit basitleştirilmiştir. Çalışma kapsamında duvar arkasındaki zemin 18 bölgeye bölünmüş ve her bölgedeki davranış değişiklikleri araştırılmıştır. Böylece bütünsel davranışı oluşturan küçük bölgelerdeki davranışın ayrı ayrı analizi ve aralarındaki etkileşimi daha iyi görmek mümkün olmuştur. Bu tür inceleme (4) tarafından dolgu temelleri için başarıyla uygulanmıştır. Zemin profili, yatay destekler, inklinometre ve ekstansometre yerleri, oluşturulmuş bölgeler ve (2) tarafından verilen tahmini kayma düzlemleri Şekil 2b'de gösterilmektedir. Test bölgesinde düzlem deformasyon durumunun geçerli olduğu kabul edilmiştir. Bu çalışma kapsamında Tablo 1'de sunulan beş anahtar inşaat günü için uygulama yapılmıştır.

Tablo 1. Bu çalışmada incelenen inşaat aşamaları

İnşaat günü	Faaliyet
66	Palplanş çakılmıştır.
143	5 m'ye kadar kazı yapılmış ve bu bölgede maksimum konsol durum oluşmuştur.
152	144. günde birinci destek yerleştirilmiş, ön yükleme yapılmış ve kazı 152. günde 8 m'ye kadar ulaşmıştır.
163	157. günde üçüncü sıra destek yerleştirilmiş ve önyükleme yapılmıştır. 163. günde ikinci sıra destekler yerleştirilmiş ancak önyükleme yapılmamıştır. Kazı yüzeyden itibaren 10 metrededir.
169	165. günde dördüncü sıra destek yerleştirilmiş ve kazı 13 metreye inmiştir.



Şekil 2. (a) Test bölgesindeki zemin profili ve drenajsız kayma mukavemeti değerleri (1)
 (b) Zemin profili, yatay destekler, inklinometreler (SI) ekstansometreler (E) ve oluşturulan bölgeler (3)

Davranışın Mohr Birim Deformasyon Daireleri ve Birim Deformasyon İzleri Kullanılarak Takibi

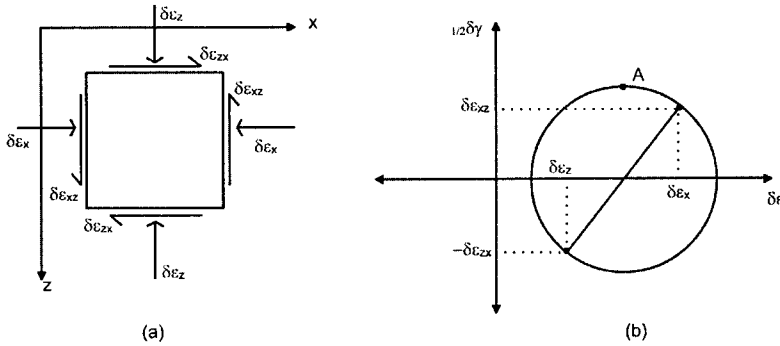
Mohr birim deformasyon daireleri birim deformasyonların analizi için kullanılabilir güçlü bir araçtır (5). Bu dairelerin yapısal özelliklerinden yararlanarak asal birim deformasyonlar ve kayma düzlemleri elde edilebilir veya birim deformasyon izleri çizilerek zemin bölgeninde farklı günlerde oluşan deformasyon durumu tek bir grafik ile takip edilebilir.

Bu çalışmada birinci yaklaşımda arazide oluşan davranışın takibi sadece Mohr birim deformasyon daireleri ile yapılmıştır. Bunun için (2)'de verilen birim deformasyonlardan yola çıkarak her bölgenin köşe noktalarındaki yatay ve düşey deplasmanlar hesaplanmış ve bu çalışma kapsamında

oluşturulmuş olan ve Şekil 2b'de görülen 18 adet bölgeye ait yatay, düşey ve kayma birim deformasyon değerleri bulunmuştur. Daha sonra bu bölgeler için Mohr birim deformasyon daireleri çizilmiştir. Bu işlem Tablo 1'de verilen beş gün için tekrar edilmiş ve böylelikle her bölgenin birim deformasyon durumunu temsil eden beş adet Mohr birim deformasyon dairesi elde edilmiştir. Bölgeye ait birim deformasyon durumu ve bunun Mohr dairesine aktarımı şematik olarak Şekil 3a ve 3b'de görülmektedir. Mohr birim dairelerinden birim deformasyon izlerine geçiş için de Mohr dairesinin tepe noktası (A) kullanılmıştır. Mohr dairelerinin tepe noktalarına ait değerler biraraya getirilerek birim deformasyon izleri elde edilmiştir.

Davranışın Mukavemet Parametreleri ile Takibi

Yapılara etkiyen yanal toprak basınçları, yapıda oluşan deformasyonun miktarına ve yönüne bağlıdır ve genellikle aktif veya pasif yanal toprak basınçları kullanılarak hesaplanmaktadır. Ancak çalışmalar, zeminin göçme noktasına ulaşmadığı durumlarda, klasik aktif ve pasif yanal toprak basıncı katsayılarını kullanmanın tam anlamıyla gerçekçi olmadığını göstermektedir. Klasik toprak basıncı teorileri, göçme anındaki zemin parametrelerinin bilinmesi veya kolay elde edilebilmesi nedeniyle zeminde sınır denge durumuyla ilgilendir. Arazide pek çok durumda özellikle pasif durum için gerekli olan deformasyonlara ulaşamamaktadır.



Şekil 3. a) Bölgenin birim deformasyon durumu b) Mohr Birim Deformasyon dairesinde gösterimi (3)

Zhang ve diğ. (6) tarafından geliştirilen bir yöntem ise herhangi bir deformasyon durumu için yanal toprak basıncı katsayılarını hesaplayabilmektedir. Zhang ve diğ. (6) yaptıkları araştırmada, üç eksenli basınç deneylerinden elde ettikleri değişik sabit deformasyon izlerinin sonuçlarına göre, toprak basıncı katsayısının deformasyon artış oranına son derece bağlı olduğunu belirtmişlerdir. Araştırmacılar bu bulguyla, herhangi bir sınır deformasyon kısıtlaması altındaki zemin basınçlarının çözümü için yeni bir metodoloji geliştirmişlerdir. Bu yöntemle, Rankine ve Coulomb teorileri formülleri genişletilerek yeni toprak basıncı denklemleri elde edilmiştir. Çalışmalarında deformasyon oranı (R_e) küçük asal birim deformasyonun büyük asal birim deformasyona oranı

$$R_e = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1}$$

olarak tanımlanmış ve uyanan sürtünme açısının bu deformasyon oranının bir fonksiyonu olduğu gösterilmiştir. Yanal toprak basıncını bulmak üzere tanımlanan R parametresi ise aşağıdaki formül ile hesaplanabilir.

$$R = \begin{cases} R_e & (K \leq 1) \\ 2 - R_e & (K \geq 1) \end{cases}$$

Burada "K" toprak basıncı katsayısını göstermektedir ve aşağıdaki formül ile hesaplanmaktadır.

$$K = \frac{1 - \sin \phi'}{1 - \sin \phi' \cdot R} \quad (-1 \leq R \leq 1)$$

$$K = 1 + \frac{\sin \phi'}{1 - \sin \phi'} (R - 1) \quad (1 \leq R \leq 3)$$

Zeminde herhangi bir deformasyon durumunda uyanan ϕ'_{mob} açısı yeni deformasyon parametresi R kullanılarak 5 ve 6 nolu formüller ile bulunur. Limit gerilme durumlarında ise uyanan içsel sürtünme açısı ϕ'_{mob} , ϕ' 'ye eşit olacaktır.

$$\sin \phi'_{mob} = \frac{\sin \phi'(1-R)}{2 - \sin \phi'(1+R)} \quad (-1 \leq R \leq 1)$$

$$\sin \phi'_{mob} = \frac{\sin \phi'(R-1)}{2 - \sin \phi'(3-R)} \quad (1 \leq R \leq 3)$$

Bu çalışmada (6) tarafından geliştirilen bu formüller ile her bölge için yatay ve düşey deformasyon oranlarına bağlı olarak yanay toprak basıncı katsayısı değerleri (K) bulunmuştur. Böylelikle deformasyon değerlerinden gerilme değerlerine geçilmiştir. Elde edilen gerilme değerleri kullanılarak Mohr gerilme dairelerine geçilmiş ve bölgelerin göçme durumları yorumlanmıştır.

BULGULAR

Bölgelere ait Mohr Birim Deformasyon Daireleri ve Deformasyon İzleri

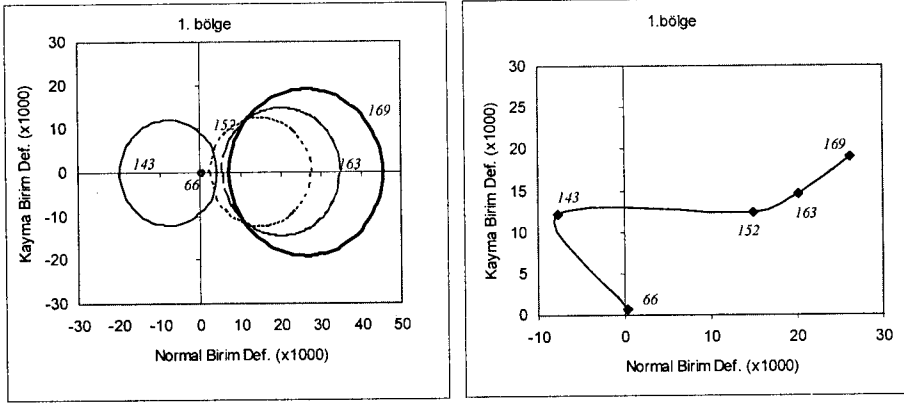
Bu bölümde farklı bölgeler için elde edilen Mohr birim deformasyon daireleri ve deformasyon izleri sunulmaktadır. Arka zemindeki davranış farklılığını yansıtabilmek amacıyla palplanşa komşu olan ve kayma düzlemi üzerinde olan bölgeler örnek olarak seçilmiştir. Palplanşa komşu olan bölgelerden birinci bölgeye ait Mohr birim deformasyon daireleri ve deformasyon izi Şekil 4'de verilmektedir. Dairelerden de görüldüğü gibi, incelenen inşaat aşamalarında bölgede gelişen deformasyon davranışı farklıdır. Palplanşın önünde hafriyat yapılması ile (143. gün) bölge hacımsal olarak genişlemektedir. Yatay desteklerin yerleştirilmesi ile (152, 163, 169) birlikte ise sıkışmaktadır. Tüm bu aşamalarda meydana gelen deformasyonlar palplanşın çakılması sırasında oluşan deformasyonlardan çok fazladır. Bu davranış birim deformasyon izlerinden de takip edilebilir. Palplanşa komşu olan dördüncü, yedinci, onuncu ve onüçüncü bölgelerdeki davranış birinci bölge ile benzeşmektedir. Bu bölgelere ait birim deformasyon izleri Şekil 5a'da birarada sunulmaktadır. Her bölgeye ait grafikler üzerindeki noktalar sırasıyla 66, 143, 152, 163 ve 169. günlere

aittir. Tüm bölgelerde hafriyat ile birlikte genişleme, yatay desteklerin öngerilmesi ile birlikte sıkışma davranışı görülmektedir. İmalat bittiğinde palplanşa komşu olan tüm bölgeler başlangıç durumlarına göre daha küçük hacme sahiptirler. Daha derinde olan bölgelerde (örneğin 10 ve 13) kayma birim deformasyon değerleri, yüzeye yakın bölgelerden daha büyüktür ve bu bölgelerde asal eksenler yer değiştirmektedir.

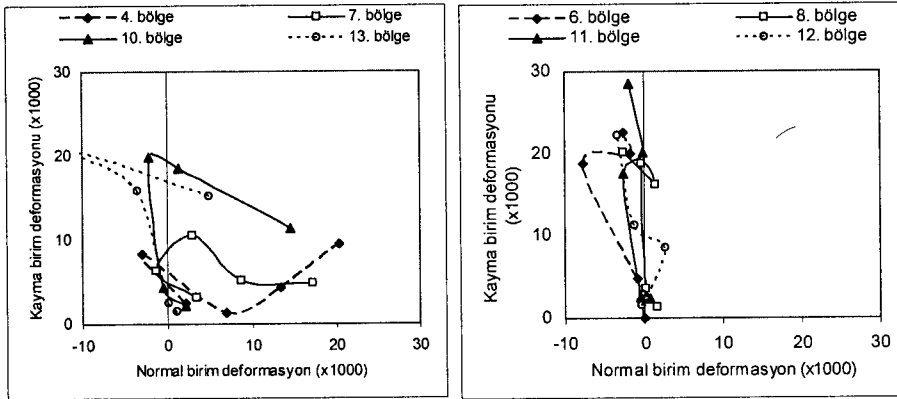
Özel olarak incelenmesi gereken diğer bir bölge grubu da Finno ve diğ. (1989) tarafından tahmini olarak verilen kayma yüzeyi üzerinde yer alan bölgelerdir. Şekil 2b'de de görüldüğü gibi bu gruba giren 6, 8, 11 ve 12 nolu bölgelere ait birim deformasyon izleri Şekil 5'de verilmektedir. Kayma düzlemi üzerinde bulunan bölgelerin yatay desteklerin sıkıştırıcı etkisinden yararlanamadıkları görülmektedir. Bu bölgelerde yüksek kayma birim deformasyon değerleri mevcuttur ve hacımsal olarak sıkışma ve gevşeme davranışı sınırlıdır. Bu bölgelerin sabit hacimlerini korudukları söylenebilir. Bu da yatay destekli palplanş sisteminin yapımı sırasında kayma düzlemlerinin oluşmamasına önem verilmesi gerektiği ve oluşan kayma düzlemlerinin bu destekleme sistemi ile düzeltilemeyeceğini göstermektedir.

Bölgelere ait Mukavemet Parametreleri

Bölgelere ait Mohr birim daireleri ve birim deformasyon izleri bölgelerin farklı aşamalarda farklı tepkiler verdiğini göstermektedir. Deformasyon davranışına bağlı olarak bölgedeki gerilme durumu da sürekli olarak değişecektir. Deformasyon değerlerinden mukavemet ve gerilme parametrelerine geçiş için (6) nolu kaynakta geliştirilen ve bu çalışmada da anlatılan yöntem kullanılmıştır. Her bölge için farklı inşaat aşamalarında uyanan içsel sürtünme açıları (ϕ'_{mob}) ve yanal toprak basıncı katsayıları (K) bulunmuştur. Son aşamada ise her bölge orta noktası için düşey gerilmeler ve buna bağlı olarak yatay gerilmeler hesaplanmış ve Mohr gerilme daireleri çizilmiştir.



Şekil 4. Birinci bölgeye ait Mohr birim deformasyon daireleri ve birim deformasyon izi

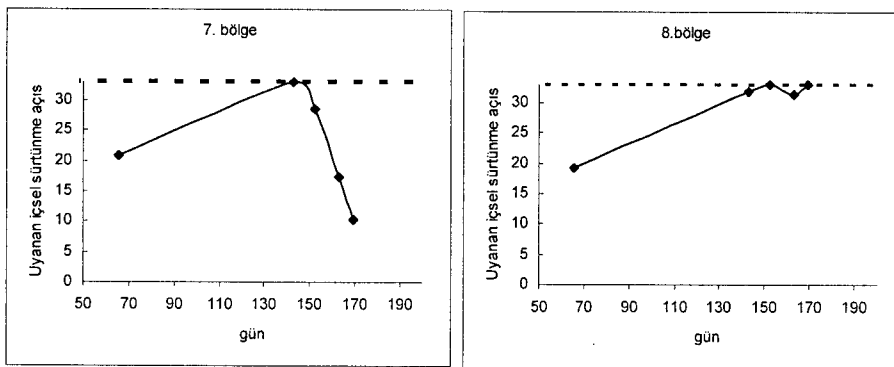


Şekil 5. (a) Palplanşa komşu olan (b) kayma düzlemi üzerinde olan bölgelere ait birim deformasyon izleri

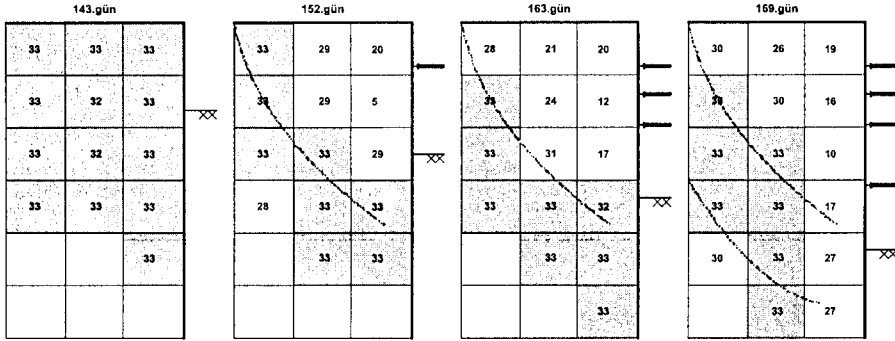
Uyanan İçsel Sürtünme Açıları

Palplanşa komşu olan yedinci bölge ve kayma düzlemi üzerinde bulunan sekizinci bölge için farklı günlerde uyanan içsel sürtünme açıları Şekil 6'da

verilmektedir. Bu iki bölge birbirine komşudur, ancak davranışları farklılaşmıştır. Her iki bölgede de 143. günde hafriyat ile konsol davranış oluşmakta ve $\phi'_{mob}=\phi'$ olmaktadır ve her iki bölgede de göçme meydana gelmiştir. Ancak palplanşa komşu olan bölgede 152., 163. ve 169. günlerde yatay desteklerin sisteme girmesi ile uyanan içsel sürtünme açıları azalmış ve göçme durumundan uzaklaşmıştır. Palplanşa daha uzak olan sekizinci bölgede ise uyanan mukavemet değerleri 143. günden sonraki aşamalarda da pik değere ya çok yakındır ya da eşittir. Yani bu bölgedeki göçme davranışına engel olunamamaktadır. Şekil 6'da gösterilen davranış biçimi diğer komşu bölgelerde ve kayma düzleminde olan bölgelerde da görülmektedir (3). Tüm bölgelerde farklı günlerde uyanan içsel sürtünme açıları Şekil 7'de verilmektedir. Bu değerlerin pik değerlere ulaştığı durumlarda kaymanın oluştuğu kabul edilmektedir. Bu çalışmada kullanılan yöntemlerle göçme durumunda oldukları bulunan bölgeler Finno ve diğ. (1998) tarafından kayma düzlemleri olarak tanımlanan yüzeyler arasındaki büyük bir uyum görülmektedir. Bu uyum bu çalışmada kullanılan yöntemin zemin yapı etkileşimi yansıtılabilmekteki gücünü ve yeteneğini göstermektedir.



Şekil 6. Uyanan içsel sürtünme açısı değerleri (a) Palplanşa komşu olan yedinci bölgede (b) Kayma düzlemi üzerinde bulunan sekizinci bölgede



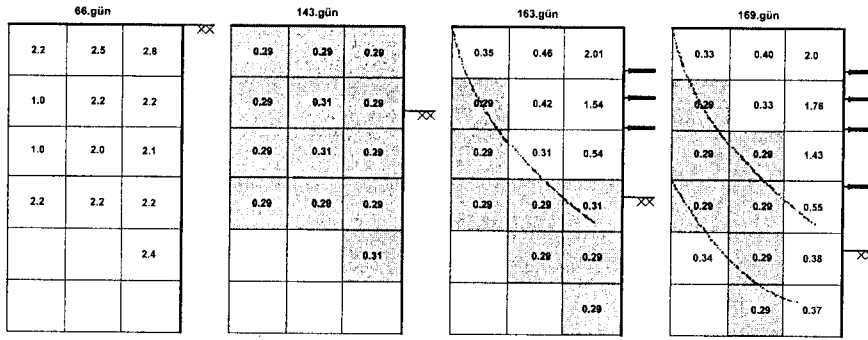
Şekil 7. İnşaatın farklı günlerinde göçme durumunda olan/ göçme durumuna çok yaklaşmış bölgeler ve Finno ve diğ.(1989) tarafından "tahmini kayma yüzeyleri" olarak tanımlanan yüzeyler

Yatay Toprak Basıncı Katsayıları ve Mohr Gerilme Daireleri

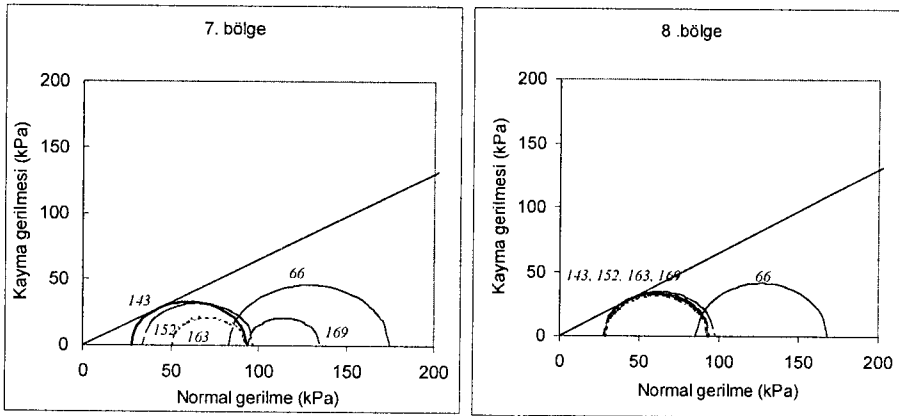
Şekil 8’de farklı inşaat günlerine ait yanal toprak basıncı katsayıları (K) verilmektedir. Bu değerler $\phi'=33^\circ$ için $K_a=0.29$, $K_o=0.46$ ve $K_p=3.39$ olduğu dikkate alınarak yorumlanmalıdır. İnşaatın her aşamasında yanal toprak basınçlarının değiştiği görülmektedir. Palplanşın çakıldığı aşamada arka zeminde toprak basınçlarının arttığı ve bu değerlerin durgun durum ile pasif durum arasında kaldığı görülmüştür. Maksimum konsol durumun oluştuğu 143. günde ise bir kayma kaması oluşturacak bir bölge içindeki tüm bölgelerde aktif basınçlara kadar inilmiştir. Yatay desteklere öngerilme uygulanan günlerde örneğin (163 ve 169) palplanşa komşu olan dördüncü bölgede oldukça yüksek yatay toprak basıncı katsayıları (sırasıyla 1.54 ve 1.76) mevcuttur ve bu bölgenin pasif durumda olduğu açıktır, başka bir deyişle bu bölgede bu günlerde asal gerilme eksenleri yer değiştirmiştir. Daha sonraki inşaat aşamalarında da bölgenin konumuna göre farklılaşan

toprak basıncı katsayıları bulunmuştur. Yani zemin yapı ile sürekli bir etkileşim halindedir.

Her bölgeye ait yatay toprak basıncı katsayılarının bilinmesi Mohr gerilme dairelerinin de çizilebileceğini göstermektedir. Bu bildiride sadece yedi ve sekiz nolu bölgeler için bu daireler örnek olarak çizilmiştir. Mohr dairelerinin takibi ile bölgelerin hangi günlerde göçme davranışı gösterdiği, hangi günlerde göçmeden ne kadar uzaklaştığı görülebilir.



Şekil 8. İnşaatın farklı günleri için hesaplanmış olan yatay toprak basıncı değerleri



Şekil 9. Yedinci ve sekizinci bölgelere ait Mohr Gerilme Daireleri

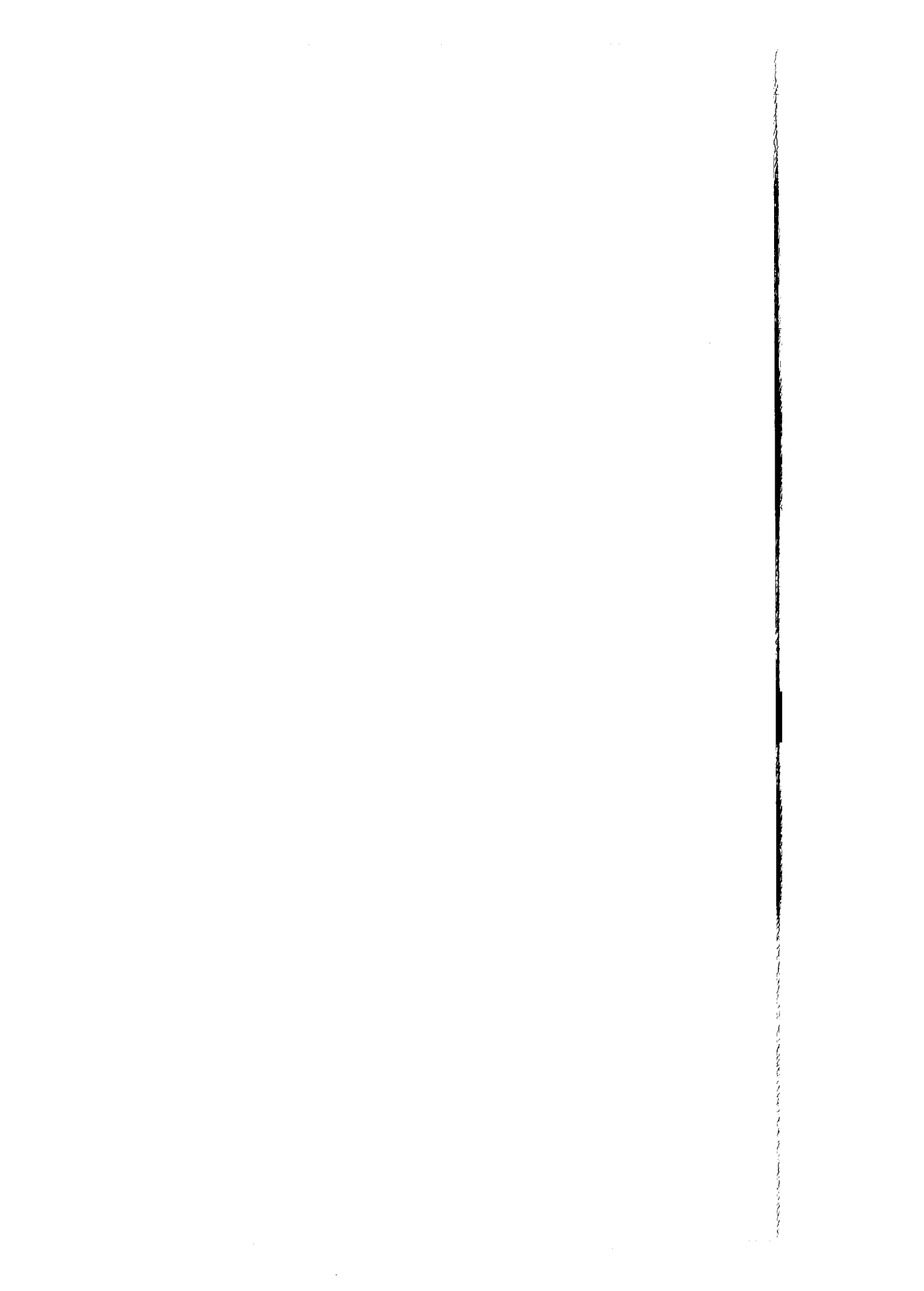
SONUÇLAR

Bu çalışma bir derin kazı sürecinde zeminde gelişen davranışı modellemeye yönelik geliştirilen iki adet yaklaşımı içermektedir. Bu yaklaşımlar literatürde yer alan detaylı bir veri yardımı ile bir derin kazı için uygulanmıştır. Kullanılan modeller ile zeminde farklı bölgelerde farklı günlerde inşaat faaliyetlerine paralel olarak gelişen davranışın anlaşılması amaçlanmıştır. Her bölge için Mohr birim deformasyon daireleri, birim deformasyon izleri, yatay toprak basıncı katsayıları ve uyanan mukavemet değerleri bulunarak zeminde göçen veya göçmeye yaklaşan bölgeler belirlenmiştir. Zeminin yapı ile sürekli etkileşim içinde olduğu ve inşaat aşamasında yapılan faaliyetlere paralel olarak deformasyon ve gerilme durumunun değiştiği gösterilmiştir. Geliştirilen yaklaşımlarla duvar arkasındaki zeminin değişik bölgelerinde davranış değişiklikleri anlamlı bir şekilde tespit edilebilmiştir.

Bu tür yöntemlerin geliştirilmesi arazideki gerçek zemin davranışını modellemek, zeminde oluşan göçme bölgelerini yakalamak ve buna bağlı olarak ekonomik ve güvenli tasarımlar yapmak için çok önemli ve gereklidir.

KAYNAKLAR

1. Finno, R. J, Atmatzidis, D., K, Perkins, S., B (1989), "Observed Performance of a Deep Excavation in Clay", Journal of Geotechnical Engineering Vol 115, No 8, ASCE, p. 1045-1064.
2. Finno, R. J, Nerby, S. M, (1989), "Saturated Clay Response During Braced Cut Construction", Journal of Geotechnical Engineering Vol 115, No 8, p. 1065-1084.
3. Kutu, S. (2005), Yatay Destek Sistemlerinde Zemin Yapı Etkileşiminin Aletsel Gözleme Verileri ile Değerlendirilmesi Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, 129 sayfa.
4. Öztoprak, S., Çinicioğlu, S. F. (2005), "Soil Behaviour Through Field Instrumentation," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 42, No. 2, p. 475-490.
5. Atkinson, J., H., (1981), Foundation and Slopes, Mc Graw-Hill Book Company, ISBN 0-07-084118-7
6. Zhang, J. M., Shamoto, Y., Tokimatsu, K., (1998), "Evaluation of Earth Pressure Under Any Lateral Deformation" Soils and Foundations, Vol. 38, No. 1, 15-33, Mar. 1998.



ARAZİDEKİ DOLGU TASARIMI İÇİN YENİ BİR YÖNTEM

Sadık ÖZTOPRAK

Yrd. Doç. Dr.
İstanbul Üniversitesi,
İnşaat Müh. Böl.
İstanbul, Türkiye

S. Feyza ÇİNİCİOĞLU

Prof. Dr.
İstanbul Üniversitesi,
İnşaat Müh. Böl.
İstanbul, Türkiye

ÖZET

Dolgu inşaatı sırasında uygun bir şekilde oluşturulacak aletsel gözlemlenin ölçüm sonuçları geldikçe, bu ölçüm sonuçlarını yapısal davranış çatısı altında doğrudan girdi olarak kullanan ve eş zamanlı olarak davranışı analiz eden yeni bir yöntem geliştirilmiştir. Yöntemin uygulaması için sağlanan çatı, kritik durum teorisinin idealize edilmiş gerilme uzayıdır. Fakat davranışı analiz etmek ve ölçümler ile tasarım parametreleri arasındaki bağlantıyı sağlamak için yapısal anizotropik elastoplastik zemin modeli bu çatıya eklenmiştir. Literatürde iki önemli dolguya uygulanan yöntem oldukça iyi sonuçlar vermiş ve arazideki gerçek zemin davranışını modellemiştir. Sonuçlar göstermektedir ki yöntemin kullanılmasıyla önemli derecede zaman ve/veya para tasarrufu sağlanabilecektir.

GİRİŞ VE AMAÇ

Yük altındaki yumuşak zeminlerin davranışı halen en önemli ve bir o kadar da karmaşık araştırma konularından birisidir. Dolgu yükü gibi oldukça büyük yükler söz konusu olduğunda konu biraz daha karmaşık hale

gelmektedir. Bunun ana nedeni ise laboratuvarda elde edilen parametrelerin, özellikle sıkışabilirlik parametrelerinin arazi ile uyuşmamasıdır. Günümüzde dolgu tasarımı hala laboratuvarda elde edilen parametrelere dayanmaktadır. Oysa, arazideki davranış laboratuvardaki davranıştan oldukça farklı olabilmektedir.

Özellikle yumuşak zeminlerin bulunduğu arazilerde, dolgu yükünü bir seferde zemine etkilmek oldukça riskli bir işlemdir ve bu durumlarda inşaat sırasında çok kademeli yükleme tekniği kullanılmaktadır. Böylece temel zemininde kayma göçmesine ve stabilitesinin bozulmasına sebep olmadan dolgu inşa edilebilmektedir. Bu teknik, birbirini takip eden yükleme ve bekleme devrelerinden oluşur. Yükleme devresinde zeminin sahip olduğu kayma mukavemeti aşılmayacak şekilde zemin yüklenir ve her yükleme devresini takip eden konsolidasyon devrelerinde de zemin konsolide olmaya bırakılarak hacimsel olarak sıkışması dolayısıyla da mukavemetinin artması sağlanır. Mukavemet parametreleri gerek laboratuvar gerekse de arazi deneyleri ile elde edilebilirken konsolidasyon parametreleri genelde klasik ödometre deneyi ile bulunmaktadır. Bekleme evrelerinde konsolidasyon derecesine göre mukavemet parametrelerinde bir artış uygulanmaktadır. İlk yükleme aşamasında ve daha sonraki yükleme adımlarında ise drenajsız kayma mukavemeti (c_u) ile limit denge stabilite analizleri gerçekleştirilmektedir. Ancak limit denge stabilite analizleri deformasyonları hiç hesaba katmamaktadır. Deformasyonların hesaba katılmadığı bir analizin ise ne kadar gerçekçi olduğu tartışmalıdır. Kayma dairesi analizleri toplam gerilmelerle yapıldığında tasarım genellikle yüksek güvenliğe sahip olmaktadır. Yani “Gayri Ekonomik Tasarım” söz konusudur. Etkif gerilmelerle kayma dairesi analizi yapıldığında ise düşük güvenlik sayıları söz konusudur ki bu durum “Güvensiz Tasarım” demektir.

Dolgu inşaatlarında belirsizliğin ve büyük ekonomik kayıpların önüne geçebilmek için dolgu yapımı sırasında arazideki davranışın sürekli takip edilmesi günümüz bilgi seviyesinin önerdiği tek çıkar yoldur. Günümüzde sadece uluslararası yayınlara konu olmuş bazı önemli projelerde bu takip için gözlemsel yöntem araç olarak kullanılmaktadır. Bu uygulamalarda takip edilen yol önce sonlu elemanlar yöntemini kullanan yazılımlar ile dolgu inşaatı için ön hesap yapmak, sonra dolgu inşaatı sırasında yazılıma ilk girdi olarak girilen zemin parametrelerini geri analizlerle sürekli düzeltmektir. Yazılımlara girilen zemin parametreleri genellikle laboratuvar deneylerinden elde edilmekte ve parametreleri yenilemekte kullanılan geri analizleri yapabilmek için aletsel gözleme sonuçlarından yararlanılmaktadır. Böylece yukarıda da ifade edildiği gibi, tasarımlarda Peck (1967)'nin "Gözlemsel Yöntem (Observational Method)" olarak tanımladığı yöntem parametre revizyonunda kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar yazılımlarına girilen gerilme geçmişi, akma değeri, sıkışma indisi, kabarma indisi, yanal toprak basıncı katsayısı (K_0) vb. parametreler laboratuvar deneyleri ile elde edilmektedir ve çoğu zaman araziye tam yansıtamamaktadırlar. Buna ilaveten yanal deformasyonlar ve bazen de ilave boşluk suyu basınçlarının hesabında ciddi sapmalarla karşılaşmaktadır. Gözlemsel yaklaşımın daha kaba taslak kullanımı olarak Ülkemizde de uygulandığı gibi dolgu tasarımında sadece dolgu topuğunun hemen altındaki temel zeminindeki yanal deformasyonun ve/veya ilave boşluk suyu basıncının değişimi gözlemlenerek yoruma dayalı karar yöntemleri de bulunmaktadır.

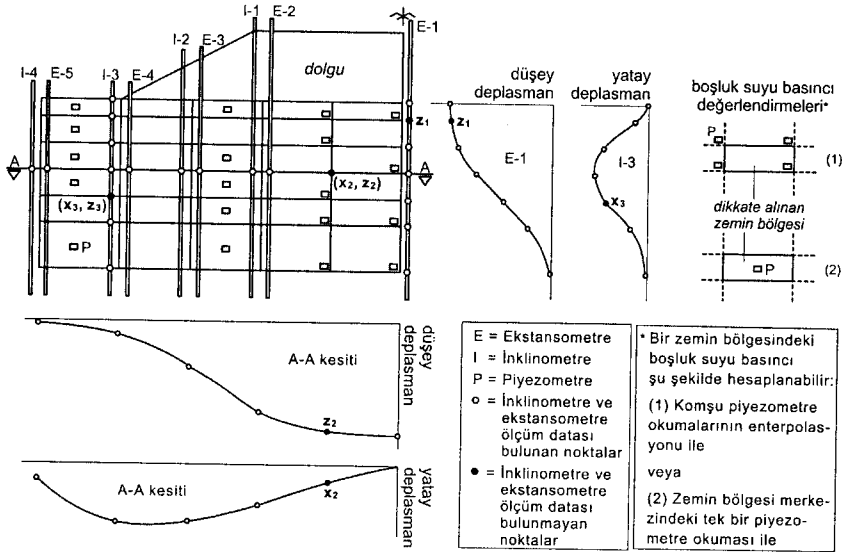
Yukarıda da anlatıldığı üzere mevcut dolgu hesap veya tasarım yöntemleri gerçek davranışı yansıtmayabilmektedir. Buna ilaveten aletsel gözlemeleden yeteri kadar yararlanılmamaktadır. Aletsel gözleme yapılsa bile bunu yorumlayacak ve değerlendirecek bir arazi yöntemi bulunmamaktadır. Buradan yola çıkarak Oztoprak ve Cinicioglu (2005) tarafından yeni bir yöntem tanımlanmıştır. Söz konusu çalışmada, yöntemin

teorik tabanı, hesap adımları ve zemin davranışını yorumlayan açıklamaları detaylı olarak anlatılmıştır. Bu çalışmada ise Oztoprak ve Cinicioglu (2005)'te tanımlanan yöntemin kısa bir tanıtımı ve pratikte uygulanması sırasında faydalı olabilecek bir akış şeması verilmiştir. Aletsel gözlemlerle çok iyi veri kaydı bulunan iki önemli dolguda yöntemin uygulanmasıyla elde edilen gerilme izleri gösterilmiş ve zemin davranışı ile ilgili değerlendirmeler yapılmıştır. Dolgu inşaatı sırasında referans bir bölgede yapılacak aletsel gözlemlerle birlikte önerilen yöntemin kullanılmasıyla güvenilir ve ekonomik bir tasarım yapmanın sözkonusu olduğu açıkça gösterilmiştir.

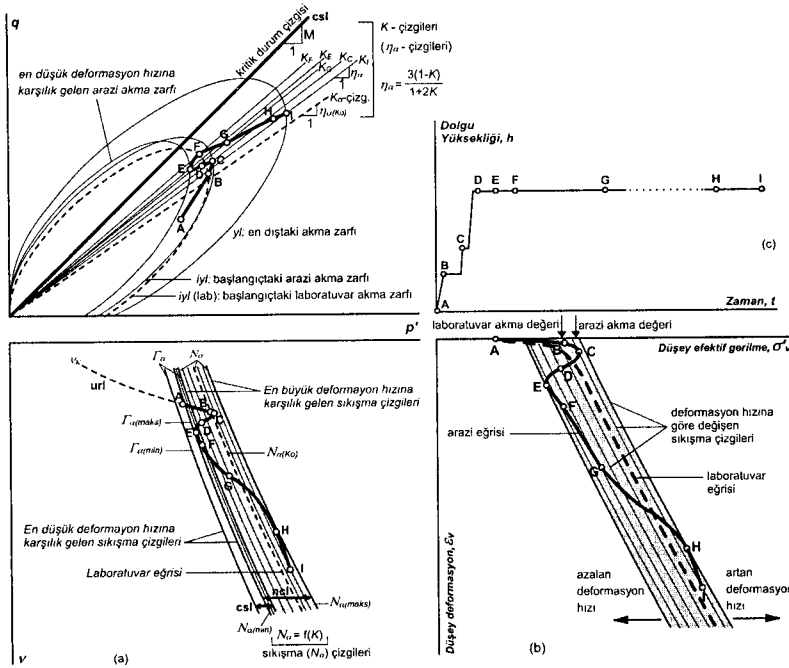
ÖNERİLEN YÖNTEM

Gözlemsel Yöntemin (observational method) ileri bir yorumu olan yöntem, arazi ölçümleri kaydedildikçe bu ölçümleri yapısal davranış çatısı altında doğrudan girdi olarak kullanmakta ve eş zamanlı olarak davranışı analiz etmektedir. Yöntem özel bir konu olan yumuşak killer üzerindeki dolgular için geliştirilmiştir. Yöntemin uygulanması için sağlanan çatı, kritik durum teorisinin idealleştirmiş gerilme uzayıdır. Öztoprak (2002)'de kurulan çatıya davranışı analiz etmek ve ölçümler ile tasarım parametreleri arasındaki bağlantıyı sağlamak için Oztoprak ve Cinicioglu (2005)'te yapısal anizotropik elastoplastik zemin modeli eklenmiştir. Yumuşak zeminlerin deformasyon hızına olan bağımlılığı da davranışın yorumlanmasına dahil edilmiştir. Temel zemininin davranışını dikkate almak için, bir bölgeleme sistemi uygulanmıştır. Gerilme eksen dönüşümü aktif ve pasif bölgeler için etkin olarak dikkate alınmıştır. Yöntem ana hatları, teorik tabanının açıklamaları ve hesaplama adımları Oztoprak ve Cinicioglu (2005)'te verilmiştir.

Yöntemin uygulanabilmesi için temel zemini Şekil 1’de bir örneği görüldüğü üzere bölgelere ayrılmalıdır. Bu bölgeleme sistemi zemin tabakalanması, özellikleri ve aletsel gözlem noktalarına (ve sıklığına) göre seçilmektedir. Temel zeminini 15 ila 25 eleman olacak şekilde bölgelere ayırmak yeterli olacaktır. Ancak bütün elemanların takip edilmesine gerek duyulmayabilir. Seçilen bazı elemanların takibi yeterli olabilmektedir. Yöntemin şematik sunumu Şekil 2’de verilmiştir. Bu şematik sunumu destekleyecek ve açıklayacak şekilde verilen yöntem hazırlık aşamaları ve hesaplama adımları Şekil 3’te sunulmuştur. Yöntemi uygulamak için en az 2 adet inklinometre, 3 adet ekstansometre (veya değişik derinliklere koymak üzere 10 adet oturma ölçer) ve 8 adet piyezometre gereklidir. İlk bakışta aletsel gözlemeleme açısından yöntemin pahalı olacağı düşünülebilir. Ancak getireceği güvenilir dolgu inşaatının yanısıra zaman kazancı aletsel gözlemeleme maliyetinin çok üzerinde olacaktır.



Şekil 1: Örnek bölgeleme ve buna bağlı olarak arazi ölçüm sonuçları için analiz ve enterpolasyon tekniği (Oztoprak ve Cinicioglu, 2005)



Şekil 2: Yöntemin şematik sunumu. (a) Herhangi bir bölge için q-p' ve v-p' düzlemlerindeki gerilme izlerinin kurulması, (b) Dikkate alınan bölge için laboratuvar ve arazideki gerilme deformasyon davranışı, (c) Dolgunun inşaat programı (Oztoprak ve Cinicioglu, 2005)

Yöntemi uygulamak için çok az sayıda laboratuvar parametresine ihtiyaç bulunmaktadır. Bu parametreler yöntemi sadece başlatmak içindir ve ileride arazideki Şekil 3'te "3" no.lu adımdaki akma bilgisi geldiğinde görevlerini tamamlamış olacaklardır. Akma bilgisine bağlı olarak AKO değişince başlangıç noktasının (A noktasının) ve akma zarfı içindeki noktaların (B noktasının) yeri değişecektir.

Kısaca özetlenecek olursa; önerilen metodolojide temel zemininde oluşturulan her bölgede veya herhangi birinde ölçüm sonuçlarından elde edilen ϵ_v ve ϵ_h ve u' değerlerinden v , V ve K değerleri hesaplanmaktadır. Böylece yöntem, sürekli değişen v , V ve K değerlerini Kritik Durum Teorisinin q-p'-v uzayında bir araya getirerek ve buna yapısal anizotropik elastoplastik zemin modelini de bu çatıya ekleyerek gerilme izlerini elde etmektedir.

A. ÖN HAZIRLIKLAR

A1 Yapılacak dolgu için zemin araştırma sonuçları yardımıyla referans bir aletsel gözlemeleme noktası seçilir.

A2 Bölgeleme sistemindeki zemin tabakalarının e_o , σ , σ , AKO, M, α değerleri elde edilir.

A3 Referans bölgedeki zemin özellikleri ve planlanan aletsel gözlemeleme göre dolgu altındaki temel zemini bölgelere ayrılır (bkz. Şekil 1).

A4 Bölgelere ve köşe noktalarına numara verilir ve koordinat sistemi belirlenir.

A5 Her bölgenin ya da takip edilmesi düşünülen bölgelerin köşe noktalarının yatay ve düşey deplasmanını elde edecek şekilde inklinometre ve ekstansometre yerleştirilir. Söz konusu bölgelerin ilave boşluk suyu basınçlarını elde edebilmek için bölgelerin merkezine piyezometre yerleştirilir. Şekil 1'de aletlerin yerleşimi ve verilerin elde edilmesi gösterilmektedir.

B. ALETSEL GÖZLEMLEME VERİLERİN YORUMLANMASI

B1 Bölgelerin köşe noktalarının sürekli değişen deplasmanları dikkate alınarak ortalama α ve α_s değerleri hesaplanır ve buradan v ve V değerleri elde edilir.

$$\Rightarrow v = v_o \frac{V_u}{V_o} \Rightarrow v = v_o + \Delta v$$

Bölgelerin merkezinde sürekli elde edilen u' değerleri ve elastik teoriye dayanan L ile efektif gerilme değeri αq hesaplanır.

$$-v' = -\frac{v}{w} + L - u'$$

B2 α ve α_s değerleri ile R_s buradan da K değerleri (Zhang ve d., 1998) hesaplanır.

$$R = \frac{\Delta \Delta_s}{\Delta \Delta} ; R = \begin{cases} R_l & (K \leq 1) \\ 2 \{ R_l & (K > 1) \end{cases}$$

$$\text{eğer } (-1 \leq R, \sigma \leq 1) \text{ ise } K = \frac{1 \cdot \sin \sigma}{1 \cdot \sin \sigma \cdot R}$$

$$\text{eğer } (1 \leq R, \sigma \leq 3) \text{ ise } K = 1 + \frac{\sin \sigma}{1 - \sin \sigma} (R - 1)$$

HESAP ADIMLARI (1-Başlangıç durumları, 2-Akmadan önceki durumlar, 3-Akmadan sonraki durumlar)

1a q-p' düzleminde csl ve K_o çizgisi çizilir.

$$\eta_{\eta}(K_o) = \frac{3(\eta K_{o(nc)})}{1 + 2K_{o(nc)}}$$

1b Başlangıç (laboratuvar) akma zarfı çizilir. Bu bir referans zarftır ve geçicidir.

$$f = (q - (K_o)p)^2 - (M^2 - (K_o)p)(p_{p,conv} - p) = 0$$

$$p_{p,conv} = \frac{\sigma_{p,conv}(1 + 2K_{o(nc)})}{3}$$

1c Başlangıç noktasının yeri belirlenir (Şekil 2,A)

$$q(A) = \sigma_{p(A)} (\sigma K_{o(ac)})$$

$$p_{p(A)} = \frac{\sigma_{p(A)} (1 + 2K_{o(ac)})}{3}$$

$$v(A) = 1 + e_o$$

1d v-p' düzleminde url, csl ve ncl'nin çizimi için başlangıç koordinatlarının hesabı

$$v'(A) = v'(A) + v' \ln p'(A)$$

$$N_{-(A)} = -(A) + (---) \ln p_{m}$$

$$J_{J(A)} = N_{J(A)} \left(\frac{2M}{M + J(K_o)} \right)$$

2 Akmadan önceki durumların hesabı (Şekil

$$v(B) = v_o \frac{V_o v(B)}{V_o} |$$

$$p(B) = \exp \left(\frac{J(B)}{J(A)} \right)$$

$$q(B) = \sigma_{p(B)} (\sigma K_{(B)})$$

3a Akma kararının verilmesi

$u_o - \log t$, $q - \alpha_p$, $\sigma q - \alpha$ başlıtları ile akma kararı verilir.

Akma gerçekleşmişse "3b" adımına geçilir. Aşer akma meydana gelmemişse "2" adımı devam edilir. 3b ve 3c'deki hesaplar C noktası içindir. Şekil

3b Akmadan sonraki durumların (Şekil 2, C noktası)

$$v(C) = v_o \frac{V_o v(C)}{V_o}$$

$$q(C) = \sigma_{p(C)} (\sigma K_{(C)})$$

$$p_{p(C)} = \frac{\sigma_{p(C)} (1 + 2K_{(C)})}{3}$$

$$v'(C) = v'(C) + v' \ln p'(C)$$

3c Şekil 2'deki C noktası ile ilgili q-p' deki gerilme çizgilerinin ve v-p' deki sıkışma çizgilerinin başlangıç koordinatlarının

$$\eta_{\eta}(C) = \frac{3(\eta K_{(C)})}{1 + 2K_{(C)}} ; FS = \frac{M}{\eta_{\eta}}$$

$$N_{\alpha(C)} = \alpha(C) + \alpha \ln p_{(C)}$$

$$\lambda_{\lambda(C)} = N_{\lambda(C)} \lambda (\lambda \lambda \lambda) \ln \frac{\lambda}{\lambda} \frac{2M}{M + \lambda_{\lambda(C)}} \frac{\lambda}{\lambda}$$

Şekil 3: Şekil 2'de sunumu yapılan yöntemin hazırlık ve hesap adımları için akış şeması (Yöntemin ayrıntıları ve teorik tabanı Oztoprak ve Cinicioglu, 2005'te görülebilir)

YÖNTEMİN GERÇEK DOLGULARA UYGULANMASI

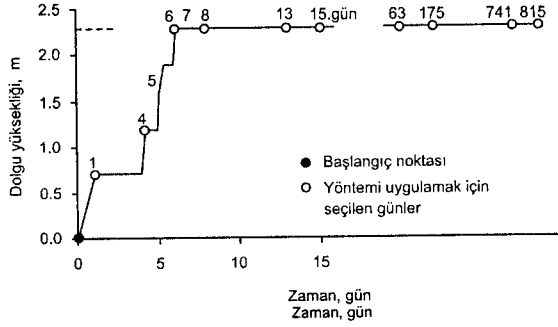
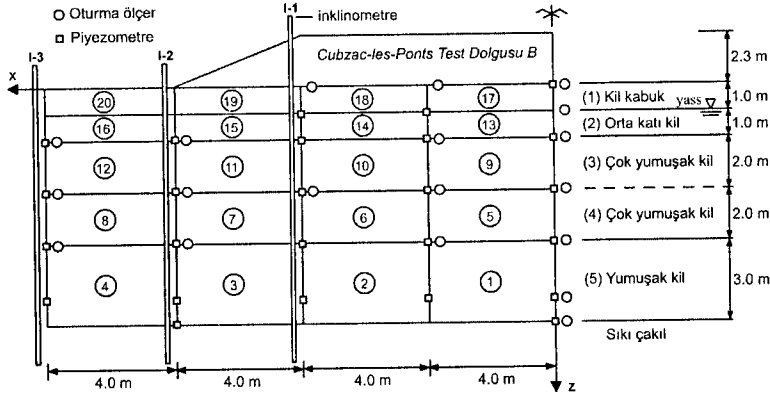
Yöntemin uygulanabilmesi için sadece aletsel gözlemele yapılması yetmemekte, bu işlemin bir bölgeleme sistemine uygun şekilde ve sayıda yapılması gerekmektedir. Buna ilaveten, oluşturulabilecek bölgeler dikkate alınacak şekilde ve sıklıkta sınıflandırma, sıkışabilirlik ve mukavemet deneyleri yapılmalıdır. Bu özellikleri sağlayacak şekilde inşa edilmiş dolguların sayısı çok fazla değildir. Fransa'da çok yüksek plastisiteli, viskoplastik davranış gösteren yumuşak-katı kıvam arasındaki killer üzerine inşa edilen Cubzac-les-Ponts dolgusu ve İngiltere'de çok yumuşak turba ve yumuşak killerin bulunduğu alanda drenler oluşturularak inşa edilen Widows Plantation (Stanstead Abbots) dolgusu gerek zemin verisi gerekse de ölçüm verisi sıklığı açısından yöntemi uygulamaya çok uygundur.

Cubzac-les-Ponts Dolgusu – Test Dolgusu B

Cubzac-les-Ponts test dolgusu B, 1972 yılında Fransa'da Dordogne nehrinin kenarında bulunan ve yüksek plastisiteli killerden oluşan alüvyonel sahada inşa edilmiştir. Bu test dolgusundan önce "A" test dolgusu göçecek şekilde yapılmış ve geri analizle zemin parametreleri kontrol edilmiştir. Zemin tabakalanması ve aletsel gözlemlemeye bağlı oluşturulan bölgeleme sistemi Şekil 4a'da, zemin parametreleri Tablo 1'de verilmiştir. Sahada zemin profili olarak en üstte yaklaşık 2.0 m kalınlığında yüksek derecede aşırı konsolide siltli kil tabakası (kil kabuk), altında ise yaklaşık 7.0 m kalınlığında değişken organik içeriği olan yumuşak kil tabakası yer almaktadır. Yumuşak kil tabakası sıkı çakıl tabakasına oturmaktadır. Buradaki killer yüksek plastisiteli (likit limit=100-200% ve plastisite indisi=20-120%) ve yapılanmış (structuralized) olup viskoplastik kil olarak adlandırılabilirler. Yeraltı suyu seviyesi yüzeyden itibaren 1.0-1.5 m derinliktedir. Şekil 4b'de görüldüğü üzere 2.3 m. yüksekliğe 6. günde çıkılan dolguda yaklaşık 1000

gün boyunca aletsel gözlemlene verisi kaydedilmiştir. 1.5 güvenlikle inşa edildiği rapor edilen “B” test dolgusunda göçme oluşmamıştır.

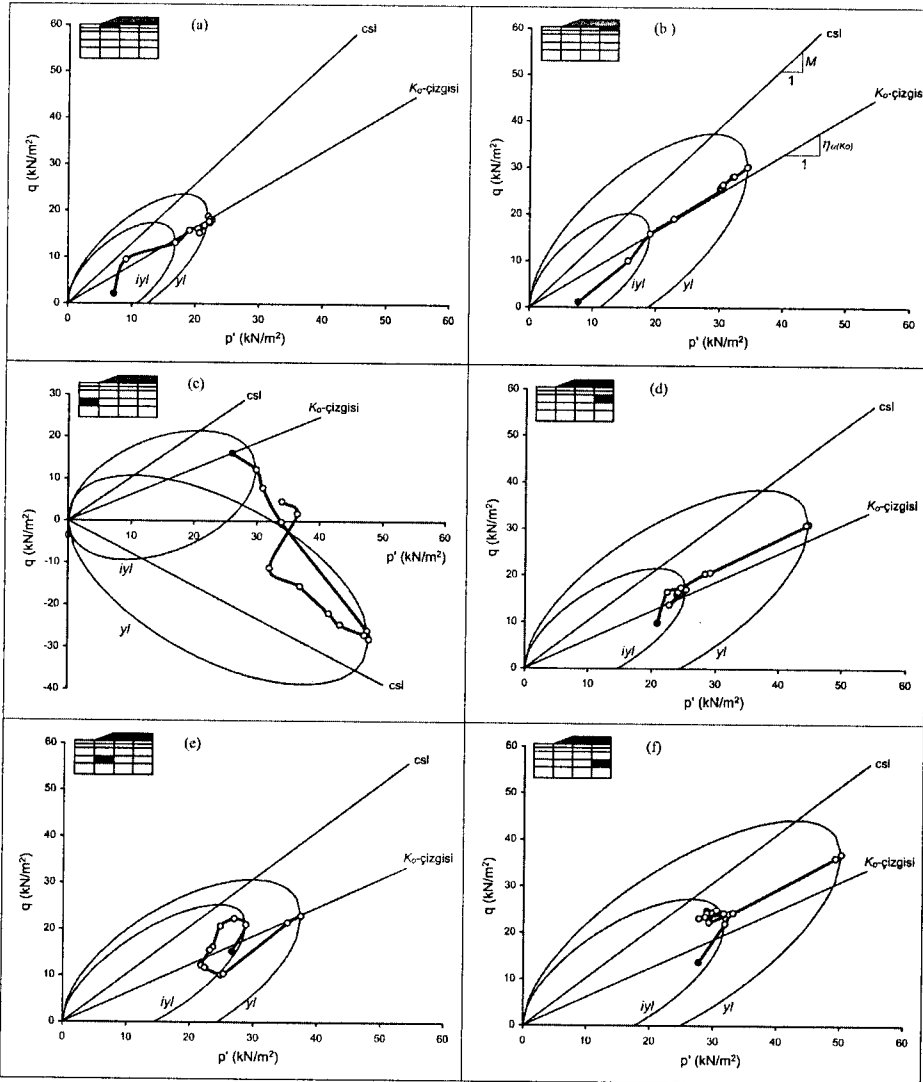
Şekil 5’te Cubzac-les-Ponts test dolgusu temel zemininin değişik bölgelerinde elde edilen $q-p'$ gerilme düzleminde gerilme izleri gösterilmiştir. Gerilme izlerinden anlaşılacağı üzere yöntem ile zeminin deformasyon hızı etkisi, viskoplastik davranışı ve gerilme eksen dönüşümü modellenenbilmektedir. Elde edilen gerilme izleri ile ilgili davranış yorumları ve diğer bulgular Öztoprak (2002), Öztoprak ve Cinicioglu (2003a, 2003b) ve Cinicioglu ve Öztoprak (2003)’ta bulunabilir. Şekil 6’da dolgusu inşaatının 8. ve 817. gününde zemin zonlarındaki güvenlik sayıları verilmiştir. Şekil üzerindeki C-1, C-2, C-3 ve C-4 zemin kolonlarında güvenlik sayısının en düşük olduğu bölgeler boyalı gösterilmiştir. En riskli zemin çok yumuşak kil tabakasıdır. Dolgu inşaatı 6. günde tamamlanmasına karşılık en düşük güvenlik 6.-8. günler arasındadır. 817. günde temel zeminin dairesel bir kayma eğilimi yok olmakta ve güvenlik sayısı artmaktadır.



Şekil 4: (a) Cubzac-les-Ponts dolgusunda oluşturulan zonlama sistemi
(b) Dolgunun inşaat programı (Magnan ve d., 1983)

Tablo 1: Cubzac-les-Ponts test dolgusu temel zeminindeki zemin özellikleri
(Magnan ve d., 1983; Wood, 1990)

Zemin	Derinlik (m)	σ'_{vo} (kN/m ²)	σ'_{vc} (kN/m ²)	OCR	v_o	κ	λ	M	$\phi'(^{\circ})$
(1) Kil kabuk	0.0 - 1.0	8.5	75.0	8.82	2.00	0.017	0.12	1.29	32.0
(2) Orta katı kil	1.0 - 2.0	20.1	50.0	2.49	3.60	0.022	0.53	1.16	29.0
(3) Çok yumuşak kil	2.0 - 4.0	27.4	40.0	1.46	4.20	0.085	0.75	1.03	26.0
(4) Çok yumuşak kil	4.0 - 6.0	36.8	45.0	1.22	3.25	0.048	0.53	1.03	26.0
(5) Yumuşak kil	6.0 - 9.0	50.0	60.0	1.20	3.30	0.043	0.52	1.03	26.0



● Başlangıç gerilme durumu ○ İlerleyen gerilme durumları

iyi : arazideki ilk (başlangıç) akma zarfı; yf : arazideki en dıştaki akma zarfı

Şekil 5: Cubzac-les-Ponts test dolgusu temel zemininin değişik bölgelerinde elde edilen gerilme izleri (Oztoprak ve Çinicioğlu, 2005)

Widows Plantation Dolgusu - Stanstead Abbots Geçişi

İngiltere’de Widows Plantation dolgusu olarak da bilinen Stanstead Abbots dolgusu çok yumuşak alüvyonlar üzerine drenler yardımıyla inşa edilmiştir. Dolgu altına geogridler de yerleştirilmiştir. Drenlerin teşkil edilmesine Mayıs 1988’de, dolgunun oluşturulmasına Ağustos 1988’de başlanılmıştır. Dolgu inşaatı Mayıs 1989’da tamamlanmıştır.

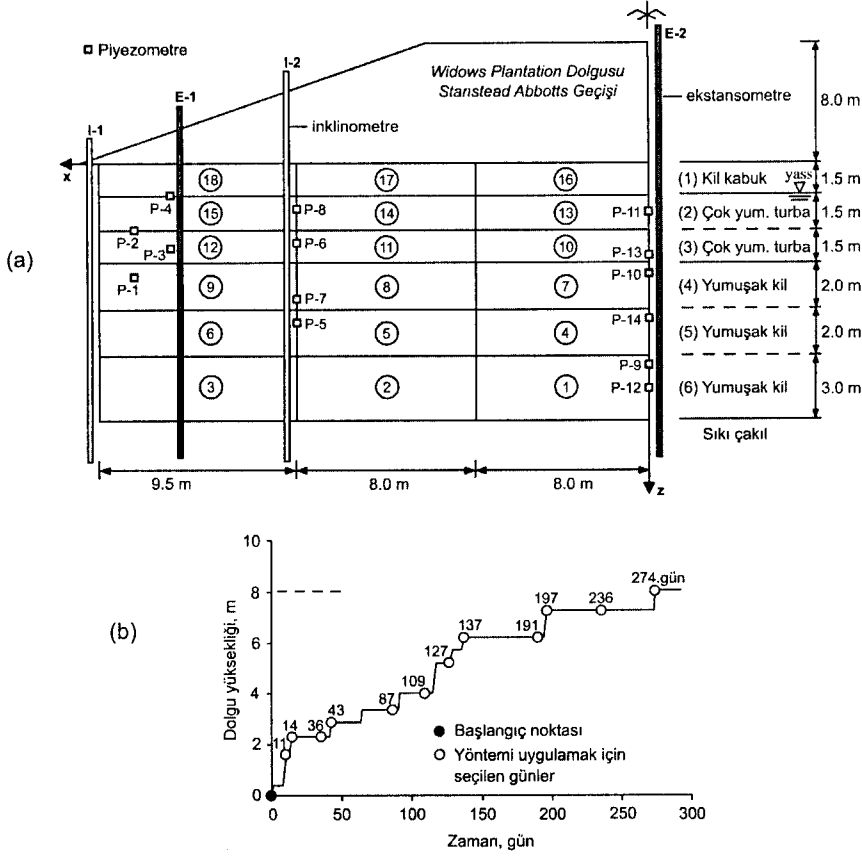
8. gün					817. gün				
Cubzac-les-Ponts Test Dolgusu B					Cubzac-les-Ponts Test Dolgusu B				
C-4	C-3	C-2	C-1		C-4	C-3	C-2	C-1	
10.41 (20)	1.59 (19)	1.43 (18)	1.52 (17)		2.47 (20)	1.63 (19)	1.44 (18)	1.47 (17)	
1.32 (16)	1.68 (15)	1.44 (14)	1.55 (13)		10.92 (16)	1.59 (15)	1.44 (14)	1.51 (13)	
1.23 (12)	2.57 (11)	1.38 (10)	1.53 (9)		2.90 (12)	1.63 (11)	1.42 (10)	1.48 (9)	
1.34 (8)	1.54 (7)	1.25 (6)	1.23 (5)		7.67 (8)	1.68 (7)	1.40 (6)	1.40 (5)	
2.61 (4)	1.65 (3)	1.39 (2)	1.43 (1)		5.84 (4)	1.66 (3)	1.47 (2)	1.52 (1)	

Şekil 6: Cubzac-les-Ponts dolgusu inşaatının 8. ve 817. günlerinde bölgelerdeki güvenlik sayıları (C-1, C-2, C-3 ve C-4 zemin kolonlarında güvenlik sayısının en düşük olduğu bölgeler boyalı gösterilmiştir)

Zemin tabakalanması Şekil 7a’da, parametreler Tablo 1’de verilmiştir. Alanda zemin profili olarak en üstte yaklaşık 1.5 m. kalınlığında yüksek derecede aşırı konsolide siltli kil tabakası (kil kabuk), altında ise yaklaşık 3.0 m. kalınlığında sıkışabilirliği çok yüksek olan çok yumuşak turba tabakası yer almaktadır. Turba’nın altında bulunan yumuşak kil tabakası yaklaşık 7.0 m. kalınlığa sahiptir ve sıkı çakıl tabakası üzerinde yer almaktadır. Yeraltı suyu seviyesi yüzeyden itibaren 1.0-1.5 m. derinliktedir. Zeminlerin başlangıç gerilme durumları, sıkışabilirlik ve mukavemet parametreleri Tablo 2’de verilmiştir. Özellikle turba zeminin boşluk oranı çok fazladır. Bununla birlikte bu zeminde drenajlı davranış gerçekleşmektedir. Dolgu altı temel zeminin yanal ve düşey deplasmanları ile boşluk suyu basıncı ölçümleri yaklaşık 700 gün boyunca kaydedilmiştir. Dolgusunun inşaat kademeleri Şekil 7b’de görülmektedir. Stanstead Abbots dolgusu 8.0 m.

yüksekliğe 274 günde inşa edilmiş, daha sonra 1.0 m.'lik kısmı kaldırılmıştır. Nihai dolgu yüksekliği 7.0 m. olarak gerçekleştirilmiştir.

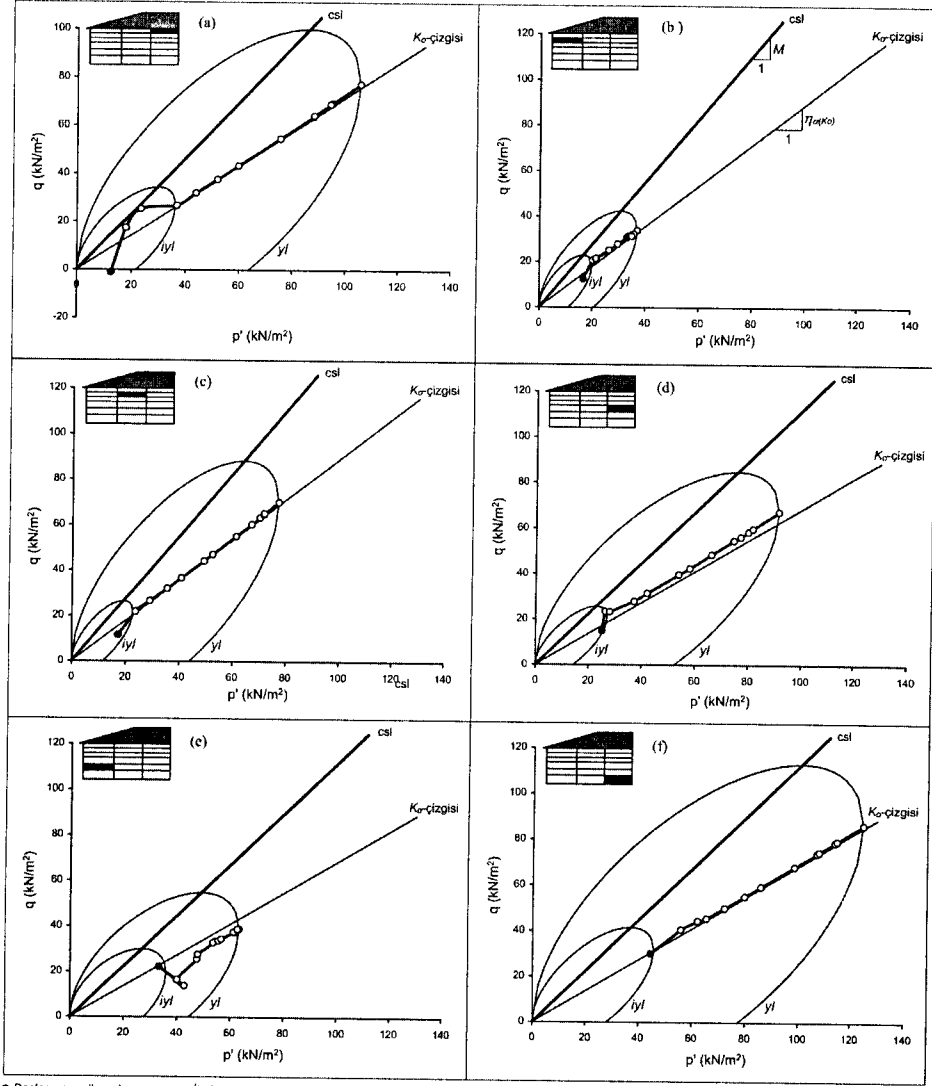
Şekil 8'de Stanstead Abbots dolgusu temel zemininin değişik bölgelerinde elde edilen $q-p'$ gerilme düzleminde gerilme izleri verilmiştir. Gerilme izlerine göre ilk 14 gündeki hızlı yükleme sonrasında hareket tamamen drenajlıdır. Bu durum drenlerin etkisini göstermektedir. Yöntem, zeminin deformasyon hızı etkisi tamamen ortaya koymaktadır. Elde edilen gerilme izleri ile ilgili davranış yorumları ve diğer bulgular Oztoprak ve Cinicioglu (2003b)'de bulunabilir. Şekil 9'da dolgusu inşaatının 11. ve 274. gününde zemin zonlarındaki güvenlik sayıları verilmiştir. Şekil üzerindeki C-1, C-2, ve C-3 zemin kolonlarında güvenlik sayısının en düşük olduğu bölgeler boyalı gösterilmiştir. 11. günde en riskli zemin turbanın altındaki yumuşak kil iken 274. günde en riskli zemin alt taraftaki turba tabakasıdır. Turba tabakalarının güvenlik sayıları zamanla çok değişmemektedir. Drenajın etkisi ve turbanın çok boşluklu olmasından dolayı topuk altındaki güvenlik sayıları düşünüldüğünden daha düşük çıkmaktadır.



Şekil 7: (a) Widows Plantation (Stanstead Abbots) dolgusunda oluşturulan zonlama sistemi (b) Dolgunun inşaat programı (Hird, 1993)

Tablo 2: Widows Plantation (Stanstead Abbots) dolgusu temel zeminindeki zemin özellikleri (Hird, 1993; Hird ve d., 1995)

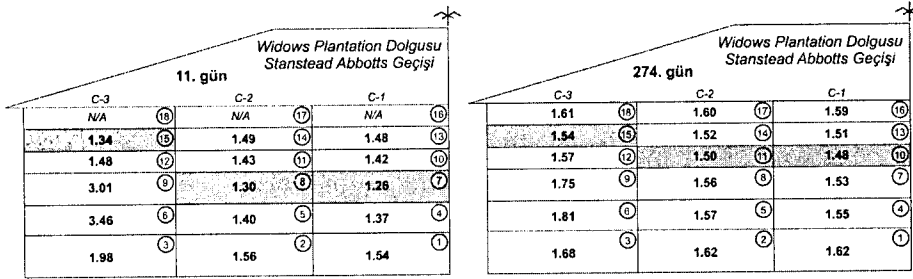
Zemin	Derinlik (m)	ϕ (°)	ϕ_c (°)	OCR	ϕ_o	ϕ	ϕ	M	$\phi\phi$ (°)
(1) Kil kabuk	0.0 - 1.5	12.0	91.0	7.58	1.80	0.035	0.190	1.16	29.0
(2) Çok yumuşak turba	1.5 - 3.0	25.0	55.0	2.20	8.30	0.450	2.290	1.38	34.0
(3) Çok yumuşak turba	3.0 - 4.5	27.5	36.0	1.31	9.20	0.470	2.390	1.38	34.0
(4) Yumuşak kil	4.5 - 6.5	35.0	38.0	1.09	2.50	0.045	0.220	1.12	28.0
(5) Yumuşak kil	6.5 - 8.5	48.0	49.0	1.02	2.45	0.039	0.205	1.12	28.0
(6) Yumuşak kil	8.5 - 11.5	64.0	65.0	1.02	2.40	0.035	0.190	1.12	28.0



Şekil 8: Widows Plantation (Stanstead Abbots) dolgusu temel zemininin değişik bölgelerinde elde edilen gerilme izleri

SONUÇLAR

Aletsel gözleme sonuçlarını anında değerlendirerek, bu bilgi ile Kritik Durum Zemin Mekaniği ortamında anizotropik elastoplastik zemin modeli kullanarak dolgu altı temel zemininin istenilen bölgesinde gerilme izleri elde eden özgün bir yöntem geliştirilmiştir.



Şekil 9: Widows Plantation (Stanstead Abbots) dolgusu inşaatının 11. ve 274. günlerinde bölgelerde güvenlik sayıları (C-1, C-2 ve C-3 zemin kolonlarında güvenlik sayısının en düşük olduğu bölgeler boyalı gösterilmiştir)

Geliştirilen yeni yöntem ile dolgu temel zemininde oluşturulan bölgelerde veya herhangi bir bölgedeki gerilme izi takip edilerek dolgu güvenliği anında belirlenmektedir. Başka bir deyişle, dolgunun göçmesine veya aşırı güvenli inşaat yapımına izin verilmemektedir. Böylece önemli bir zaman ve para tasarrufu yapmak mümkün olmaktadır.

Yöntem, aletsel gözlem verisi geldiği andaki arazideki zemin parametrelerini belirleyerek hesap yapmaktadır. Kil zeminlerin laboratuvarda mertebesi belirlenemeyen zaman bağımlılığı (time dependency) etkisi, yapılanma/yapı bozulması (structuralization/ destructuralization) gibi etkileri doğal olarak hesaba katmakta böylece gerçek zemin davranışını modelleyebilmektedir. Buna ilaveten, gerilme eksen dönüşümünü de gözönüne almaktadır.

Çok az zemin parametresine ihtiyaç duyan yöntem, çoğu zemin koşullarında sonuç vermektedir ve drenlerle inşa edilen ve zemin iyileştirmesi yapılan (kireç kolonları, vs.) dolgularda da kullanılmaktadır.

KAYNAKLAR

1. Cinicioglu, S.F., and Oztoprak, S., "Interpretation of viscoplastic behaviour of clays in the construction of field stress paths", Proceeding of International Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice, Noordwijkerhout, The Netherlands, 17-19 Sept. 2003, 511-516.
2. Hird, C.C., Numerical Modelling of the Willow Plantation Embankment (Stanstead Abbotts), Research Report No: DCSE/93/G/1, 1993, University of Sheffield.
3. Hird, C.C., Pyrah, D., Russell, D., and Cinicioglu, F., "Modelling the effect of vertical drains in two-dimensional finite element analyses of embankments on soft ground", Can. Geotech. J., 1995, 32: 795-807.
4. Magnan, J., Mieussens, C. & Queyroi, D., Etude d'un remblai sur sols compressibles: Le remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts, Rapport de recherche LPC No: 127, 1983, Laboratoire Central Des Ponts et Chaussees.
5. Oztoprak, S., and Cinicioglu, S.F., "Towards an on-time method of interpretation of field instrumentation data", Proc. of 13th European Conf. on Soil Mech. and Geotech.Eng., 25-28 August 2003a, Prague, Czech Republic
6. Oztoprak, S., and Cinicioglu, S.F., "Stress-strain behaviour of soft soils under embankment loading", Proceedings of International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 29-31 May 2003, Turkish Republic of Northern Cyprus, 67-74.
7. Oztoprak, S., and Cinicioglu, S.F., "Soil behaviour through field instrumentation", Canadian Geotechnical Journal, 2005, 42: 475-490.

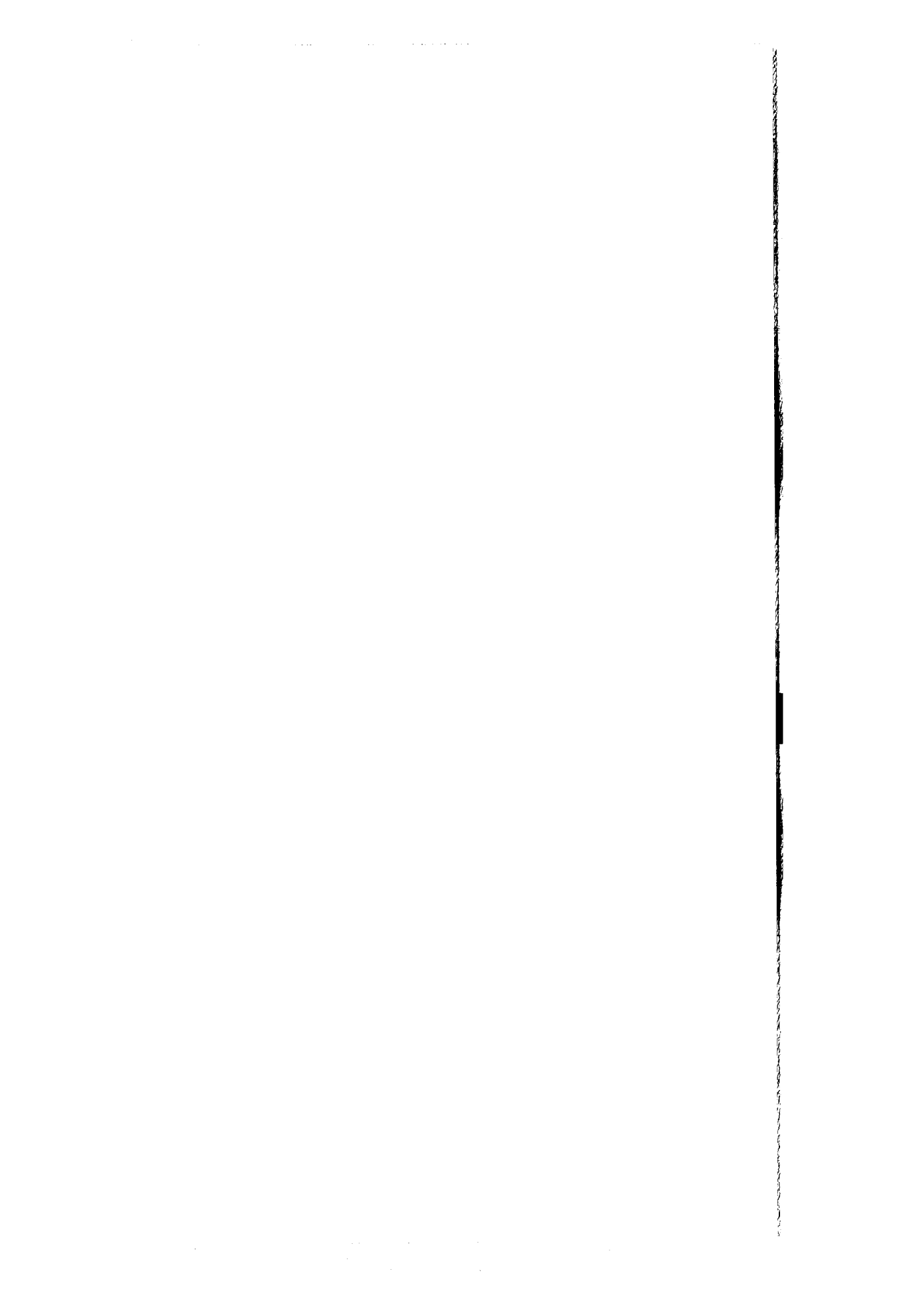
8. Öztoprak, S., Yüklenmiş yumuşak zeminlerde gerilme-deformasyon davranışının teorik tanımlaması ve modellenmesi, Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi, Avcılar, İstanbul, 2002.
9. Wood, D.M., Soil behaviour and critical state soil mechanics, Cambridge Univ. Press, 1992.
10. Zhang, J., Shamoto, Y, Tokimatsu, K., "Evaluation of earth pressure under any lateral deformation", Soils and Foundations, 1998, 38 (1): 15-33.

SEMBOL LİSTESİ

e_o başlangıç boşluk oranı	η gerilme oranı, q/p'
$\epsilon_q, \epsilon_v, \epsilon_h$ kayma, düşey ve yanal birim def.	q kayma gerilmesi
ϕ' içsel sürtünme açısı	p' efektif ortalama gerilme
v özgül hacim	$p'_{p,conv}$ laboratuvarında geleneksel adımsal yüklemeli konsolidasyon deneyinden elde edilen ön konsolidasyon basıncı
v_o başlangıç özgül hacmi	p'_y arazideki ortalama akma gerilmesi
v_x boşaltma-tekrar yükleme çizgisinin (url)	R yanal deformasyon parametresi
$p'=1.0$ kPa'daki özgül hacim değeri	R_e yanal deformasyon oranı
Γ kritik durum çizgisinin (csl) $p'=1.0$	σ'_v düşey efektif gerilme
kPa'daki özgül hacim değeri	σ'_{vo} başlangıçtaki düşey efektif gerilme
λ sıkışma çizgisinin (ncl) eğimi	σ'_{vc} düşey önkonsolidasyon basıncı
κ boşaltma-tekrar yükleme çizg.nin (url)	σ'_{vy} arazideki düşey akma gerilmesi
eğimi	u' ilave boşluk suyu basıncı
M kritik durum çizgisinin (csl) eğimi	V_o herhangi bir bölgenin başlangıçtaki hacmi
K herhangi bir deformasyon durumunda anizotropik normal konsolide killerin yanal toprak basıncı katsayısı	V herhangi bir bölgenin inşaat başladıktan sonraki hacmi
$K_{o,nc}$ sükunetteki durumunda anizotropik normal konsolide killerin yanal toprak basıncı katsayısı	FS güvenlik sayısı
AKO aşırı konsolidasyon oranı	L sürüş yükü

IV. Oturum

Zemin Mühendisliği



Zeminlerin Sismik Yapı Hasarı Üzerindeki Etkileri: Adapazarı'ndan Öğrenilenler

B. Sadık Bakır

*Doç. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü,
06531 Ankara*

Özet

17 Ağustos 1999 İzmit depreminde Adapazarı'nda meydana gelen yapısal hasar, gerek dağılımı gerekse farklı formları itibariyle deprem mühendisliği alanında çalışan araştırmacıların dünya çapında ilgisini çekmiştir. Bu makalede, zemin koşullarının Adapazarı'nda meydana gelen bina hasarları üzerindeki etkileri, depremden bu yana yürütülmekte olan bir dizi araştırmadan elde edilen bulgular ışığında ele alınmaktadır.

1. Giriş

17 Ağustos 1999 İzmit (Kocaeli) depreminde Adapazarı'nda meydana gelen yapısal hasar, gerek dağılımı, gerekse hasar formlarındaki çarpıcı farklılaşma itibariyle zeminlerin sismik yapı hasarı üzerindeki etkilerine ilişkin olarak cevaplanması gereken birçok soruyu da beraberinde getirmiştir. Kentte, özellikle 4-7 katlı betonarme binaların temellerinde farklı formlarda (oturma, dönme ve ötelenme) ve düzeylerde meydana gelen deplasmanlar geoteknik deprem mühendisliği konusunda çalışan araştırmacıların dünya çapında ilgisini çekmiş, deprem sonrasında Adapazarı'nı ziyaret eden çok sayıda ulusal ve uluslararası araştırma grubu, gözlem ve müteakip çalışmalarda elde ettikleri bulgular üzerine makaleler yayımlamıştır. Konuyla ilgili olarak halen süregelen araştırmalarda ulaşılan sonuçlar, Kentte meydana gelen yapı hasarlarına ve sismik zemin davranışına ilişkin olarak depremden hemen sonra ileri sürülen yerleşik konvansiyonel anlayış doğrultusundaki açıklama ve öngörülerle genel olarak kökten çelişir niteliktedir. Bu bakımdan Adapazarı deprem mühendisliği literatüründe şimdiden özel bir yer edinmiş bulunmaktadır.

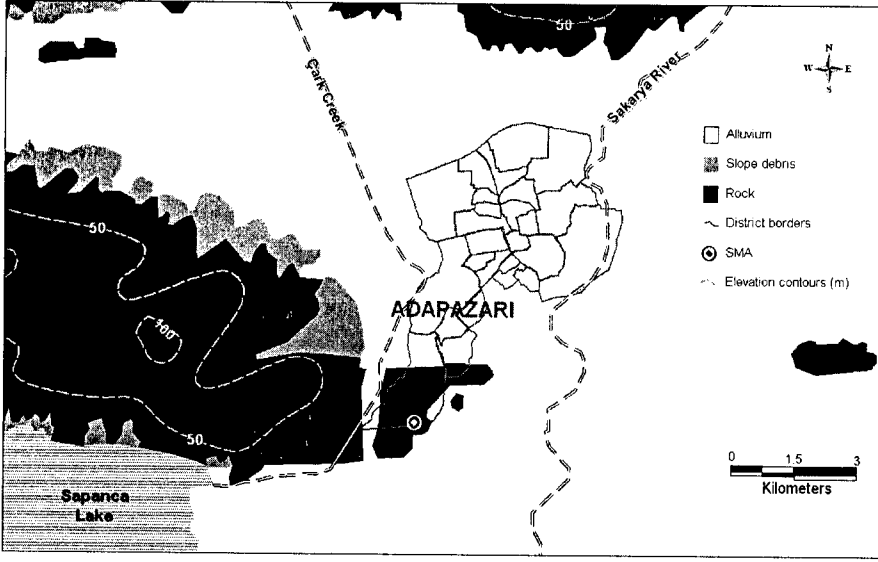
Türkiye, bir “deprem ülkesi” olmakla birlikte 17 Ağustos depremine kadar zemin etkilerinin yapı hasarı üzerinde Adapazarı’nda olduğu derecede belirleyici olarak ortaya çıktığı bir deneyim yaşamamıştır. Depremden hemen sonra yapılan değerlendirmelerde kentteki ağır yapı hasarının zemin sıvılaşmasından kaynaklandığı yönünde prematüre bir kanı oluşmuş, ve maalesef, gerek yapı hasarlarının değerlendirilmesi, gerekse önlem alınması konularında dar görüşlü bir anlayışla ve alelacele alınan kararlar sonucunda önemli mühendislik hataları yapılmıştır. Sonuç olarak büyük bir kaynak israfına yol açıldığı gibi, deprem afetini henüz atlattığı olan Adapazarlı vatandaşlarımız maddi ve manevi ağır külfetlerle karşı karşıya kalmıştır. Dolayısıyla, ileride meydana gelecek depremlerde afet yönetiminin gereği gibi yapılabilmesi bakımından 17 Ağustos depremi sonrasında Adapazarı’nda yapılan uygulamaların eleştirel bir gözle değerlendirilerek gerekli derslerin çıkarılması son derece önemlidir.

Bu makalede, Adapazarı’na ilişkin olarak Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü bünyesinde depremden hemen sonra başlanan ve halen kısmen devam etmekte olan bir dizi araştırma ve bu araştırmalardan elden edilen sonuçlar aktarılmaktadır. Makalede ayrıca, elde edilen sonuçların deprem mühendisliği disiplinine katkıları üzerinde durulmakta ve bu bulgular ışığında Adapazarı’nda deprem sonrasında yapılan uygulamalar değerlendirilmektedir. Bir bütünün parçalarını teşkil eder nitelikteki bu araştırma dizisi, makale kapsamında dört ana bölümde ele alınmaktadır. Birinci bölümde 17 Ağustos depreminde Kent merkezinde meydana gelen yapısal hasar dağılımına ilişkin gözlemler, Adapazarı’nın jeolojik ve geoteknik özellikleri dikkate alınarak değerlendirilmekte ve hasar dağılımında görülen çarpıcı farklılaşmanın nedenleri saha mukabele analizleriyle açıklanmaktadır. İkinci ve üçüncü bölümlerde ise, sırasıyla, deprem sonrasında yapılan ön değerlendirmelerde sıvılaşığı düşünülen Adapazarı yüzey zeminlerini oluşturan silt-kil karışımları üzerinde yapılan statik ve dinamik yükleme deneylerinden elde edilen sonuçlar ve yerel zeminlerdeki farklılaşmaların bina hasar dağılımı ve hasar formları üzerindeki etkilerine değinilmektedir. Son bölümde ise, Adapazarı’nda deprem sonrasında yapılan uygulamalara ilişkin değerlendirmeler yer almaktadır.

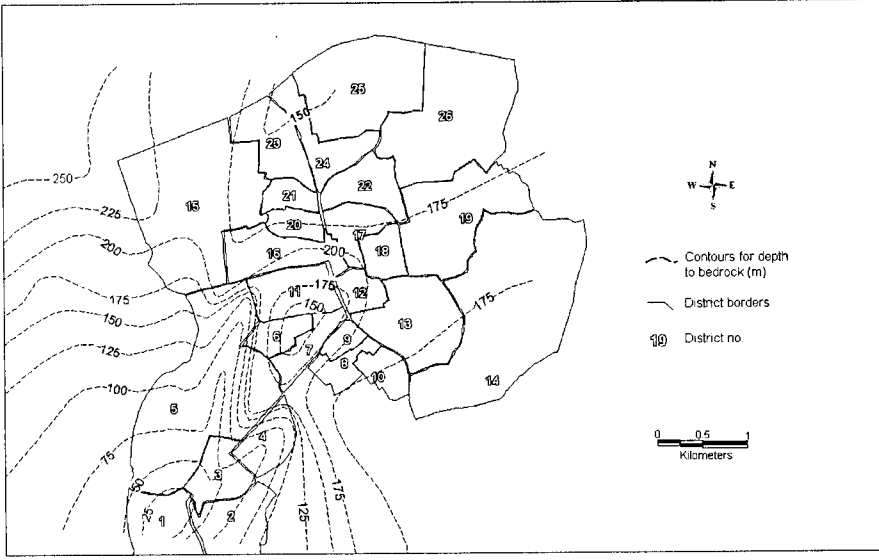
2. Jeolojik - Geoteknik Koşullar

Adapazarı, eski bir göl yatağı olan sedimanter bir basen kenarında kuruludur. Şehrin güney bölümü sığ ve sert rezidüel zeminler zeminler

üzerinde yer alırken, kuzeyde yer alan daha büyük ve nisbeten yeni bölümü Sakarya Nehri ve kolları tarafından taşınarak derin göl çökelleri üzerine istiflenmiş olan Kuvaterner alüvyon zeminler üzerine oturmaktadır. Anakaya formasyonu sedimanter zeminler altında kuzey istikametinde alçalarak Kent sınırları içerisinde 200 m civarındaki derinliklere ulaşmaktadır. Adapazarı civarının jeolojik ana hatları Şekil 1de, anakaya derinliğinin Kent merkezi altındaki değişimi ise Şekil 2de verilmektedir.



Şekil 1. Adapazarı civarının jeolojik ana hatları (Bakır, Sucuoğlu ve Yılmaz, 2002).



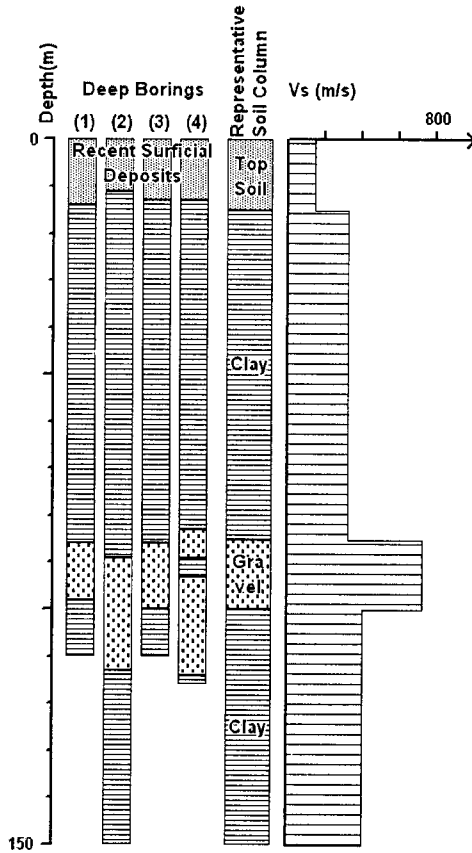
Şekil 2. Adapazarı Kent merkezinde anakaya derinliğinin değişimi (Bakır, Sucuoğlu ve Yılmaz, 2002).

Deprem sonrasında Adapazarı'nda mevcut zemin özelliklerinin belirlenebilmesi amacıyla çeşitli kaynaklardan elde edilen çok sayıda sığ ve derin sondaj incelenerek tasnif edilmiştir. Kentin derin aluvyonlar üzerinde yer alan kesiminde yüzeyden itibaren yaklaşık 15 metre derinlik içerisinde yer alan zeminler, genel olarak yer yer kil ve çakıl bantları içeren ince kum, silt ve kilin farklı oranlardaki karışımlarından müteşekkildir. Normal konsolide olan bu yapı içerisindeki ince daneli zeminler büyük ölçüde düşük plastisitelidir. Bu kesimde zemin özellikleri yatay ve düşey yönlerde keskin değişiklikler göstermekte ve genel olarak artan derinlikle birlikte profilde kil zeminler baskın olmaktadır. Kentte yeraltı su tablası tutarlı olarak yüksektir ve genellikle 0.2 - 3.0 m arasındaki derinliklerde seyretmektedir (Bakır ve arkadaşları, 2002; Sucuoğlu ve arkadaşları, 2000).

Daha aşağıda ise, göl çökellerinin oluşturduğu yer yer silt ve ince kum ihtiva eden kalın kil tabakaları yer almaktadır. Kent içerisinde açılmış olan ve derinlikleri 110 – 150 m arasında değişen dört derin sondajın logları tutarlı olarak 80-110 m aralığında kesilen bir çakıl tabakası dışında tamamen kil zeminler içermektedir. Bu sondajların logları saha mukabele analizi amacıyla kullanılan idealize zemin profiliyle birlikte Şekil 3de verilmektedir.

3. Bina hasar dağılımı ve geoteknik etkenler

17 Ağustos depreminde Adapazarı'nda yapısal hasar yoğunluğu kuzey istikametinde keskin bir artış trendi göstermiştir. Alüvyon zeminlerin 200 m derinliklere ulaştığı kent merkezini oluşturan mahallelerde çöken ve ağır hasar gören bina oranları %22 seviyesine ulaşmıştır. Hasar dağılımındaki bu keskin farklılaşmalar, hareket büyütmesi (amplification) ve yüksek frekansların filtrelenmesi gibi, uzun periyotlu yapıları olumsuz etkilediği bilinen ve genel olarak kalın alüvyon tabakalarının varlığından kaynaklanan yerel geoteknik faktörlerin etkisini açıkça göstermektedir.



Şekil 3. Derin sondaj logları ve saha mukabele analizinde kullanılan idealize zemin profili (Bakır, Sucuoğlu ve Yılmaz, 2002).

Kentin özellikle ağır hasar gören merkezi kesimi deprem öncesinde yaklaşık 20 yıllık bir süre içerisinde hızla gelişmiş bulunmaktadır. Bu dönemde inşa edilmiş olan binaların hemen hemen tamamı 4-6 katlı

betonarme ve boşluklu tuğla dolgu duvarlıdır. Yeraltı suyunun yüzeye çok yakında seyretmesi nedeniyle, birkaç istisna dışında bu binaların tamamı 1.5 m civarındaki derinliklerde yer alan rijit radye temeller üzerine inşa edilmiştir. Nispeten daha eski binalar çoğunlukla bir veya iki katlı olup taş veya tuğla yığma veya tahta çerçeve içerisine tuğla dolgudur. Bu kategoriye dâhil olan binalarda çökme veya ağır hasar çok daha düşük oranlarda gerçekleşmiştir. Adapazarı'nda mevcut bina tiplerinin birinci doğal periyotları, yaklaşık olarak, yığma binalar için (1-3 katlı) 0.1-0.3 s aralığında; betonarme binalar içinse (4-7 katlı) 0.45-0.7 s aralığında hesaplanmaktadır.

Depremden en fazla etkilenen grubu teşkil eden nispeten daha yüksek betonarme binalarda hasar, birbirinden tamamen farklı iki formda ortaya çıkmıştır. Bunlar, 1) yapısal sistem hasarları, ve 2)değişik düzey ve formlarda (oturma, eğilme ve ötelenme) tezahür eden temel deplasmanlarıdır (sırasıyla, Şekil 4 ve 5). Gözlemler, temel deplasmanlarının form ve düzeylerinin yüzey zeminlerinin mukavemet özelliklerinin yanı sıra bina yüksekliği, temel boyutları oranı (genişlik/uzunluk), komşu binaların mevcudiyeti gibi faktörlerle doğrudan ilişkili olduğunu göstermektedir. Deplasmanlar genel olarak daha yüksek ve temel boyut



Şekil 4. Yapısal sistem göçmesi formunda yapı hasarları.



Şekil 5. Temel deplasmanı formunda bina hasarları

oranları düşük binalarda çok daha belirgin olarak ortaya çıkarken, 1-2 katlı binalarda hemen hemen hiç görülmemiştir. Bitişik nizam bloklarda ise temel deplasmanları göreceli olarak daha düşük seviyelerde ve blok boyunca düzgün oturma (5-25 cm) şeklinde meydana gelmiş, blokların sonunda yer alan bina temelleri, tipik olarak, aşırı eğilmeye maruz kalmışlardır. Kentte deprem sırasında yüzey zeminlerinde sıvılaşma meydana geldiğine dair açık kanıt teşkil edebilecek kum fışkırmaları oldukça seyrek görülmüştür. Diğer taraftan, temel deplasmanlarına maruz kalan binaların çevresinde genellikle 1-2 m genişlik içerisinde yer yer kabarmalar meydana gelmiş, bazı durumlarda ise zeminde kabarma veya kum fışkırması görülmeksizin nispeten büyük oturmalar meydana gelmiştir. Temel deplasmanları bazı binalarda kullanılabilirlik açısından kabul edilebilir sınırları aşmış olmakla birlikte, radye temeller aşırı oturma ve dönme koşullarında dahi bütünlüklerini muhafaza etmişlerdir. Aşırı eğilme formunda temel deplasmanı nedeniyle deprem sonrasında kullanılmaz halde olan birçok bina daha sonra çeşitli yöntemlerle düzeltilerek kullanılabilir duruma getirmişlerdir.

Hasar formlarına ilişkin olarak dikkat çekici bir husus da, iki farklı formun genel olarak birlikte görülmemiş olmasıdır. Diğer bir deyişle, çöken veya ağır yapısal hasar gören binalarda temel deplasmanı meydana gelmemiş; deplasman seviyelerinden bağımsız olarak herhangi bir formda temel deplasmanına maruz kalmış olan hiçbir binada da dikkate değer düzeyde yapısal hasar ortaya çıkmamıştır. Bu gözlem, nispeten yumuşak veya boşluk suyu basıncı artışı sonunda mukavemet kaybına uğrayarak yumuşayan zeminlerin deprem sırasında üstyapıya ulaşan sismik kuvvetleri azaltarak doğal taban izolatörü vazifesi görmüş olduğunu göstermektedir. Dolayısıyla, 17 Ağustos depreminde Adapazarı'nda binaların sismik davranışı ve hasar modları üzerinde yüzey zeminlerinin özellikleri belirleyici olmuştur.

4. Saha Mukabele Analizleri

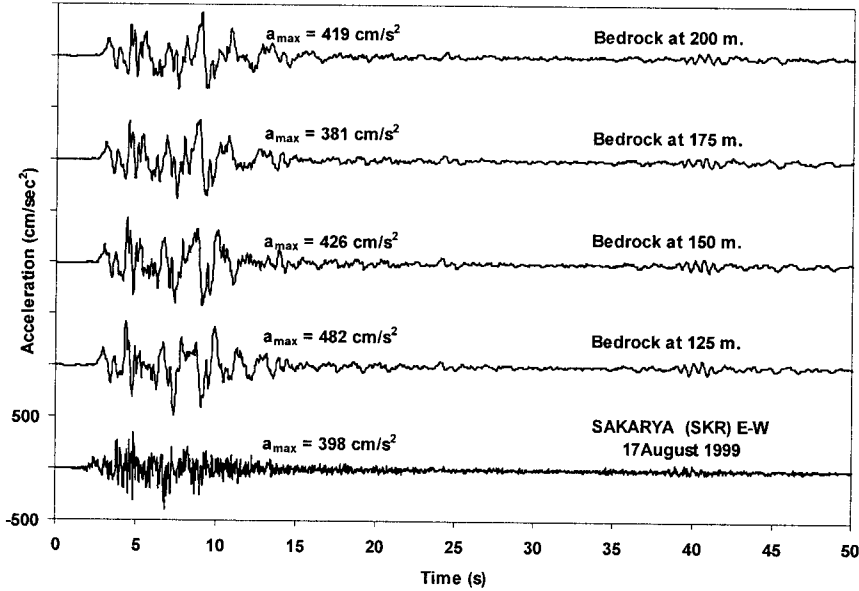
17 Ağustos depremi yer hareketi Adapazarı'nda fay yüzey kırığının 3 km kadar kuzeyinde yer alan bir istasyonda kaydedilmiştir. Ancak, cihazda meydana gelen bir arıza nedeniyle hareketin sadece yaklaşık olarak faya paralel istikametteki doğu-batı bileşeni mevcuttur. Kayıt alınan kesim anakayanın yüzeye çok yakın olduğu, Kentin güneyindeki rezidüel zeminler üzerinde yer almaktadır. Deprem sonrasında Kentte bina hasarlarının en az olduğu kesim de burasıdır. Diğer taraftan, anakayanın alüvyon zeminler altında kuzeye doğru alçalarak Kentin altında 200 m civarındaki derinliklere ulaştığı kesimlerde bina hasarlarının son derece yüksek olması, derin alüvyon tabakalarının yüzeye ulaşan deprem hareketi özelliklerini büyük ölçüde değiştirmiş olduğunu göstermektedir. Adapazarı'nda alüvyon zeminlerin yer hareketi üzerindeki etkileri Bakır ve arkadaşları (2001 ve 2002) tarafından 1-boyutlu model analizleriyle incelenmiştir. Burada kısaca bu araştırmalar ve elde edilen sonuçlar aktarılmaktadır.

Alüvyon zeminler üzerinde yer hareketinin değişimini inceleyebilmek amacıyla, derin sondajların tutarlı profiller gösteren loglarının gevşek siltli yapıdaki yüzey zeminleriyle (üst 15 m) birlikte değerlendirilmesiyle Kentin büyük bir bölümünün altında yer alan derin alüvyon zeminleri temsil eden idealize bir zemin kolonu elde edilmiştir (Şekil 3). Bu zemin kolonu kullanılarak, SHAKE programı (Schnabel ve arkadaşları, 1972) yardımıyla Kent içerisinde alınan kayıt farklı alüvyon derinlikleri için anakayadan zemin yüzeyine iletilmiştir. Kentte alınan kayıt ve farklı alüvyon derinlikleri için zemin yüzeyinde hesaplanan ivme-zaman

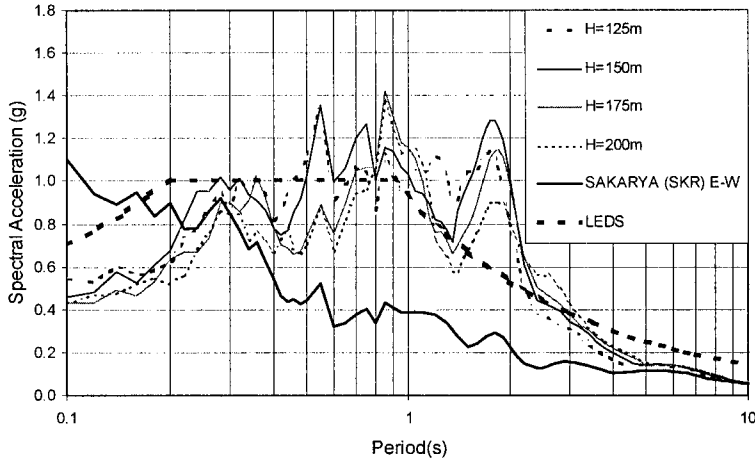
grafikleri Şekil 6da, bu ivme zaman grafikleri kullanılarak elde edilen mukabele spektrumları ise, Şekil 7de verilmektedir.

5. Saha mukabele analizlerine ilişkin sonuçlar ve değerlendirmeler

Şekil 6da verilen ivme-zaman grafiklerinden anlaşılacağı üzere, yer hareketinin maksimum ivme değerleri alüvyon zeminler üzerinde deprem ivme kaydının alındığı sağlam zeminlere oranla 1.0 - 1.2 arasında değişen bir faktörle artmaktadır. Diğer taraftan, alüvyon zeminlerin yer hareketi üzerindeki çok daha önemli etkisi hareketin yüksek frekans bileşenlerini büyük ölçüde filtre etmesidir. Sonuç olarak, yüzey hareketinin hakim periyodu çok katlı binaların birinci doğal periyoduna yaklaşmakta, dolayısıyla hareketin hasar potansiyeli büyük ölçüde artmaktadır.



Şekil 6. Adapazarı'nda 17 Ağustos depreminde alınan kayıt ve farklı alüvyon derinlikleri için zemin yüzeyinde hesaplanan ivme-zaman grafikleri (Bakır, Sucuoğlu ve Yılmaz, 2002).



Şekil 7. 17 Ağustos depreminde kaydedilen ve hesaplanan yer hareketlerinin ivme mukabele spektrumları (%5 sönüm oranı için). Kalın kesikli çizgi 1998 Deprem Yönetmeliğinin öngördüğü tasarım spektrumudur (Bakır, Sucuoğlu ve Yılmaz, 2002).

Şekil 7de yer alan mukabele spektrumları alüvyon zeminler üzerindeki spektral ivme değerlerinin 3-4 katlı betonarme binaların doğal periyot aralığında (0.25-0.5 saniye) kaydın alındığı sağlam zeminlerle kıyaslandığında yaklaşık 0.5g daha yüksek olacağını göstermektedir. Spektral ivme değerlerindeki bu fark 5-6 katlı binaların doğal periyot aralığında (0.5-0.6 saniye) 0.8g nin üzerine çıkmakta, maksimum spektral ivme değerleri ise alüvyon zeminler üzerinde alüvyon derinliğine bağlı olarak 0.9-1.4g arasında değişmektedir.

Yukarıda açıklanan bulgular, 17 Ağustos depremi sırasında alüvyon zeminler üzerinde yer alan 3 ve daha çok katlı, özellikle 5-6 katlı binaların, deprem kaydının alındığı kentin güneyindeki sağlam zeminleri üzerinde yer alan binalara oranla çok daha büyük sismik yatay kuvvetlere maruz kaldığını göstermektedir. Sismik yatay kuvvetlerdeki artışlar, alüvyon kalınlığı ve bina kat sayısına bağlı olarak alüvyon zeminler üzerinde 3 kata kadar yükselmektedir. Bu sonuçlar, aynı zamanda deprem sonrasında Adapazarı'nda ortaya çıkan hasar dağılımı ve gözlemlerden elde edilen sonuçlarla uyum içerisindedir. Burada hatırlanması gereken nokta, alüvyon tabakaları üzerinde hesaplanan spektral ivme değerlerinin bina temellerinin zemine ankastre olduğu durum için geçerli olduğudur. Dolayısıyla, Şekil 7de verilen spektral ivme değerlerinin deprem sırasında temellerin kalıcı deplasmanlar yapabildiği gevşek/yumuşak (veya deprem sırasında

sıvılaşmaya bağılı olarak yumuşayan) temel zeminleri üzerinde yer alan binalar için yapı ve zemin koşullarına bağılı olarak daha düşük olması beklenmelidir.

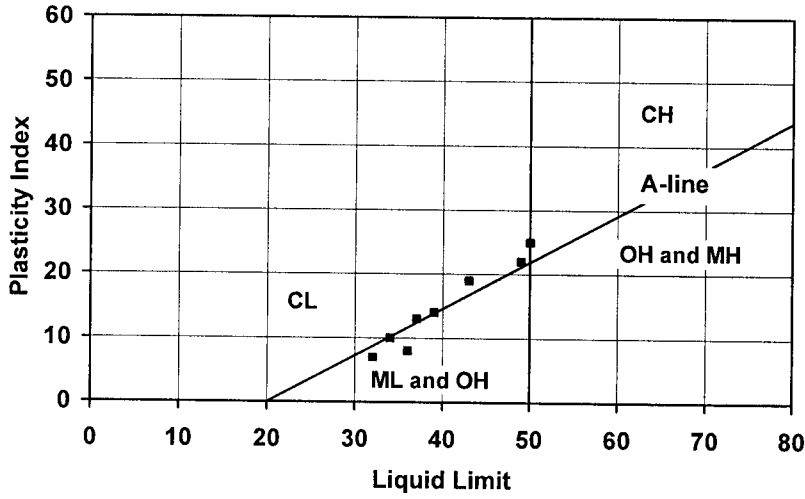
Diğer taraftan, saha mukabele analizlerinden elde edilen sonuçlar Deprem Yönetmeliğimizde tasarım spektrumuna ilişkin çok önemli bir kusurun mevcudiyetini de ortaya koymaktadır. Yönetmeliğimize göre Adapazarı'nda derin alüvyon zeminler üzerinde yer alan bir saha için (birinci derece deprem bölgesi, yerel zemin sınıfı Z4 ve bina önem katsayısı 1.0) tasarım spektrumunda maksimum spektral ivme değeri $1g$ ve kesme periyodu T_B 0,9 s olarak belirlenmektedir. Şekil 7de kentin derin alüvyon tabakaları üzerinde yer alan bölümlerinde kesme periyodu olan 0.9 saniyeden daha büyük periyotlarda, özellikle 1.5 s civarındaki saha hâkim periyotlarına karşılık gelen spektral ivme değerlerinin deprem yönetmeliğimizde verilen tasarım spektrumu değerlerini önemli ölçüde geçmiş olduğu görülmektedir. Tasarım spektral ivme değerleri ile hesaplanan değerler arasındaki farklar, alüvyon derinliği ve kayma dalgası hızlarındaki değişikliklere bağılı olarak, 0.6g seviyesinin üzerine çıkabilmektedir. Bu durumda, hakim saha periyodunun spektrum kesme periyodundan büyük olduğu sahalarda üzerinde yer alan ve birinci doğal periyotları saha periyodu civarında olan ve mevcut Deprem Yönetmeliğimize uygun olarak tasarlanmış olan yapıların öngörülenin çok üzerinde sismik kuvvetlere maruz kalabilecekleri açıktır.

6. Adapazarı silt-kil karışımlarının monotonik ve dinamik yükler altında davranışının araştırılması

Geoteknik deprem mühendisliği açısından Adapazarı'nda meydana gelen yapısal hasara dair en sıra dışı olgu, şüphesiz, bina temellerinde farklı form ve seviyelerde meydana gelen temel deplasmanlarıdır. Deprem sonrasında Kentte incelemelerde bulunan çeşitli gruplarca yapılan ön değerlendirmelerde genel olarak bu deplasmanların sıvılaşma kaynaklı olduğu ileri sürülmüştür. Adapazarı'nda yüzey zeminlerinin yer yer sıvılaşma potansiyeline sahip kum tabakaları ihtiva ettiği bilinmekle birlikte, deprem sonrasında Kentte temel deplasmanlarının meydana geldiği kesimlerde farklı araştırma gruplarınca yapılan sondajlı saha araştırmalarında, kum tabakalarının (eğer mevcutsa), tutarlı olarak çok derinde ve sıvılaşmaya imkân vermeyecek derecede sıkı olduğu belirlenmiştir. Yine bu araştırmaların sonuçları, söz konusu sahalarda yüzey zeminlerinin, istisnai durumlar dışında, Birleşik Zemin Sınıflandırma

Sistemine göre siltli kil (CL) veya killi silt (ML) olarak sınıflandırılan ince daneli zeminlerden oluştuğunu göstermektedir. Bu durumda, deprem koşullarında sıvılaşmalarının mümkün olup olmadığı halen deprem mühendisliğinin tartışmalı konularından birisini teşkil eden silt-kil karışımı zeminlerin Adapazarı'nda sıvılaşmış olabileceği konusu doğal olarak gündeme gelmiştir. Adapazarı silt-kil karışımlarının genel davranış özelliklerinin ve deprem sırasında sıvılaşmış olmaları ihtimalinin araştırılması amacıyla bir araştırma projesi kapsamında ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü bünyesinde Kentte temel deplasmanlarının meydana geldiği sahalardan temin edilen örselenmemiş silt-kil karışımı zemin numuneleri üzerinde bir dizi paralel, monotonik ve dinamik üç eksenli yükleme deneyi yapılmıştır (Yılmaz, Pekcan ve Bakır, 2004). Aşağıda bu çalışmalar ve elde edilen sonuçlar özetle aktarılmaktadır.

Paralel üç eksenli testlerde tutarlı bir deney seti teşkil etmek amacıyla numune tüpü içinden aynı seviyeden alınan 2 veya 3 örselenmemiş numune, bina temelleri altındaki sığ derinliklerde yer alan zeminler üzerinde deprem öncesinde mevcut gerilme durumunun modellenebilmesi için anizotropik koşullarda konsolide edilmişlerdir. Konsolidasyon safhasını müteakiben, her set içerisindeki numunelerden biri üzerinde üç eksenli monotonik yükleme deneyi uygulanarak mukavemet değeri belirlenirken, diğer numune(ler) üç eksenli dinamik yükleme deneyine tabi tutulmuştur. Dinamik deneylerde uygulanan gerilmeler ve yükleme frekansları 17 Ağustos depreminde Adapazarı'nda bina temelleri altındaki yüzey zeminleri üzerinde meydana gelmiş olan zorlamaları temsil edecek mertebelerde seçilmiştir. Çalışmada kullanılan numunelerin plastisite kartındaki yerleri Şekil 8de verilmektedir.



Şekil 8. Monotonik ve dinamik deneylerde kullanılan numunelerin plastisite kartındaki yerleri.

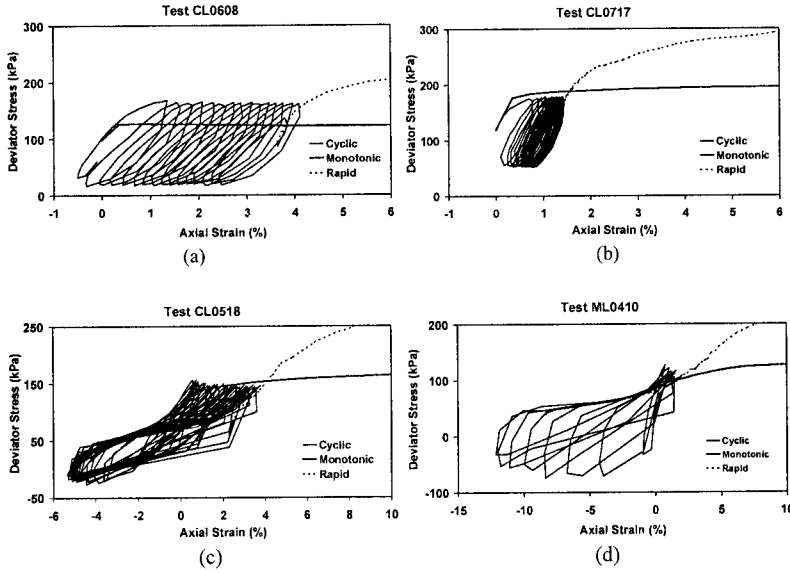
Tek yönlü (sadece basınç) ve iki yönlü (basınç ve çekme) yükleme koşullarında gerçekleştirilen dinamik deneyler, maksimum dinamik gerilme değerlerinin monotonik mukavemet değerine oranla göreceli olarak daha düşük ve daha büyük değerler aldığı iki durum için de yapılmıştır. Zeminin sismik yükler altında davranışına ilişkin önemli bir husus da, deprem sırasında maruz kalınan zorlamalar dolayısıyla statik koşullarda stabilite bozulmasına neden olabilecek bir mukavemet kaybının ortaya çıkmış olması ihtimalidir. Bu hususun araştırılması amacıyla, numuneler, dinamik yükleme safhasını müteakiben başlangıçtaki anisotropik gerilme durumu altında ve drenajsız koşullarda 5 dakika kadar bekletilmiş ve herhangi bir göçme veya deformasyon trendinin mevcut olup olmadığı gözlenmiştir. Numuneler, son olarak, deprem sırasında maruz kalabilecekleri şekilde güçlü bir zorlama (pulse) durumunda mukavemet ve deformasyon davranışının incelenmesi amacıyla ani monotonik basınç yüklemesine tabi tutulmuşlardır.

7. Dinamik ve monotonik yükleme deneylerinin sonuçları ve değerlendirmeler

Deneysel çalışmalar sonucunda, dinamik yüklemenin tek veya iki yönlü olmasına ve uygulanan gerilme seviyesinin minimum ve maksimum seviyelerine bağlı olarak keskin farklılıklar içeren trendler gözlenmiştir.

Monotonik basınç, dinamik yükleme ve müteakip ani yükleme deney sonuçlarının birlikte verildiği Şekil 9.a – d, bu genel trendleri temsil eden test sonuçlarını içermektedir.

Maksimum stres seviyesinin numunenin mukavemet değerini geçtiği tek yönlü dinamik yükleme durumunda plastik deformasyonların her çevrimde hemen hemen sabit bir oranda arttığı gözlenmiştir. Bu durumda Şekil 9.a'da yer alan türden gerilme-eksenel deformasyon grafikleri elde edilmektedir. Diğer taraftan, maksimum stres seviyesinin monotonik mukavemetin altında olduğu tek yönlü dinamik yükleme durumunda plastik deformasyonlar, yine meydana gelmekle birlikte, çevrimsel deformasyon oranları çok daha küçüktür ve deformasyonlar artan çevrim sayısı ile birlikte hızla azalarak ihmal edilebilir düzeylere düşmektedir. Şekil 9.b böyle bir deneyden elde edilen tipik gerilme-eksenel deformasyon grafiğini göstermektedir. Şekil 9.c ve 9.d ise numuneler üzerinde, sırasıyla, basınç ve çekme kuvvetleri altında plastik deformasyonların olduğu iki yönlü dinamik yüklemelerden elde edilen deformasyon grafiklerini göstermektedir.



Şekil 9. Adapazarı silt-kil numuneleri üzerinde yapılan deneylerden elde edilen gerilme-doğrusal deformasyon trendleri: (a) maksimum aksenal yük seviyesinin monotonik mukavemeti geçtiği tek yönlü (basınç) yükleme, (b) maksimum aksenal yük seviyesinin monotonik mukavemetin altında olduğu tek yönlü (basınç) yükleme, (c) numunenin basınç altında yenildiği çift yönlü yükleme ve (d) numunenin çekme altında yenildiği çift yönlü yükleme.

Testlerin bir bölümünde numunelere 17 Ağustosta Adapazarı koşullarında ortaya çıkan talebin de üzerinde yükler uygulanmış olmasına rağmen, deney serisinde hiçbir numune dinamik yüklemeyi müteakiben uygulanan başlangıç anizotropik gerilme koşulları altında dikkate değer bir deformasyon yapmamıştır. Bu gözlem, söz konusu zeminlerin 17 Ağustos depremi sırasında bina temellerinde statik koşullarda stabilite kaybına neden olabilecek düzeyde mukavemet kaybetmiş olmasının mümkün olmadığını göstermektedir. Şekil 9.a – d’de göze çarpan bir husus da, numunelere uygulanan ani basınç yüklemesinin monotonik mukavemet değerlerinde önemli zahiri artışlara neden olduğudur. Kohezyonlu zeminlere has olan bu davranış özelliği, yükleme hızının artışıyla birlikte belirginleşen viskoz tepki nedeniyle ortaya çıkmaktadır.

DeneySEL çalışmalarından elde edilen sonuçlar Adapazarı silt-kil karışımlarının 17 Ağustos depremiyle kıyaslanabilir dinamik yükler altında mukavemet ve deformasyon davranışı itibariyle “sıvılaşma” olarak yorumlanabilecek herhangi bir davranış sergilemediğini açıkça göstermektedir. Yine bu sonuçlar itibariyle, Adapazarı’nda silt-kil karışımı zeminler üzerinde yer alan bina temellerinin deprem koşullarında monotonik mukavemet parametreleriyle tanımlanan taşıma kapasitesinin aşılmadığı durumlarda büyük deplasmanlar yapmış olamayacağı anlaşılmaktadır. Sonuç olarak, Adapazarı’nda temel deplasmanlarının en azından çok büyük bir bölümünün zemin sıvılaşmasıyla ilişkilendirilebilmesinin mümkün olmadığı açıktır. Dolayısıyla, deprem sonrasında Kentte nadir de olsa görülen yüzeye kum fışkirmaları deprem sırasında yer yer sıvılaşmalar meydana gelmiş olduğunu göstermekle birlikte, bu sıvılaşmalar gerçekte depremden hemen sonra düşünüldüğü derecede yaygın olmamıştır.

Diğer taraftan, bazı araştırmacılar 17 Ağustos depreminde Adapazarı’nda silt-kil karışımı zeminlerin sıvılaşmış olduğu görüşünü ileri sürmüşlerdir. Bir örnek olarak, Bray ve arkadaşları (2004) Adapazarı’nda temel deplasmanına maruz kalmış olan bazı binaları vak’a analizi olarak sunmuşlar ve temel deplasmanlarını bu sahalarda yüzey zeminlerini teşkil eden silt-kil karışımı zeminlerin sıvılaşarak mukavemet kaybetmiş olmasına bağlamışlardır. Ancak, Bakır ve Yılmaz (2005) söz konusu makalede zemin sıvılaşmasına dayanak olarak ileri sürülen argümanların geçersiz olduğunu, ve bu binaların 17 Ağustos depreminde Adapazarı’nda derin aluvyon zeminlerin yer aldığı sahalarda hesaplanan sismik talebin dikkate alınması

durumunda temel zeminlerinin taşıma gücünün, mukavemet kaybına yol açacak bir nedene (sıvılaşma gibi) ihtiyaç olmaksızın aşıldığını göstermişlerdir.

8. Adapazarı'nda geoteknik faktörlerin yapı hasarı üzerindeki etkileri: yeni bir değerlendirme

Adapazarı'nda meydana gelen bina hasarları, genel hatlarıyla olağan dışı özellikler göstermesi nedeniyle, yapısal özelliklerin ve lokal zeminlere ilişkin parametrelerin hasar üzerindeki etkilerinin detaylı olarak ayrı ayrı incelenip açıklanabilmesi amacıyla yeniden ele alınmıştır (Yakut ve arkadaşları, 2005; Bakır ve arkadaşları, 2005). Bu kapsamlı çalışmada sismik performans üzerinde etkili olabilecek yapısal özelliklerin hasar dağılım ve formlarını açıklamakta yetersiz kaldığı sonucuna ulaşılmıştır. Burada, söz konusu çalışmanın geoteknik faktörlerin etkisine ilişkin bölümü ele alınacak, varılan sonuçlar sismik yapı güvenliği ve mikrobölgeleme açısından değerlendirilecektir.

Yapı temelleri altında yer alan yumuşak, veya sıvılaşma sonucunda yumuşayarak doğrusal olmayan (nonlinear) davranış gösteren zeminlerin yapıların sismik performansı üzerindeki olumlu etkileri esasen bir süredir bilinmektedir. Uluslararası literatürde, özellikle son yıllarda yayımlanmış olan çok sayıda makalede bu tür etkiler büyük depremler sonrasında yapı hasarlarının seviye ve dağılımlarının değerlendirilmesiyle, kuvvetli yer hareketinin zemin yüzeyi civarındaki değişimini veren kayıtlarla ve santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçlarla ortaya konmuştur (Bakır ve Yılmaz, 2002; Bakır ve arkadaşları, 2005). Deprem yükleri altında doğrusal sınırlar dışında davranan yumuşak zeminlerin sismik yapı performansı üzerindeki olumlu etkisi iki farklı nedenden kaynaklanabilmektedir: birincisi, yüzeye ulaşan sismik dalga enerjisinin yüksek oranlarda sönmümesiyle; ve ikincisi, sismik kuvvet seviyelerine, temel ve yapı özelliklerine bağlı olarak, temel-zemin etkileşiminin doğrusal sınırlar dışında ve muhtemelen taşıma gücünün ötesinde tezahür etmesiyle. Her iki durumda da konvansiyonel yapıların birinci doğal periyotlarını içeren kısa periyot aralığında sismik talepte düşüş söz konusudur. Dolayısıyla, Adapazarı'nda yüzlerce binanın temellerinde görülen deplasmanlarla belirginlik kazanan doğrusal ötesi zemin davranışının 17 Ağustos depreminde doğal pasif izolatör vazifesi görerek üstyapıya ulaşan sismik kuvvetlerde önemli miktarlarda düşüşe neden olduğu açıktır. Kentte herhangi bir form ve düzeyde temel

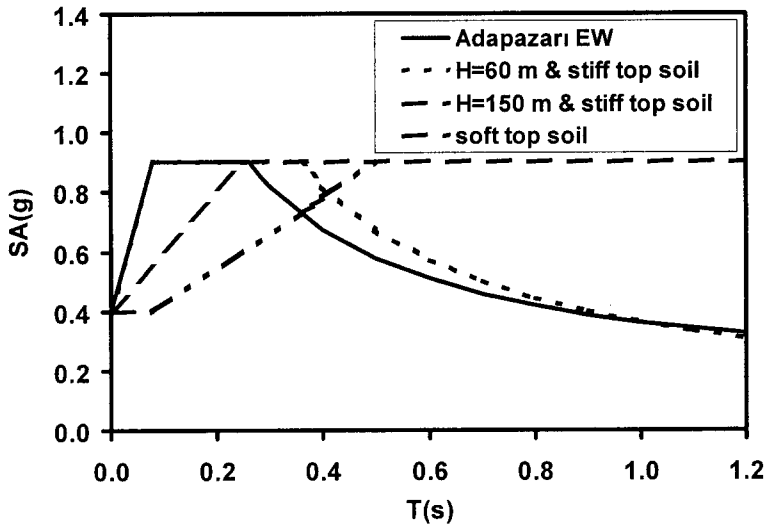
deplasmanına maruz kalmış olan hiçbir binada dikkate değer yapısal hasar gözlenmemiş olması bu konuda açık ve kesin kanıt teşkil etmektedir. Adapazarı'nda 3700 civarındaki can kaybının, birinci derecede, betonarme binaların yassı kadayıf formunda çökmesiyle meydana gelmiş olduğu göz önüne alındığında, bu olgunun bu tür çökmeleri, dolayısıyla da can kaybının daha yüksek rakamlara ulaşmasını büyük ölçüde önlemiş olduğunu söylemek mümkündür.

Geoteknik faktörlerin hasar üzerindeki etkilerinin daha detaylı araştırılabilmesi amacıyla, Adapazarı'nda 17 Ağustos depremi sırasında yüzey hareketinin değişimini gerekli hassasiyetle belirleyebilecek ve ortaya çıkan hasar dağılımını açıklayabilecek sahaya-özel bir geoteknik sınıflandırma metodolojisinin geliştirilmesi hedeflenmiştir. Bu kapsamda, yumuşak veya deprem sırasında sıvılaşmaya bağlı olarak yumuşayan temel zeminlerinin betonarme binaların sismik performansı üzerindeki olumlu etkileri yerel zemin özelliklerinin ve hesaplanan yüzey hareketi değişiminin bina hasar dağılımıyla karşılaştırılması yoluyla incelenmiştir. Depremden sonra çeşitli kaynaklardan derlenen Adapazarı'na ilişkin geoteknik veriler kullanılarak, Kent merkezinin belediye sınırları içerisinde yer alan bölümü, zeminlerin deprem hareketi üzerindeki büyütme (amplification) ve küçültme (deamplification) etkileri itibarıyla sert (stiff) ve yumuşak (soft) sahalar olarak tasnif edilmiştir. Daha sonra bu tasnife dayalı olarak bir dizi tek boyutlu mukabele analizi yapılmış ve 17 Ağustos depremiyle ilişkili olarak spektral ivme değerlerini veren sahaya-özel idealize bir spektrum seti oluşturulmuştur. Yerel zeminlerin bina hasarı üzerindeki etkileri, spektral ivme dağılımının mahalle bazında çöken bina istatistikleriyle ve coğrafik koordinatları belirlenebilen çökme vakalarının yüzey zemin özellikleriyle mukayese edilmesi yoluyla belirlenmiştir. Yukarıda genel hatlarıyla tanımlanan çalışmanın detayları Bakır ve arkadaşları (2005) tarafından, çalışmada kullanılan bina hasar istatistikleri ise, Yakut ve arkadaşları (2005) tarafından verilmektedir. Burada, özetle, elde edilen sonuçlar üzerinde durulacaktır.

Adapazarı için hazırlanmış olan sahaya-özel bir spektrum seti, örnek olarak Şekil 10da verilmektedir. Sahanın sert veya yumuşak olması ve farklı alüvyon derinlikleri kombinasyonlarına bağlı olarak hesaplanan spektrumlar, yine aynı şekil üzerinde verilen deprem kaydının idealize edilmiş formuyla karşılaştırıldığında, Adapazarı'nda mevcut 3-7 katlı betonarme binaların birinci doğal periyotlarını içeren 0.25-0.5 s aralığında derin alüvyon

zeminler üzerinde yer alan binaların Kentin güneyinde deprem kaydının alındığı sağlam zeminler üzerinde yer alanlara göre çok daha büyük kuvvetlere maruz kalmış oldukları anlaşılmaktadır. Bu bulgu, hasar dağılımına ilişkin genel eğilimler ve saha mukabele analizlerinden elde edilen sonuçlarla tutarlıdır.

Hasar dağılımı üzerinde lokal zemin koşullarının etkilerinin belirlenmesi amacıyla dört ve daha çok katlı binaların mahalle bazında çökme oranları ile zemin karakteristik özelliklerinin yüzeyden itibaren 10 m içerisindeki değişimi Şekil 11de karşılaştırılmaktadır. Bu derinlik içerisinde sıvılaştırılabilir nitelikteki zeminlerin (kum ve siltli kum) oranı, şekilde, sondaj noktalarında gri tonlarında daireler olarak gösterilmektedir. Bu zeminlerin yumuşak saha tanımına uyduğu durumlarda daireler kareler içerisine yerleştirilmiştir. Burada, genellikle yumuşak veya sıvılaştırılabilir nitelikteki yüzey zeminlerine sahip olan merkez mahallelerde (mahalle numaraları: 11, 12, 16, 17, 18 ve 20), sismik hasar potansiyeli nispeten büyük olan daha yüksek betonarme binaların yoğunlaşmış olmasına rağmen, çökme oranlarının genel olarak daha düşük olduğu görülmektedir. Diğer taraftan, yüzey zeminlerinin büyük ölçüde sert veya sıvılaştırılabilir nitelikte olmadığı mahallelerde çökme oranları genellikle artış trendi göstermektedir.

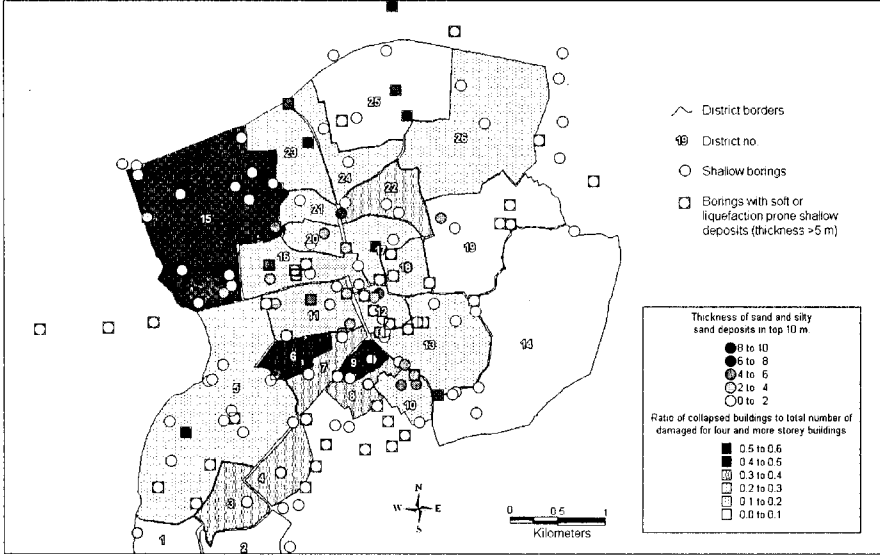


Şekil 10. Yumuşak ve sert sahalarda üretilen sahaya özel spektrum seti örneği (Adapazarı kaydı spektrumu idealize edilmiştir).

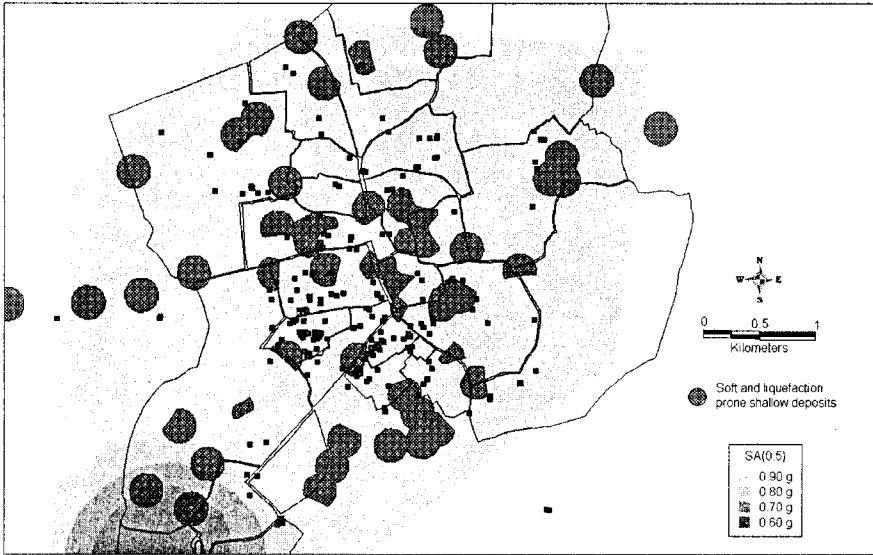
Sahaya-özel spektrum seti (Şekil 10) ve Kentin altında anakaya derinliğinin değişimi (Şekil 2) kullanılarak 4-7 katlı betonarme binaların birinci doğal periyot aralığını temsil eden 0.5 s periyoduna karşılık gelen spektral ivme değerlerinin dağılımı hesaplanmıştır. Bu dağılım, Şekil 12de sondaj noktaları itibariyle yumuşak saha olarak tanımlanan alanlar ve koordinatları belirlenebilen çöken binaların yerleriyle birlikte verilmektedir. Burada, spektral ivmelerin 0.6-0.9g aralığında değiştiği ve kuzey istikametinde alüvyon derinliğiyle birlikte arttığı görülmektedir. Çöken binaların hemen hemen tamamının en yüksek spektral ivme bölgesinde yer alıyor olması, 17 Ağustos depreminde alüvyon derinliğinin binalara etkileyen sismik kuvvet seviyeleri üzerinde ne derecede etkili olduğunu göstermektedir. Ancak, Şekil 12de çok daha çarpıcı olan husus, birkaç istisna dışında, çöken binaların yumuşak sahalar olarak belirlenen ve sismik talepte önemli azalmalar meydana gelmiş olması öngörülen alanların dışında yer alıyor olmasıdır.

9. Doğrusal olmayan zemin davranışı nedeniyle sismik talep azalımı üzerine görüşler

17 Ağustos depreminde Adapazarı'nda nispeten yakın zamanda inşa edilmiş çok sayıda betonarme binanın çökmüş olması, bu tip yapılar için tasarım kodları dışında işçilik, malzeme veya tasarımdan kaynaklanan hatalı uygulamalar sonucunda çökme ve dolayısıyla kaçınılmaz olarak can kaybının muhtemel olduğunu bir kez daha ortaya koymuştur. Diğer taraftan, bir önceki bölümde detaylı olarak açıklandığı üzere, Adapazarı'nda olduğu gibi, yumuşak veya sıvılaştırılabilir nitelikteki zeminler doğal taban izolatörü gibi davranarak üstyapıya etkileyen sismik kuvvetleri önemli miktarlarda azaltabilmesi söz konusudur. Bu fenomenin Adapazarı'nda tezahürünün bir sonucu olarak, yapı stokunun büyük bir bölümünü oluşturan betonarme binalarda meydana gelen yapı hasarlarının ve özellikle çökme vakalarının, ve buna bağlı olarak da can kaybının 17 Ağustos depreminde büyük ölçüde azalmış olduğunu söylemek mümkündür.



Şekil 11. Dört ve daha çok katlı binaların mahalle bazında çökme oranlarıyla zemin özelliklerinin yüzeyden itibaren 10 m içerisindeki değişiminin karşılaştırılması (Bakır ve arkadaşları, 2005).



Şekil 12. 0.5s periyoduna karşılık gelen ivme değerlerinin değişimi. Kareler çöken binaların yerlerini, koyu alanlar ise yumuşak sahaları göstermektedir (Bakır ve arkadaşları, 2005).

Yumuşak yüzey zeminlerinin doğrusal olmayan davranışına bağlı benzer olumlu etkiler 1994 Northridge, Kaliforniya depreminde tamamen farklı bir yapı kategorisi (ahşap 1-2 katlı konut binaları) için rapor edilmiştir (Trifunac ve Todorovska, 1998). Dolayısıyla, bu tür olumlu etkilerin farklı türlerdeki yapılar üzerinde ortaya çıkabileceği açıktır (Trifunac, 2005; Bakır ve arkadaşları, 2005). Araştırmacılar, bu tür olumlu etkilerin her koşulda geçerli olamayacağını, zira kuvvetli temellerin devrilme ve oturma eğilimi göstereceğini, zayıf temellerin ise, sismik zorlamalar altında bütünlüğünü muhafaza edemeyeceğini ileri sürmektedir. Adapazarı'nda ise, hemen hemen bütün betonarme binaların altında yer alan rijit radye temeller sayesinde, bu yapılar, doğrusal olmayan zemin davranışı dolayısıyla sismik talep azalması avantajından yararlanırken, temele bağlanan kolonların farklı hareketleri sonucu ortaya çıkabilecek olumsuz etkilerden korunmuşlardır.

10. Adapazarında deprem sonrası uygulamalara eleştirel bir bakış

Ülkemizde daha önce meydana gelen depremlerde, 17 Ağustos depreminde Adapazarı'nda meydana gelen temel deplasmanları dışında, binalarda – birkaç münferit vak'a dışında - temel deplasmanı meydana gelmemiştir. Hatta, bu durumun doğal bir sonucu olarak, 1999 yılı öncesinde yapı hasarı değerlendirme formlarımızda bu tür bir hasar tanımı da mevcut değildir. Dolayısıyla, gerek temel deplasmanlarının puanlama sistemiyle somut yapı hasarına tahvil edilmesi, gerekse bu hasar formuna ilişkin olarak tedbir alınması konularında bir tecrübe birikiminin mevcut olmaması dolayısıyla 17 Ağustos depremi sonrasında uygulamada bir belirsizlik dönemi yaşanmış ve sonrasında çok önemli yanlışlar yapılmıştır (Bakır ve Sucuoğlu, 2000; Bakır ve Yılmaz, 2002). Adapazarı'nda bina temellerine, veya yumuşak ve yer yer sıvılaşabilir nitelikteki yüzey zeminlerine müdahale edilmeden önce, bu türlü bir müdahalenin “gerekli” veya “doğru” bir mühendislik uygulaması olup olmayacağı sorusuna geniş bir mühendislik perspektifiyle cevap aranması gerekirdi.

Adapazarı'nda deprem sonrasında yapılan bina hasar değerlendirmelerinde, hiç bir üstyapı hasarına maruz kalmadığı halde, 10 santimetrenin üzerinde düzgün oturma yapmış olan binaların başlangıçta ağır hasarlı olarak sınıflandırılmış olması, hatalı uygulamalar zincirinin ilk halkasını oluşturmuştur. Böyle bir değerlendirme, öncelikle kategorik olarak yanlıştır; zira, ağır hasarlı olarak sınıflandırılan yapıların mevcut durumları itibarıyla kullanılamayacak durumda olduğu ve teknik veya ekonomik

nedenlerle onarımının yapılamayacağı kabul edilir ve bu binaların yıkılarak kaldırılması gerekir. Halbuki, düzgün oturmuş olan binalarda, oturma miktarına bağlı olarak hasar görebilmesi mümkün olan su, gaz vb tesisat bağlantılarının onarılarak binanın mevcut haliyle kullanılması, can güvenliği ve kullanılabilirlik (serviceability) bakımından herhangi bir sakınca içermemektedir. Bu konuda bir karşılaştırma yapılabilmesi amacıyla, Japonya'da 1965 Niigata depremi sonrasında 3 feet (yaklaşık 90 cm) üzerinde düzgün oturma yapan binaların ağır hasarlı olarak sınıflandırılmış olduğunu belirtmekte yarar vardır (Seed ve Idriss, 1983).

Bilahare, Adapazarı'nda meydana gelen ağır yapısal hasarın - büyük bir isabetsizlikle - zemin sıvılaşmasından kaynaklandığı varsayılmış ve hasar gören binalarda üst yapı onarımı öncesinde hak sahiplerinden binanın temel zemini için sıvılaşma tahkiki ve müteakiben sıvılaşmaya karşı önlem alınması talep edilmiştir. Bu makalenin 8. ve 9. bölümlerinde ele alındığı üzere, tamamen gereksiz, ve hatta deprem sırasında üstyapıya etkiyen sismik kuvvetlerin artışına neden olması bakımından can güvenliği itibariyle özellikle sakıncalı olan bu uygulamayla Adapazarı'nda yüzlerce yapının temel ve/veya zemininin enjeksiyon, mini kazık ve benzeri yöntemlerle güçlendirilmesi yoluna gidilmiştir. Sonuç olarak, Kentin çok uzun bir süre devasa bir şantiye halini almış olması bir yana, binalarda üstyapı ve taşıyıcı sistem hasarları için kullanılması gereken maddi kaynak da gereksiz olarak büyük ölçüde tüketilmiştir. Kentte, kanaatimizce gereksiz olarak yapılan bir uygulama da, depremi hasarsız veya az hasarlı olarak atlatmış olan binalardan kat eksiltilmesidir. Sonuç itibariyle, Kentte depremden sonra normal yaşama geçilmesi geciktiği gibi, hasarlı konut ve bina sahipleri büyük bir mağduriyet yaşamış ve ülkenin kısıtlı kaynaklar israf edilmiştir. Dahası, bir süre sonra bu yanlış uygulamanın ülke çapında yaygınlaştırılması yoluna gidilmiş ve her çeşit yapı için sıvılaşma analizi ve gerekli tedbirlerin alınması talep edilir olmuştur.

Diğer taraftan, deprem sonrasında Adapazarı'nda mevcut binaların temel ve zeminlerine müdahale edilmeden önce maalesef göz önüne alınmamış olan bir diğer husus da, Kentte 17 Ağustos depremiyle mukayese edilebilir boyutlardaki bir sonraki depremin hangi zaman aralığıyla vuku bulacağıdır. Bölgenin bilinen sismisitesi, Adapazarı'nda etkileri bakımından 17 Ağustos depremiyle mukayese edilebilir bir depremin, Kuzey Anadolu fayı dışında Adapazarı civarında mevcut diğer faylar tarafından

üretilebilmesinin mümkün olmayacağını göstermektedir. Yıllık ortalama gerilme hızları göz önüne alındığında, Kuzey Anadolu fayının aynı yerde ve 17 Ağustos depremiyle kıyaslanabilir büyüklükte bir deprem üretebilmesi 150-200 yıl civarında bir süreyi gerektirmektedir (Barka, 1996). Açıktır ki, tekrarlama aralığı olarak öngörülen bu süre Adapazarı'nda mevcut binaların çok büyük bir bölümünün ekonomik ömrünü aşmaktadır. Diğer taraftan, Adapazarı'nı etkileyebilecek nisbeten daha küçük veya uzak depremlerin 17 Ağustos depreminde meydana gelen ölçekte yapısal hasara veya temel deformasyonlarına yol açması muhtemel görünmemektedir (örnek: 12 Kasım Düzce depremi). Dolayısıyla, Adapazarı'nda temel ve zeminlere yapılmış olan müdahaleler bu itibarla da gereksizdir.

Araştırmacı ve uygulayıcılar olarak bugün artık üstümüze düşen, Adapazarı'ndan gerekli dersleri çıkarmaktır; ve eğer yapabilirsek, bu bizim yegane kazancımız olacaktır.

Kaynakça

Bakır BS ve Sucuoğlu H. *Adapazarı Kent Merkezinde Zemin Sıvılaşması Riski Taşıyan Alanlarda Mevcut Binalar için Tedbir Alınması Konusunda Teknik Görüş Raporu*. Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara; 2000.

Bakır, B. S., H. Sucuoğlu, ve T. Yılmaz (2001). "17 Ağustos 1999 depreminde Adapazarı'nda yerel zemin koşullarının yapı hasarı üzerindeki etkileri", Prof.İsmet Ordemir'i Anma Semineri, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 23 Kasım 2001.

Bakır, B. S., H. Sucuoğlu, and M. T. Yılmaz (2002). "An overview of local site effects and the associated building damage in Adapazarı during the 17 August 1999 İzmit earthquake", *Bull. Seismological Soc. of Am.*, 92, 509-526.

Bakır, B. S. ve M. T. Yılmaz (2002). "Sıvılaşmanın sismik bina performansı üzerindeki etkileri: Adapazarı örneği", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 9. Ulusal Kongresi, Anadolu Üniversitesi, 21-22 Ekim, Eskişehir. Cilt I, sayfa 353-362.*

Bakır BS, Yılmaz MT. Discussion of “Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey” by Jonathan D. Bray, Rodolfo B. Sancio, Turan Durgunoglu, Akin Onalp, T. Leslie Youd, Jonathan P. Stewart, Raymond B. Seed, Onder K. Cetin, Ertan Bol, M. B. Baturay, C. Christensen, and T. Karadayılar. *J Geotech and Geoenv Eng-ASCE*, 2005; in press.

Bakır BS, Yılmaz MT, Yakut A, Gülkan P. Reexamination of Damage Distribution in Adapazari: Geotechnical Considerations. *Engineering Structures* 2005; 27: 1002-13.

Bakır BS, Yılmaz MT, Yakut A, Gülkan P. Closure to “Discussion of Reexamination of Damage Distribution in Adapazari: Geotechnical Considerations” by MD Trifunac *Engineering Structures* 2005; in press.

Barka, A. A. (1996). “Slip disribution along the North Anatolian Fault associated with large earthquakes of the period 1939 to 1967”, *Bull. Seismological Soc. of Am.*, 86, 1238-1254.

Bray JD, Sancio RB, Durgunoğlu T, Önalp A, Youd LT, Steward JP, Seed RB, Çetin ÖK, Bol E, Baturay MB, Christensen C and Karadayılar T. “Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey” *J Geotech and Geoenv Eng-ASCE* 2005; 130: 673-685.

Schnabel PB, Lysmer J, Seed HB. *SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Report EERC 72-12. University of California, Berkeley; 1972.

Seed, H. B., and I. M. Idriss (1983). *Ground Motion and Soil Liquefaction During Earthquakes*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Sucuoğlu, H., P. Gülkan, S. Bakır, G. Özcebe, T. Tankut, Ç. Yılmaz, U. Ersoy, T. Yılmaz, A. Erberik, S. Akkar and T. Gür (2000). *Marmara ve Düzce Depremleri Mühendislik Raporu*, Türkiye İnşaat Mühendisleri Odası ve Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.

Trifunac MD. Discussion of “Reexamination of Damage Distribution in Adapazari: Geotechnical Considerations” by Bakır BS, Yılmaz MT, Yakut A, Gülkan P. *Engineering Structures* 2005, in press.

Trifunac MD, Todorovska MI. Nonlinear soil response as a natural passive isolation mechanism - the 1994, Northridge, California, earthquake. *Soil Dyn Earthq Eng* 1998;17: 41-51.

Yakut A, Gülkan P, Bakır SB, Yılmaz MT. Reexamination of Damage Distribution in Adapazarı: Structural Considerations. *Engineering Structures* 2005; 27: 990-01.

Yılmaz MT, Pekcan O, Bakır BS. Undrained Cyclic Shear and Deformation Behavior of Silt-Clay Mixtures of Adapazarı, Turkey. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 2004; 24: 497-507.

KUMLU ZEMİNLERE OTURAN ŞERİT TEMELLER ALTINDA YATAY GERİLME DEĞİŞMELERİ

M. LAMAN
Doç. Dr.

M.A. TEKİNSOY
Prof. Dr.

M.S. KESKİN
Arş. Gör.

E. UNCUOĞLU
Arş. Gör.

M. ÖRNEK
Arş. Gör.

A. DEMİR
Arş. Gör.

Çukurova Üniversitesi, Müh. Mim. Fakültesi, İnşaat Müh. Bölümü, Adana, TÜRKİYE
Tel : +90 322 338 60 84-2721 skeskin@cu.edu.tr

ÖZET

Bu çalışmada, kumlu zeminler üzerine oturan şerit yüklü temelin, zemin içinde oluşturduğu ilave yatay gerilme değerleri, model deneyler yapılarak incelenmiştir. Deneyler kare kesitli bir kasa içerisinde gerçekleştirilmiş ve gerilme değerlerini bulmak için basınç transduseri kullanılmıştır. Ayrıca, sıklık etkisinin araştırılması için deneyler, iki farklı sıklıkta hazırlanan, kum zeminler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar, Boussinesq'in verdiği değerler ile karşılaştırılmıştır.

GİRİŞ

Yapı ağırlığı gibi bir yük zemine temellerle aktarıldığında; zemin içindeki gerilmelerde, yükün etkideği alanın altında daha yoğun olmak üzere, artımlar meydana gelir. Bu gerilmelerin şiddetinin ve dağılımının bilinmesi,

birçok problemin çözümü ve projelerin tasarımında oldukça önemlidir (1). Gerilme değerlerine dayanılarak oturmalar hesaplanır, zemin incelemelerinin kapsamı tayin edilir.

Zeminin karmaşık yapısından dolayı, zemin için gerçekçi gerilme-deformasyon analizleri yapmak oldukça zordur. Bu nedenle zeminlerdeki gerilme artımı problemi, zeminin lineer elastik ve yarı sonsuz bir uzay olduğu varsayımıyla, elastik çözümlerle bulunmaya çalışılmaktadır. Elastisite teorisinden yararlanarak elde edilen çözümlerde, düşey gerilme dağılımları zeminin malzeme özelliklerinden bağımsızdır. Ayrıca zeminin cinsi ve sıklık gibi parametreleri dikkate alınamamakta, her cins zemin için aynı gerilme dağılımları elde edilmektedir (2).

Zemin yüzüne uygulanan düşey yükler altında meydana gelen yatay gerilmeler ve bunların derinlikle değişimi de yine elastisite teorisi kullanılarak bulunmaya çalışılmaktadır. Bu çözümlerde düşey gerilmelerden farklı olarak yatay gerilmeler, zeminin elastisite modülü ve poisson oranına bağımlı olmaktadır. Sonuç olarak temel inşaatında, zemin özelliklerine ait elastik parametrelerin gerçekçi olarak saptanması, başlı başına bir problem olmaktadır (3).

Boussinesq probleminde; gerilme dağılımının, sadece kuvvet gibi dinamik ve geometrik faktörlere bağlı olduğu görülmektedir. Oysa zeminler için, zemin cinsinin ve onun aktaracağı gerilmelerin önemi büyüktür.

Bu yüzden, zeminlerde ilave yüklerden dolayı oluşan düşey ve yatay gerilme değerlerinin dencysel yollarla bulunması ve bulunan değerlerin kuramsal olarak elde edilen Boussinesq çözümleri ile karşılaştırılması zorunluluğu vardır.

AMAÇ

Bu çalışmada, elastisite yardımı ile hesaplanan ilave yatay gerilme değerlerinin, deneysel yolla bulunup, sonuçların karşılaştırılması amaçlanmıştır. Deneysel çalışmada farklı sıklıktaki kum numuneler, model şerit temel plakası vasıtasıyla yüklenerek, oluşan ilave yatay gerilme değerlerine sıklık ve derinliğin etkisi araştırılmıştır.

ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

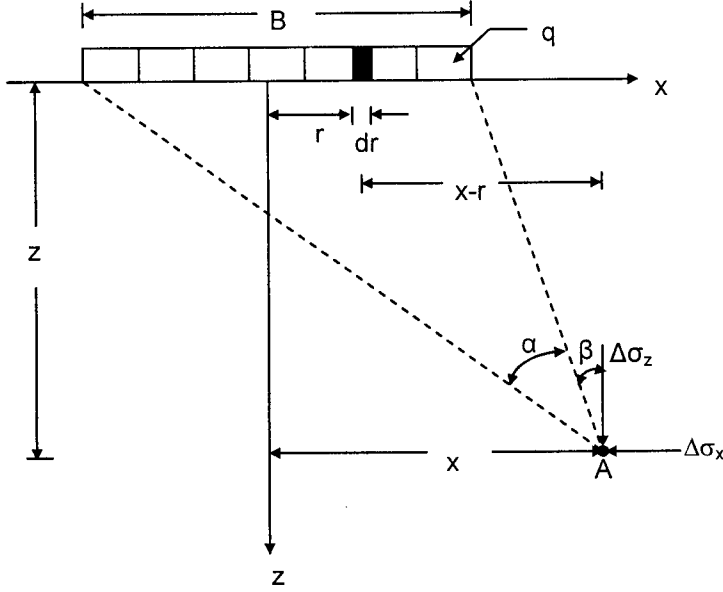
Zeminlerde oluşan düşey ve yatay gerilme değerlerinin belirlenmesi amacıyla, birçok araştırmacı tarafından laboratuvar düzenekleri geliştirilmiş ve deneysel çalışmalar yapılmıştır [Terzaghi (4), Kjellman (5), Hendron (6), Saglamer (7), Bellotti et al. (8), Hanna and Ghaly (9), Hanna and Soliman-Saad (10)].

Ayrıca kaynaklarda, elastisite teorisinden yararlanılarak, geliştirilmiş kuramsal çözümler mevcuttur. Boussinesq (11) tarafından elde edilmiş olan tekil yük ifadesinin integrasyonu ile, Şekil 1'de gösterilen üniform yayılı şerit yükten dolayı, temelin merkezi altında oluşan ilave düşey ve yatay gerilme dağılımları,

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi h} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta)] \quad (1)$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} (\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta)) \quad (2)$$

bağıntılarından hesaplanabilmektedir. Bağıntılarda ilk parantezden hemen sonra gelen α radyan cinsindedir. Düşey ve yatay gerilme değerleri Jurgenson (12) tarafından x , z , B ve q değerlerine bağlı olarak tablolaştırılmıştır (13).



Sekil 1. Üniform Şerit Yük

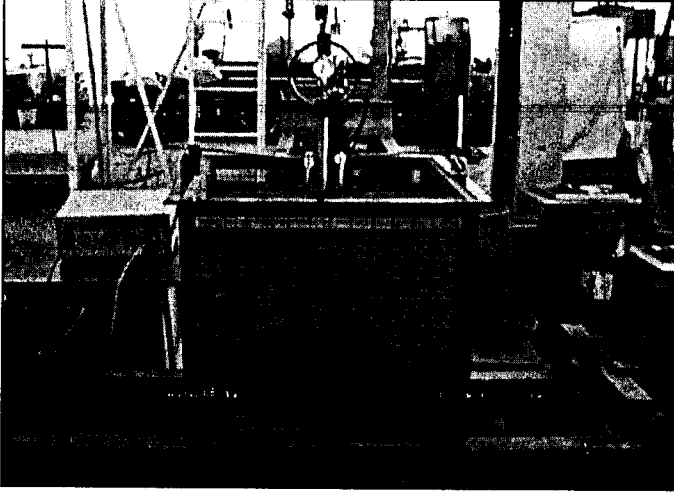
DENEYSEL ÇALIŞMA

Bu çalışma, kum zeminlere yerleştirilen model temel plakasının yüklenmesi sonucu, zemin içinde oluşan ilave yatay gerilmelerin ölçülmesi ve bulunan değerlerle, sıklık ve derinlik etkisinin araştırılmasını içermektedir. Araştırmada, model temel olarak şerit plaka, gerilmeleri ölçmek için basınç transduceri, gerilme değerlerini okuyabilmek için ise, strain indikatör kullanılmıştır.

Deney Düzenegi

Kumlu zeminlerde gerilme ölçümü ile ilgili yapılan deneysel çalışmalar, Şekil 2'de verilen, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuvarındaki 70cm × 70cm genişliğinde ve 70cm yüksekliğindeki kare kesitli deney kasası içerisinde

gerçekleştirilmiştir. Deney kasası iskeleti çelik profillerden olup, ön ve arka yüzeyi 8mm kalınlığında cam, yan yüzeyler ile alt taban ise, 20mm kalınlığındaki ahşap malzemeden imal edilmiştir.



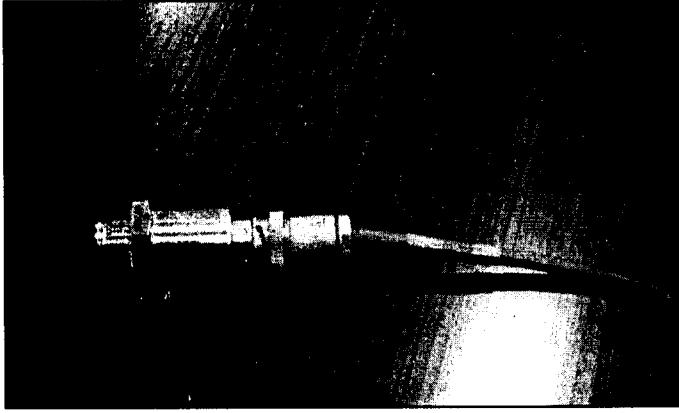
Şekil 2. Deney Kasası

Deneyisel çalışmada model temel olarak, 2cm kalınlığında, genişliği 7.5cm, uzunluğu 41.25cm olan rijit şerit temel plaka kullanılmıştır. Bu nedenle, yükleme sırasında oluşacak taban basıncı dağılımının üniform olarak gerçekleşmesi sağlanmıştır.

Deneylerde kullanılan yükleme sistemi, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuvarındaki yükleme iskeletine, CONTROL-S firması tarafından imal edilen 45 kN kapasiteli, mekanik kriko monte edilerek oluşturulmuştur. Deneylerde model temel plakalarına uygulanan yük değerlerini okumak için, 10 kN kapasiteli yük halkası kullanılmıştır.

Herhangi bir malzeme üzerinde yüklemelerden dolayı meydana gelen gerilmeleri ölçmek için birçok yöntem bulunmaktadır. Bu yöntemler mekanik, optik ve elektriksel teknikler üzerine kurulu deneysel yöntemlerdir. Bu yöntemlerin çoğunda, gerilme doğrudan ölçülememektedir. Gerilmeler,

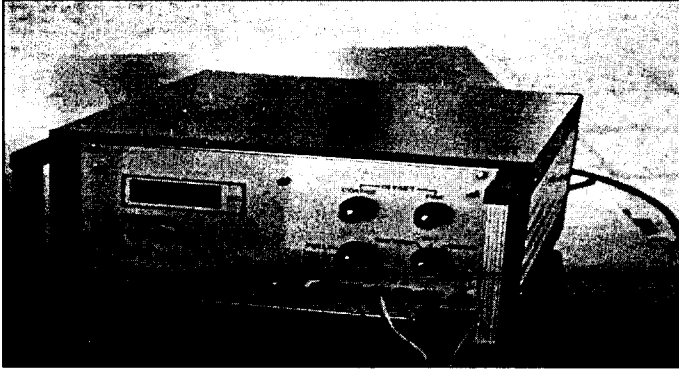
malzemenin deformasyon gibi ölçülebilir parametreleri üzerinden hesaplanmaktadır. Çalışmada kullanılan basınç transduserinin, diğer yöntemlere göre üstünlüğü ölçümlerin doğrudan yapılabilmesidir. Yükleme nedeniyle, temel plakası merkezinde meydana gelen düşey ve yatay gerilmeleri ölçmek için, 10bar kapasiteli, Alman HBM firması tarafından imal edilen E 67746 seri numaralı diyafram tipi basınç transduseri kullanılmıştır (Şekil 3).



Şekil 3. Basınç Transduseri

Gerilme analizi uygulamalarında, transduserlerin doğru bir şekilde monte edilmesi çok büyük önem taşır. Hatalı monte işlemi, tamamen hatalı sonuçların alınmasına yol açmaktadır (3). Bu çalışmada transduser, deneylerin yapıldığı kasanın merkezine gelecek şekilde monte edilmiştir.

Deneyler sırasında transduserde meydana gelen değişimlerin, dolayısıyla gerilmelerin okunması için, "Measurements Group" tarafından üretilen E10-MkII tipi portatif, dijital strain indikatör kullanılmıştır (Şekil 4).



Şekil 4. Strain İndikatör

Kum numuneler kasa içerisine, tabakalar halinde ve belirlenen sıklık oranlarında yerleştirilmiştir. Bu amaçla deney kasasının duvarları ölçeklendirilmiştir. Her bir kum tabakası, elektrikle çalışan BOSCH GBH 2-24 DSE titreşim cihazı ile, önceden belirlenen derinliğe kadar sıkıştırılmıştır. Sıkıştırma sırasında üniform sıklık elde etmek ve kum danelerinin ezilmesini önlemek amacıyla, titreşim cihazının uç kısmına 13cm × 13cm boyutlarında ve 20mm kalınlığında, merlin malzemeden imal edilen plaka monte edilmiştir.

Zemin Özellikleri

Deneysel çalışmalarda, Çukurova Bölgesi, Seyhan nehir yatağından getirilen kum numuneler kullanılmıştır. Kum numuneler üzerinde yapılan elek analizi ve piknometre deneyleri sonucunda, kullanılan kumun zemin sınıfı, kötü derecelenmiş ince ve temiz kum (SP) ve dane birim hacim ağırlığı $\gamma_s=26.8 \text{ kN/m}^3$ olarak bulunmuştur.

DENEYSEL VE TEORİK ÇÖZÜMLERİN KARŞILAŞTIRILMASI

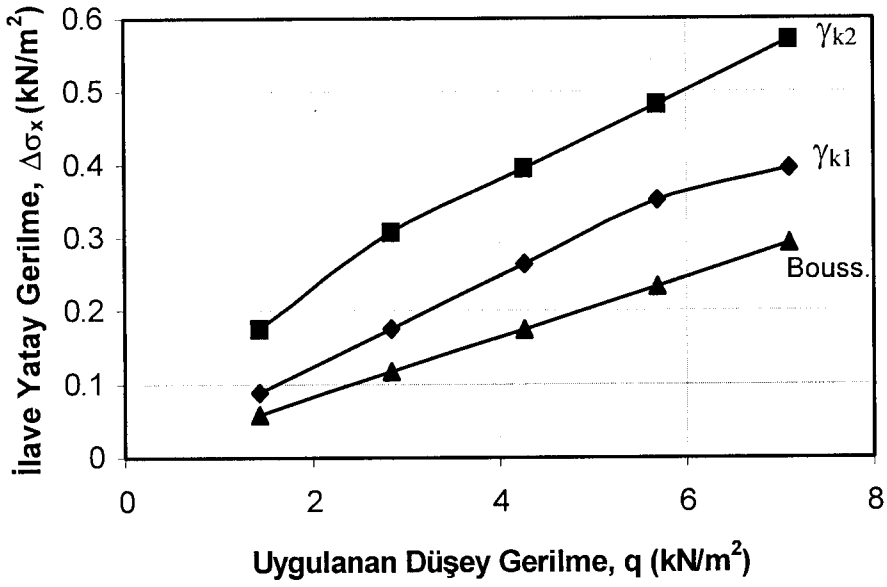
Çalışmada, $B=7.5\text{cm}$ genişliğindeki şerit temel altında; iki farklı sıklıkta ($\gamma_k=15.0\text{ kN/m}^3$ ve 17.1 kN/m^3) hazırlanan, kum zemin koşullarında, üç farklı derinlikte (1.0B, 1.5B ve 2.0B) deneyler yapılmıştır. Kasa içerisinde yatay konumda yerleştirilen transduser yardımıyla temel merkezinin altında üç farklı derinlikte yatay gerilme ölçümleri alınmıştır. Deney sonuçları Denklem 2’de verilen Boussinesq çözümleriyle karşılaştırılmıştır.

Deney sonuçları ve teorik çözümler Çizelge 1’de toplu halde gösterilmiştir. Ayrıca Şekil 5, 6 ve 7’de sırasıyla $z=1.0B$, $z=1.5B$ ve $z=2.0B$ derinliklerinde, iki farklı sıklıkta elde edilen sonuçlar grafik olarak karşılaştırılmıştır.

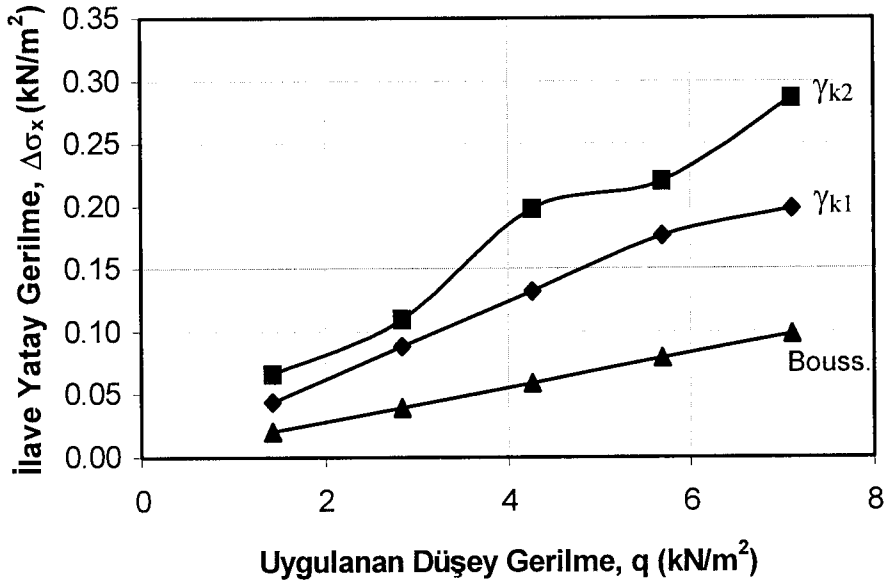
Çizelge 1’de verilen değerler incelendiğinde, derinlik arttıkça ilave gerilme değerlerinin azaldığı, Boussinesq çözümlerinin ölçüm alınan her üç derinlikte de deney sonuçlarından düşük kaldığı görülmektedir. Boussinesq çözümleri, gevşek halde hazırlanan zeminde oluşan yatay gerilme değerlerine daha yakın sonuçlar vermektedir. Sıkı halde oluşan yatay gerilme değerlerinin ise, derinlik arttıkça daha büyük değerler verdiği gözlenmektedir. Ayrıca deney sonuçlarına göre; sıklığın artmasına bağlı olarak, yatay gerilme değerlerinde artış gözlenmiştir. Oysa Boussinesq çözümü her iki sıklık değeri için de, aynı sonuçları vermektedir.

Çizelge 1. B=7.5cm'lik Şerit Temelde Farklı Sıklıkta Oluşan Yatay Gerilmeler

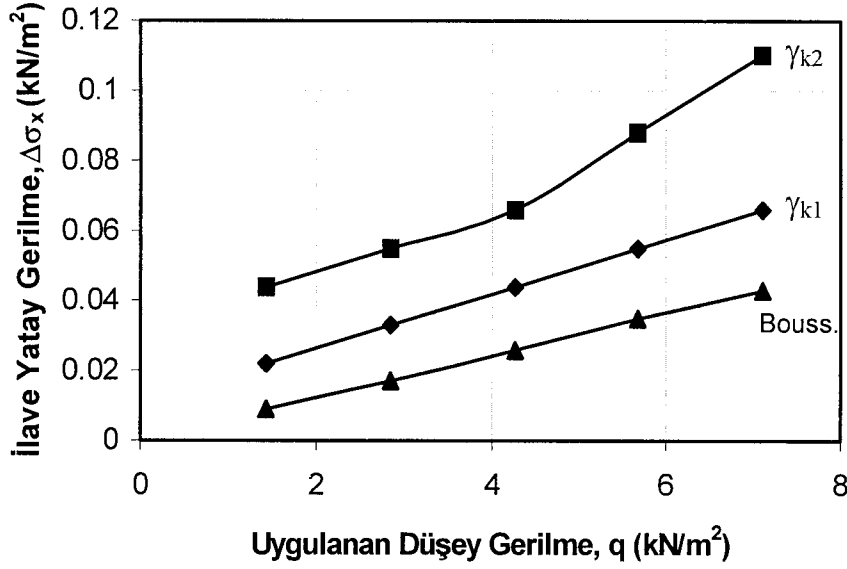
z (m)	q (kN/m ²)	$\Delta\sigma_x(\text{kN/m}^2)$			
		DENEYSEL		TEORİK	
		$\gamma_{k1}=15.0$ (kN/m ²)	$\gamma_{k2}=17.1$ (kN/m ²)	$\gamma_{k1}=15.0$ (kN/m ²)	$\gamma_{k2}=17.1$ (kN/m ²)
0.075 (1.0B)	1.422	0.088	0.176	0.058	0.058
	2.844	0.176	0.308	0.117	0.117
	4.267	0.264	0.395	0.175	0.175
	5.689	0.352	0.483	0.233	0.233
	7.111	0.395	0.571	0.292	0.292
0.1125 (1.5B)	1.422	0.044	0.066	0.020	0.020
	2.844	0.088	0.110	0.039	0.039
	4.267	0.132	0.198	0.059	0.059
	5.689	0.176	0.220	0.079	0.079
	7.111	0.198	0.286	0.098	0.098
0.150 (2.0B)	1.422	0.022	0.044	0.009	0.009
	2.844	0.033	0.055	0.017	0.017
	4.267	0.044	0.066	0.026	0.026
	5.689	0.055	0.088	0.035	0.035
	7.111	0.066	0.110	0.043	0.043



Şekil 5. $z=1.0B=7.5\text{cm}$ Derinliğinde Yatay Gerilme Artışı



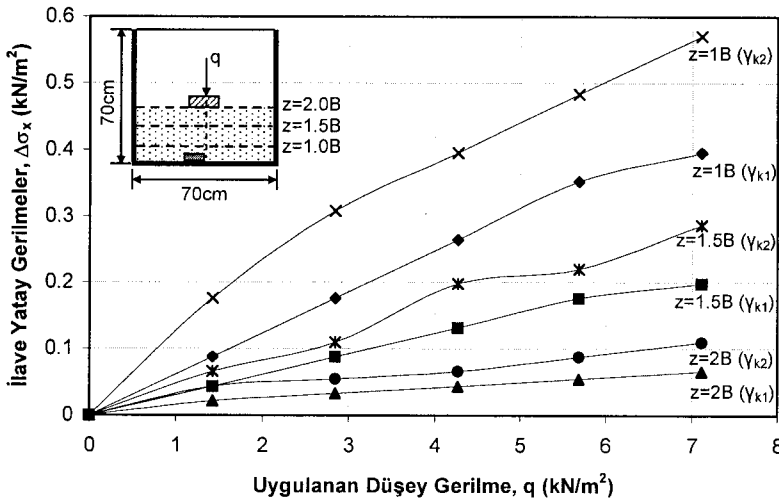
Şekil 6. $z=1.5B=11.25\text{cm}$ Derinliğinde Yatay Gerilme Artışı



Şekil 7. $z=2.0B=15\text{cm}$ Derinliğinde Yatay Gerilme Artışı

Şerit Temelde Farklı Sıklıktaki Yatay Gerilmelerin Karşılaştırılması

Aşağıda, iki farklı sıklıkta, aynı yükleme kademeleri altında şerit temelde, üç farklı derinlik için ölçülen, yatay gerilmelerin dağılımı görülmektedir.



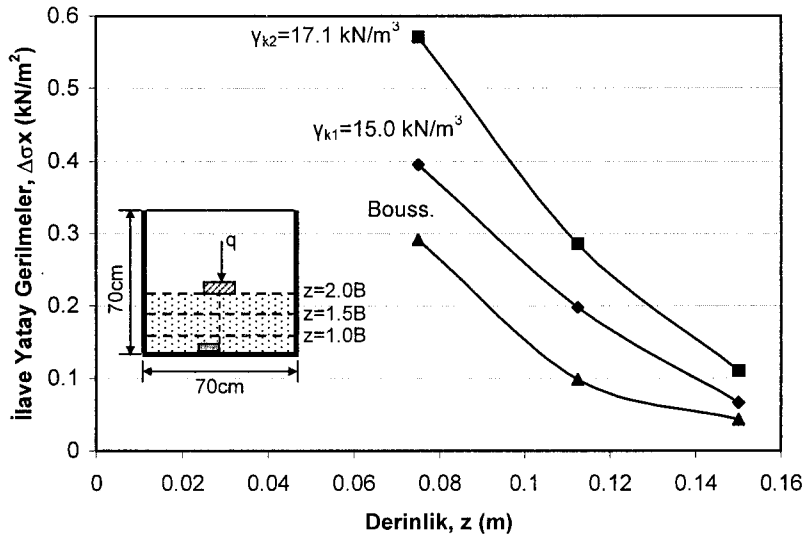
Şekil 8. Şerit Temelde Farklı Sıklıklarda Yatay Gerilme Dağılımı

Şekil 8'den; ölçüm yapılan tüm derinliklerde, daha büyük γ_k değerinde, daha büyük yatay gerilme değerlerinin olduğu gözlenmektedir.

Çizelge 3'te, her üç derinlikte de ortak bir q yükü alınarak bu yük altında oluşan yatay gerilme değerleri Boussinesq çözümleri ile birlikte verilmiştir. Ayrıca, bu sonuçlar Şekil 9'da grafik olarak da gösterilmiştir.

Çizelge 3. Şerit Temelde Değişik Derinliklerde Yatay Gerilme Değerleri

z (m)	q (kN/m ²)	$\Delta\sigma_x$ (kN/m ²)		
		Deneysel		Boussinesq
		γ_{k1}	γ_{k2}	
1.0B	7.111	0.395	0.571	0.292
1.5B	7.111	0.198	0.286	0.098
2.0B	7.111	0.066	0.110	0.043



Şekil 9. Şerit Temelde Yatay Gerilmelerin Derinlikle Dağılımı

Şekil 9'dan, derinlik arttıkça ölçülen yatay gerilme değerlerinin azaldığı, daha gevşek durumda elde edilen gerilme değerlerinin ise, teorik sonuçlara daha yakın olduğu görülmektedir.

SONUÇ

Deneysel ve teorik çalışmalar sonunda, şerit temelin merkezi altında, z derinliğinde bulunan yatay düzlemlerdeki gerilme dağılışının aynı karakteristik şekli gösterdiği; ölçüm derinliğinin artmasıyla, temel plakası merkezinin altındaki basıncın da azaldığı ve kum numunenin herhangi bir noktasındaki gerilme değerinin, uygulanan yük ile orantılı olarak arttığı görülmüştür.

Kaynaklardaki mevcut çözümlerde, ilave yatay gerilmeler hesaplanırken, zeminin sıklık durumunun gözönüne alınmadığı, her sıklık değeri için aynı sonuçların elde edildiği görülmüş, oysa deney sonuçlarından, sıklık değerinin artmasıyla, eşit derinliklerde ve aynı yükler altında, ilave yatay gerilme değerlerinin arttığı tespit edilmiştir. Oysa, gevşek halde hazırlanan kum zemin üzerinde yapılan deneylerden elde edilen sonuçların kuramsal sonuçlara daha yakın olduğu gözlenmiştir.

KAYNAKLAR

1. Uzuner,B.A., Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği, Teknik Yayınevi, Ankara, 376s, 1998.
2. Tekinsoy, M. A., Laman, M., Elastik Zemin Problemleri, Süleyman Demirel Üniversitesi Basımevi, Isparta 2000, 316 sayfa.
3. Özyayın, K., Zemin Mekaniği, Meya Matbaacılık ve Yayıncılık Ltd. Şti., İstanbul 1989, 395 sayfa.
4. Terzaghi,K., "Old Earth Pressure Theories and New Test Results", Engrg. News-Rec., 85 (14), 632-637, 1920.
5. Kjellman,W., "Report on an Apparatus for the Determination of the Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest", Proc. 1st Int. Conf. on Soil Mech. And Fnd. Engrg., Harvard Printing Office, Cambridge, Mass. 2, 1936, 16-20.

6. Hendron, A.J., "The Behaviour of Sand in One Dimensional Compression" Ph. D. Thesis, University of Illinois, USA 1963.
7. Sağlamcr, A., "Kohezyonsuz Zeminlerde Sükunetteki Toprak Basıncı Katsayısının Zemin Parametreleri Cinsinden İfadesi" Ph.D. Thesis in Civil Engineering, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul 1972.
8. Bellotti, R., Formigoni, G., and Jamiolkowski, M., 1975. Remarks on the Effects of Overconsolidation on K_0 . Proc., Istanbul Conf. On Soil Mech. And Found. Engrg., Türkiye Bilimsel ve Teknik Araştırma Kurumu, Ankara, Turkey, 1, 17-25.
9. Hanna, A., and Ghaly, A., "Effects of K_0 and Overconsolidation on Uplift Capacity", Journal of Geotechnical Engineering, 118 (9), 1992, 1449-1469.
10. Hanna, A.M., Soliman-Saad, N., "Effect of Compaction Duration on the Induced Stress Levels in a Laboratory Prepared Sand Bed," Geotechnical Testing Journal, Vol 24, No (4), 2001, pp 430-
11. Boussinesq, J., "Application des Potentiels a L'etude de L'equilbre et du Movement des Solids Elastiques", Gauthier-Villars, Paris, 1885.
12. Jurgenson, L., "The Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems", Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940, Boston Society of Civil Engineers, 1934.
13. Poulos, H.G., and Davis, E.H., Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley and Sons, Inc., 1974, 411p.

**HORIZONTAL STRESS ANALYSIS OF THE STRIP
FOOTINGS
RESTED ON SANDY SOILS**

M. LAMAN
Assoc. Prof.

M.A. TEKİNSOY
Prof. Dr.

M.S. KESKİN
Res. Assist.

E. UNCUOĞLU
Res. Assist.

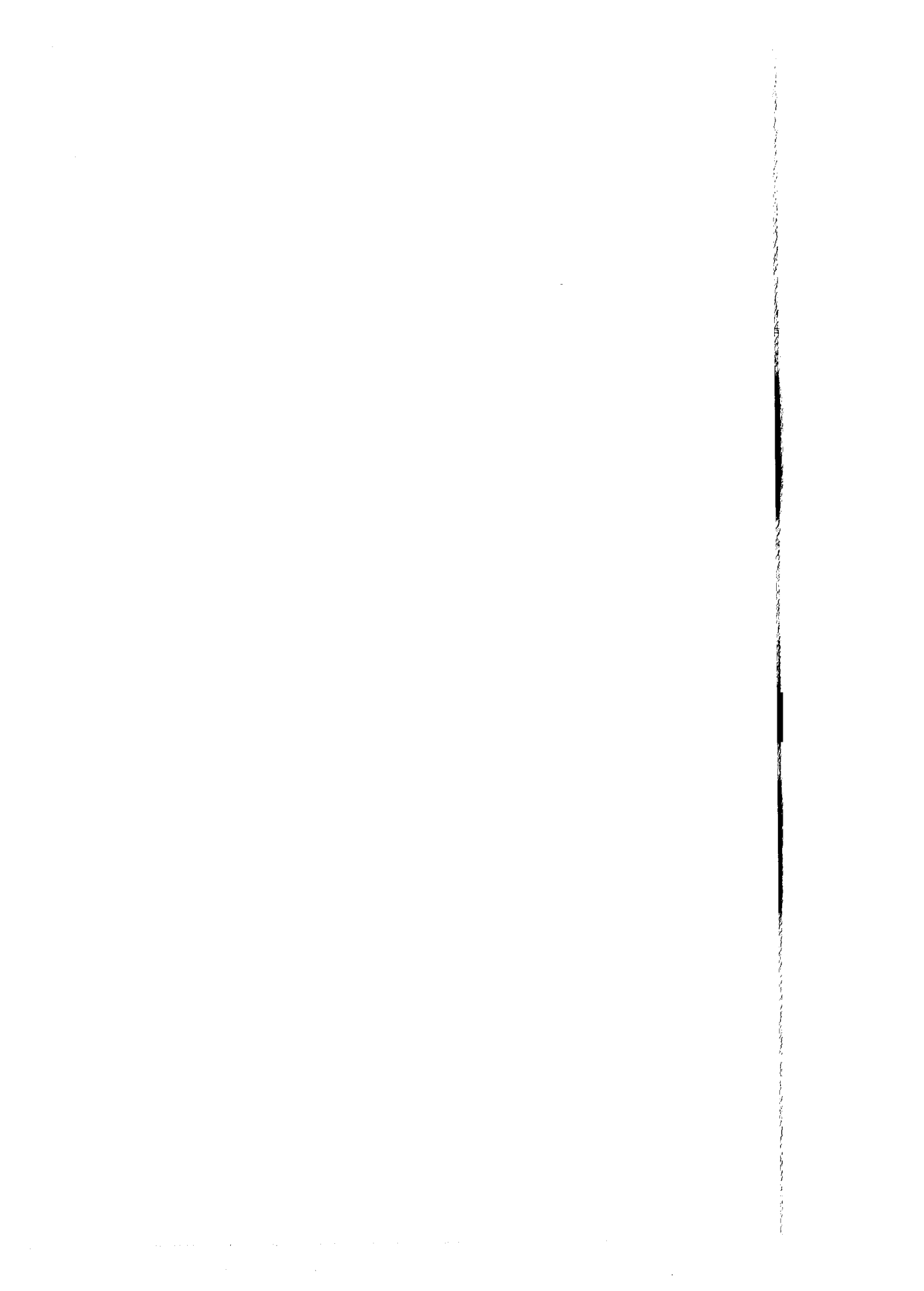
M. ÖRNEK
Res. Assist.

A. DEMİR
Res. Assist.

Cukurova University The Faculty of Engineering and Architecture,
Civil Eng. Dept.
Adana, TURKEY

ABSTRACT

In this study, the horizontal soil stress values of the strip footings on sandy soils were investigated by model tests. The model tests are performed in a square shaped box and pressure transducer was used to measure the stresses. Besides, sand specimens with two different densities were prepared to investigate the effect of density. The experimental results were compared with Boussinesq's solution.



**DOYGUN VE YARI DOYGUN GRANÜLER ZEMİNLERDE
GERİLME-ŞEKİL-DEĞİŞTİRME İLİŞKİSİNİN
PARAMETRİK OLARAK İNCELENMESİ**

Ömer Faruk, ÇAPAR

Yrd. Doç. Dr.
Z.K.Ü. İnşaat Müh. Böl.
Zonguldak, Türkiye

İbrahim, YİĞİT

Arş. Gör.
Z.K.Ü. İnşaat Müh. Böl.
Zonguldak, Türkiye

ÖZET

Bu çalışmada doygun ve yarı doygun kaba daneli zeminlerde gerilme-şekil değiştirme ilişkisi sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Bu araştırma için bir bilgisayar programı (ADOZ-U1) kodlanmıştır. Araştırma materyali olarak kaba daneli, sıkı, lineer elastik bir malzeme seçilmiştir. Değişik doygunluk derecelerinde, malzemenin elastik parametreleri hesaplanmıştır. Bu değerler kullanılarak doygunluk derecesi(S) ile gerilme-şekil değiştirme arasındaki etkileşim incelenmiştir. Bunun sonucunda, malzemenin yüksek doygunluk derecelerindeki ufak değişimler, özellikle şekil değiştirmelerde büyük farklılıklar oluşturmuştur. Buna ilaveten malzemenin yapısal anizotropisi göz önüne alınarak elastik parametreler tekrar hesap edilmiş ve yapısal anizotropi ile gerilme-şekil değiştirme ilişkisi incelenmiştir. Elde edilen sonuçların, literatürde bulunan önceki çalışmalarla uyum içinde olduğu gözlenmiştir.

AMAC

Zeminler katı(dane), sıvı(su) ve gaz(hava) olmak üzere üçlü faz içermektedir. Bu kompozit malzemenin doğal ortamda hava ve su gibi poroz bölgede konuşlanan iki fazın herhangi birinin eksik olması, mevsimsel şartlara göre değişebilmektedir. Zeminlerin zamana bağlı değişen bu kompozit yapısı, gerilme-şekil değiştirme problemlerini oldukça kompleks hale getirmektedir. Bu tip bir sistemin çözülebilmesi için radikal kabullerin yapılması ve de yoğun bir hesap yükü gerekir.

Sayısal yaklaşımlarla bu tip problemleri çözme yoluna gitmek, son yıllarda oldukça sık kullanılmaktadır. Bu yöntemler içinde en çok kullanım alanı bulan sonlu elemanlar(FEM) yöntemidir. Sonlu elemanlar yöntemi, modellenen fiziksel problemdeki çok sayıda parametrenin birbirine ve problemin çözümüne olan etkilerinin hesaba katılmasına olanak sağlaması sebebi ile geoteknik mühendisliğinde de tercih edilir olmuştur. Bu amaç doğrultusunda hazırlanan paket programların sayıları ve kullanıcılara verdikleri seçenekler her geçen gün artmaktadır.

Bu çalışmada kaba daneli zemin, araştırma materyali olarak seçilmiştir. Bu zemin tipi ağırlıkça %50'inden fazlası çakıl ve %5'den küçük silt ve kil içermektedir(GW,GP). Kaba danelerin oluşturduğu bahsi geçen zemin tipine ait iskelet yapısında absorbe su ve kapiler su olma olasılığı düşüktür [1]. Böylelikle, poroz bölgede sadece serbest suyun mevcut olduğu kabulü yanlış olmaz. Ayrıca kaba daneli zeminlerin basınç gerilmelerine karşı dayanımı, porozitesiyle ters orantılıdır. Literatürde bulunan birçok çalışmada, porozitesi oldukça düşük veya rölatif sıklığı (Dr) %75'den yukarı olan zeminlerin, oldukça sıkı bir dizilime sahip olduğu, düşük basınç gerilmeleri altında gerilme şekil değiştirme ilişkisinin lineer ve elastik olduğu gözlenmiştir.

YARI DOYGUN VE DOYGUN ELASTİK ZEMİN MODELİ

Kaba daneli zemin katmanları, doğal oluşumlarında yerçekimi kuvvetlerinden dolayı düşey yönde simetrik olan düzlemsel anizotropik deformasyon özelliği gösterirler. Bu tip malzemelere düzlemsel anizotropik malzeme olarak adlandırılır. Düzlemsel anizotropiye sahip lineer elastik bir malzeme için rijitlik matrisi aşağıdaki gibi oluşmaktadır.

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & D_{11} & D_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & & D_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{2}(D_{11} - D_{12}) & 0 & 0 \\ \text{simetrik} & & & & D_{55} & 0 \\ & & & & & D_{55} \end{bmatrix} \quad (1)$$

Malzeme 7 bağımsız elastik sabite sahiptir ve bunlar;

E_v : düşey (z) doğrultusundaki Elastik modülü

E_h : yatay (x,y) doğrultularındaki Elastik modülü

ν_{vh} : düşey doğrultudaki gerilme nedeniyle x-y düzlemindeki Poisson oranı

ν_{hv} : x-y düzlemindeki gerilme nedeniyle düşey doğrultudaki Poisson oranı

ν_{hh} : x-y düzlemindeki gerilme nedeniyle x-y düzlemindeki Poisson oranı

G_{hv} : z-x ve z-y düzlemindeki kayma modülü

G_{hh} : x-y düzlemindeki kayma modülü

olarak tanımlanmaktadır. Bu elastik sabitler arasında ayrıca simetriden dolayı aşağıdaki ilişkiler geçerlidir. Denklem 2.a ve 2.b sebebi ile elastik parametrelerin sayısının 5 olduğu görülmektedir.[2,3,4]

$$\frac{v_{vh}}{E_v} = \frac{v_{hv}}{E_h} \quad (2.a)$$

$$G_{hh} = \frac{E_h}{2(1 + v_{hh})} \quad (2..b)$$

Malzemenin 5 bağımsız elastik sabiti kullanılarak denklem 1 ile verilen rijitlik matrisi yeniden yazılacak olursa;

$$D = \begin{bmatrix} \Lambda \left(1 - v_{vh}^2 \frac{E_h}{E_v} \right) E_v & \Lambda \left(v_{hh} - v_{vh}^2 \frac{E_h}{E_v} \right) E_v & \Lambda v_{vh} (1 + v_{hh}) E_v & 0 & 0 & 0 \\ & \Lambda \left(1 - v_{vh}^2 \frac{E_h}{E_v} \right) E_v & \Lambda v_{vh} (1 + v_{hh}) E_v & 0 & 0 & 0 \\ & & \Lambda \left(1 - v_{hh}^2 \frac{E_v}{E_h} \right) E_v & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{E_h}{2(1 + v_{hh})} & 0 & 0 \\ & \text{simetrik} & & & G_{hv} & 0 \\ & & & & & G_{hv} \end{bmatrix} \quad (3)$$

elde edilir. Burada A denklem, 4'de verildiği gibi bir sadeleştirme katsayısıdır.

$$A = \frac{1}{(1 + v_{hh}) \left[\frac{E_v}{E_h} (1 - v_{hh}) - 2v_{vh}^2 \right]} \quad (4)$$

Tek Parametrelili Anizotropik Malzeme Davranışı

Klasik deneylerle, düzlemsel anizotropik bir malzemeye ait 5 adet bağımsız elastik sabitin değerleri elde edilememektedir. Graham ve Housby(1983)[3,4] düzlemsel anizotropik davranışın temsili için elastik

parametreler arasında bir orantı(α) olabileceğini öne sürerek tek parametrelili anizotropik davranış için aşağıdaki bağıntıları kurmuşlardır.

$$E_v = E^* \quad (5.a)$$

$$E_h = \alpha^2 E^* \quad (5.b)$$

$$v_{vv} = \frac{v^*}{\alpha} \quad (5.c)$$

$$v_{vh} = v^* \quad (5.d)$$

$$G_v = \frac{\alpha E^* (1 + v^*)}{2} \quad (5.e)$$

Denklem 5 de verilen bağıntılara göre denklem 3 ve 4 tekrar yazılacak olunursa;

$$D = \frac{E^*}{(1 + v^*)(1 - 2v^*)} \begin{bmatrix} \alpha^2(1 - v^*) & \alpha^2 v^* & \alpha v^* & 0 & 0 & 0 \\ & \alpha^2(1 - v^*) & \alpha v^* & 0 & 0 & 0 \\ & & (1 - v^*) & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{\alpha^2(1 - 2v^*)}{2} & 0 & 0 \\ & \text{simetrik} & & & \frac{\alpha(1 - 2v^*)}{2} & 0 \\ & & & & & \frac{\alpha(1 - 2v^*)}{2} \end{bmatrix} \quad (6)$$

Elde edilir. Burada; E^* , v^* sırasıyla değişikliğe uğramış elastik modülü ve Poisson oranını; α ise anizotropiklik derecesini göstermektedir. α sıfır ile sonsuz arasında tanımlı olan bir orantı sabitidir. $\alpha = 1$ değerini aldığıında malzeme izotropik elastik davranış sergiler. Eğer α sabitine sıfır ile 1 arasında bir değer atanırsa, malzeme düşey yönde daha rijit bir yapıya

kavuşmaktadır. Şayet α değeri 1 den büyük ise de malzeme yanal yönlerde daha rijit bir yapıya bürünmektedir.

Lineer elastik anizotropik malzeme için bulk modülü(K) ve kayma modülü(G) ile elastik modülü ve Poisson oranı arasındaki ilişki tek parametrelili anizotropik model için aşağıdaki gibi oluşmaktadır .

$$K^* = \frac{E^*(1 - \nu^* + 4\alpha\nu^* + 2\alpha)}{9(1 + \nu^*)(1 - 2\nu^*)} \quad (7)$$

$$G^* = \frac{E^*(2 - 2\nu^* + 4\alpha\nu^* + \alpha^2)}{6(1 + \nu^*)(1 - 2\nu^*)} \quad (8)$$

Ayrıca bilindiği üzere bir lineer elastik malzemeye ait hacimsel şekil değiştirme ve bulk modülü arasındaki ilişki aşağıdaki gibidir.

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\sigma_T}{K} \quad (9)$$

Burada ΔV hacimsel değişimi, V toplam hacmi ve σ_T malzemeye etkileyen toplam gerilmeyi göstermektedir. Ishihara(1968) ve Çapar(2000) çalışmalarında, kaba daneli zemini oluşturan dane, su ve hava elemanlarının sıkışma katsayıları ile bulk modülünün arasındaki ilişki aşağıdaki şekilde ifade edilmeye çalışılmıştır.[5,6]

$$K = \frac{\sigma_T}{\frac{\Delta V}{V}} = \frac{1}{A} + \frac{1}{C_b} \quad (10)$$

$$A = [(1 - n)C_s + nSC_w + (1 - S)nC_a] \quad (11)$$

Burada C_s , C_w , C_a sırasıyla danelerin, suyun ve havanın sıkışma katsayısını göstermektedir. Kaba daneli zeminler için C_s değeri $0.028 \cdot 10^{-6}$ (1/kPa) değerini almaktadır. C_w havasız suyun atmosferik basıncındaki sıkışabilirliğidir

ve $0.45 \cdot 10^{-6}$ (1/kPa) ile $0.49 \cdot 10^{-6}$ (1/kPa) arasında değer almaktadır. C_a ise atmosferik basınç altında havanın sıkışabilirliğidir ve yaklaşık 0.00494 (1/kPa) değerindedir [5,6,7]. Ayrıca denklem 10 da verilen C_b zemin iskeletinin sıkışabilirliği diğer bir ifade ile efektif gerilmenin etkiğiği zemin danelerinin oluşturduğu yapının sıkışma katsayısıdır. C_b sıkı ve gevşek daneli malzemeler için sırasıyla $18 \cdot 10^{-6}$ ve $92 \cdot 10^{-6}$ (1/kPa) değerini almaktadır [5,6].

Çizelge 1 Yarı doygun sıkı kaba daneli zeminin elastik sabitleri.

C_b (1/kPa)	1.80E-05	N	0.3	
C_s (1/kPa)	2.80E-08	G	26923.1	kPa
C_a (1/kPa)	4.94E-03	E	7.00E+04	kPa
C_w (1/kPa)	4.90E-07	Y	0.3	
S	K(kPa)	A	E*(kPa)	ν^*
1	6.06E+06	1.0	8.06E+04	4.98E-01
9.90E-01	1.22E+05	1.0	7.52E+04	3.97E-01
9.80E-01	8.91E+04	1.0	7.34E+04	3.63E-01
9.50E-01	6.90E+04	1.0	7.15E+04	3.27E-01
9.00E-01	6.23E+04	1.0	7.06E+04	3.11E-01
5.00E-01	5.69E+04	1.0	6.98E+04	2.96E-01
2.00E-01	5.64E+04	1.0	6.97E+04	2.94E-01
0	5.62E+04	1.0	6.97E+04	2.94E-01

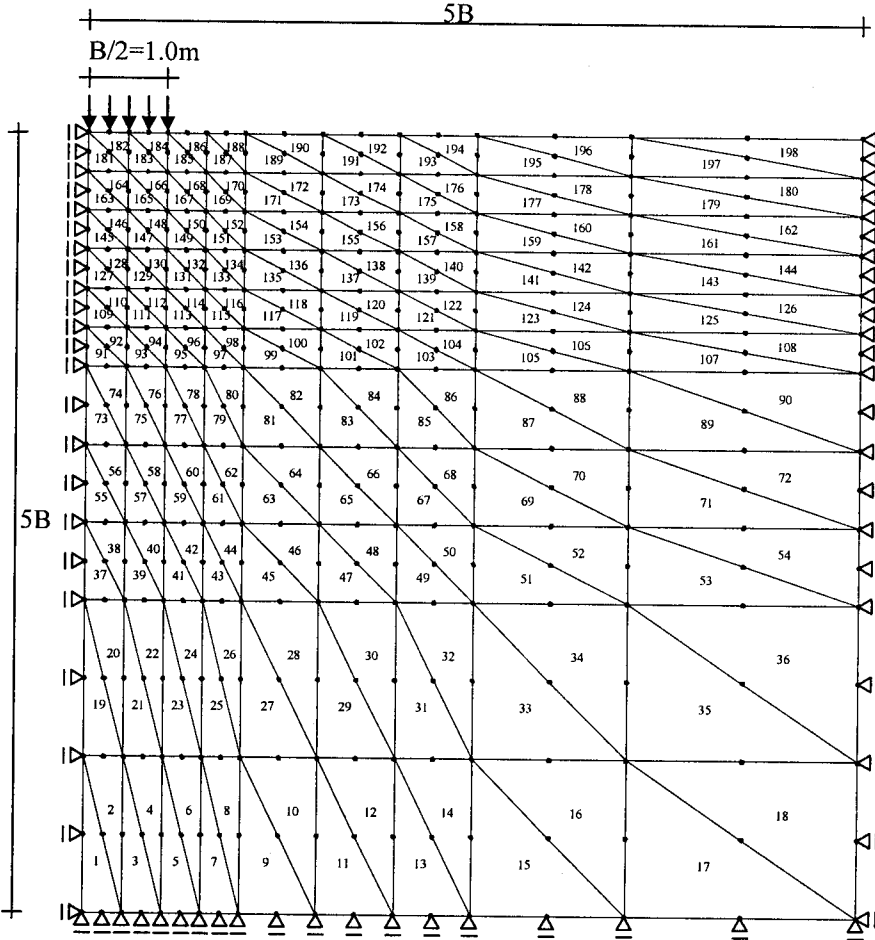
Bu çalışmada zemin örneğine ait C_b ve C_s değerleri ile suyun sıkışma katsayısı C_w [6]'den, C_a değeri ise [5,6]'den alınmıştır. Öncelikle kayma modülünün hesaplanabilmesi için literatürde verilen aralıkta sıkı kaba daneli zemine ait bir Elastik modülü (7E+04kPa) ve Poisson oranı (0.3) olarak seçilmiştir [7]. Bu E^* ve ν^* değerleri kullanılarak 2.b eşitliği ile hesaplanan kayma modülü, suyun kayma gerilmesi almaması nedeniyle analiz boyunca

değişik suya doygunluk dereceleri için sabit kabul edilmiştir. Önceki çalışmalarda doygunluk derecesinin artmasıyla kayma modülünde çok az bir düşüş gözlenmektedir. Bunun sebebi daneler arasında kontak noktalarında sürtünmenin azalmasıdır [5,6,8,9].

Bu elde edilen parametreler kullanılarak Graham ve Housby (1983) tarafından geliştirilmiş anizotropik modele çevrilmiştir. [3,4]. Bu modelde (α) anizotropiklik derecesinin değişik değerleri ile nümerik analiz için giriş dataları oluşturulmuştur.

NUMERİK UYGULAMA

Nümerik uygulamada 0.1 MPa'lık bir taban basıncı oluşturan 2 m genişliğindeki şerit temel altındaki zemin seçilmiştir. Problem geometrisi ve yükleme durumunun simetrisinden faydalanılarak geometri ve yüklemenin yarısı göz önüne alınmıştır. İncelenen düzlemin, lineer şekil değiştirebilen üçgen(LST) elemanlar kullanılarak sonlu elemanlar ağı oluşturulmuştur. Sonlu düğüm noktaları soldan sağa doğru numaralandırılmıştır.



Şekil 1 Eleman numaraları ve sınır koşulları.

Temel altında gerilme yığılması olacağı düşünülerek bu bölgede eleman sıklaştırılmasına gidilmiş ve temelden uzaklaştıkça eleman boyutları arttırılmıştır.[10,11,12,13] Eleman boyutları orijinden başlayarak yatay eksen boyunca sırası ile $0.5m*4$, $1.0m*3$, $2.0m*1$, $3.0m*1$ iken dikey eksen boyunca sırası ile $2.0m*2$, $1.0m*3$ ve $0.5m*6$ olarak seçilmiştir. Eleman numaraları, sınır koşulları ve yüzey kuvvetine eşdeğer yükleme şekil 1’de gösterilmiştir.

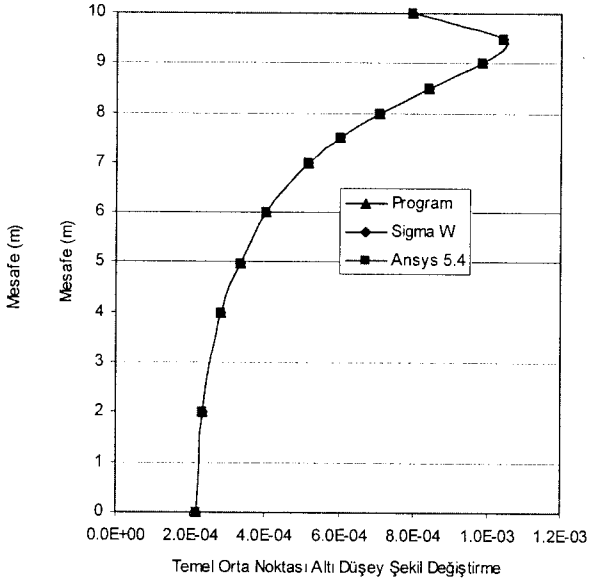
SONUÇLAR

Bu araştırma için Mathematica programı kullanılarak ADOZ-U1 (Anizotropik Doygun Olmayan Zemin) kodlanmıştır. Hazırlanan bilgisayar programı ile yapılan çözümlerin sonuçları ANSYS, SIGMA/W gibi paket programlar ile karşılaştırılmış ve sonuçların bir birine çok yakın olduğu görülmüştür (Şekil 2)

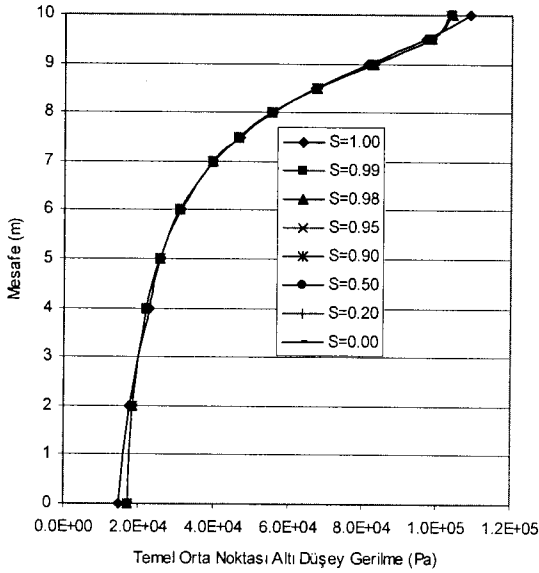
ADOZ-U1 programına, sayısal olarak elde edilen malzeme parametreleri girilerek doyunluk derecesi değişimi ile şekil değiştirmelerin ve gerilmelerin derinlikle değişimi incelenmiştir. Analizin bu kısmında anizotropiklik derecesi ($\alpha=1$) sabit tutulmuştur. Doygunluk derecesinin azalması gerilme değerlerinde düşük miktarlarda artımlara sebep olurken şekil değiştirmelerde büyük farklar gözlenmiştir(Şekil 3 ve 4). Özellikle doyunluk derecesi %100 den %99 değerine indiğinde gerilmede çok değişme olmazken, şekil değiştirme değerlerinde temel orta noktası altında yaklaşık %35'lik bir artış gözlenmiştir. Zemin üstüne gelen gerilme değerinin sabit tutulması ve incelenen zeminin geometrisinde değişim olmaması gerilmelerdeki değişimin çok az olmasının sebebidir. Fakat sistemde doyunluk derecesinin azalması ile şekil değiştirmeye karşı hassasiyetini artırmış ve doyunluk derecesinin azalması ile şekil değiştirmeler çok büyük artımlar gözlenmiştir.

Anizotropiklik derecesi (α)'nın, değişik doyunluk derecelerinde düşey gerilme ve şekil değiştirmeye olan etkisi Şekil 5 ve 6'da sunulmuştur. Anizotropiklik derecesi (α)'nın birden büyük olması durumunda zeminin yatay yönde rijitliği artarken birden küçük olması durumunda ise düşey yönde yataya göre daha rijit bir yapı oluşturduğu bilinmektedir. Düşey gerilmeler anizotropiklik derecesinin artması ile azalmaktadır. Ayrıca anizotropiklik derecesinin değişimi ile düşey şekil değiştirmelerin gerilmelerle aynı yönde değiştiği sonucu elde edilmiştir. Anizotropiklik

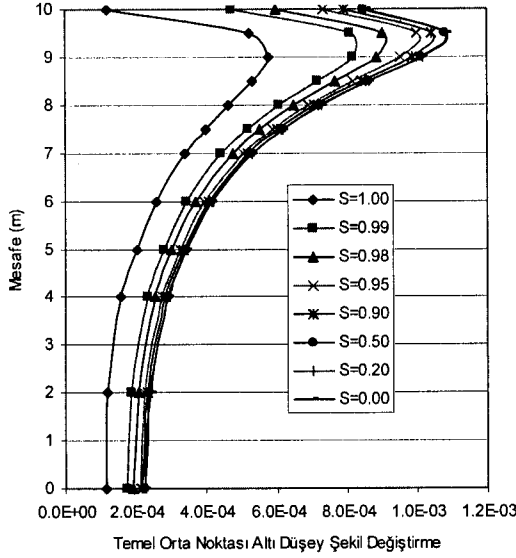
dercesi ile gerilme-şekil değiştirme ilişkisi arasında beklenen lineer bir ilişki elde edilmiştir.



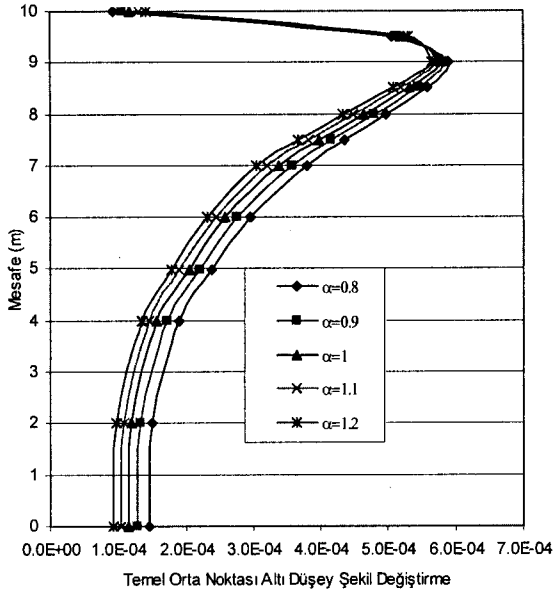
Şekil 2 Temel altında düşey şekil değiştirme ($S=0.90, \alpha=1$).



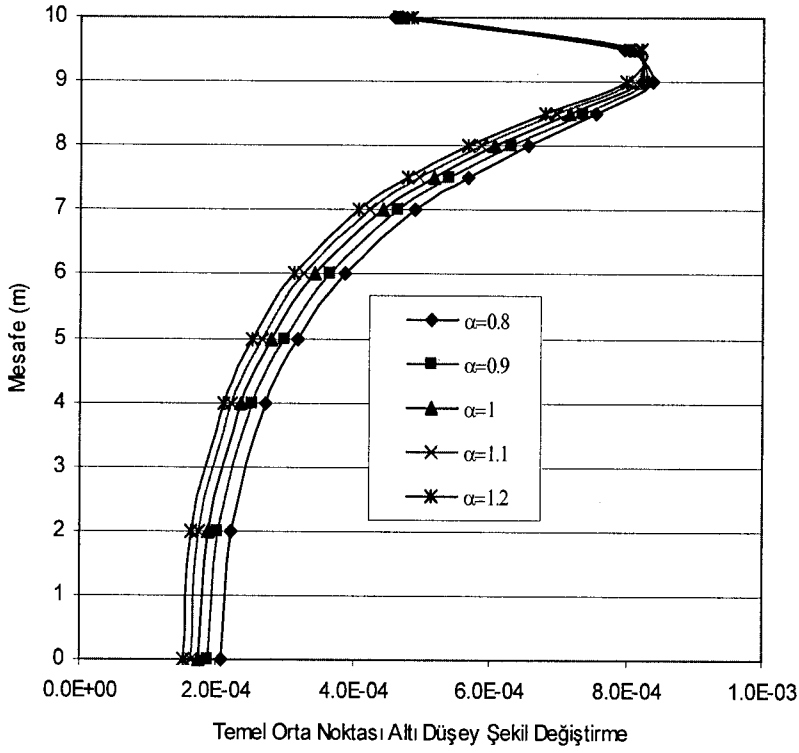
Şekil 3 Temel merkezi altı düşey gerilmenin doygunluk derecesi ile değişimi ($\alpha=1$)



Şekil 4 Temel merkezi altında düşey şekil değiştirmenin doygunluk derecesi ile değişimi ($\alpha = 1$)



Şekil 5 Aynı doygunluk derecesinde temel orta noktası altında düşey şekil değiştirmenin anizotropiklik derecesi ile değişimi. (S=1.00)



Şekil 5 Aynı doygunluk derecesinde temel orta noktası altında düşey şekil değiştirmenin anizotropiklik derecesi ile değişimi. (S=0.99)

TEŞEKKÜR

Bu çalışma (Proje Kod: 2002-45-05-01), Zonguldak Karaelmas Üniversitesi tarafından desteklenmiştir. Yazarlar desteklerinden dolayı, ZKÜ Bilimsel Araştırma Projeleri Komisyonuna teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- [1] **Fredlund, D.G. and Rohardjo, H.** (1993) Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Willey & Sons Inc, pp.517.
- [2] **Davis, R.O. and Selvaduri, A.P.S.** (1996) Elasticity in Geomechanics, Cambridge University Pres, pp.201.
- [3] **Wood, D.M.** (1990) Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Pres, pp.462.
- [4] **Graham, J. and Houlby, G.T.** (1983) "Anisotropic elasticity of a natural clay", *Geotechnique* Vol.33, No. 2, pp.165-180.
- [5] **Ishihara, K.** (1968) "Propagation of Compressional Waves in a Saturated Soil", *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic properties of Earth Materials*, University of New Mexico Press, Albuquerque, pp. 195-206.
- [6] **Çapar, Ö.F.** (2000) Determination of Anizotropy of Granular Materials and Its Relation to Liquefaction Resistance Under Cyclic Loading, PhD. Thesis, Old Dominion University, pp.239.
- [7] **Mitchell, J.K.** (1993) Fundamentals of Soil Behavior, Second Edition, John Willey & Sons Inc, pp.437
- [8] **Nakagawa, K., Soga, K. and Mitchell J.K.** (1996) "Pulse transmission system for measurement of wave propagation characteristics of soils", *J. Geotech. Eng., Div. Am. Soc. Civ. Engrs.*, Vol.122, No. 4, pp.302-308.
- [9] **Nakagawa, K., Soga, K. and Mitchell J.K.** (1997) "Observation of Biot compressional wave of the second kind in granular soils", *Geotechnique* Vol.47, No. 1, pp.133-147.
- [10] **Zienkiewicz, O.C. and Taylor, R.L.** (2000) The Finite Element Method, Fifth Edition, Volume 1, The Basis, Butterworth Heinemann Publishing, pp.787.

[11] **Cook, R.D.** (1994) Finite Element Modelling for Stress Analysis, John Willey & Sons Inc, pp.320.

[12] **Felippa, C.A.** (2004) Introduction to Finite Element Methods, Course Notes. University of Colorado..

[13] **Potts, D.M. and Zdravkovic L.** (1999) Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering Theory, Thomas Telford Publishing, pp.440.

SUMMARY

In this study, stress-strain analysis of saturated and partially saturated granular materials is investigated using finite element method (FEM). A computer program (ADOZ-U1) is coded for this research. Dense, coarse and linear elastic granular-material is chosen as research material. Elastic parameters of the material are computed at different degrees of water-saturation conditions. Using the parameters, relationship between stress-strain and saturation degree is investigated. As a result of this research, it is shown that the magnitudes of strain values are greatly affected by saturation degrees which are very close to fully saturation degree. In addition, elastic parameters of the material are again computed with changing fabric-anisotropy degree and relations between stress-strain and fabric-anisotropy are investigated. It is observed that the results of the research and early works in the literature have a good agreement.

Adapazarı Zeminlerinde Hassaslık Derecesinin Değerlendirilmesi

E. Arel¹

Yrd.Doç.Dr.
Sakarya Üniversitesi
Sakarya, Türkiye

A. Özocak¹

Yrd.Doç.Dr.
Sakarya Üniversitesi
Sakarya, Türkiye

ÖZET

İnce daneli zeminlerde yuğrulma sonucu kayma direncinde önemli düşüşler görülebilmektedir. Özellikle yapısı hassas olan killer örselenmemiş durumda yüksekçe dayanım gösterirken su muhtevası değiştirilmeden yuğrulup tekrar aynı birim hacim ağırlığa sıkıştırıldığında kayma direncinin belirgin ölçüde düştüğü indigi görülmektedir. Bu düşüşün ölçütü hassaslık derecesidir. Olağan koşullarda killerin hassaslık derecesi 2 ile 4 arasında değişirken 4-8 arasındaki değerler kilin orta derecede hassas olduğunu göstermektedir. 8'in üstündeki değerler akıcı killerin varlığına işaret etmektedir. Türkiye'deki killerin aşırı hassas olmadıkları ($St < 8$) bilinmektedir (Önalp, 2002). Bu araştırmada Adapazarı'nın farklı zemin sınıflarına sahip örnekleri üzerinde gerçekleştirilmiş deney sonuçları değerlendirilmiştir. Bunun nedeni kentte deprem koşullarında sıvılaşma yanında zeminlerde tekrarlı yükleme sonucunda yaygın yenilme belirtilerinin gözlemlenmiş olmasıdır.

Çalışmanın Amacı

Önemli ölçüde deprem tehdidi altında yer alan Adapazarı kentinde farklı özellikteki zemin yelpazesinde yer alan düşük kayma direncine sahip zeminler deprem sırasında oluşan tekrarlı gerilmelerin etkisi ile önemli

ölçüde dayanım kaybına uğrayıp üzerindeki yapıların hasar görmesine meydan verebilirler. Bu çalışmada zeminlerin direncindeki düşüşün bir ölçütü olan hassaslık derecesinin Adapazarı zeminlerindeki büyüklüklerinin belirlenmesi ve farklı zemin tiplerine göre değişiminin incelenmesi amaçlanmıştır.

Çalışma Yöntemi

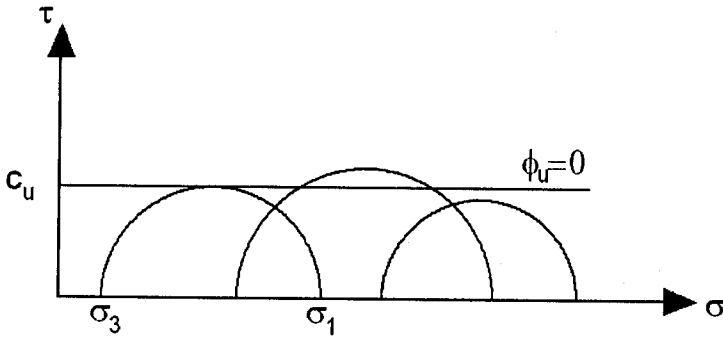
Bu çalışmada, 1999 Marmara depremi sonunda Sakarya Üniversitesi Geoteknik Anabilim Dalı'nca Adapazarı kentinde parsel bazında yürütülen zemin etüdü çalışmaları için laboratuvara getirilen numuneler kullanılmıştır. Araziden laboratuvara UD tüpü ile gelen numuneler 35 mm çaplı numune alıcıları ile çıkartılarak drenajsız kayma dirençleri ve elastisite modülleri bulunmuş ayrıca her bir numunenin TS1500/2000'e göre sınıflandırılması yapılmıştır. Bilindiği gibi ince daneli zeminlerin drenajsız kayma direnci parametresi (c_u) üç eksenli hücre kesme deneyi (UU), serbest basma deneyi (UC), cep penetrometresi veya cep kanatlı kesici (*vane*) ile bulunabilmektedir. Bu deneysel çalışma esnasında her numuneden iki veya üç adet 35 mm'lik örnek hazırlanmış ve bunlar UU deneyine tabi tutulmuştur. Kayma direnci belirlenmesinde üç eksenli deneyin serbest basma deneyine tercih edilmesinin nedeni silt içeren numunelerin çevre basıncı olmaksızın kendini tutabilme yeteneğinin azlığıdır. Çevre basınçları numunenin alındığı derinlik göz önüne alınarak seçilmiştir. En düşük çevre basıncında kesilen numune daha sonra yağrularak tekrar aynı numune alıcı içinde hazırlanıp çıkartılarak aynı çevre basıncında tekrar kesilmiştir. En düşük çevre basıncının seçilmesinin nedeni serbest basma deney koşullarına yakın kalma amacıdır. Sonuçta örselenmemiş numunenin drenajsız kayma direnci $[(c_u)_{\text{örselenmemiş}}]$ ile yağrulmuş numunenin drenajsız kayma direnci $[(c_u)_{\text{yağrulmuş}}]$ her bir numune için elde edilmiştir. Bu durumda hassaslık dereceleri

$$S_f = \frac{C_{u\text{örselenmemiş}}}{C_{u\text{yüğürlmüş}}} \quad (1)$$

olarak hesaplanmıştır.

UU deney prensibi

Konsolidasyonsuz-drenajsız üç eksenli (UU) hücre kesme deneyinde numune konsolidasyonuna izin verilmeden çabucak kesilir. Bu deney tipi bu nedenle “hızlı deney” (*quick test*) olarak da bilinmektedir. Konsolidasyon ve kesme aşamasında numuneden su çıkışına izin verilmediği için boşluk suyu basınçları yüksek seviyede kalmaktadır. Deney tipinin basitliği nedeniyle Türkiye’deki laboratuvarlarda gerçekleştirilen üç eksenli kayma direnci ölçümlerinin büyük çoğunluğu UU ile yapılmaktadır. Suyu doymuş normal yüklenmiş killere için ideal olan UU deneyinde kesme aşamasında deviatör gerilmedeki artışlar tümüyle boşluk suyu basıncındaki yükselmeye karşılandığından çevre basıncındaki artış ile kayma direncinde bir artış olmayacak bir başka deyişle zeminin drenajsız kayma direnci esasta çevre basıncından bağımsız olacaktır. Dolayısıyla NL kilde kırılma dairelerinin çaplarının teorik olarak aynı olması ve kırılma zarfının yatay çizilmesi gerekmektedir (Şekil 1) (Önalp, 2002).



Şekil 1. UU deneyde $\phi=0$ kırılma zarfını gösteren Mohr daireleri

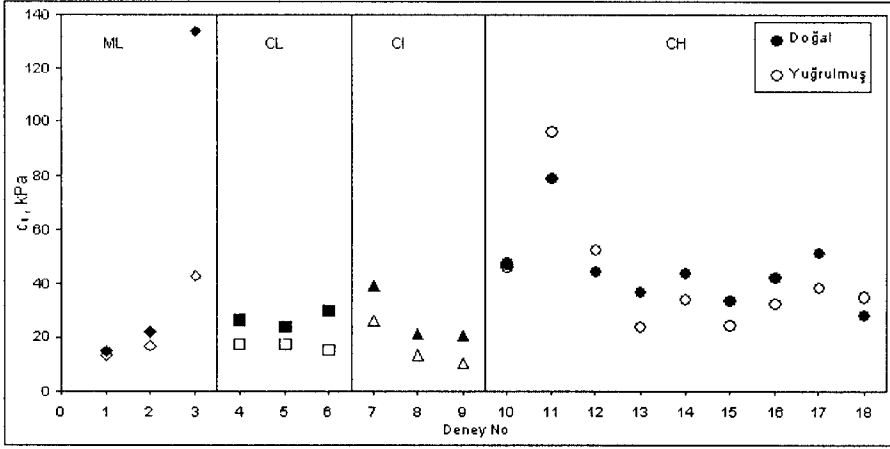
Deney Sonuçları

Tablo 1’de bu çalışma kapsamında TS1500/2000 uyarınca yapılan sınıflama sonuçları ile TS1900/1987 uyarınca yapılan UU deney sonuçları bir arada verilmiştir. Şekil 2’de ise yağrulmuş ve örselenmemiş numunelerin kayma dirençleri zemin cinsine göre gösterilmiştir. Tablodan hassaslık derecelerinin (S_c) en düşük 0.81 en yüksek 3.12 olduğu görülmektedir. Bununla birlikte maksimum 3.12 değerini göz önüne almadan hesaplanan hassaslık derecesinin ortalama 1.33 olduğu, yani bu zeminlerin düşük hassaslığa sahip olduğu ortaya çıkmaktadır. Tüm silt numunelerinde plastik limit ölçümü yapılamamasına rağmen Casagrande yöntemi ile likit limit tayini yapılabilmiş ve siltlerde likit limit yaklaşık aynı değerleri vermiştir. Siltler arasında farklı olan doğal su muhtevaları sıvılık indisinin farklılığına yol açmaktadır. Dolayısı ile 3 nolu numunenin hassaslık derecesinin 3.12 gibi diğer silt numunelere oranla yüksek bir değerde çıkmasının nedeninin bu silt numunesinin sıvılık indisinin (I_L) 1’den küçük, yani plastik- katı kıvamda bulunması olarak düşünülmektedir.

Tablo 1. Deneysel sonuçları

Numune		TS1500/2000 sonuçları										iki veya üç numuneli UU deney sonuçları						doğal			yuğrılmış			hassaslık			
NO	z (m)	RENK	w _L	w _P	I _P	w _n	I _L	% FC	SINIF	e ₀	ρ _h	S _r	c _u	φ	E _u	PEN	c _u	E _u (MPa)	Şekil	c _u	E _u (MPa)	Şekil	c _u	E _u (MPa)	Şekil	S _r	E _w /E _{ud}
1	2.5	K	26	0	0	34	1.31	64	ML	--	--	--	--	--	--	160	15	1.29	V	14	1.16	V	14	1.16	V	1.11	1.11
2	2.5	k.Y	29	0	0	33	1.14	83	ML	0.9	18.4	98	48	1.8	75	75	22	1.68	K	17	1.45	V	17	1.45	V	1.32	1.16
3	10	k.YG	26	0	0	24	0.92	89	ML	0.8	19.2	99	94	--	450	134	43	4.93	K	43	2.76	V	43	2.76	V	3.12	1.79
4	2.5	K	33	19	14	30	0.79	80	CL	0.9	19.1	100	25	--	110	26	1.38	K	17	1.12	V	17	1.12	V	1.51	1.23	
5	4	G	34	21	13	29	0.62	67	CL	1.1	19	100	30	--	130	24	1.88	K	17	1.59	V	17	1.59	V	1.39	1.18	
6	2.5	K	31	20	11	36	1.45	88	CL	1	18.1	100	41	--	130	30	1.78	V	15	1.26	V	15	1.26	V	1.94	1.41	
7	2.5	Yk.G	41	18	23	35	0.74	92	CI	0.9	17.9	93	41	--	110	39	1.25	K	26	0.86	V	26	0.86	V	1.53	1.45	
8	2.5	K	48	26	22	41	0.68	100	CI	1.1	17.7	99	42	--	85	21	1.62	V	14	0.9	V	14	0.9	V	1.54	1.80	
9	2.5	Y	35	21	14	40	1.36	92	CI	1	18.6	100	20	--	140	21	1.47	V	10	0.9	V	10	0.9	V	1.96	1.63	
10	10	G	61	22	39	40	0.46	99	CH	1.1	18.3	99	67	--	4.1	140	48	2.48	K	46	2.31	V	46	2.31	V	1.03	1.07
11	2.5	K	84	30	54	39	0.17	98	CH	1.1	18.8	100	81	--	170	79	6.02	K	96	4.65	K	96	4.65	K	0.82	1.29	
12	2.5	a.K	57	24	33	37	0.39	99	CH	1	18	100	64	--	130	45	2.74	K	53	2.33	V	53	2.33	V	0.84	1.18	
13	4	GY	51	25	26	40	0.58	100	CH	1.1	18.1	100	41	--	100	37	1.64	K	24	1.38	V	24	1.38	V	1.54	1.19	
14	2.5	a.K	68	26	42	43	0.40	99	CH	1.2	17.7	100	51	--	3.3	120	44	3.31	K	34	2.37	V	34	2.37	V	1.31	1.40
15	2.5	GK.K	74	32	42	58	0.62	99	CH	1.4	17.4	100	36	--	100	34	2.37	K	25	1.46	K	25	1.46	K	1.37	1.62	
16	2.5	K	74	25	49	45	0.41	98	CH	1.2	17.3	99	50	--	4.1	85	42	3.29	K	33	1.51	K	33	1.51	K	1.29	2.18
17	10	GY	64	22	42	36	0.33	97	CH	1.5	18	99	62	--	4.6	130	51	4.58	K	38	2.36	V	38	2.36	V	1.33	1.94
18	2.5	GK	76	33	43	50	0.40	81	CH	1.4	17	--	21	--	2.9	85	28	2.24	K	35	2.21	K	35	2.21	K	0.81	1.01

V: Varil şekilli, K: Kayma yüzeyi belirgin



Şekil 2. Yuğrulmuş ve örselenmemiş numunelerin kayma dirençleri

Düşük ve orta plastisiteli kiler (CL ve CI) birbirlerine yakın sonuçlar vermişlerdir. Her iki sınıf numunenin ortalama hassaslık derecesi 1.65 civarındadır ve yuğrulma sonucunda az da olsa bir direnç azalımı göstermişlerdir (Şekil 2). Yüksek plastisiteli kilerde (CH) ise yuğrulma sonucunda hassaslık derecesinin 9 numuneden 3'ünde 1'in altına indiği yani yuğrulmuş kayma direncinin örselenmemiş kayma direncinden büyük çıktığı görülmektedir (Şekil 2). Yağlı kilerde beklendiği gibi hassaslık derecesi ortalama 1.15 ile en düşük değeri vermiştir. Dolayısı ile yuğrulma etkisinin CH kilerde en az olduğu gibi ilginç bir sonuca varılmaktadır. Yüksek sıvılık indislerine karşın hassaslığın dikkati çekecek denli düşük çıkmasının da Adapazarı fluviyal kökenli silt ve kilerinde düşük aktiviteli kil minerallerinin varlığına işaret ettiği düşünülmektedir.

Numunelerin Yenilme Şekilleri

Bu çalışmada aynı zamanda doğal ve yuğrulma ile hazırlanan numunelerin kesildikten sonraki yenilme şekilleri de incelenmiştir. Tablo 1'de "V" simgesi kesme sonucu kayma yüzeyi belirgin olarak oluşmadan varillenmeyi, "K" simgesi ise numune kesildikten sonra en az bir kayma

yüzeyi boyunca yenildiğini göstermektedir. Doğal durumda kesilen 18 numunenin 4'ünde varillenme oluşurken, yağrularak oluşturulan numunelerin yenilme sonucu 14'ü varillenme göstermektedir. Bununla birlikte yağrulma sonucu 4 adet numunede oluşan kayma düzlemleri sadece CH sınıfını veren yağlı killerde gözlemlenmiştir. Buradan siltler ile düşük ve orta plastisiteli killerde yağrmanın bir yumuşama etkisi oluşturduğu söylenebilir. Doğal durumda zaten düşük kayma direnci değeri veren bu tür zeminler deprem sonucunda oluşan tekrarlı gerilmelerin etkisi ile dayanımlarını önemli ölçüde azaltabilirler ve sonuç olarak üzerinde bulundukları binalarda hasara neden olabilirler. Nitekim 1999 Marmara depreminden sonra Adapazarı'nda zemin yumuşaması (*soil softening*), taşıma gücü kaybı ve özellikle siltli zeminlerde sıvılaşma sonucu bir çok bina kullanılamaz hale gelmiştir (Önalp ve diğ., 2001). Buna karşın Adapazarı'nın güney batı mahallelerinde (Mithatpaşa, Şirinevler ve Güllük) CH killer üzerinde yer alan yapılarda hasar dağılımının en az olduğu Bol (2003) tarafından gösterilmiştir.

Sonuç

Hassaslık derecesinin incelemesi yapılan Adapazarı zeminlerinde S_t değeri 0.81 ile 3.12 arasında değeri aldığı ve ortalamasının 1.33 olduğu, dolayısıyla bu zeminlerin düşük hassaslığa sahip olduğu ortaya çıkmıştır. Düşük ve orta plastisiteli killer (CL ve CI) birbirlerine yakın sonuçlar verirken yağrulmanın en az etkisi CH killerde olmaktadır. Yenilme sonrası numunenin şekline bakarak yapılan değeri de siltler ile düşük ve orta plastisiteli killerde yağrulmanın kesin yumuşama etkisi oluşturduğu söylenebilmektedir.

Teşekkür

Çalışmamıza destek veren Prof.Dr. Akın Önalp, Dr. Ertan Bol ve Dr. Sedat Sert'e teşekkür ederiz.

Kaynaklar

1. Bol, E., 2003, "Adapazarı Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri", Doktora Tezi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adapazarı.
2. Önalp, A., Arel, E., Bol, E., 2001, "A General Assesment of the Effects of 1999 Earthquake on the Soil-Structure Interaction in Adapazarı", Jubilee Papers in Honour of Prof. Dr. Ergün Toğrol, pp. 76-89, İstanbul, Türkiye.
3. Önalp, A., 2002, Geoteknik Bilgisi I - Zeminler ve Mekaniği, Birsen Yayınevi, İstanbul.

Evaluation of Degree of Sensitivity in Adapazarı Soils

E. Arel¹

Assist.Prof., Dr.
Sakarya University
Sakarya, Türkiye

A. Özocak¹

Assist.Prof., Dr.
Sakarya University
Sakarya, Türkiye

ABSTRACT

Decrease of the shearing resistance can occur as a result of remoulding in fine grained soils. Especially, if sensitive clays are remoulded without changing the soil water content and compacted to same unit weight, their shearing resistance at undisturbed state will be observed to drop. The criterion of this decrease is degree of sensitivity. Under normal conditions the degree of sensitivity of clays changes between 2 and 4, while values between 4 and 8 show medium degree of sensitivity. Values higher than 8 indicate quick clays. It is known that clays in Turkey are not sensitive ($St < 8$). In this research test results which have been performed on the different soil types of Adapazarı have been evaluated. In Adapazarı soils the degree of sensitivity have been found to vary between 0.81 and 3.12, and its average is equal to 1.33, so it can be said that that these soils are of low sensitivity. Low and medium plasticity clays (CL and CI) give similar results while CH clays are affected the least by remoulding. After evaluating the yielded sample shapes it can be said that remoulding exposes softening effect in silts and low and medium plasticity clays.

ADAPAZARI ZEMİNLERİNDE SAĞLAM KATMAN DERİNLİKLERİ

S. SERT

Arş. Grv. Dr.
Sakarya Üniversitesi
Adapazarı, Türkiye

E. BOL

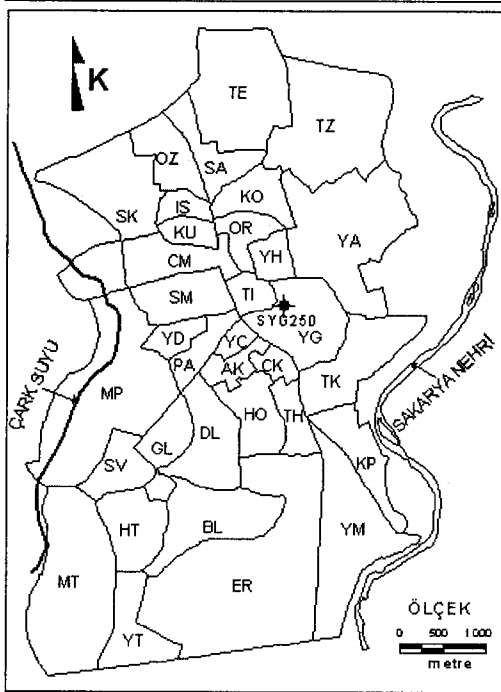
Arş. Grv. Dr.
Sakarya Üniversitesi
Adapazarı, Türkiye

ÖZET

Adapazarı, 1999 Kocaeli ($M_w=7.4$) ve Düzce ($M_w=7.2$) depremleriyle büyük yıkıma uğramış, depremler sırasında çok sayıda can kaybı ve önemli maddi kayıp meydana gelmiştir. Oluşan hasarın nedeni olarak, kentin üzerinde oturduğu aluviyal kökenli zemin gösterilmiş, “kötü” olarak nitelendirilen zemin özellikleri sebebiyle belediyece kat sayısı kısıtlamasına gidilmiştir. Sadece gözlemlere dayanan ve bilimsel/teknik dayanağı olmayan ve halen süregelen bu sınırlamanın gerçeği tam yansıtmadığı depremler sonrasında yapılan zemin araştırmalarıyla ortaya çıkmıştır. Bu çalışma kapsamında sıkı olarak nitelendirilen bölgelerin yüzeye olan mesafeleri irdelenmiş, ayrıca Coğrafi Bilgi Sistemi kullanılarak bu derinliklerin kent içindeki dağılımı sayısal ortamda gösterilmiştir. SPTN değerleri gözönüne alınarak hazırlanan sağlam tabakaların yüzeye yakınlığını gösteren sayısal harita, daha önce Adapazarı kentinin yer altı morfolojisini anlama amacıyla yapılan çalışmalarla karşılaştırıldığında; eski nehir yataklarını temsil eden temiz kum ve çakılların $SPTN>30$ olan bölgeler ile çakıştığı görülmüştür. Sonuçta kentin değişik bölge ve derinliklerinde SPTN sonuçları refü değeri verebilen, CPT uç dirençleri 30 MPa’ı geçebilen ve iyi temel ortamı olarak nitelendirilebilecek sıkı-çok sıkı kum tabakalarının varlığı ve bu tabakaların da eski nehir yatağı kalıntıları olduğu teyit edilmiştir.

GİRİŞ

Adapazarı zeminleri günümüzde kentin hemen doğu sınırından kuzeye doğru akan Sakarya Nehri'nin (Şekil 1) getirmiş olduğu alüvyonlardan oluşmuştur. Geçmişte Sakarya Nehri kent alüvyonlarının oluşmasında büyük rol oynamasına rağmen günümüzde üzerine yapılan barajların ve ovada nehrin iki yanında oluşturulan taşkın önleyici seddelerin yapılması sonucu çökme süreci durmuştur (1). Yüzeğe yakın yeraltı suyu seviyesi 1999 depreminde zeminden kaynaklanan; sıvılaşma, zemin direncinin azalması, yayılı temel dışındaki yüzeysel temellerde taban kabarması, taşıma gücü kaybı gibi çeşitli yenilme türlerinin oluşmasında (2) ve yapısal hasarın artmasında büyük rol oynamıştır.



Şekil 1. Yer bulduru haritası

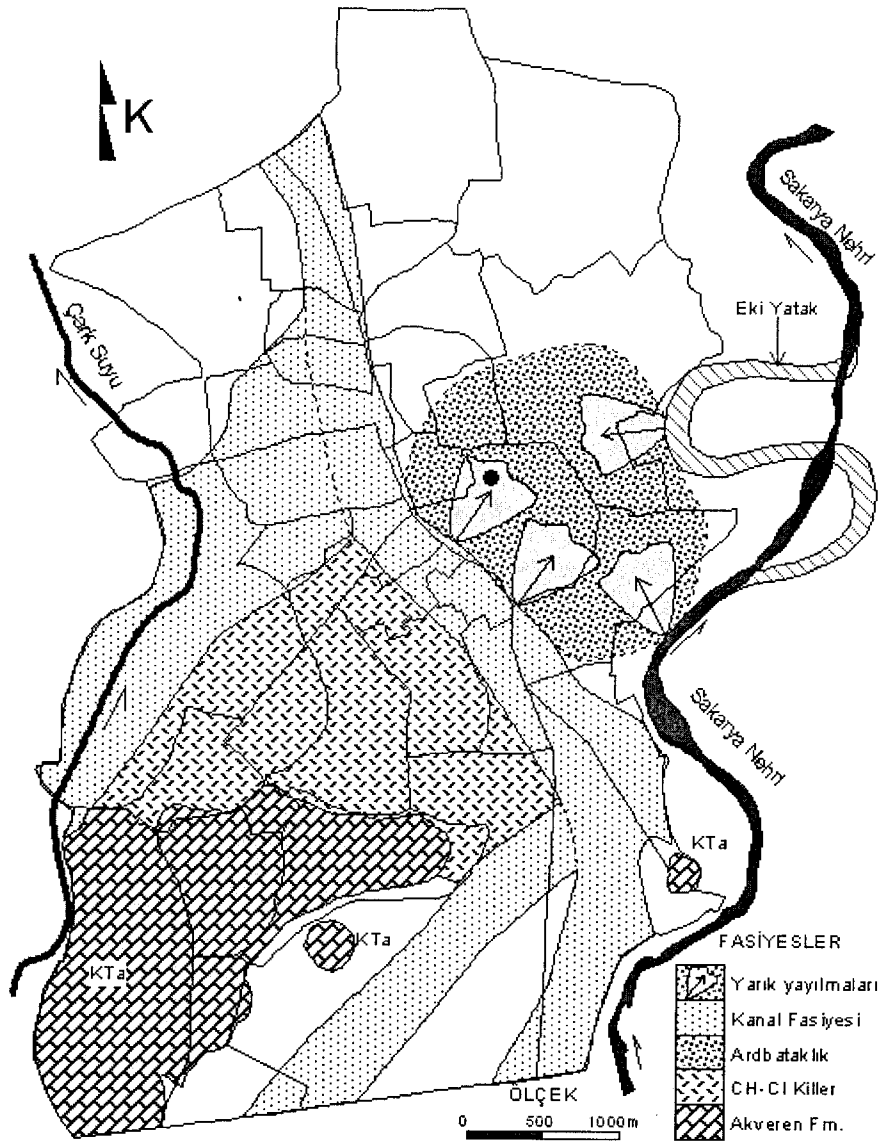
Jeomorfolojik Çalışmalar

Bol (2003) Adapazarı kenti zeminlerinin üst 0.0-50.0 metre arasının akarsu (*fluvial*) kökenli alüvyonlar tarafından oluştuğuna dikkat çekmiş, ovanın oluşumuna katkıda bulunan Sakarya Nehri'nin, geçmişte şimdiki kent merkezinde yaptığı hareketleri ve ardında bıraktığı sedimentlerin dağılımını ortaya koyduğu çalışmasında kentin akarsu (*fluvial*) tarihçesini incelemiştir (1). Bu araştırma sonuçlarına göre Adapazarı'nın üst kesimleri menderesli bir nehre ait akarsu fasiyesinin (*fluvial facies*) burun seti sedimentleri (*point bar deposits*), ard bataklık (*backswamp*), terkedilmiş kanal depoları (*abandoned channel deposits*), sırt (*levee*), yarık yayılmaları (*crevasse splays*) gibi, taşkın ovalarını (*floodplain*) oluşturan alt fasiyeslerinden (*subfacies*) oluşmakta ve herbir alt fasiyes litolojik ve geoteknik bakımdan birbirinden farklılıklar sunmaktadır. Sondaj çalışmalarından elde edilen numunelerin değerlendirilmesinden ortalama dane boyları tayin edilmiş (D_{50}), bu dane boylarının dağılımlarının coğrafi bilgi sistemi tabanlı bir yazılımda haritalanması sonucunda ise kent merkezinde yaklaşık 1500 yıl önce hüküm sürmüş, ortalama dane çapının 0.4 mm olan kumlardan oluşan, eski bir nehrin kanallarını oluşturan kalıntıları saptanmıştır (Şekil 2) (3). Şekilde özellikle Tıgıcılar (TI) ve Yenigün (YG) mahallelerini içine alan ve ard bataklık (*backswamp*) olarak ayırtlanan bölgede düşük plastisiteli ince tabakalı killerle ara katkılı siltler egemendir. Bu bölgede siltler genellikle ML sınıfında olup suya doygunurlar. Aynı zamanda nehir taşkın zamanlarında, akarsu en keskin dönüş yaptığı noktalardan, yatak kenarlarındaki ince kumlardan oluşan sırtları (*levee*) yararak bu alçak bölgeye doğru yüklerini boşaltmış ve sonuçta ince kumlardan oluşan ince tabakalı yarık yayılması (*crevasse splay*) çökellerini oluşturmuştur (Şekil 3). Güneyde bulunan tepelik kısımların hemen kuzeyi de tipik zemin profili bakımından diğer bölgelere nazaran farklı bir yapı sunmaktadır. Bu bölgede orta ve yüksek plastisiteli killer (CI ve CH) bulunmakta, bunlar tüm kesit

orta ve yüksek plastisiteli killler (CI ve CH) bulunmakta; bunlar tüm kesit boyunca kendilerini gösterebilmektedirler. Bu killerin güneydeki tepelik kısımlarında bulunan Akveren Formasyonu'na (KTa) ait kayaçların ayrışıp ince malzemelerin bu alçak bölgeye taşınması sonucu oluştuğu görüşü ağırlık taşımaktadır (1).

Kullanılan Veriler ve Çalışmanın Amacı

Bu çalışmaya yönelik olarak 1999 depremlerinden önce ve sonra gerçekleştirilen 630 dolayında sondaj gözden geçirilmiştir. Bu sondajlarda en az her 1.50 m'de bir SPT deneyi yapılmış, ayrıca elde edilen örselenmiş ve örselenmemiş numuneler Sakarya Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarı'nda TS1900/1987'ye göre gerekli deneylere tabi tutulmuş ve TS1500/2000 uyarınca sınıflandırılmışlardır. Sondaj bulgularına ek olarak büyük bir çoğunluğu Sakarya Üniversitesi tarafından yapılan yaklaşık 250 adet Koni Penetrasyon Deneyi (CPTU) de değerlendirilmiştir. Bu çalışma kapsamında eldeki tüm veriler bir veritabanı altında toplanarak değerlendirilmiş ve Coğrafi Bilgi Sistemi kullanılarak Adapazarı kent merkezinde inşa edilecek yapılar için sağlam temel ortamlarının varlığı irdelenmiştir.



Şekil 2. Adapazarı kenti akarsu fasiesleri (3)

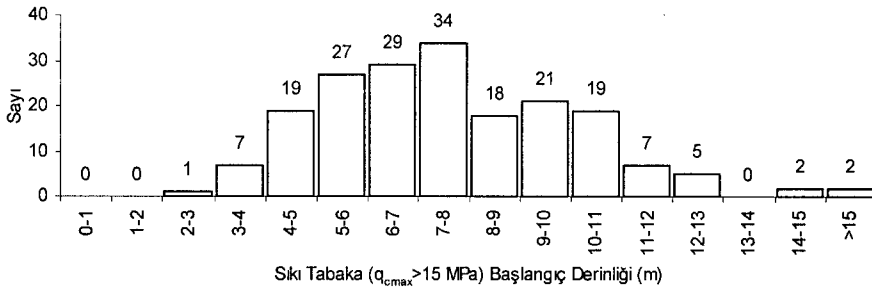
Sondalama ve Sondaj Verilerinin Değerlendirilmesi

Koni Penetrasyon Deneyi (CPTU)

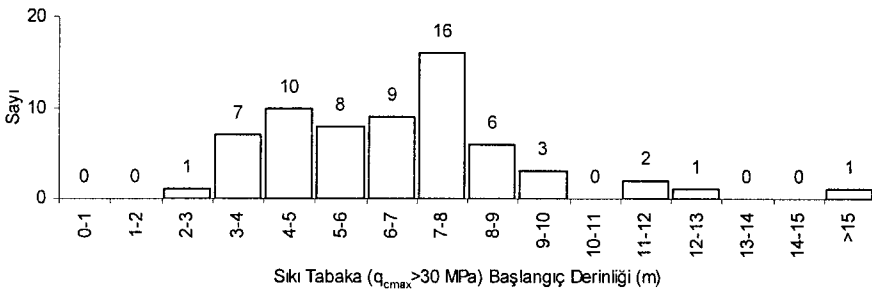
Adapazarı merkezinde yapılan 250 adet CPT sonuçları değerlendirildiğinde uç dirençlerinin 191 kesitte 15 MPa'ı, 64 kesitte de 30

MPa'ı aştığı sıkı ve çok sıkı tabakaların varlığı ortaya çıkmaktadır. 200 kN kapasiteli CPT deney aletinin ankrajlarının sökülmesi sebebiyle sıkı tabaka kalınlığı her zaman tam ölçülemese de birçok durumda bu tabakaların kalınlığının 5 m'yi geçtiği yapılan sondajlarda da doğrulanmıştır.

CPT deney sonuçlarına göre sıkı ve çok sıkı tabakaların başlangıç derinlikleri Şekil 3 ve 4'te gösterilmiştir (4). Burada dikkati çeken bulgulardan ilki, üst 3 m'de bir kesit dışında hiçbir durumda sıkı/çok sıkı tabakalarla karşılaşılmasıdır. Sıkı ve çok sıkı tabakaların başlangıç derinliklerinin %65'den fazlası 5 m ile 10 m arasında bulunmaktadır. Çok sıkı tabakaların %30'u 4-5 m'den başlarken 10 m'den daha derinlerdeki çok sıkı tabaka oranı %5'te kalmaktadır.



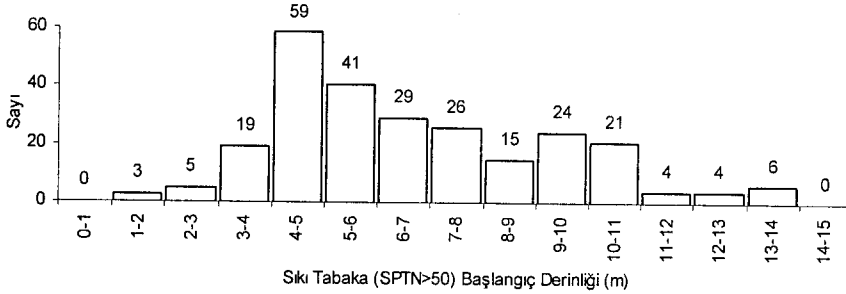
Şekil 3. CPT sonuçlarına göre sıkı tabaka ($q_{cmax} > 15$ MPa) başlangıcı histogramı



Şekil 4. CPT sonuçlarına göre sıkı tabaka ($q_{cmax} > 30$ MPa) başlangıcı histogramı

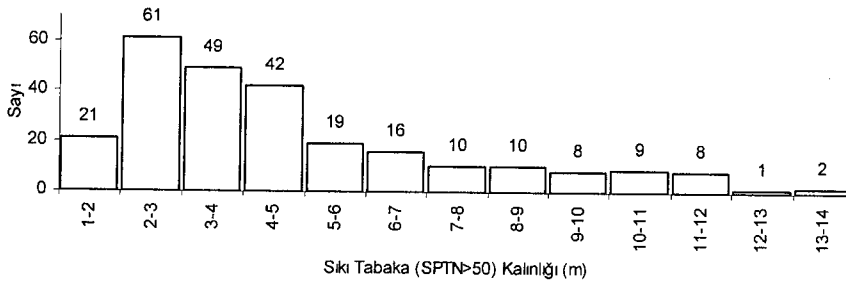
Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)

Adapazarı merkezinde yapılan 630 civarında sondaj değerlendirildiğinde bunların yarısına yakınında ham SPTN değerlerinin refü verdiği çok sıkı tabakaların bulunduğu görülmüştür. Sondaj sonuçlarından da üst 3 m’de sağlam tabakaların hemen hemen hiç bulunmadığı anlaşılmaktadır. Çok sıkı tabakaların tespit edildiği 256 sondaja göre bunların 86 tanesi üst 5 m’de, 135 tanesi 5 m ile 10 m arasında ve 35 tanesi de 10 m’den daha derinde başlamaktadır (Şekil 5).



Şekil 5. Sondaj sonuçlarına göre çok sıkı tabaka başlangıcı histogramı

Şekil 6’da sondajlarda ortaya çıkan sıkı tabaka kalınlıkları gösterilmektedir. Buradan 2 m ile 5 m arasındaki kalınlıklara en fazla rastlandığı söylenebilmektedir. 256 sıkı tabakanın kalınlıklarınının 173’ü sıfır ile 5 m arasında, 63’ü 5 m ile 10 m arasında ve 20 tanesi de 10 m’den daha fazla çıkmaktadır.



Şekil 6. Sondaj sonuçlarına göre çok sıkı tabaka kalınlıkları histogramı

Yukarıdaki istatistik bulgular deprem sonrası yapılan çalışmalar tarafından desteklenmektedir. Önalp ve diğ. (2000, 2001), kent merkezinde 1965'e kadar süren değişik nitelikli sellenmelere bağlı olarak üst 5 m'de killer ve plastik olmayan siltlerin, bunların altında da sıkı kum veya hafif aşırı konsolide killerin bulunduğu kesitlerle sık sık karşılaşıldığını belirtmişlerdir (5, 2). Üst 5 m için SPTN değerlerinin 2 ile 10 arasında değiştiği, sonda uç dirençlerinin de 2 MPa'dan küçük ölçüldüğü, bu derinliğin altında SPT darbe sayılarının 20'nin üzerinde çıktığı ve refüye yöneldiği bulgusu Şekil 5 ile uyumaktadır.

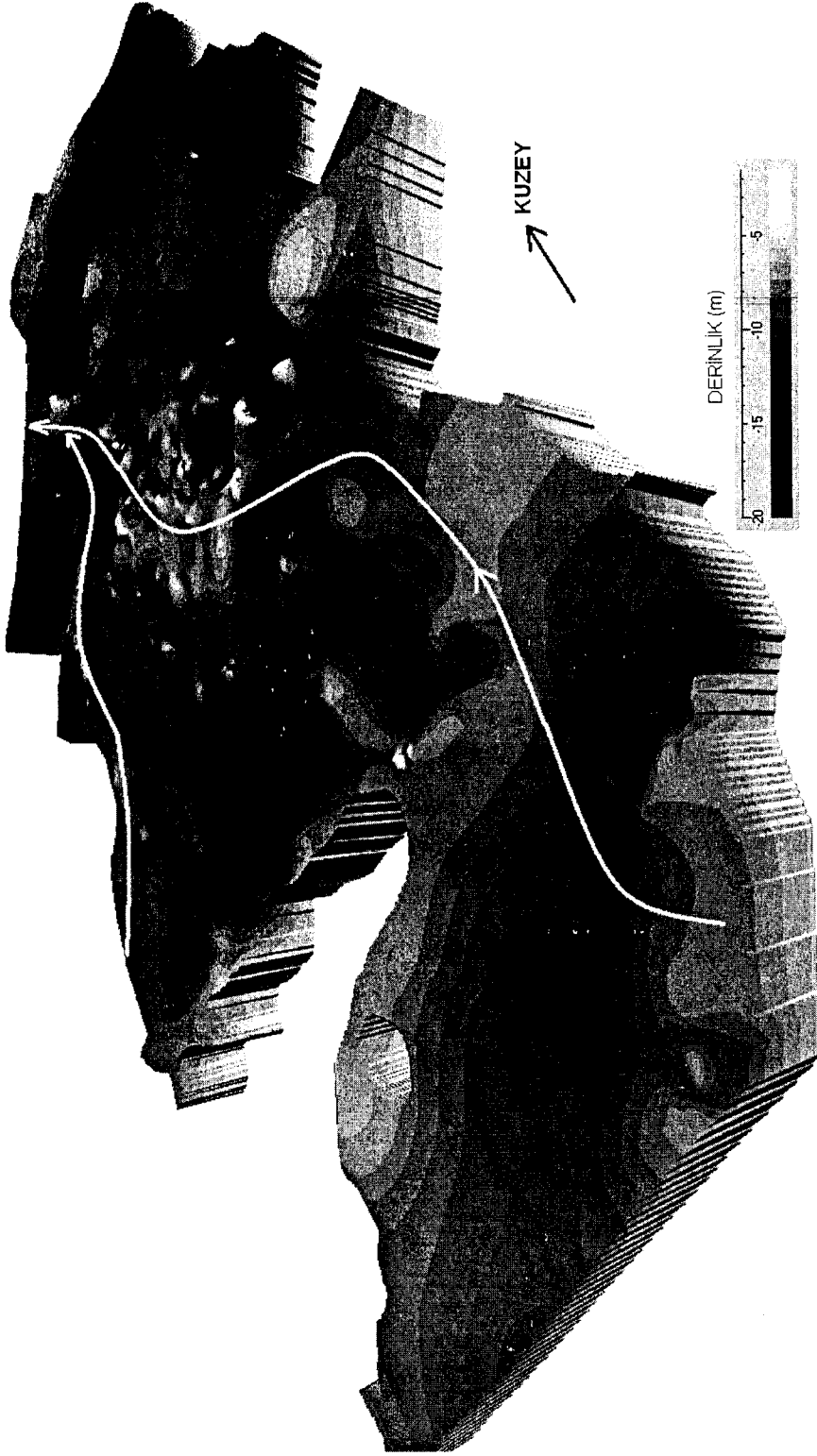
Bol (2003), yukarıda sunulan istatistik bulguları destekler nitelikte, üst katmanlardaki kayma direnci düşük zeminlerin aksine kent merkezinde eski nehir yataklarının bulunduğu bölümlerde yüksek yapılaşma için sağlam bir temel zemini oluşturabilecek sıkı kum ve çakıllı kumların varlığına işaret etmektedir (1).

Bray ve Stewart (2000), depremlerde hasar gören yapılarda yaptıkları gözlemler sonucunda oturma, taşıma gücü kaybı ve yanar yer değiştirmelerin yer altı su seviyesinin yüzeye yakınlığı nedeniyle bodrumsuz inşa edilen ve temelleri yüzeye oturtulan binalarda daha çok oluştuğunu belirtmişlerdir (6).

Sağlam Tabaka Dağılımları

Kent için oluşturulan geoteknik veritabanından sıkı tabakaların (SPTN>30) karşılaşıldığı ilk derinlikler sorgulanmış ve bu sondajlara ait koordinat bilgileri kentin sayısal haritası ile birleştirilmiş ve coğrafi bilgi sistemi ortamında bu tabakaların başlangıç derinliği haritası hazırlanmıştır (Şekil 7).

Burada açık renk ile temsil edilen bölgeler sıkı tabakaların yüzeye yakın olduğu kısımlara, koyu renk ise sağlam tabakaların derinde olduğu kısımlara karşılık gelmektedir. Şekil 7'de beyaz çizgi ile gösterilen yüzeye en yakın sıkı tabakaların olduğu bölgeler Şekil 2'de gösterilen eski nehir yataklarına karşılık gelmektedir. Şekil 2'de ard bataklık (*backswamp*) olarak nitelendirilen bölgenin bu haritadaki iz düşümünde de sıkı tabakaların en derinde rastlanıldığı bölgeler olması dikkate değerdir. Yenigün (YG) ve Tıgıcılar (TI) mahallelerine (Şekil 1) karşılık gelen bu alanlarda 1999 depremi sırasında hemen hemen tüm binalarda çeşitli sebeplerden kaynaklanan zemin problemleri görülmüştür.



Şekil 7. Adapazarı zeminlerinde SPTN>30 olan tabakaların üç boyutlu yüzeye yakınlık haritası

Sonuç

1999 depremi sonucunda oluşan yapısal hasarların tamamının sorumluluğunu Adapazarı kenti zeminlerine yüklemenin yanlış olduğu yapılan geoteknik ve jeomorfolojik çalışmalar sonrasında ortaya çıkmıştır. Yapılan bu çalışmada gösterildiği gibi eski nehir yatakları ile temsil olunan kumlar üzerinde yapılan arazi deneylerinde refü değerine kadar çıkabilen darbe sayıları elde edilmekte ve sıkı-çok sıkı olarak nitelendirilen zeminlere karşılık gelmektedir.

Sonuç olarak kentte minimum yüzeysel temel derinliğinin 3 m olması gerektiği, binaların bodrumlu yapılması durumunda veya derin temel sistemleri ile yüksek yapılaşmaya gidilebileceği görüşüne varılmaktadır.

Teşekkür

Çalışmamıza destek veren Prof. Dr. Akın Önalp, Yrd. Doç. Dr. Ersin Arel ve Yrd. Doç. Dr. Aşkın Özocak'a teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

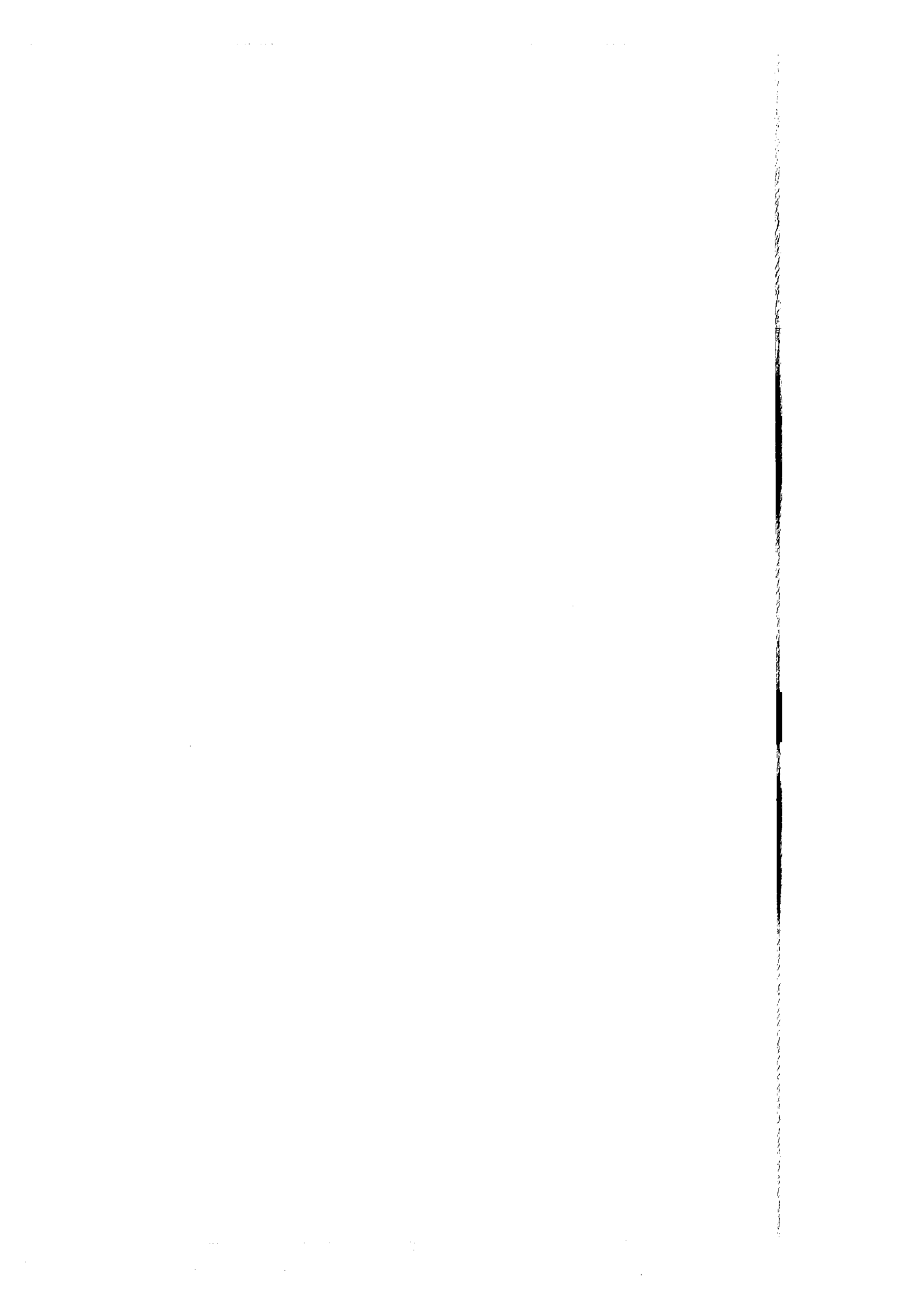
1. Bol, E., "Adapazarı Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri", Doktora Tezi, SAÜ FBE, 195 sayfa, Adapazarı, 2003.
2. Önalp, A., Arel, E., Bol, E., "A General Assesment of the Effects of 1999 Earthquake on the Soil-Structure Interaction in Adapazarı", Jubilee Papers in Honour of Prof. Dr. Ergün Toğrol, İstanbul, pp. 76-89, 2001.
3. Bol, E., Önalp, A., Arel, E., "1999 Depremi Ardından Yeraltı Suyu Seviyesi Değişimleri", Deprem Sempozyumu Kocaeli 2005, s. 1180-1189, Kocaeli.
4. Sert, S., "Aluviyal Ortamda Kazıklı Yayılı Temellerin Üç Boyutlu Analizi", Doktora Tezi, SAÜ FBE, 137 sayfa, Adapazarı, 2003.
5. Önalp, A., Sert, S., Bol, E., "Adapazarı Zeminlerinin Deprem Performansı", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, s. 373-382, 2000.
6. Bray, J., Stewart, J.P., "Damage Patterns and Foundation Performance in Adapazarı", Earthquake Spectra, Supplement to Vol. 16, pp. 163-187, 2000.

Abstract

Adapazari city in Turkey experienced most of ground failure problems such as liquefaction, strength decay of soils, bearing capacity failure during the 1999 Kocaeli-Adapazarı earthquake. Following the 1999 Marmara earthquakes in Turkey, although the alluvial soils of the city were blamed at the time, soil studies have shown that inadequate foundation design might have been the primary reason for the widespread damage in Adapazarı. Implementation of around 630 boreholes and 250 soundings by Sakarya University after the earthquake has shown that dense layers of sand or stiff clays are found at depths 5 to 15 m, which means that if the top soft layers of soil are avoided, successful foundation systems can be designed for higher structures. Data from the in-situ and laboratory testing were entered into a database called "*The Adapazarı soil database*". This database is connected to a Geographical Information System (GIS) software. In this study it is demonstrated that digital map of dense layers which give high cone tip resistance and refusal at SPT testing correspond to coarse grained sands and gravels which are found in the ancient river channel.

27 Ekim 2005 Perşembe

V. Oturum
Temel Mühendisliği



DOYMAMIŞ ZEMİNLERİN ÖZELLİKLERİ

M. Arslan TEKİNSOY

ÖZET

Bu tebliğde suya doygun olmayan zeminlerin su ile olan ilişkileri göz önüne alınmış, buna bağlı olarak hidrolik özelliklerin ve gerilme ilişkilerinin değişimi incelenmiştir. Hidrolik özelliklerin temelini oluşturan potansiyel kavramı belirtilmiş ve doymamış bir zeminin iletkenliği tanımlanmıştır. Zeminin doygunluk derecesi, emme basınçlarını etkilemekte, bu da efektif gerilmelerin değişmesine yol açmaktadır.

Suya doygun olmayan bir zeminin hacim değiştirme ve konsolidasyon ilişkileri, doygun zeminlerinki iki boyutlu iken, üç boyutlu bir durum arz etmektedir. Doygun bir zeminin deformasyon- zaman ilişkisi lineer bir diferensiyel denklem ile ifade edilirken, doymamış zeminde lineer olmayan kısmi türevli diferensiyel denklem söz konusudur.

Kırılma zarfları da doygunluk derecesine ve içerdiği su içeriğine bağlı olarak eğrisel bir durum arz eder. Emme basınçları, zeminin sahip olduğu mevcut yapıyı güçlendirecek doğrultuda etki ederek, daha mukavemetli bir ortamı kullanıma sunar. Gerekli drenaj önlemleri alınmak kaydıyla, ekonomik sonuçlar doğurabilecek, emin taşıma gücü değeri verilebilir. Başka bir ifade ile zeminin taşıma kapasitesinden daha iyi yararlanılabilir.

1 GİRİŞ

Mühendislikteki emniyet kavramı veya emniyetli tarafta kalma kaygısı, zeminlerin mukavemet bakımından en zayıf durumu olan doygun

zeminlerin incelenmesini gündeme getirmiştir. Oysa doygun zemin kavramı, zeminlerin çok özel durumunu ifade eder. Doğada % 100 suya doygun bir zeminin bulunması da çoğu kez imkansız gibidir. Sonuç olarak doğal durumda, tam doygun bir zemine rastlamak da olanaksızdır. Kurak ve yarı kurak bölgelerdeki zeminler, eğer yer altı su seviyesi altında değillerse, tümüyle doymamış durumdadırlar. Bazı zaman; zeminin su içeriği, rötre limitinin altında olabilmektedir.

Zeminlerin mühendislik özelliklerindeki değişmeler genellikle, su ile olan ilişkisine bağlıdır. Herhangi bir zeminin doygunluk derecesi $S_r = \% 95'$ in altına düştüğü zaman, zemin içindeki hava süreklilik kazanır. Bu durumda zemin boşluklarında su-hava ara yüzeyleri oluşur. Ara yüzeylerin oluşması minüsküs yarıçapını değiştirerek, yüzey gerilim kuvvetlerinin hakim duruma gelmesine neden olur. Yüzey gerilimin hakim duruma gelmesi, zemine ait her türlü özeliğin etkilenecek, mühendislik özelliklerinin de su içeriğine bağlı olarak değişmesini sağlar.

Bu tebliğde; suya doygun olmayan zeminlerin mühendislik özellikleri ele alınacak, doygun zeminler ile olan ilişkisi gösterilip, değişimlerin nasıl olduğu belirtilecektir. Başka bir ifade ile doygun ve doymamış zeminlerin kısa bir karşılaştırılması yapılacaktır.

2. DOYMAMIŞ ZEMİNLERİN HİDROLİK VE GERİLME ÖZELLİKLERİ

Kohezif ve kumlu zeminlerin birer kritik su içerikleri mevcuttur. Bu su içeriklerinin altında, doğal durumda, suyun zeminden çıkması veya zemin dışına alınması hemen hemen imkansız gibidir. Örneğin killi bir zeminin doygunluk derecesi; $S_r = \% 85$ ve kumlu bir zemin için $S_r = \% 20$ doygunluk derecesi altında, zemin örneği hacim değişimi yapsa bile, ağırlıkça su içeriği yaklaşık sabit kalır. Oysa hacimsel su içeriklerinde büyük değişiklikler olduğu

gibi, zeminin boşluk yapısı değişir. Boşluk yapısındaki değişim de zeminin hidrolik ve mekanik özelliklerinde değişiklik yaratır. Ayrıca ağırlıkça su içeriğine göre kütle transfer denkleminin yazılışı daha zordur. Bu mahsurları ortadan kaldırmak için; doymamış zeminlerde, hacimsel su içeriğinin kullanımı hem daha anlamlı, hem de tercih edilen bir büyüklüktür. Hacimsel su içeriği aşağıda verildiği gibi tanımlanmaktadır.

$$\theta = \frac{V_w}{V} = S_r n \quad \text{veya}$$

$$\gamma_w \theta = \gamma_k w \dots\dots\dots(1)$$

Burada θ hacimsel su içeriğini, S_r doygunluk derecesini γ_k kuru birim ağırlığı γ_w boşluk suyunun birim hacim ağırlığını gösterir.

Doygun bir zeminin mühendislik özellikleri arasında lineer bir değişim söz konusu iken, doymamış zeminlerde lineer olmayan (nonlinear) değişimler bulunur. Bu nedenle doymamış zeminlerin konsolidasyon, mukavemet, kompaksiyon v.b. gibi özelliklerinin belirlenmesi zorlaşır. Bu amaçla özel ölçme düzenekleri ve deney yöntemleri geliştirilmeye çalışılmaktadır. Ancak doymamış bir zeminin mühendislik özellikleri; yukarıda ifade edildiği gibi, büyük ölçüde yüzey gerilim kuvvetlerine bağlı olduğu için her aşamada, kapiler emmenin kontrolü ve ölçümünü zorunlu kılar. Bu nedenle ölçmelerde üç eksenli aletin kullanılması tercih edilir. Yine doymamış bir zemin içinden su akımı kapiler kuvvetler vasıtasıyla olur. Bu akımın negatif işaretle aşağıdaki gibi Darcy yasası ile ifade edilebileceği Hubbert, 1956 tarafından gösterilmiştir.

$$J_w = -K \nabla \phi \dots\dots\dots(2)$$

İfadede J_w kapiler su akısını ($L^3 / L^2 T$), K hidrolik geçirgenliği, ϕ hidrolik potansiyeli ve ∇ da del operatörünü gösterir.

Verilen (2) numaralı ifadedeki K orantılılık katsayısı, zeminin su geçirgenliğini ifade eden, su içeriğine bağlı olarak değişen bir katsayıdır. Su içeriği azaldıkça küçülen bir değere sahiptir. Doygun zeminlerde ise permeabilite adını alır ve sabit bir değeri ifade eder. Doymamış zeminlerde permeabilite, boşluk geometrisini ifade eden L^2 boyutunda bir büyüklüktür. Bu hususun özellikle karıştırılmaması gerekir. Ayrıca (2) numaralı ifadede görülen J_w su akısı hız boyutunda olmasına rağmen, doymamış zeminlerde olduğundan, farklı anlam taşır. Doygun zeminlerde J_w ; su akım hızına eşit olmasına rağmen; doymamış zeminlerde birim alandan, birim zamanda geçen su miktarını ifade eder. Bu ise zemin su içeriği ile doğrudan ilgilidir.

$$\vec{J}_w = \theta \vec{v} \dots\dots\dots(3)$$

Burada \vec{J}_w akı vektörünü; θ hacimsel su içeriğini ve \vec{v} boşluk suyuna ait hız vektörünü gösterir. İfadeden de görüldüğü gibi, boşluk suyu hızı ile akı farklı iki büyüklüktür.

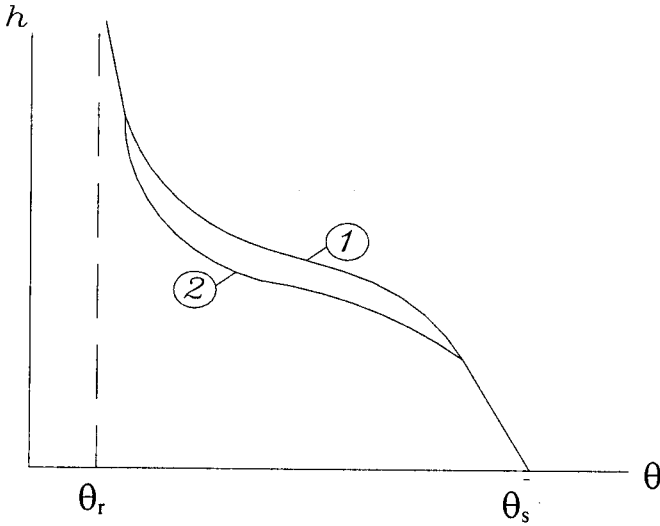
Öte yandan zemin ısı ilişkileri, zemin yüzeyinden yaklaşık 1 veya 1,5 m.'lik derinlik için söz konusudur. Bu ilişki de atmosferik değişimlere bağlıdır. Oysa laboratuvarında kontrollü koşullarda deney yapıldığından, zemin sıcaklığının sabit kaldığı varsayılabilir. Bu nedenle doymamış bir zemin içindeki su akımı, izotermal koşullardaki uniform, barotropik ve kapiler akım olarak tanımlanmaktadır. Böyle bir akımı sağlayan toplam potansiyelin matrik emme, osmotik emme ve pünomatik emmenin toplamı olduğu varsayılmaktadır. Söz konusu üç potansiyelin toplamı olan toplam potansiyel, zemin su potansiyeli ve gravitasyonel potansiyel olarak da ifade edilmektedir.

$$\psi = \psi_{zs} + \psi_g = \psi_m + \psi_o + \psi_p \dots\dots\dots(4.a)$$

$$\phi = \psi_m + \psi_g = h + z \dots\dots\dots(4.b)$$

Burada h 'a basınç yükü, z 'ye de geometrik yük denmektedir. Kullanılan zemin örneklerinin boyutları küçüktür. Bu nedenle ölçüm sırasında h yanında z büyüklüğü terk edilir. Oysa doymun bir zeminde ϕ toplam potansiyeli, doğrudan doğruya h basınç yüküne eşit olup, o da boşluk suyu basıncını ifade eder.

Basınç ve su içeriği değişimi, poroz bir ortamdaki su akımı ve iletkenliği üzerinde Richards (1931); Richards ve Week (1953) tarafından yapılan araştırmalar, h basınç yükü ile θ su içeriği arasında birebir (unique) bir ilişkinin olduğunu vermiştir. Başka bir deyişle $h=f(\theta)$ gibi bir fonksiyonla ifade edilebilir. Sonuçta θ ve h arasında Şek.1'de gösterildiği gibi bir ilişki vardır. Bu ilişkiye su-karakteristik eğrisi denilir. Su-karakteristik eğrisi Şek.1'de gösterildiği gibi ıslanma(2 no'lu eğri) ve kurumada (1 no'lu eğri) farklı yol izler.



Şekil 1. Su-Karakteristik Eğrisi

Bu nedenle bir histerisis olgusundan söz edilir. Şekilde θ_s doymun su içeriğini, θ_r de residüel su içeriğini gösterir.

Yapılan araştırmalar, doymamış bir zemin içindeki su akımını ve mukavemetini, θ_r residüel su içeriğinin etkilediğini göstermiştir. Sonuç olarak zeminin doğal su içeriği, doymamış bir zeminin mühendislik özerlikleri üzerindeki değişimde, önemli role sahiptir. Örneğin θ_r 'ye göre doymamış bir zeminin infiltrasyon parametreleri değiştiği gibi, emme mukavemeti denilen özelliği de değişir. Bunlara göre hidrolik iletkenlik, mukavemet v.s. gibi özellikler, zemin su içeriğinin bir fonksiyonudur. Residüel θ_r hacimsel su içeriği, doğal durumda, değiştiğine göre; incelenen problemlerin sınır koşulları da değişken olup, birer fonksiyon niteliğindedir. Sonuçta çözümler kararlı (steady) ve kararsız (unsteady) olmak üzere ikiye ayrılır.

Doymamış bir zeminde hava miktarının artması, kapiler (kılcal) gerilmeleri artırır ve su geçirimliliğini azaltır. Bu nedenle hidrolik iletkenlik; suyun viskozitesi, boşluk geometrisi ve permeabilite denilen temel geçirgenliğe bağlı olarak verilir.

$$K_w = \frac{\rho_w g}{\nu_w} K = \frac{\gamma_w}{\nu_w} K \dots\dots\dots(5)$$

Hidrolik iletkenlik çok hassas bir büyüklüktür. Su sıcaklığı, suyun içerdiği maddelerin konsantrasyonu, boşluk yapısı v.s. gibi özelliklerden çok etkilenir. Bu nedenle iki ayrı yöntemle bulunan geçirgenlikler, birbirinden 100 kat farklı olsa bile, doğru olarak kabul edilir. Bu mahsuru ortadan kaldırmak ve su içeriğine göre unique bir fonksiyon elde etmek amacı ile difüzivite kavramı getirilmiştir.(Klute,1965)

$$D = K \frac{dh}{d\theta} \dots\dots\dots(6)$$

Tanımlanan D, difüzivite katsayısı, su karakteristik eğrisinin $h=f(\theta)$ gibi bir fonksiyonla ifade edilebilmesi ve K hidrolik iletkenliğin de θ su içeriğine bağlı olması nedeniyle, unique bir fonksiyonla ifade edilebilme olanağını verir. Difüzivite katsayısı, hidrolik iletkenlikten daha az hassas olup, kararlı bir fonksiyon durumundadır. Bu nedenle hesaplarda tercih edilirler.

Hidrolik iletkenlik ve difüzivite katsayısının bulunması için verilen tüm yöntemler, su karakteristik eğrisinin çıkarılmasına ve istatistik olarak boşluk geometrisinin değişimine dayanmaktadır. Yine yapılan çalışmalar iletkenlikler üzerinde, özellikle kumlu zeminlerde, efektif çapın (D_{10}) önemli etkisi olduğunu göstermiştir. Düşük emme basınçları için, boşluk suyu makro boşluklardan akar. Doymunluk derecesi düştükçe boşluk suyu, büzülen veya daha küçük mikro boşluklara çekilir.(Önalp,1997)

Mikro boşluklardan suyun akması için, yüksek emme gerilmelerine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu nedenle, doymun olmayan zeminlerde, emme gerilmeleri mevcut dokuyu güçlendirir. Zemin doymun hale geldikçe, yüksek gerilme seviyelerinde, doğal dokuları tahrip olmaya başlar. Sonuç olarak bir zeminde su içeriğinin değişmesi, efektif gerilmelerin değişmesine neden olur. Doymamış bir zeminde; emme gerilmelerinin mevcut dokuyu güçlendirmesi nedeniyle, zemin üzerine kayma ve basınç gerilmeleri uygulandığı zaman, doku kolayca bozulmaz.

Efektif gerilmelerin değişmesi için, aşağıdaki ifade önerilmiştir.

$$\sigma' = \sigma + X_1(u_a - u_w) + X_2 p_{sol} \dots\dots\dots (7)$$

Bu ifadede X_1 ve X_2 parametreleri $0 \leq X \leq 1$ arasında bir sayı olup, doymunluk derecesine bağlıdır. Doymun durumda bu parametreler 1'e eşittir.

İfadedeki $(u_a - u_w)$ terimi kapiler emmeyi veya matrik emmeyi gösterir.

p_{sol} ise eriyik emmesini belirtmektedir. Ancak temel inşaatında; zeminin kimyasal etkilerinden uzak, C horizonu kullanılmaya çalışıldığından, eriyik

emmesi genellikle terk edilmektedir. Bu durumda doymamış bir zemin için gerilme değişkenleri ve gerilme matrisi, aşağıdaki gibi verilebilmektedir. (Fredlund ve Rahardjo,1993; Önalp,1997)

$$\begin{bmatrix} \sigma_x' \\ \sigma_y' \\ \sigma_z' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x - u_a & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - u_a & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - u_a \end{bmatrix} + X_1 \begin{bmatrix} u_a - u_w & 0 & 0 \\ 0 & u_a - u_w & 0 \\ 0 & 0 & u_a - u_w \end{bmatrix} \dots\dots(8)$$

Doymamış bir zeminde su içeriği veya doygunluk derecesi belli seviyelerin altına düşünce, yukarıda (3) numaralı ifade ile verilen eşitlik gereğince, zeminin boşluk suyu hızında değişmeler ve bir hız dağılımı gündeme gelir.

Boşluk suyuna ait hız alanındaki değişmeler ve hız farklılıkları, dispersiyon olayını doğurur. Dispersiyon olayında: zemin suyu içinde eriyik halde bulunan tuz, toprak alkali metal vs. konsantrasyonları önemlilik arz etmeye başlar. Bu durumda X_2 parametresinin değeri ve

p_{sol} eriyik emmesinin bilinmesi söz konusu olur. Dispersiyon olayı uzun vadede, zeminin boşluk yapısının ve iletkenliğin değişmesi üzerinde etkilidir.

Eriyik emmesinin hesaba katılması daha çok çevre geotekniğinde ve tarımda, sulama-kurutma veya zemin ıslahında önemlidir. Örneğin deponi alanlarındaki bariyer etütlerinde dispersiyon ve eriyik emmesi, konsolidasyon ve infiltrasyon birlikte göz önüne alınarak kullanılır. Oysa temel inşaatında genellikle eriyik emmesi ve dispersiyon terk edilerek, kapiler emme değeri ile yetinilmektedir (Tekinsoy,2002)

3. DOYMAMIŞ ZEMİNLERİN KONSOLİDASYONU

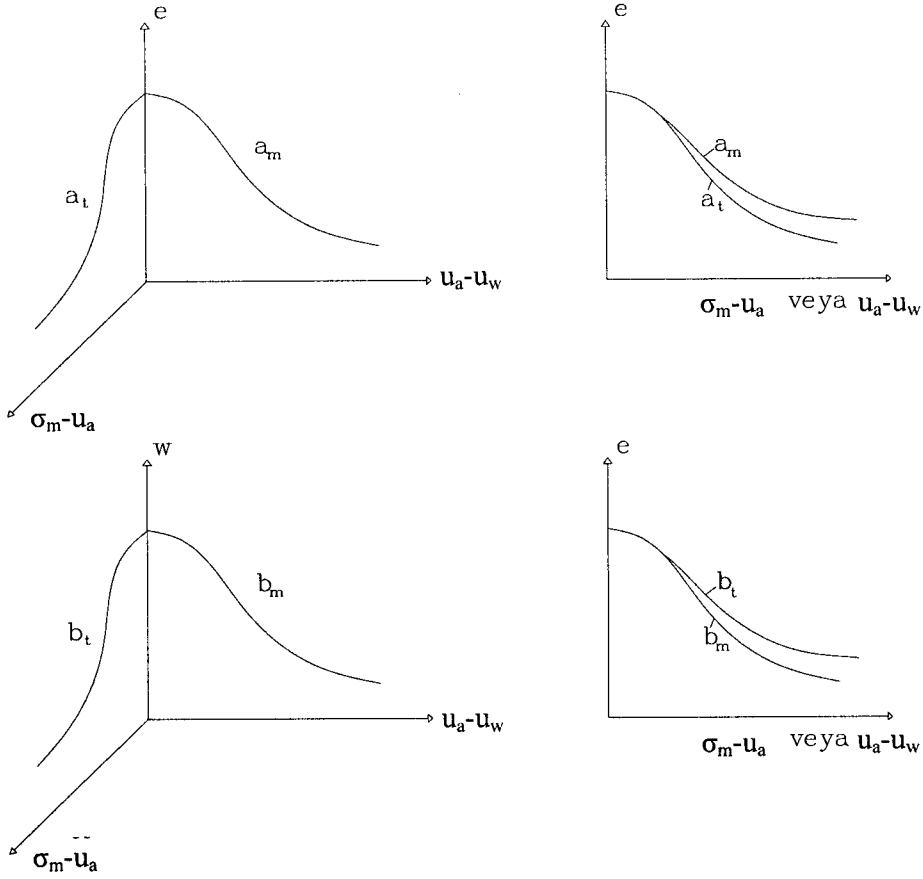
Genel anlamıyla konsolidasyon, sabit basınç altında zemin içindeki akışkanların zemin dışına çıkması sonucu oturma olarak tanımlanmaktadır.

Doymamış zeminlere ait konsolidasyon oturması, doymuş zeminlere göre daha küçüktür. Bunun nedeni, yukarıda ifade edildiği gibi, kapiler emmenin doku ve yapıyı muhafaza edecek şekilde etki etmesidir.

Bir konsolidasyon olayında iki tür ilişki söz konusudur. Bunlardan ilki gerilme-deformasyon ilişkisi, ikincisi de deformasyon-zaman ilişkisidir. Bu ilişkileri belirleyen, düzgün iç yapıları katı cisimlerde olduğu gibi, standart ve sabit bir değer verilememektedir. Örneğin, yapı çeliği veya betonda olduğu gibi, ne belli bir poisson oranı ne de bir elastisite modülünden söz edilemez. Zeminlerin heterogen ve anizotrop yapısı nedeniyle, her seferinde, her zemin örneği üzerinde, arazideki durumu simüle eden deney yapma zorunluluğu vardır. Yalnız, doğruluğu kabul edilmiş belli başlı prensiplere göre hareket edilir.

Doymamış zeminlerde de, doymuş zeminlerde olduğu gibi, gerilme-deformasyon bağıntıları incelenirken; zemin hacmindeki değişmelerin, boşluk hacmindeki değişmelere eşit olduğu varsayılır. Zemin danelerinin sıkışmadığı kabul edilir. Doymamış zemin durumunda; boşluk hacmindeki değişmeye, boşluk-suyu ve boşluklardaki hava hacimlerindeki değişmelerin katkıları göz önüne alınır.

Su ve hava hacimlerindeki değişme üzerinde, toplam boşluk basıncı ve bunun bileşenlerinin önemi vardır. Zemin dokusunun muhafaza edilmesine, sözü edilen bileşenlerden, kapiler emme ve boşluk hava basıncı birlikte yardımcı olur. Bu bileşenlerin ortak davranışı, boşluk oranının değişmesini kontrol eder. Bu nedenle doymamış zeminlerin konsolidasyonunda kapiler emme ve net gerilmelerin birlikte kontrol edildiği deneyler uygulanır. Bu deneyler ile su içeriği ve hacim değişimi arasındaki ilişki bulunmaya çalışılır. Başka bir ifade ile $\Delta V / V_0 = f(w)$ ilişkisi çıkarılır. Söz konusu deneyler sonunda, Şekil 2'de gösterilen, gerilme yüzeyleri belirlenir.(Önalp,1997)



Şekil 2, Gerilme Yüzeyleri ve Boşluk Oranı Değişimi

Şek. 2’de gösterilen gerilme yüzeyleri veya daha önce sözü edilen su-karakteristik eğrisi belirlenirken, kapiler emme değerleri veya emme basınçları çok büyük olabilir. Bu durumda pF eğrileri kullanılır. Yine Şek. 2’de verilen boşluk oranı ve su içeriğindeki değişimler, aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$de = a_t d(\sigma_m - u_a) + a_m d(u_a - u_w) \dots \dots \dots (9.a)$$

$$dw = b_t d(\sigma_m - u_a) + b_m d(u_a - u_w) \dots \dots \dots (9.b)$$

Bu eşitliklerde görülen a ve b parametreleri, Şek. 2’de gösterilen eğrilerin eğimleridir. Normal gerilmelerden kaynaklanan hacimsel sıkışma katsayısı

a_1, v, e, b_1 ve kapiler emmelerden kaynaklanan hacimsel sıkışma katsayısı a_m ve b_m ile ifade edilmiştir. Ancak bu yaklaşımda yapılan varsayım, doymuş zeminlerde olduğu gibi, deformasyonların küçük olduğu varsayımdır. Bu nedenle (9.a) ve (9.b) ifadelerindeki hacimsel sıkışma katsayılarını ifade eden a ve b parametreleri, diferansiyelden bağımsız kalmışlardır. (Fredlund ve Rahardjo,1993)

Deformasyon-zaman bağıntılarına gelince, doymamış bir zeminin boşluk basıncı, doymuş bir zeminin boşluk basıncına göre daha çabuk söner. Sıkışmanın büyüklüğüne bağlı olarak; boşluk basıncı, zemin su içeriği, hidrolik iletkenlik ve hacimsel sıkışma katsayısı, yukarıda yapılan varsayımın aksine, değişken bir hüviyete sahiptir. Sonuç olarak hem hidrolik iletkenlik, hem de difüzyon katsayısı su içeriğinin birer fonksiyonudur. Bunun tersi olarak; zemin su içeriği de, zemin örneği üzerine uygulanan, toplam basıncın bir fonksiyonu olup, fiziksel özelliği olması nedeniyle, hacimsel sıkışma katsayısına bağlıdır. Sonuç olarak zeminin sıkışması ve bunu simgeleyen konsolidasyon katsayısı, zemin su içeriğine bağlı değişken bir parametredir. Bu nedenle konsolidasyon katsayısı, deformasyon-zaman ilişkisini belirleyen diferansiyel denklemde, türev içinde olması gerekir. Problem non-lineer difüzyon karakterine sahip fiziksel bir olay mahiyetindedir.

Tüm bu zorluklara rağmen, olayın ifade edilebilmesi için, Fredlund ve Hasan ,1979, tarafından zemin danelerinin sıkışmadığı ve deformasyonların küçük olduğu; (9.a) ve (9.b) ifadeleri ile verilen, varsayımlar yapılmıştır. Bu varsayımların yapılışı, hacim değişiminin lineer olduğu ve hacim değiştirme katsayılarının parametre olarak alınabileceği kabulüne götürmüştür. Buna göre hacim değişiminin zamana göre değişmesi aşağıdaki şekilde verilmiştir.

$$\frac{\partial(V_w / V_0)}{\partial t} = m_{1k}^w \frac{\partial(\sigma_z - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial t} \dots\dots\dots (10)$$

Zikredilen kabullere ilave olarak, hava fazının sürekli ve atmosferik basınca eşit olduğu varsayılmış ve su buharı hareketi ihmal edilmiştir. Yalnızca su fazına bağlı, aşağıdaki ilişki yazılmıştır.

$$\frac{\partial(V_w / V_0)}{\partial t} = \frac{\partial(-K \frac{\partial h_w}{\partial z})}{\partial z} \dots\dots\dots (11)$$

Verilen (10) ve (11) numaralı eşitlikler birbirlerine eşitlenerek tek boyutlu konsolidasyon diferansiyel denklemi bulunmuştur.

$$m_2^w \frac{\partial u_w}{\partial t} = -(m_{1k}^w - m_2^w) \frac{\partial u_a}{\partial t} + \frac{K_w}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial K_w}{\partial z} \frac{\partial u_w}{\partial z} + \frac{\partial K_w}{\partial z} \dots\dots\dots (12)$$

Bulunan bu diferansiyel denklemin bu haliyle analitik çözümü oldukça zor ve olanaksız gibidir. Bu nedenle çözümler, sonlu farklar yöntemi kullanılarak, nümerik olarak sunulmuştur. (Fredlund ve Rahardjo,1993). Deformasyonların küçük ve lineer, hacim değiştirme katsayısının sabit alınması nedeni ile, ince zemin örneklerine uygulanabilmekte, kalın ve büyük boyutlu zemin örneklerinde yaklaşık sonuçlar vermektedir. Oysa aslında non-lineer difüzyon tipinde bir olay söz konusudur. Böyle bir olayı ifade eden diferansiyel denklem Fucker-Planck tipi non-lineer difüzyon denklemdir. Bu tip bir diferansiyel denklem, boşluk-basıncı ve hidrostatik basınç nedeniyle, türev altında induktif bir terim içerir. Sonuç olarak problemi çözebilmek için, problemin özelliğine göre ve sınır koşullarına bağlı olarak iki kez dönüşüm yapmak gerekir.

Sözü edilen tipte diferansiyel denklemin steady çözümleri (zamandan bağımsız çözümleri, başka bir ifade ile $\partial\theta/\partial t = 0$ olan çözümleri) su karakteristik eğrisine dayanarak ve bu eğri eşit aralıklara bölünerek Gardner (1956) tarafından ve yine boşluk dağılımına göre önce Childs ve Collis George (1950) ve sonra Marshall (1958) ve bunu modifiye

ederek Millington ve Quirk(1959;1961), kararlı(steady) durum için nümerik bir yaklaşımla çözerek, hidrolik iletkenlik için birer yöntem vermişlerdir. Bunlar dışında Philip(1955;1957) serisel yaklaşımla non-lineer difüzyon olayına çözüm getirmiştir. Ayrıca Philip yine kararlı (steady) durum için, hidrolik iletkenliği

$$K = K_0 e^{\alpha u} \dots\dots\dots(13)$$

şeklinde bir fonksiyonla ifade ederek, diferansiyel denklemi lineerleştirmiştir. Sözü edilen son çözüm daha çok doygun duruma yakın, genellikle $S_r \cong \%90$ dolaylarında, deneylere uygun sonuçlar vermektedir.

Tam analitik çözümler Tekinsoy (2002) tarafından yapılmış ve infiltrasyon teorisi içinde verilmiştir. Bulunan çözüm complementary-error function türünden olup, C_v konsolidasyon katsayısı ve D difüzyon katsayısı, fiziksel olayı niteleyen parametre durumundadır. Bu nedenle C_v ve D büyüklüklerinin değişimi önceden, su içeriği veya basınca göre bulunup, çözümde yerine konulması gerekir.

Doymamış zeminlerin konsolidasyonuna ait yukarıda zikredilen tüm özellikler göz önüne alınarak, Darcy yasasının geçerli olduğu ve hiçbir deformasyon kısıtlamasına gidilmeden, iç kuvvetlerin işinin dış kuvvetlerin yaptığı işe eşit olma prensibinden gidilerek, Tekinsoy(1990) tarafından aşağıdaki konsolidasyon diferansiyel denklemi verilmiştir. (Tekinsoy ve Haktanır,1990)

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(c_v \frac{\partial u}{\partial z} \right) \dots\dots\dots(14.a)$$

$$c_v = \frac{K}{m_v \gamma_w} = z \left(D \frac{\partial \theta}{\partial z} + K \right) \dots\dots\dots(14.b)$$

Burada u boşluk basıncını, C_v konsolidasyon katsayısını ve m_v de hacim değiştirme katsayısını ifade etmektedir. Denklemden görüldüğü gibi; C_v konsolidasyon katsayısı, türev içinde olup, değişken mahiyettedir. Konsolidasyon deneylerinde zemin örneği baştan doyurulmakta, sonra su ve hacim azalması ölçülmektedir. Zemin hava giriş değerine kadar hacmini doymuş olarak azaltmakta, bu noktadan sonra doymamış koşullar geçerli olmaya başlamaktadır. Bu nedenle boşluk basıncı, su içeriğinin $u = f(\theta)$ şeklinde bir fonksiyonu olarak ifade edilebilmektedir. Yine ifadede D difüzyon katsayısını göstermekte olup,

$$D = K \left(\frac{1}{\gamma_w m_v} - z \right) \dots \dots \dots (15)$$

ile ve boşluk basıncı da

$$u = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} z + \theta z + \frac{p}{\gamma_w} - z \dots \dots \dots (16)$$

Şeklinde ifade edilebilmektedir.

Yukarıda (14) no'lu diferansiyel denklemin kararlı ve kararsız çözümleri hem infiltrasyon teorisi, hem de doğal sıkışma yasası kullanılarak lineerleştirilip çözülmüştür. Konsolidasyon olayı, infiltrasyon olayı ile ilgili olduğu için, verilen diferansiyel denklem, basınç altında kapiler sızma hakkında da fikir verebilmektedir. Bunun sonucu olarak su içeriği değişimleri; su yüksekliği, sorptivite ve infiltrasyon değişkenleri cinsinden verilebilmektedir.

Öte yandan lineerleştirme sonunda C_v parametre durumuna geldiği için, klasik teoride tanımlanan T_v zaman faktörü, değişken özellik kazanmakta ve bir diferansiyel denklemle ifade edilmektedir.

$$c_v = -\frac{s\lambda}{2} \dots\dots\dots(17.a)$$

$$\lambda \frac{dT_v}{d\lambda} + 2T_v = \frac{2s}{\lambda} \dots\dots\dots(17.b)$$

$$s = \int_{\theta_0}^{\theta} \lambda d\theta \dots\dots\dots(17.c)$$

$$\lambda = \frac{s}{\theta_0 - \theta} = \frac{z}{\sqrt{t}} \dots\dots\dots(17.d)$$

$$\Delta\theta = \frac{s}{\lambda} \dots\dots\dots(17.e)$$

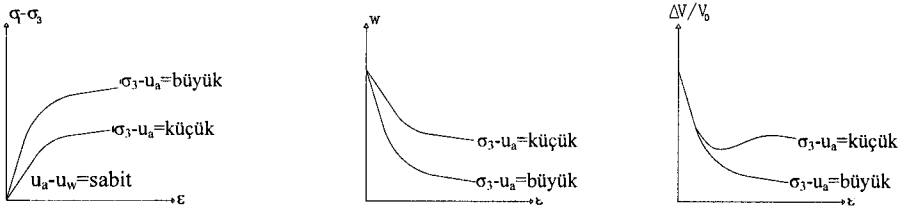
Burada s sorptiviteyi, λ infiltrasyon parametresini göstermekte olup, dikkat edilirse değişken birer büyüklük karakterine sahiptirler.

Buraya kadar sunulan konsolidasyon problemi; zeminin homogen ve izotrop bir poroz ortam olduğu ve sıcaklığın sabit kaldığı varsayımları altında ele alınmış bulunmaktadır. Oysa zeminin kendi doğası gereği; hem heterogen-anizotrop, hem de uniform değildir. Konunun bu tarzda ele alınması, daha da karmaşık ifadelerin elde edilmesine neden olmaktadır.

Öte yandan problem izotermal olmayan koşullar için de ele alınmakta ve sıcaklığın konsolidasyona olan etkileri incelenmektedir. Zaten zeminlerin termal özellikleri hakkında, don olayı hariç, çok az bilgiye sahip bulunmaktayız. Zeminlerin termal özellikleri, yüksek enerji hatlarının yer altından geçirilmesi, tarımda mevsimlik sıcaklık değişmelerinin etkisi, bunun sonucu olarak sulama kurutma ve zemin ıslahı problemlerinde önem arz etmektedir. Bu konularda da araştırmaların hızlanması gerekir.

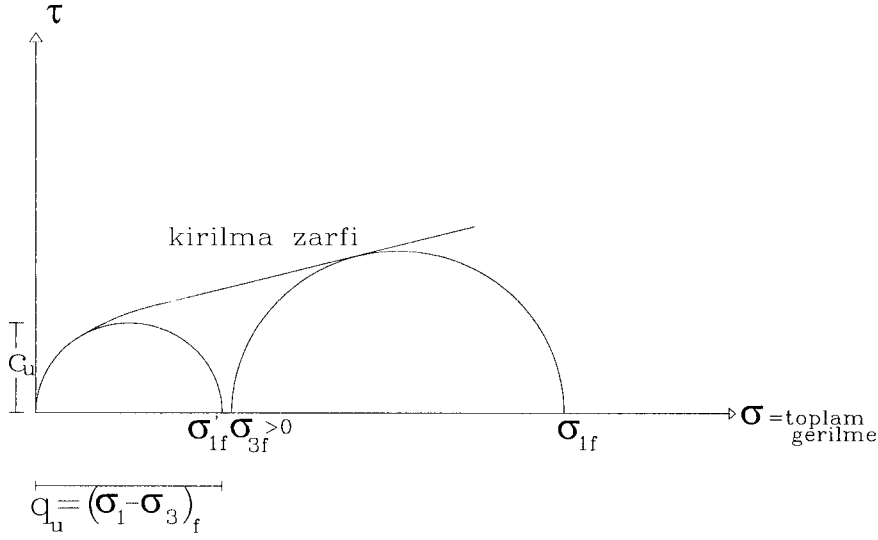
4. DOYMAMIŞ ZEMİNLERİN KAYMA MUKAVEMETİ

Arazideki doğal zeminler genellikle doymamış şekilde bulunurlar. Bu nedenle böyle zeminlerde emme basınçları etkin olup, gerilme-deformasyon ilişkileri, doymuş zeminlere göre daha karmaşıktır. Bir üç eksenli basınç aleti ile yapılan CD (konsolidasyonlu-drenajlı) deneyinde, deformasyon-deviatorik gerilme ilişkisi; su içeriği-deformasyon ve hacim değiştirme-deformasyon ilişkileri Şek. 3'te gösterilmiştir.



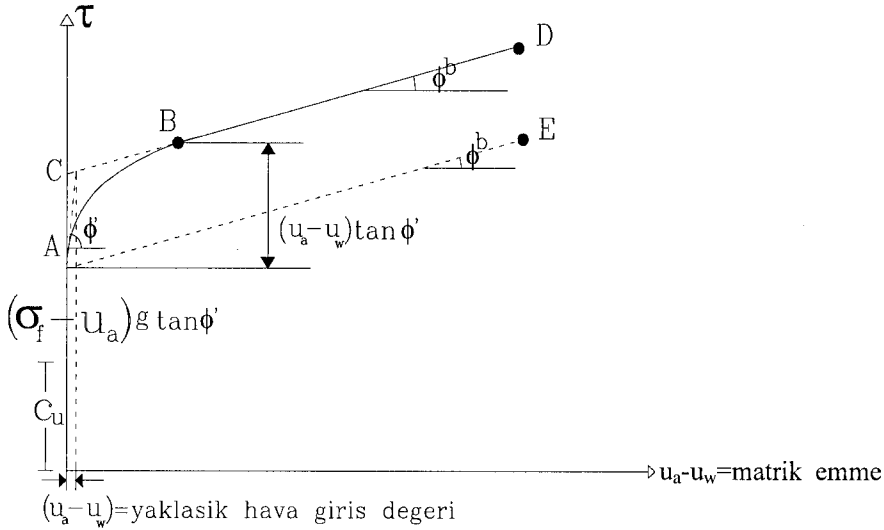
Şek. 3. Doymamış bir zeminde deformasyon-gerilme; su içeriği-deformasyon ve hacim değiştirme-deformasyon ilişkileri (Önalp,1997)

Daha önce ifade edildiği gibi; bir doymamış zeminin mekanik davranışı ile ilgili iki bağımsız değişken bulunmaktadır. Bunlardan biri $(\sigma - u_a)$ net normal gerilmesi, diğeri de $(u_a - u_w)$ matrik emmesidir. Bir zeminin doymunluk derecesi azaldıkça, zeminde kapiler ve matrik emmeler artar. Bu artış da zemin mukavemetini artırır. Ancak mukavemetteki artış non-lineer bir artıştır. Örneğin arazide, genellikle yerinde yapılan serbest basınç mukavemeti deneylerinde Şek. 4'te görüldüğü gibi bir kırılma zarfı elde edilir.



Şekil 4. Serbest Basınç Deneyinde Kırılma Zarfı (Önalp,1997)

Öte yandan üç eksenli hücrede yapılan mukavemet deneylerinde, kayma mukavemetinin matrik emmeye göre değişimi, grafik olarak gösterilirse, Şek.5'te gösterildiği gibi bir eğri elde edilir.



Şek.5 Doymamış Bir Zeminde Kırılma Zarfı (Fredlund ve Rahardjo,1993)

Sonuç olarak doymamış bir zeminin kayma mukavemeti zarfı, lineer olmayan eğrisel (non-linear) ve gerilme değişkenlerine göre, üç boyutlu bir yapı arz etmektedir. Yine doymamış zeminler üzerinde yapılan gözlemler, zemin su içeriğinin residüel su içeriğine yaklaşıırken, matrik emmenin kayma mukavemetine olan etkisinin ortadan kalktığını göstermiştir.

Buraya kadar ifade edilen, lineer olmayan kayma mukavemeti davranışını göz önüne alan Bishop ve Blight(1963), doymamış zeminler için, aşağıda verilen eşitliği önermişlerdir.

$$\tau_g = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + X(u_a - u_w) \tan \phi' \dots\dots\dots (18)$$

Bu ifadede c' efektif kohezyonu, $(u_a - u_w)$ matrik emmeyi, $(\sigma - u_a)$ net normal gerilmeyi, X ise doygunluk derecesine bağlı bir parametreyi gösterir. Zemin doygun durumda iken $X=1$ değerine sahip olup, $(u_a - u_w)$ matrik emmesinin değeri sıfıra eşittir. Yine bu durumda $(u_a - u_w)$ matrik emmesi, $(\sigma - u_a)$ net normal gerilmeye eşittir. ϕ' ise efektif iç sürtünme açısına eşittir.

Daha sonra Fredlund ve Ark. (1978), $(u_a - u_w)$ matrik emmesinin kayma mukavemetine olan etkisini göz önünde tutarak, aşağıdaki ampirik ilişkiyi önermişlerdir.

$$\tau_g = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \dots\dots\dots (19)$$

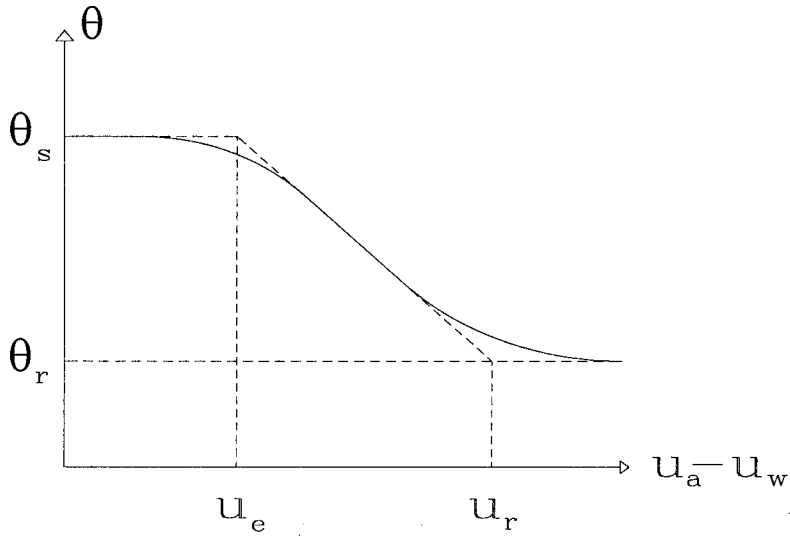
Bu eşitlikte c' , $(\sigma - u_a)$ ve ϕ' büyüklükleri yukarıda verilen anlamları taşımakla birlikte, \overline{BD} doğru parçasının eğimi olan ϕ^b açısını içermektedir (Şekil 5). Bu açı; matrik emmenin kayma mukavemetine olan, etki oranını ifade eder. Ayrıca hava giriş değerinde $\phi^b = \phi'$ dür. Yüksek

matrik emmeler için ϕ^b 'nin değeri küçülür. Sonuçta matrik emmenin kayma mukavemetine olan katkısı, τ_{us} emme mukavemeti olarak adlandırılmıştır.

Emme mukavemeti üzerindeki araştırmalar hala devam etmektedir. Örneğin Vanapalli ve Ark. (1996), su karakteristik eğrisine bağlı olarak, aşağıda verilen ampirik ilişkiyi önermişlerdir.

$$\tau_{us} = (u_a - u_w) \tan \phi' \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \dots \dots \dots (20)$$

Burada θ hacimsel su içeriğini göstermekte olup, θ_r ve θ_s sırasıyla residüel ve doygunluk su içerikleridir. Bu su içerikleri Şek.6'da gösterilen su karakteristik eğrisinde görülen u_r residüel matrik emme ile, u_e hava giriş değerlerine karşı gelen su içerikleridir.



Şek.6 Su Karakteristik Eğrisi

Su karakteristik eğrisine dayanan ve yukarıdakinden daha karmaşık olan, emme mukavemeti ilişkileri için Rassam ve Cook (2002); Mio ve Ark.(2002) tarafından verilen ampirik eşitlikler yanında, Escario ve Juca (1989) tarafından önerilen 2.5^o 'lık eliptik emme mukavemeti ilişkisi zikredilebilir.

Üç eksenli deney sonuçlarının değerlendirilmesi sonucunda elde edilen ve şimdiye kadar verilen ifadelerden daha çok, deney sonuçlarına yaklaşabilen, logaritmik model olarak adlandırılan, emme mukavemeti ilişkisi en son Tekinsoy ve Ark. (2004) tarafından aşağıdaki şekilde verilmiştir.

$$\tau_{us} = \tan \phi' (u_e + p_{at}) \ln \left(\frac{u + p_{at}}{p_{at}} \right) \dots \dots \dots (21)$$

Burada $u = u_a - u_w$ ve $u_e = (u_a - u_w)_e = (\sigma - u_a)_e$ 'yi göstermektedir. u_e hava giriş basıncıdır. Bulunan bu ifade; yarı ampirik bir ifade olup, verilen son hali, problemin koşullarına göre parametreler yerine konulmuş şeklindedir.

5. SONUÇ:

Zeminler, doğal halde iken, genellikle doymamış durumda bulunurlar. Doygun duruma göre mukavemetleri de, kapiler emme nedeni ile, daha fazladır. Gerekli drenaj v.s. gibi önlemler alınarak, doymamış zemin mukavemetinden yararlanılabilir. Oysa uygulamada, en emniyetsiz durum olan, doygun duruma göre projeler üretmekte ve zeminlerin taşıma kapasitelerinden tam olarak yararlanmamaktayız. Araştırmalar belli seviyelere geldiği zaman, sözü edilen durum gerçekleşecektir. Bu durum ise malzeme ve işçilik maliyetlerinin azalmasına götürecektir.

Öte yandan doymun zeminler ile ilgili bugünkü zemin mekaniği, zeminlerin çok özel bir halini oluşturur. Bu nedenle zemin mekaniği derslerinde önce doymun olmayan zeminlerin, öğretilmesi ve sonra özel hal olarak doymun zeminlerin verilmesi, zemin mekaniği öğretiminde, daha doğru bir yaklaşım olur. Bu öğretim tarzı hem kapsamlı, hem de daha kolay bir yol olarak gözükmehtedir.

KAYNAKLAR

- 1) Hubbert,M.King,1956 ,”Darcy’s law and field equations of the flow of underground fluids”.Trans.American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers,207;222-239
- 2) Richards,L.A.,1931,”Capillary Conduction of liquid through porous media” Physics 1;318-333.
- 3) Richards,S.J.,and L.V. Weeks,1953, “Capillary Conductivity values from moisture yield and tension measurements on soil columns”,soil sci.soc.Amer.proc. 17 ;206-209.
- 4) Klute,A.,1965,”Water diffusivity”,In Black ,C.A. (e.d.) Methods of soil analysis.” Amer.Soc.Agron.Monograph 9,Pait 1. p.262.
- 5) Önalp,A.1997,”Geoteknik Bilgisi I,Zeminler ve Mekaniği “,Sakarya Üniversitesi Yayın No=27, Adapazarı ,358-402.
- 6) Fredlund ,D.G. and H.Rahrdjo ,1993 “Soil Mechanics for unsaturated Soils”,A.Witey –Interscience Publication,John Wiley and sons,Inc.,New York ,U.S.A.
- 7) Tekinsoy,M.A.,2002, “Doymamış Zeminlerin İndeks ve Hidrolik Özellikleri “S.D.Ü. Yayın No.22.Tek .Ey.Fak.Isparta,Türkiye.
- 8) Fredlund ,D.G. and J.U.Hasan,1979,”One-dimensional Consolidation Theory :Unsaturated soils,”Can.Geot.Jour.,Vol.16,no.3,pp.521-531.Canada.
- 9) Gardner,W.R.,1956, “Calculation of Capillary Conductivity from Pressure Outflow Data “,Soil.Sci.Soc.Amer.Proc.20:317-320.
- 10)Childs,E.C.,and N.Collis-George,1950,”The permeability of Porous Materials”,Proc.Roy.Soc.Londra A201:392-405.
- 11) Marshall,T.J.,1958,”A relation between Permeability and Distribution of Pores.”,J.Soil Sci.9:1-8.
- 12) Millington,R.J.and J.P. Quirk,1959,”Permeability of Porous Media”,Nature 183:387-388.

- 13) Millington,R.J. and J.P.Quirk,1961,"Permeability of Porous Solids",Faraday Soc.59:1200-1207.
- 14) Philip ,J.R.,1955,"Numerical Solition of equation of the diffusion type and diffusivity Concentration-dependent"Trans.Faraday Soc. 51:885-892.
- 15) Philip ,J.R.,1957a,"Numerical Solution of equation of the diffusion type with diffusivity Concentration-dependent."2.Australian J.Phys.10:29-42.
- 16) Philip,J.R.,1957.b,"The theory of Infiltration :1.The infiltration equation and its solution"soil sci.83:345-357.
- 17) Fredlund,D.G.,N.R. Morgenstein;R.A. Widger,1978,The shear strength of unsaturated soil ",Can.Geotech.J.15:313-21.
- 18) Vanapalli,S.K.;Fredlund,D.G.;Pufahl,D.E.;Clifton,A.W.,1996,"Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction",Can.Geofech.J.,33:379-92.
- 19) Bishop A.W and Blight,G.E.,1963,"Some aspects of effective stres in saturated and partly saturated soils",Geoteohnique,13(3):177-97.
- 20) Rassam,D.W. and Cook F.,2002,"Predicting the shear strength envelope of unsaturated soils",Geotech.Test J.25(2):215-20.
- 21) Escario,V. and Juca,J.,1989,"Strength and deformation of partly saturated soils:Proceedings of the 12 th international conferance on soil mechanics and foundation engineering,Vol. 11.Rio De Janerio,p.43-6.
- 22) Miao L.;Liu, Y.2002,"Research of soil-water characteristics and shear strength features of nonyang expansive soil",Eng.Geol.65.Amsterdam,Elsevier Science,p.261-7.

YANAL YÜKLÜ KAZIKLARIN TASARIM YÖNTEMLERİNİN BİRBİRLERİ İLE KARŞILAŞTIRMALI DEĞERLENDİRİLMESİ

Evaluation of Comparison of Laterally Loaded Piles Design Methods

Niyazi U. Terzi¹

Arş. Gör.

Yıldız Teknik Üni. İnş. Müh. Böl. Geoteknik Anabilim Dalı

E mail: nuterzi@yildiz.edu.tr Tel: 0212 259 70 70 /2840 Fax: 0212 259 67 62

Havvanur KILIÇ²

Yrd. Doç. Dr.

Yıldız Teknik Üni. İnş. Müh. Böl. Geoteknik Anabilim Dalı

E mail: kilic@yildiz.edu.tr Tel: 0212 259 70 70 /2568 Fax: 0212 259 67 62

Sönmez YILDIRIM³

Prof. Dr.

Yıldız Teknik Üni. İnş. Müh. Böl. Geoteknik Anabilim Dalı

ABSTRACT

In this study, the behavior of the two different lateral loaded piles at the cohesion and cohesionless conditions have been investigated. Using inclinometers and strain gages, displacements at the tip, and bending moments at the pile cross section have been determined.

The results obtained using the most common software in the lateral loaded pile design ,which are ALLPILE 6.0, LPILE 3.0 and CLM 2.0 (limited education versions), coincided with the test results.

ÖZET

Bu çalışmada, yanal yüklemeler altında kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde yapılan iki farklı kazığın yanal yüklemeye altındaki davranışı incelenmiştir. Kazık ucuna yerleştirilen inklinometreler ve kazık derinliği boyunca yerleştirilen şekil değiştirme ölçerler yardımı ile yer değiştirmeler ve eğilme momentleri belirlenmiştir. Yanal yüklü kazıkların tasarımında kullanılan üç farklı bilgisayar programı ile mevcut kazıklara ait zemin ve kazık özellikleri girilerek analizler yapılmıştır. Analiz sonuçları ile ölçüm sonuçları karşılaştırıldığında ALLPILE 6.0, LPILE 3.0 ve CLM 2.0 programlarının analiz sonuçları ile deneysel verilerin birbirleri ile oldukça uyumlu sonuçlar verdiği görülmüştür.

GİRİŞ

Kazıklar genel kullanım amacı olarak temellerden gelen düşey yükleri taşıma yönünden zayıf olan zemin tabakalarından daha güçlü tabakalara aktarmak için kullanılırlar. Ancak bazı özel durumlarda kazıklar yanal yüklerin taşınması amacıyla da tasarlanabilir. Özellikle rıhtım, kıyı düzenlemeleri ve iskele türü sanat yapılarında, köprü ayakları kule, vinç dayanma yapılarında temele aktarılan yanal yüklerin güvenle taşınması gerekir. Yanal yüklü kazıkların tasarım aşamasında proje kriterleri, zemin koşulları ve kazık geometrisine göre en önemli iki nokta, kazık üzerinde oluşacak eğilme momentleri ve yük etkisindeki yanal ötelenme miktarlarıdır. Kazık davranışı ise başta zemin özellikleri olmak üzere çok sayıda değişkene bağlıdır. Bu bakımdan farklı kabullere dayanarak tasarım yöntemleri geliştirilmiştir. Tasarım yöntemlerinin gözönüne aldığı kabullere göre göreceli olarak bazı olumlu ve olumsuz yönleri bulunmaktadır. Günümüzde yanal yüklü kazıkların davranışına ilişkin bütünüyle kabul görmüş bir hesaplama yöntemi halen bulunmamaktadır.

Yanal yük taşıyan kazıkların davranışı; kazığın yerleştirildiği zeminin içsel sürtünme açısı ve drenajsız kayma mukavemetine, yükleme adımlarına ve yükleme şekline, kazık türüne, kazık geometrisine, kazık başlığının serbest yada tutulu olmasına, kazık çapına ve uzunluğuna bağlıdır. Broms (1964) serbest başlı kazıkların yük altında gösterdikleri deformasyon şekillerini kazıkların göreceli olarak kısa veya uzun kazık olmalarına bağlamıştır. Her iki durumda da kazığın kırılması veya yer değiştirmesi olasılığı birlikte göz önüne alınarak tasarım gerçekleştirilmektedir.

Bu çalışmada, yanal yüklemeler altında kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde yapılan iki kazığa ait deneysel veriler ile tasarımda kullanılan analiz yöntemlerinden elde edilen sonuçlarının karşılaştırması yapılmıştır. Çalışmada yanal yükler altındaki davranışları arazi deneyi ile belirlenen kazıkların matematiksel analizleri CLM ve p-y yöntemleri kullanılarak ALLPILE, LPILE ve CLM 2.0 programlarında yapılmıştır. Deneysel verilerle bilgisayar programı analizlerden elde edilen sonuçlar birbirleri ile karşılaştırılmıştır. Çalışmada incelenen kazıklar uzun kazık sınıfında yer almaktadır.

1) YANAL YÜKLÜ KAZIKLARIN DAVRANIŞLARI

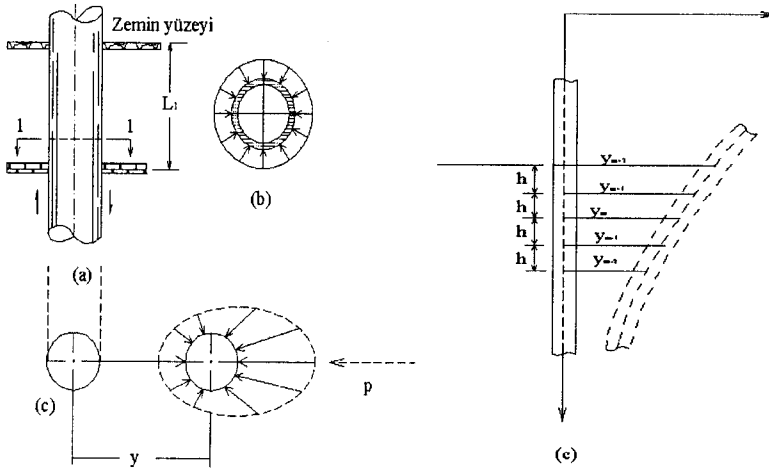
Yanal yük taşıyan kazıkların davranışı; kazığın yerleştirildiği zeminin içsel sürtünme açısı ve drenajsız kayma mukavemetine, yükleme adımlarına ve yükleme şekline, kazık türüne, kazık geometrisine, kazık başlığının serbest yada tutulu olmasına, kazık çapına ve uzunluğuna bağlıdır. Broms (1964) serbest başlı kazıkların yük altında gösterdikleri deformasyon şekillerini kazıkların göreceli olarak kısa veya uzun kazık olmalarına bağlamıştır. Her iki durumda da kazığın kırılması veya yer değiştirmesi olasılığı birlikte göz

önüne alınarak tasarım gerçekleştirilir. Çalışmada incelenen kazıklar uzun kazık sınıfında yer almaktadır.

2) YANAL YÜKLÜ KAZIKLARIN DAVRANIŞLARININ ANALİZ YÖNTEMLERİ

2.1) P-Y Yöntemi

Kazıkların yanal yüklemeler altındaki davranışlarının belirlenmesinde kullanılan ancak bu çalışmada yer almayan, Yatak Katsayısı Yöntemi, zemini birbirinden bağımsız yaylarla modeller ve yayların tam elastik davranışları ile kazığın düşey bir kiriş gibi şekil değiştirdiğini kabul eder. Ancak zeminin tam elastik yaylarla modellenmesi kuramsal olarak doğru bir yaklaşım değildir. Zeminin elastik özellikleri yanında plastik özelliklerinde çözüme katılması gereklidir. Bu durum ise; Matlock (1967), Reese vd. (1974), Reese ve Welch (1975), ve Brushan vd. (1979) tarafından geliştirilen p-y eğrilerinin oluşturulması ile olanaklıdır. Şekil 1'de dairesel kesitli bir kazığa etkiyen zemin direnci gösterilmiştir.



Şekil 2.1 Dairesel kesitli bir kazığa etkiyen toprak direncinin oluşumu

Şekil 2.1.a'da zemin içerisindeki dairesel kesitli bir kazık gösterilmiştir. Yatay yüklemmeden önce kazık etrafındaki zemin reaksiyonu dağılışı Şekil 1.b'de görüldüğü gibi olmaktadır ve birim gerilme üniform şekilde dağılım göstermektedir. Kazığın 'y' yerdeğiştirmesi yapması durumunda, kazık arkasındaki gerilme azalmakta, ön kısmında artmaktadır (Şekil 1c). Bu durumda kazığın birim uzunluğu için "p" kuvveti oluşur ve kuvvet etkisi ile de kazık kesitinde kesme ve eğilme momentleri oluşacaktır. Burada gösterilen "p" ve "y" parametreleri yatay yüklemeye açısından şu anlama gelmektedir; "y", kazığın, yanal yüklenmesiyle yatay yönde oluşan yanal yerdeğiştirme "p" kazığın yerdeğiştirmesi sonucu kazığa karşı zeminde ortaya çıkan ve kazık birim uzunluğuna etkiyen reaksiyon kuvvetidir. Yatay yüklü kazıkların, lineer elastik kiriş gibi davrandığı varsayımının yapıldığı durumun diferansiyel eşitliği aşağıdaki gibidir:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} - p = 0$$

2.1

Burada;

El = kazığın rijitliği,

y = x derinliğindeki kazık yatay yerdeğiştirme,

P = kazık düşey eksenel yükü

p = birim uzunluk için zemin reaksiyonudur:

Kazık davranışı, x ve y ye bağlı olarak (1) eşitliğinin çözümünden elde edilebilir. Zemin davranışının nümerik açıklaması, en iyi şekilde p zemin reaksiyonunun y yerdeğiştirmesinin fonksiyonu olarak eğrilerle olanaklıdır (Reese ve Welch, 1975). Bu eğriler genellikle lineer değildir ve derinlik, zemin direnci ve yük tekrar sayısı gibi çok sayıda parametreye bağlıdır. Bu yüzden yatay yüklü kazık probleminin çözümü için p-y eğrilerinin tahmin edilmesi gerekmektedir. Eğer bu eğriler oluşturulursa (1) eşitliği kolayca çözülür ve buna bağlı olarak kazık yerdeğiştirmesi, dönmesi, eğilme

momenti, kesme kuvveti ve zemin reaksiyonu belirlenebilir. p-y eğrilerini kullanarak analiz yapan bir çok bilgisayar programı, arazi ve laboratuvar deney sonuçlarından (SPT, Veyn, Dr, ϵ_{50}) p-y eğrilerini kendisi üretmektedir. İstenildiği durumda ise tasarımcı mühendis tecrübelerinden faydalanarak programa kendi oluşturduğu p-y eğrilerini girebilir.

2.2) CLM (Karakteristik Yük) Yöntemi

Bu yöntemde kazığın çap ve eğilme riğitliği ile zeminin mukavemet ve gerilme şekil değiştirme davranışı özelliklerini içeren karakteristik bir yük ve karakteristik bir moment tanımlanmaktadır.

$$P_c = 7.34B^2 (E_p R_1) \left(\frac{S_u}{E_p R_1} \right)^{0.68}$$

P_c M_c : Karakteristik yük ve moment

$$M_c = 3.86B^3 (E_p R_1) \left(\frac{S_u}{E_p R_1} \right)^{0.40}$$

E_p : Kazığın elastisite modülü

$$R_1 = \frac{I_{kazık}}{I_{daire}} \text{ (Atalet momenti oranı)}$$

B: Kazık çapı

4.1

CLM yöntemi için oluşturulan eğriler kullanılarak verilen bir yük değeri için ötelenmeler ve kesitte oluşan moment değerleri bulunabilir.

3 ANALİZLERDE KULLANILAN ZEMİN VE KAZIK PARAMETRELERİ

Bildiriye konu olan kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerdeki iki adet kazığa ait deneysel veriler Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading adlı kitaptan alınmıştır (Lymon C. Reese & William F. Van Impe Rotterdam 2001). Kazıkların yanal yüklemeler altındaki davranışları, kazık ucuna yerleştirilen inklinometreler ve kazık boyunca kazık yüzeyine yapıştırılan şekil değiştirme ölçerler yardımı ile incelenmiştir. Statik yüklemeler ASTM standartlarına bağlı kalınarak belirlenen son yanal yük değerine

kadar aşamalı olarak arttırılmıştır. Her iki kazık'ta serbest başlı olarak deneye tabi tutulmuştur..

3.1 Kohezyonlu zeminde çakılan çelik kazık

Kohezyonlu zeminde yapılan yanal yüklü kazık örneği için Auistin Gölü (Texas) kıyısındaki kohezyonlu bir zeminde çakılan boyu $L=12.8\text{m}$ ve çapı $D=319\text{mm}$ olan bir çakma kazık üzerinde yapılan yatay kazık yükleme deneyi sonuçları kullanılmıştır. Bu kazığın maksimum kazık eğilme momenti 31280 kN-m , atalet momenti $I_{\text{kazık}}=14105.7\text{ cm}^4$ ve Elastisite modülü $E_{\text{kazık}}=199938\text{ MPa}$ 'dır. Çizelge 1'de çakma kazığa ait özellikler sunulmuştur. Deney sonuçlarına göre yanal yüklemeler etkisinde çelik kazık; kazık ucunda 5.3 cm ötelenme ve kazık uzunluğu boyunca 150 kN-m maksimum eğilme momenti değeri göstermiştir. Çelik kazık için son yanal yük değeri 100 kN dur.

Çizelge 3.3 Auistin Gölü Kıyısına Çakılan Çelik Kazık Özellikleri

Uzunluk (m)	Çap (cm)	Alan (cm ²)	Çevre (cm)	$I\text{ cm}^4$	E MPa	Et K. (mm)
12.8	31.9	119.9	100	14105	199938	12.7

Çelik kazığın çakıldığı Auistin Gölü (Texas) kıyısındaki killi zemin ortamından alınan örselenmemiş zemin örnekleri üzerinde yapılan deneylerden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin sonuçları Çizelge 2'de gösterilmiştir.

Çizelge 2. Austin Gölü kıyısındaki kohezyonlu zemine ait geoteknik parametreler

Derinlik(m)	Su İçeriği (%)	(S _U) (kN/m ²)
0	29	32.2
1.14	33.5	42.3
3.39	50.1	17.5
3.70	49.6	30.1
4.30	48.3	23.4
5.69	46.1	51.8
7.25	54.5	29.8
9.47	55.5	32.6
15.0	-	32.6

3.2 Kohezyonsuz zeminde imal edilen fore kazık

Kohezyonsuz zeminde imal edilen yanal yüklü kazık örneği için Liperpool Garston'ta inşa edilen boyu $L=12.5\text{m}$ uzunluğunda ve çapı $D=1.5\text{m}$ olan bir fore kazık üzerinde yatay kazık yükleme deneyi yapılmış ve sonuçları bu çalışmada kullanılmıştır. Fore kazıkta, çekme dayanımı 425 N/mm olan, 50 mm çapında 36 adet çelik donatı kullanılmış ve kazığın maksimum eğilme momentinin $M_{\text{ult}}=15.900\text{ kN-m}$ olması sağlanmıştır. Kazığın Elastisite Modülü $E_{\text{kazık}}=20683\text{ MPa}$ ve Atalet momenti $I_{\text{kazık}}=2.48 \times 10^6$ olarak hesaplanmıştır. Fore kazığa ait özellikler Çizelge 3'de sunulmuştur. Deney sonuçlarına göre yanal yüklemeler etkisinde fore kazıkta; kazık ucunda 5.15 cm yanal ötelenme ve kazık derinliği boyunca 8611 kN-m maksimum eğilme momenti değeri ölçülmüştür. Fore Kazık için son yük değeri 2360 kN 'dur

Çizelge 3.4 Garston (Liverpool) Zeminine Yerleştirilen Fore Kazık Özellikleri

Uzunluk (m)	Çap (cm)	Alan (cm ²)	Çevre (cm)	I cm ⁴	E MPa
12.5	150	17671	471.2	2.4x10 ⁶	20683

Arazide yapılan SPT deneyinden elde edilen sonuçlara göre kumlu çakıllı zemine ait içsel sürtünme açısı ve doğal birim hacim ağırlıkları Çizelge 4’de sunulmuştur.

Çizelge 4. Garston (Liverpool) Kumlu Zemin

Derinlik	N _{SPT}	γ_n kN/m ³	ϕ
0-3.5	65	21.5	43
3.5-6.5	30	9.7	37
6.5-9.5 (YASS)	61	11.7	43
9.5-	140	-	-

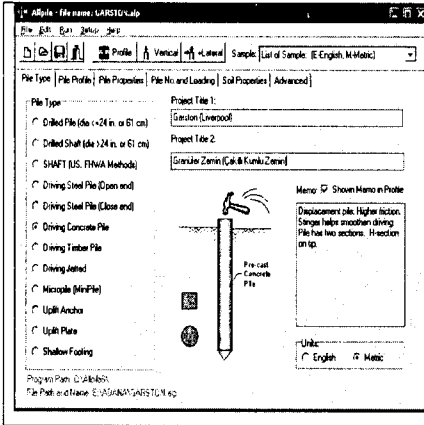
4) ANALİZLERDE KULLANILAN PROGRAMLAR

Yanal yüklü kazıkların nümerik analizleri için tasarımda sıklıkla kullanılan LPILE 3.0, ALLPILE 6.0 ve CLM 2.0 programlarının eğitim amaçlı öğrenci versiyonları kullanılmıştır. ALLPILE 6.0 ve LPILE 3.0 (Vesic – Reese yaklaşımları) programları p-y eğrileri yöntemini kullanarak analiz yapmaktadır. CLM yöntemi içinse CLM 2.0 Excel Makro programı kullanılmıştır.

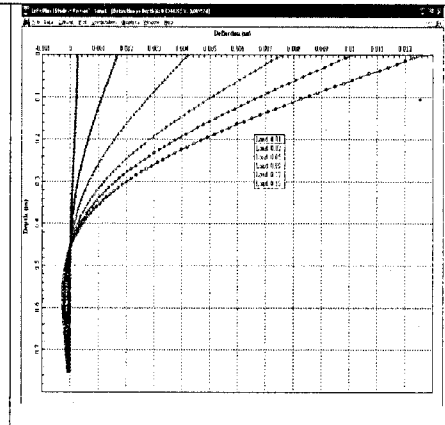
ALLPILE 6.0 programı geoteknik mühendisliğindeki birçok temel türünün modellenebildiği çok yönlü bir programdır. Kazık türü, boyutları, yerleştirme şekli, zemin özellikleri, yükleme koşulları ve kazığın serbestlik

dereceleri programa aktarılarak analizler yapılır. Analiz sonuçları kazık kesiti boyunca yer değiştirme, eğilme momenti, kesme kuvveti dağılımı olarak grafikler halinde elde edilerek ve Excel formatına dönüştürülerek raporlanabilmektedir (Şekil 2 ve Şekil 3).

LPILE 3.0, p-y eğrilerinin kullanıldığı COM 64 programı tabanında geliştirilmiş ve yalnızca yanal yüklü kazıkların analizin yapıldığı bir programdır. CLM 2.0 ise (Characteristic Load Method) programı Virginia Tech. Üniversitesinde hazırlanmış oldukça basit bir veri dönüştürme yazılımıdır ve üzerinde değişikliğe açık Excel Makro dosyasıdır



Şekil 4.1 ALLPILE Programı Ana sayfası



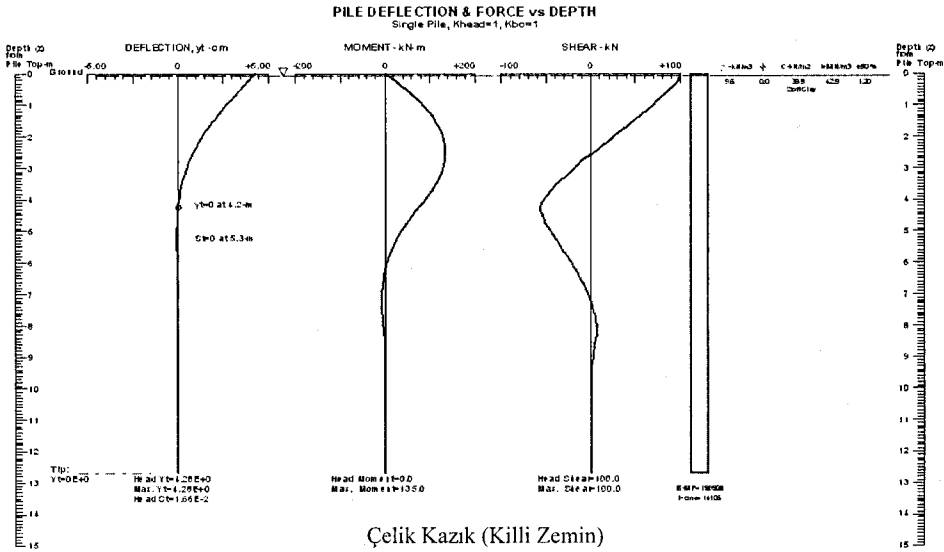
Şekil 4.2 LPILE 3.0 Program Analizi Eğrileri

5) ANALİZ SONUÇLARI ve DENEYSSEL ÖLÇÜMLERLE KARŞILAŞTIRMASI

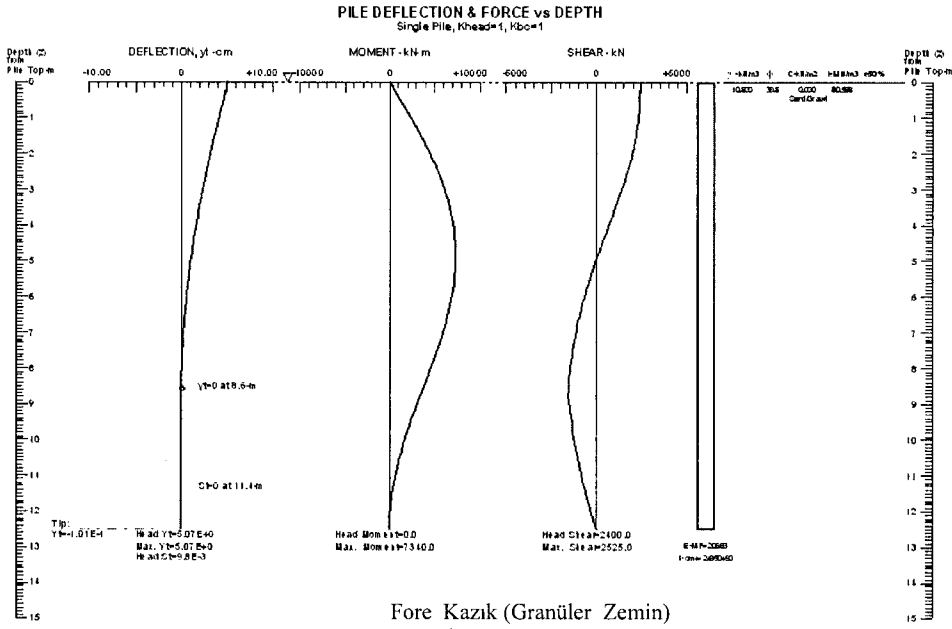
CLM 2.0 LPILE 3.0 ve ALLPILE 6.0 programlarında, fore ve çelik kazıklara ait özellikler ve yerleştirdikleri zemin ortamları da dikkate alınarak analizler yapılmış ve kazık boyunca meydana gelen şekil değiştirmeler ve eğilme momentleri hesaplanmış ve grafiklendirilmiştir.

Analiz sonuçları ile deneysel veriler karşılaştırılmıştır. ALLPILE 6.0 programından elde edilen analiz sonuçlarına ait grafikler Şekil 4 ve Şekil 5’ de gösterilmiştir.

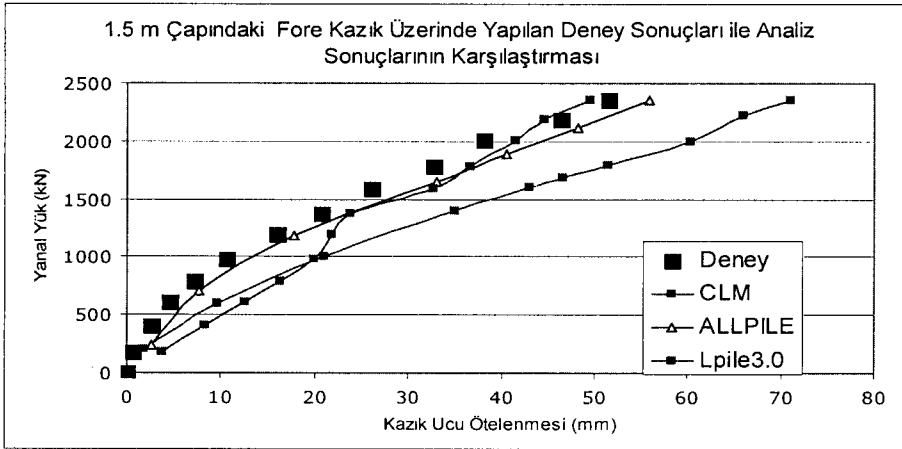
Şekil 6’da fore kazık için analizlerden elde edilen kazık ucu ötelenmesi değerleri ile yanal kazık yükleme deneyinden belirlenen ötelenme değerleri karşılaştırılmıştır. Şekil 7’de fore kazık için analizlerden elde edilen kazık ucundaki maksimum eğilme momentinin karşılaştırılması verilmiştir. Benzer şekilde Şekil 8 ve Şekil 9’da çelik kazık için sırasıyla kazık ucu ötelenmesi ve kazık ucundaki maksimum eğilme momentinin karşılaştırılması yapılmıştır. Şekil 6, Şekil 7, Şekil 8 ve Şekil 9’dan da görüldüğü gibi analiz sonuçları ile deneysel ölçüm sonuçları birbiri ile oldukça uyumlu çıkmıştır.



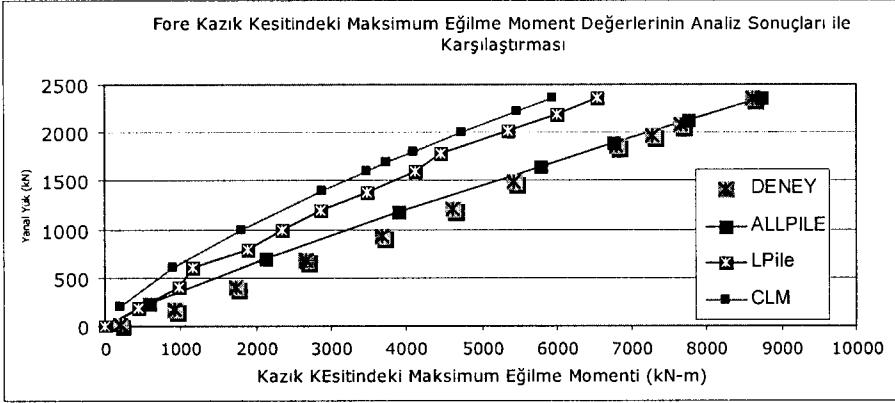
Şekil 6.1 0.32 m çapındaki Çelik Kazığa ait ALPILE 6.0 programı analiz grafikleri



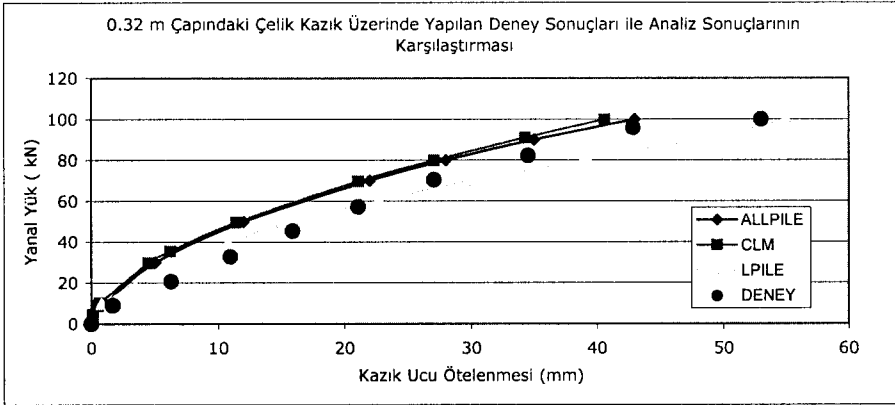
Şekil 6.2 1.5 m çapındaki Fore Kazığa ait ALPILE 6.0 programı analiz grafikleri



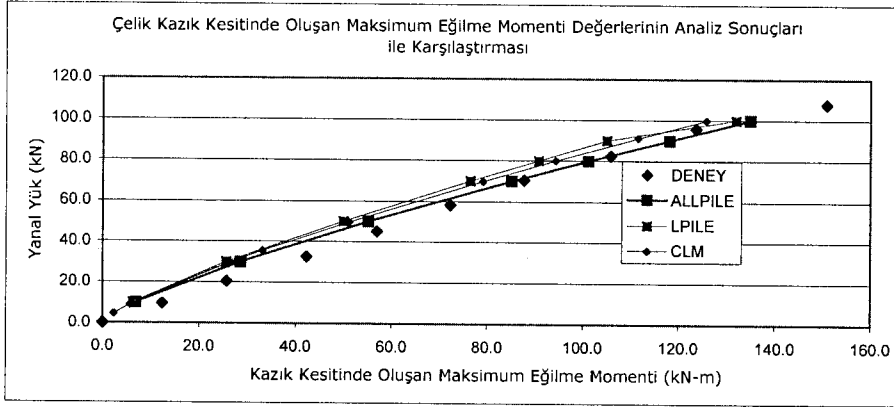
Şekil 6.3 Fore Kazık Üzerinde Yapılan Deney ve Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması



Şekil 6.4 Fore Kazık Üzerinde Yapılan Deneysel ve Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması



Şekil 6.5 Çelik Kazık Üzerinde Yapılan Deneysel ve Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması



Şekil 6.6 Çelik Kazık Üzerinde Yapılan Deney ve Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

SONUÇLAR

Bu bildiriye siltli-killi ve kumlu-çakıllı zeminlere yerleştirilmiş iki farklı kazığın yanal yükleme altındaki davranışı incelenmiştir. Yanal yüklü kazıkların tasarımında kullanılan üç farklı bilgisayar programında mevcut kazıklara ait zemin ve kazık özellikleri girilerek analizler yapılmıştır. Kazık ucuna yerleştirilen inklinometreler ve kazık derinliği boyunca ölçüm yerleştirilen şekil değiştirme ölçerler yardımı ile elde edilen yer değiştirme ve eğilme momentleri, yapılan analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Analiz sonuçları ile ölçüm sonuçları karşılaştırıldığında ALLPILE 6.0, LPILE 3.0 ve CLM 2.0 programlarının analiz sonuçları ile deneysel verilerin birbirleri ile oldukça uyumlu sonuçlar verdiği görülmüştür. Diğer yandan, analiz yöntemleri bakımından p-y metodu ile CLM metotlarının yanal yüklemeler etkisinde kazık yer değiştirme ve eğilme momentlerinin tahmininde birbirleri ile oldukça uyumlu sonuçlar verdiği görülmüştür. p-y eğrileri yardımı ile yanal yüklü kazıkların analizlerinin yapılmasında tasarımcıların özel bilgisayar programlarına ve yazılımlara ihtiyaçları olduğu göz önüne alındığında, Excel ortamında çalışabilen CLM yönteminin tasarımcılar için

oldukça kolay, hızlı ve ucuz bir ön tasarım yöntemi olduğu belirlenmiştir. İleride yapılacak çalışmalarla, sonlu elemanlar yöntemi ile yapılacak analiz sonuçları da eklenerek yanal yüklü kazıkların davranışları çok yönlü olarak incelenecektir.

KAYNAKLAR

Duncan J. Evans, Jr L. T. And Ooi, S K. (1994) “Lateral Load Analysis of Single Piles and Drilled Shafts” J. Geotech Eng Div ASCE, Vol 20, No 5, pp . 1018-1033

Matlock, h. , (1970) “Correlation for Desing of Laterally Loaded Piles in Soft Clay” Proceeding Offshore Technology Conference Papaer No. OTC 1204 Houston

Poulos H. G., and Madhav M. R. (1971) “Analysis of Movement of Battered Piles” Proceeding Australian – New Zeland Conference on Geomechanics pp 268-275 Melbourene Australia

Reese, L. C. Cox W. R. and Koop, F. D., (1974) “Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand” Proceeding Offshore Technology Conference Paper No. OTC 2080 pp 473-480 Houston

Reese L. C. Matlock H., and Wang S. T (1986) “Method of Analysis of Piles under Lateral Loading” Marine Geotechnology and Nearshore/Offshore Structure ASTM STP 923 R. C. Chaney and H. Y. Fang Ed. Pp 199-200

Gültekin Sami. “ Yatay Yüklü Düşey Kazıkların Labaratuvar Koşullarında Modellenmesi ve Hesap Esasları” Yüksek Lisans Tezi YTÜ Fen Bilimleri Enst. (2001) İstanbul

Yıldırım Sönmez., “Kazıklı Temellerin Tasarımı” (2005) Birsen Yayınları., İstanbul.

**ZEMİNE GÖMÜLÜ ANKRAJLI İKSA DUVARLARI HESAP ve
TASARIM
YÖNTEMLERİ ve EUROCODE-7'ye GÖRE
TASARIM ESASLARI**

Dr. Oğuz ÇALIŞAN

İnşaat Yüksek Mühendisi
ÇALIŞAN Geoteknik Hizmetler
İnşaat ve Ticaret Ltd.Şti.
ANKARA

Prof.Dr.M.Yener ÖZKAN

İnşaat Yüksek Mühendisi
ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü
ANKARA

ÖZET

Şehir içinde, özellikle yapılaşma ve altyapıların yakın olduğu alanlarda yapılan derin kazılarda kazı sırası ve sonrasında oluşacak deplasmanlar önem kazanmaktadır. Deplasmanların belirli miktarları aşması durumunda ise komşu yapılarda çatlaklar meydana gelebilmekte, bu da çoğu zaman uzun süren ihtilaflara neden olabilmektedir. Kazı çukurları etrafında meydana gelecek deplasmanların hesaplanabilmesi amacıyla son 15-20 sene içinde derin kazıların tasarımı için limit denge ve elastik zemine oturan kiriş gibi yöntemlere alternatif olarak sonlu elmanlar yöntemini kullanan bilgisayar programları geliştirilmiştir. Bu bildiri de zemine gömülü ankrajlı iksa sistemlerinin hesap ve tasarımında günümüz Geoteknik Mühendisliği disipliniinde mevcut yöntemler hakkında genel bilgiler verilmiş, bu yöntemlerin avantaj ve dezavantajlarına değinilmiştir. Ayrıca Eurocode-7'ye göre tasarımın ana unsurları bu bildiri içinde açıklanmıştır.

GİRİŞ ve AMAÇ

Ülkemizde özellikle son yıllarda şehir içinde çok bodrumlu binaların ve metro istasyonlarının inşası için derinliği 30-35m'leri bulan kazıların yapılması, bu konuda güncel tasarım ve hesap metodlarının uygulanması gereğini de beraberinde getirmiştir. Özellikle yoğun yapılaşma alanlarında gerçekleştirilecek derin kazıların şartnamelerde mevcut ve genellikle limit denge metodu esas alarak yapılan tasarımın yanı sıra kazı çevresindeki yapılarda oluşabilecek deplasmanları zemin-yapı etkileşimini de dikkate alarak proje safhasında hesaplayacak şekilde projelendirilmesi gerekli hale gelmiştir. Güvenli ve aynı zamanda ekonomik bir tasarımın yapılabilmesi ise ancak doğru sistem seçimi, seçilen sistemin kaliteli bir zemin araştırmasından elde edilen zemin verileri kullanılarak değişik metodlarla analizi, bu analiz sonuçlarının benzer zemin koşullarında yapılan kazılardan elde edilen tecrübeler ışığında değerlendirilmesi ile mümkün olabilmektedir. Bu nedenle şartnamelerde yer alan limit tasarım yöntemlerinin ve zemin-yapı etkileşimini dikkate alan sonlu elemanlar metodunun beraberce kullanılması giderek gerekli hale gelmiştir.

Zemine gömülü derin kazı iksa sistemlerinin projelendirilmesi için kullanılan yöntemler genel olarak dört ana grupta toplanabilir. Bunlar; "limit denge" metodu, iksa sisteminin kiriş ve zeminin yaylar ile modellendiği "elastik zemine oturan kiriş" yöntemi, "pseudo-sonlu elemanlar" yöntemi ve "sonlu elemanlar/sonlu farklar" yöntemleridir. Bu tebliğde dünya pratiğinde mevcut bu tasarım yöntemleri hakkında genel esaslar anlatılmış, bu tasarım yöntemlerinin avantaj ve dezavantajlarına değinilerek karşılaştırmaları yapılmıştır. Ayrıca Eurocode-7'ye göre tasarım esasları tebliğ içinde sunulmuştur.

İKSA SİSTEMLERİ ve HESAP YÖNTEMLERİ

Zemine gömülü iksa sistemleri, palplanş duvarlar, Berlin Duvarı (king-post wall), aralıklı fore kazıklı duvarlar, kesme fore kazıklı duvarlar ve diafram duvarlardan oluşmaktadır. Ankrastre ve tek/çok sıra ankraj/destekli olarak uygulanabilen bu sistemlerle derinliği 30-35m'ye varan kazılar yapılabilmektedir. İksa sisteminin seçimi, kazı derinliği, zemin koşulları, çevredeki yapıların kazıya olan uzaklığı, yeraltısuyu durumu vb. koşullara bağlı olup genellikle 6-7m'yi geçen kazılar ankrajlı/destekli olarak yapılmaktadır.

Zemine gömülü iksa sistemlerinin tasarımı ve analizi için günümüz Geoteknik Mühendisliğinde kullanılan metodlara ait genel hususlar aşağıda açıklanmıştır.

LİMİT DENGE YÖNTEMİ

Limit denge yönteminde iksa sisteminde göçme durumunun olduğu ve zeminin kayma direncinin tam olarak mobilize olduğu varsayımıyla hesap yapılır. Hesaplamalar sırasında bazı parametrelere güvenlik sayısı uygulanır ve duvarın zemine gömülme derinliği, duvar momentleri ile kesme kuvvetleri hesaplanır. Limit denge yöntemlerinde iksa sistemi üzerinde derinlikle artan doğrusal yük dağılımları kullanılmasına karşın, özellikle çok sıralı ankraj/destek'li sistemler arkasında oluşan gerçek yük dağılımları oldukça farklıdır.

Limit denge yönteminde zemin-duvar etkileşimi göz önüne alınmadığı gibi hesaplar zemin mukavemetinin tamamen olduğu kabulüyle

yapılmakta, zeminde ve duvarda oluşan gerçek gerilmeler bu metotta konu edilememekte, duvar ve çevresi ile ilgili deplasmanlar hesaplanamamaktadır.

ELASTİK ZEMİNE OTURAN KİRİŞ YÖNTEMİ

Zemin-yapı etkileşimini dikkate alan bu en basit analiz yönteminde iksa duvarı bir kiriş olarak, zemin ise yaylarla modellenir. Zemin rijitliğinin yayların rijitliği ile karakterize edildiği bu metotta yay sabitleri genellikle zeminin yanal yatak katsayısı ile tanımlanır. Bu yöntemde derinlikle değişen yay sabitleri tanımlanabildiği gibi, aktif ve pasif basınçlar da maksimum ve minimum yay kuvvetleri ile modellenebilmektedir. Yapılan analiz sonucunda duvar eğilme momentleri, kesme kuvvetleri, ankraj/destek kuvvetleri ve duvar deplasmanları hesaplanabilmekle beraber çevre yapıların ve duvar etrafındaki zeminin hareketleri hesaplanamamaktadır.

PSEUDO-SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

Yanal yatak katsayısı yöntemi ile çok benzer olan bu metotta duvar etrafındaki zemin yay yerine elastik bir ortam olarak modellenir. Analizler sırasında yapı-zemin etkileşimi modellenebildiği gibi duvar eğilme momentleri, kesme kuvvetleri, ankraj/destek kuvvetleri ve duvar deplasmanları hesaplanabilmekte ancak çevre yapıların ve duvar etrafındaki zeminin hareketleri hesaplanamamaktadır.

SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ:

Sonlu elemanlar ve sonlu farklar yöntemlerini kullanan profesyonel programlar ile yapı-zemin etkileşimini daha gerçekçi modelleyerek iksa sisteminin yapım aşamalarını da dikkate almak mümkün olmaktadır. Bu

sayede her yapım aşamasında hem duvar moment, kesme kuvveti ve deplasmanlarını, hem de çevre yapılar ile zemin deplasmanlarını tasarım aşamasında tahmin etmek mümkün olmaktadır.

Tasarım için kullanılan bu yöntemlerin avantaj ve dezavantajları Tablo-1'de özetlenmektedir. Değişik ve oldukça detaylı tasarım yöntemleri bulunmakla beraber uygun hesap yönteminin belirlenmesi güvenli projelendirme açısından azami önem taşımaktadır. Hangi yöntem seçilirse seçilsin benzer zeminlerdeki uygulamalarda yapılan ölçümler değerlendirilmeli ve bilgisayar programları ile yapılan hesaplamalar mutlaka basit yöntemlerle kontrol edilmelidir. Özellikle oldukça kaliteli verilere ihtiyaç duyulan sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan hesaplar diğer yöntemlerle kontrol edilmelidir.

ANALİZ YÖNTEMİ Bilgisayar Programı	Avantajları	Limitasyonları
Limit Denge (STAWAL, ReWaRD, vb)	-Basit ve kolay -Analiz için sadece zeminin mukavemet parametreleri yeterli	-Yapı-zemin etkileşimi hesaba katılmıyor -Deplasmanlar hesaplanamıyor -Çok sıralı ankrajlı duvar gibi isostatik sistemlerin çözümü idealizasyon gerektiriyor. - Sadece drenajlı ve drenajsız durum modellenebiliyor - İki boyutlu -Hesaplar kazı öncesi gerilim dağılımı durumunu dikkate alamıyor
Elastik Zemine Oturan Kiriş (WALLAP vb.)	-Yapım safhaları ayrı ayrı modellenebiliyor ve yapı-zemin etkileşimi dikkate alınmıyor -Duvar deplasmanları hesaplanabiliyor - Kazı öncesi gerilim dağılımı durumu dikkate alınabiliyor	-Zemin davranışının modellemesi nispeten yüzeysel -Yanal yatak katsayısının belirlenmesi zor -İki boyutlu -Palye ve mesnet koşullarının modellenmesi zor -Duvar etrafındaki zemin deplasmanları hesaplanamıyor.
Pseudo-Sonlu Elemanlar (FREW, WALLAP vb.)	-Yapım safhaları ayrı ayrı modellenebiliyor ve yapı-zemin etkileşiminin dikkate alınmıyor -Zemin elastik bir katı ortam gibi modelleniyor -Duvar deplasmanları hesaplanabiliyor -Kazı öncesi gerilim dağılımı durumu dikkate alınabiliyor	-İki boyutlu -Elastik zemin modellemesi ve aktif, pasif limitler ile sınırlı -Palye ve mesnet koşullarının modellenmesi zor -Duvar etrafındaki zemin deplasmanları hesaplanamıyor.
Sonlu Elemanlar, Sonlu Farklar (SAFE, PLAXIS, CRISP, FLAC vb)	-Yapım safhaları ayrı ayrı modellenebiliyor ve yapı-zemin etkileşimi dikkate alınabiliyor -İleri zemin modelleri ile zemin rijitliğinin deformasyon ve anisotropy ile değişimi modellenebiliyor. -Kazı öncesi gerilim dağılımı durumu dikkate alınabiliyor -Karmaşık duvar, kazı geometrileri ve mesnet koşulları modellenebiliyor -Duvar ve zemin hareketleri hesaplanabiliyor. -2 ve 3 boyutlu hesap yapılabilir.	-Duvar yapımı vb. modellenmesi karmaşık ve zaman gerektiriyor. -Sonuçların gerçekliği uygun yük-gerilme modellerinin seçilmesi ile mümkün -Gerçekçi sonuçların elde edilmesi sadece kaliteli zemin verileri ile mümkün -Kullanıcı tarafından programa dayalı tecrübe gerekiyor

Tablo-1 Değişik Metodların Avantaj ve Dezavantajları (Gaba, A.R vd. Embedded Retaining Walls-Guidance for Economic Design)

EUROCODE-7'ye (EC-7) GÖRE TASARIM ESASLARI

Eurocode-7 iksa sistemlerinin tasarımında limit tasarım yöntemi ve kısmi güvenlik sayıları yaklaşımını uygulamaktadır. Tasarımda hem Taşıma Gücü Sınır Durumu (Ultimate Limit State) hem de Elverişlilik Sınır Durumu (Serviceability Limit State) göz önüne alınmakta ve hesaplar her iki sınır duruma göre de yapılmaktadır. Tasarımı yapılacak yapı için önce aşağıda tariflenen kategorilerden biri seçilmektedir. EC-7'ye göre tasarımda 3 değişik geoteknik kategori yer almaktadır.

Geoteknik Kategori 1: Bu kategori sadece küçük ve nispeten basit yapıları içine almaktadır. Bu kategorideki yapılar gerek zemin koşulları ve gerek yapılar yönünden “düşük” risk grubundadır. Bu yapılara örnek olarak 1-2 katlı binalar, zemin üst ve alt seviyeleri arasındaki kot farkının 2 metreyi geçmediği istinat duvarları gösterilebilir.

Geoteknik Kategori 2: Normal tehlike ve sıkça rastlanır zemin şartları veya yüklenme şartları taşıyan geleneksel yapı ve temelleri kapsar. Bu sınıftaki yapılar genellikle geoteknik mühendisliği konusunda tecrübeli bir inşaat mühendisi tarafından tasarlanabilecek niteliktedir. Bu yapılar “orta” risk grubundadır. Normal zeminler üzerindeki dolgular, köprü kenar ayakları, zemin ankrajları, yüzeysel temeller, radye temeller, kazık temeller bu gruptaki yapılara örnek olarak gösterilebilir.

Geoteknik Kategori 3: Bu kategori, 1. ve 2. kategorilere dahil olmayan, alışılmış dışı veya az rastlanır zemin şartları ve yükleme şartlarına sahip büyük ve alışılmış dışı yapıları veya yüksek deprem tehlikesine sahip bölgelerdeki yapıları kapsar. Başka bir deyişle, büyük ve aşırı yüklü yapılar ile zor zemin koşulları üzerinde inşa edilecek yapıları içermektedir. Bu yapıların tasarımının uzman geoteknik mühendisleri tarafından yapılması

gerekmektedir. Bu kategoride yer alan yapılar “yüksek” risk grubunda olup viyadükler, derin kazılar ve yumuşak zeminler üzerinde teşkil edilecek dolgular bu yapılara örnek olarak gösterilebilir.

Geoteknik Kategori belirlendikten sonra

- Genel stabilite bozukluğu
- Yapı elemanlarından birinin göçmesi (ankraj, duvar veya destek vb.)
- Zemin ve yapı elemanlarından birinin aynı anda göçmesi
- Duvarın aşırı hareketi sonunda göçmesi veya çevre yapı, altyapılara zarar vererek kullanılamaz hale getirmesi
- Duvar altından veya içinden önemli miktarlarda su sızıntısı olması
- Bölgedeki yeraltı su rejiminin çevre yapıları etkileyecek şekilde değiştirilmesi
- Duvarın kayma ve dönme sonucunda göçmesi
- Duvarın düşey denge bozukluğu sonucunda göçmesi

sınır durumlarının belirlenmesi gerekmektedir.

Aşağıda verilen Tablo 2, üst sınır durumların değerlendirilmesinde kullanılır. Tabloda belirtilen üç durumdan birinin en kritik olduğunun belirlenmesi durumunda diğer durumlar için hesap yapmaya gerek yoktur. Tabloda, sabit ve değişken şartların üst sınır durumunda nazarı itibara alınacak kısmi faktörler, (A,B ve C) olarak tanımlanan durumlar için verilmektedir. Aşağıda ayrı ayrı tarif edilen (A,B ve C) durumları için gerek yükler ve gerekse zemin parametrelerine Tablo-2’de verilen güvenlik sayıları uygulanır.

Durum-A : Genelde hidrostatik kuvvetlerin yer aldığı durumlar için geçerlidir ve su kaldırma kuvveti en elverişsiz yüklemeyi oluşturur. Zemine gömülü istinat yapılarının büyük çoğunluğunun Durum-A ile ilgisi yoktur.

Durum-B : Genellikle temeller ve istinat yapılarının yapısal elemanlarının mukave-metlerinin yer aldığı tasarımlar için kritiktir. Şev stabilite analizi gibi yapı elemanının olmadığı problemler için uygulanamaz.

Durum-C : Genellikle şev stabilitesi gibi yapı malzemelerinin mukavemetlerinin değerlendirilmediği problemlerde esas alınır. Yapının geoteknik stabilitesinin önemli olduğu durumlarda, gömülü istinat yapı elemanlarının boyutlandırması için de kritik olmaktadır.

DURUM	YÜKLER			ZEMİN PARAMETRELERİ		
	KALICI		DEĞİŞKEN	tan ϕ'	c'	s _u
	ELVERİŞSİZ	ELVERİŞLİ	ELVERİŞSİZ			
DURUM-A	1.00	0.95	1.50	1.1	1.3	1.2
DURUM-B	1.35	1.00	1.50	1.0	1.0	1.0
DURUM-C	1.00	1.00	1.50	1.25	1.6	1.4

Tasarım Yüğü =YükxFaktör Tasarım parametresi=Parametre/Faktör

Tablo-2 Kısmi Güvenlik Sayıları (EC-7 Tablo 2.1)

Tasarım Zemin Parametreleri:

Tasarımda kullanılacak zemin parametreleri, karakteristik değerlerin Tablo-2'de verilen kısmi güvenlik sayılarına bölünmesi ile elde edilir. Karakteristik değerlerin belirlenmesinde ise EC-7 tarafından güvenli tarafta kalmak amacıyla "muhafazakar" değerlerin seçilmesi önerilmektedir.

Yükler:

Tasarım için uygulanması zorunlu olan bir minimum sürşarj değeri bulunmamaktadır. Tasarımcı değişik koşullar için uygun yükleri kendisi tanımlayıp uygulamakta serbesttir. Sınır durumlar için sürşarj yüklerine Tablo-3’de verilen faktörler uygulanmalıdır.

DURUM	SÜRŞARJ YÜKLERİ		
	KALICI		DEĞİŞKEN
	ELVERİŞSİZ	ELVERİŞLİ	ELVERİŞSİZ
DURUM-B	1.0	1.00	1.1
DURUM-C	1.0	1.1	1.3

Tablo-3 Sürşarj Yüklerine Uygulanacak Güvenlik Faktörleri

Planlanmamış Kazı:

EC-7’ye göre sınır durumlar için ek bir planlanmamış kazı derinliğinin gerçek kazı derinliğine eklenmesi gerekmektedir. Bu derinlik konsol duvarlar için kazı derinliğinin %10’u, ankarjlı/destekli duvarlar için ise son destek seviyesi ile kazı tabanı arasında kalan mesafenin %10’u veya 0.5m (hangisi küçükse) olarak alınır. Elverişlilik sınır durumu kontrollerinde ise planlanmamış kazı derinliği hesaba katılmaz.

SONUÇ

Bu bildiriye günümüz Geoteknik Mühendisliğinde zemine gömülü ankarjlı iksa duvarlarının tasarımında kullanılan değişik metodlara ait bilgiler verilmiş, bu metodların avantaj ve dezavantajlarına değilinmiştir.

Ayrıca Eurocode-7'ye göre tasarım esasları da bildiri kapsamında sunulmuştur.

Son 10 yıl içinde büyük şehir merkezlerinde arazilerin kıymet kazanması nedeniyle çok bodrumlu yapılar tercih edilmektedir. Bu yapıların teşkili için ise derinliği 30-35m'lere varan kazıların yapılması gerekmektedir. Özellikle çevre yapıların kazı sınırına yakın olduğu projelerde iksa sistemlerinin deplasmanları ayrı bir önem kazanmakta, bu durum iksa sistemlerinin bu konuda uzman Geoteknik Mühendisleri tarafından projelendirilmesi gereğini beraberinde getirmektedir. Günümüz Geoteknik Mühendisliğinde mevcut değişik hesap yöntemlerinin yanında interaktif ve kolay kullanım özelliklerine sahip sonlu elemanlar programları tasarımcılar için cazip hale gelmiştir. Ancak bu yazılımların uzman olmayan kişilerce kullanılması yanlış projelendirmeye, bu projelerin uygulanması durumunda da çoğu kez yüksek deplasmanlar neticesi çevre yapılarda hasara neden olmaktadır. Özellikle sonlu elemanlar yazılımlarının gerçekçi sonuçlar verebilmesi için çok kaliteli zemin etüdlerinden elde edilecek zemin donelerine ihtiyaç vardır. Ne yazık ki günümüz piyasa koşullarında çoğu kez kaliteli donelerin sağlanması mümkün olmamaktadır. Bu nedenle derin kazıların (özellikle de 8-10 metreyi geçen ve çevre yapılara yakın olanlar) projeleri, sonlu elemanlar gibi gelişmiş metodlarla yapılmış da olsalar, mutlaka klasik yük dağılımları ve konvansiyonel metodlar kullanılarak kontrol edilmelidir. Derin kazı projelendirmesinde çok önemli bir husus ise benzer zeminlerde yapılan kazılar sırasında elde edilen deplasman ve yük ölçümlerinden elde edilen tecrübedir. Sonuç olarak basit yöntemlerle benzer zeminlerdeki eski tecrübeler kullanılarak yapılacak tasarımlar her zaman kalitesiz zemin verileri ve sonlu elemanlar yöntemi ile yapılacak tasarımlardan çok daha güvenli ve ekonomik olmaktadır.

KAYNAKLAR

- 1- Eurocode 7: Geotechnical Design, Part 1.General Rules, DD ENV 1997-1:1995
- 2- Gaba, A.R., vd., (2003), Embedded Retaining Walls-Guidance for Economic Design, CIRIA C580, ISBN 0 86017 580 4
- 3- Orr, T.L.L., Farrell, E.R.,(2000), Geotechnical Design to Eurocode 7, Springer-Verlag London Limited, ISBN 1-85233-038-4
- 4- Sabatini, P.J., Pass, D.G., Bachus, R.C., Ground Anchors and Anchored Systems, June 1999, US Department of Transprotation, Federal Highway Administration, Geotechnical Engineering Circular No.4, FHWA-IF-99-015
- 5- Strom R.W., Ebeling R.M.,(2001), State of the Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining Wall, US Army Corps of Engineers, ERDC/ITL TR-01-1

**DESIGN METHODS for EMBEDDED ANCHORED
RETAINING STRUCTURES and PRINCIPLES of DESIGN to
EUROCODE-7**

Dr. Oğuz ÇALIŞAN

Prof.Dr.M.Yener ÖZKAN

B.Sc.,M.Sc.,Ph.D., in Civil Engineering
ÇALIŞAN Geotechnical Consulting
ANKARA

B.Sc.,M.Sc.,Ph.D., in Civil Engineering
METU Civil Engineering Department
ANKARA

ABSTRACT

The displacements of the nearby structures and infrastructures during and after the deep excavations gain importance in the areas where the nearby structures are close to the excavation boundaries. In case the displacements exceed certain values, cracks begin to develop leading to continuing discussions with the residents of the neighbouring structures. In addition to the classical methods such as limit equilibrium and subgrade reaction analysis, professional software using finite element method have been developed in the last 1-2 decades in order to calculate the displacements around the deep excavations during the design stage. In this paper the methods available in the state of the art Geotechnical Design of embedded anchored retaining walls have been briefly described stating their advantages and limitations. In addition the basic principles of design to Eurocode-7 is also given.

**YANAL YÜKLÜ KESON TEMELLERİN TAŞIMA
KAPASİTESİNİN YAPAY SINIR AĞLARI YÖNTEMİ İLE
TAHMİNİ**

M. LAMAN
Doç. Dr.

E. UNCUOĞLU
Arş. Gör.

M.S. KESKİN
Arş. Gör.

M. ÖRNEK
Arş. Gör.

A. DEMİR
Arş. Gör.

Çukurova Üniversitesi, Müh. Mim. Fakültesi, İnşaat Müh. Bölümü
ADANA, TÜRKİYE
Tel : +90 322 3386084-2721 erdaluc@cu.edu.tr

ÖZET

Bu çalışmada yanall yüklü keson temellerin taşıma kapasiteleri yapay sinir ağları (YSA) yöntemi kullanılarak tahmin edilmiştir. Laman (1995) tarafından yapılmış olan deneysel çalışmaya ait veriler belirlenen uygun ağ modelinin Resilient Propagation (RP) öğrenme algoritması kullanılarak eğitilmesi ile YSA'ya uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlar YSA'nın bu problemin çözümünde hızlı, ekonomik ve alternatif bir yaklaşım olabileceğini göstermektedir.

GİRİŞ

Yüksek gerilim hattı direkleri, verici kuleleri, demiryolu köprüleri, otoyol ve demiryolu yapılarında kullanılan reklam ve işaret levhaları için tasarlanan derin temel sistemlerinin dizaynında zemin yüzeyi üzerinden etkileyen yatay yüklere karşı da yeterli stabilitenin olması istenir.

Bu tip yapılar için yaygın olarak kullanılan temel sistemleri rijit kazık ve keson temeller olarak sıralanabilir. Bu temel sistemlerinin küçük sayılabilecek düşey kuvvetlere nazaran oldukça yüksek değerdeki momentlere ve yatay kuvvetlere karşı dayanıklı olması istenir.

Derin temel sistemlerinin yanıl yüklenmesi durumunda gösterecekleri davranış ve sahip olacakları taşıma gücü konusunda geliştirilen yaklaşımlar aynı temel sistemlerinin düşey yükleme altındaki davranışları ve taşıma güçlerinin belirlenmesi konusunda geliştirilen yaklaşımlar, kadar ilerlememiştir. Son yıllarda yanıl yüklenmiş kazık problemi konusunda önemli ölçüde araştırmalar yapıyor olmasına karşın bu konuda hala belirsizlikler bulunmaktadır (1).

Geçmişte; yanıl yüklenmiş kazık ve keson temellerin tasarımı birebir ölçekli deneyler ya da laboratuarda yapılan model deneylerden elde edinilen bilgilere dayanılarak yapılmıştır. Son yıllarda teknolojide yaşanan gelişmelerin ışığı altında yanıl yüklenmiş kazık ve keson temellerin davranışlarının tahmin edilmesine yönelik olan yöntemlerde de gelişmeler görülmüştür. Bunlar arasında; santrifüj deneyler, teorik yöntemler ve günümüzde yaygın olarak kullanılan sonlu eleman ve sınır eleman yöntemleri sayılabilir.

Arazi deneyleri en yararlı bilgiyi sağlamasına karşın, bu tip deneyler maliyetlerinin yüksek olmasından dolayı yaygın olarak yapılamamaktadır. Arazi deneylerine alternatif olarak santrifüj model deneyinin kullanılması hem daha ekonomik hem de daha pratiktir. Santrifüj model deneyi ile yanıl yüke maruz kazık ve keson temellerin davranışları tahmin edilebilmektedir (1).

Gerek zemin mekaniği ve gerekse temel mühendisliği problemlerinde gerçek boyutlardaki bir sistemin davranışının küçük ölçekli

bir laboratuvar modeli kullanılarak gerçekçi bir şekilde tahmin edilebilmesi son derece önemlidir. Bununla birlikte doğru tahminler yapılabilmesi için laboratuvar ortamında kullanılan modellerin arazideki mevcut gerilme seviyelerinin aynı değerlerde test edilmesi gereklidir. Santrifüj deney sistemi bu gerekliliği sağlayan bir deney yöntemidir (1). Ancak santrifüj deney düzeneği oldukça pahalı bir düzenek olup ülkemizde geoteknik mühendisliğinde kullanılabilen bir düzenek mevcut değildir. İngiltere, Amerika, Japonya, Rusya gibi ülkelerde çok sayıda bulunan santrifüj deney düzenekleri ile geoteknik mühendisliğine yönelik deneyler yapılabilmektedir.

Arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçların uygulamada daha yaygın kullanılabilmesi için bir takım matematiksel modellemelere ihtiyaç duyulmaktadır. Bu amaçla geliştirilen yapay sinir ağları (YSA) yöntemi geoteknik mühendisliğinde de kullanılabilir hale gelmiş ve başarılı sonuçlar elde edilmiştir. Yapay sinir ağları (YSA), insan beyninin çalışma prensibinden esinlenerek geliştirilen ve beynin işlevlerini belirli bir yazılım aracılığı ile gerçekleştirmeye çalışan mantıksal programlama teknikleridir. YSA, genellikle matematiksel bir model olarak ifade edilemeyen ya da matematiksel modelleri çok karmaşık olan problemlerin çözümünde başarı ile uygulanmaktadır.

ÇALIŞMANIN AMACI

Bu çalışmada; Laman (1995) tarafından yapılan santrifüj model deney çalışmasına ait veriler kullanılarak doymuş kil zemindeki kısa keson temellerin moment taşıma kapasitelerinin YSA yöntemi ile belirlenmesi amaçlanmıştır. Laman (1995) yapmış olduğu santrifüj model deneylerinden siltli Moreton kil zeminindeki keson temeller için temel geometrisinin

moment taşıma kapasitesi üzerindeki etkisini incelemiş ve ampirik bağıntılar elde etmiştir.

YAPAY SİNİR AĞLARI

YSA deneysel bilgiyi saklayan ve onu kullanmak için işe yarar hale getiren paralel dağılmış işlemcilerden oluşmaktadır. Haykin (1994), YSA'ların aşağıda belirtilen iki nedenden dolayı insan beynine benzediğini belirtmiştir (2). Bunlar; Bilgi, ağ yapısı tarafından bir öğrenme işlemi yoluyla kazanılır, nöronlar arasında bulunan ve sinaptik ağırlıklar olarak adlandırılan ağırlıklar bilgiyi depolamak için kullanılır.

YSA'ların öğrenebilme özelliği birçok araştırmacının dikkatini çeken bir özelliktir. Öyle ki YSA'lar, doğrusal olan ya da olmayan bir probleme ait tek veya çoklu değişkenlere bağlı olarak tanımlanabilen giriş verileri ile yine tek veya çoklu değişkenlere bağlı olarak tanımlanabilen çıkış değerleri arasında ilişki kurabilme yeteneğine sahiptir.

Yapay sinir ağları, genellikle, matematiksel bir model olarak ifade edilemeyen ya da matematiksel modelleri çok karmaşık olan problemlerin çözümünde başarı ile uygulanmaktadır.

YSA'lar, nöron adı verilen işlemci elemanlar ve nöronlar arasındaki bağlantıyı sağlayan ve ağırlık olarak adlandırılan ağ bağlantılarından meydana gelmektedir. Ağ yapısını oluşturan işlemci elemanlar katmanlar şeklinde düzenlenmişlerdir. Literatürde çeşitli uygulamalarda kullanılabilen birçok farklı ağ modeli bulunmaktadır (2,3). Çok Katmanlı Perceptron (ÇKP) ağ yapısı, ileri beslemeli sinir ağlarına bir örnek olup birçok mühendislik probleminin çözümünde başarı ile uygulanmıştır. ÇKP ağ yapıları; dış ortamdan gelen sinyalleri algılayan giriş nöronlarının

oluşturduğu bir giriş katmanı, gizli nöronlardan oluşan bir ya da daha fazla sayıdaki ara katman ve çıkış nöronlarının oluşturduğu bir çıkış katmanından meydana gelmektedir. Bu ağ yapısının en önemli özelliği; herhangi bir tabakada bulunan nöronun kendinden sonraki tabakada yer alan nöronlara kendi çıkış değerini gönderebilmesi ve kendi bulunduğu katmandan bir önceki katmanda yer alan nöronların her birinden giriş verisi kabul edebilmesidir. ÇKP ağ yapılarında katmanlar ve aynı katman içerisinde yer alan nöronlar arasında bağlantı bulunmamaktadır. ÇKP ağ yapılarında ara katman sayısı ve ara katmanlarda kullanılacak nöron sayısı deneme-yanılma yolu ile bulunurken çıkış katmanında kullanılacak nöron sayısı uygulanan problemin özelliklerine bakılarak belirlenmektedir. Bu tip ağ yapılarında giriş sinyalleri ağ yapısı boyunca giriş katmanından çıkış katmanına doğru tabakalar boyunca ileri doğru yayılır. Geri besleme yoktur.

Yapay Sinir Ağları Öğrenme Algoritması

Öğrenme süreci, bir probleme ait olan giriş ve çıkış değerleri arasındaki ilişkiyi en iyi biçimde tanımlayabilecek ağırlık değerlerinin bulunması olarak açıklanabilmektedir.

Ağ yapısı, uygulanan probleme ait giriş-çıkış örnek veri çiftlerinden oluşan bir eğitim kümesi ile eğitilir. Ağ yapısının bulmuş olduğu çıkış değerleri ile gerçek çıkış değerleri arasındaki fark minimum oluncaya kadar ağ yapısında bulunan bağlantı ağırlıkları değiştirilerek ağın eğitimine devam edilir. Bağlantı ağırlıklarındaki değişim miktarının ihmal edilebilir büyüklükte olması ağ yapısının kararlı bir duruma geldiğini, başka bir deyişle ağın problemi öğrendiğini gösterir.

Öğrenme süreci sonunda, ağ yapısına uygulanan problem için gerekli olan optimum ağırlık değerleri bulunmuş olur. Öğrenme işlemi öğrenme algoritmaları kullanılarak yapılmaktadır. Öğrenme işleminde amaç kullanılan algoritma yardımı ile istenilen çıkış değerlerine en yakın sonuçları

üretecek bağlantı ağırlık değerlerinin belirlenmesidir. İnşaat mühendisliği problemlerinde YSA uygulanırken genellikle geri yayılım öğrenme algoritması kullanılmaktadır. Bunun başlıca nedeni algoritmanın basit, anlaşılır ve kolay uygulanabilir olmasıdır.

Bu çalışmada ağ modellerinin eğitilmesi amacıyla Resilient Propagation (RP) öğrenme algoritması kullanılmıştır. Eğitim işleminde amaç E ile tanımlanan toplam hata değerinin azaltılmasıdır.

$$E = \frac{1}{P} \sum_{p=1}^P E_p \quad (1)$$

Bu eşitlikte P giriş verilerinin toplam sayısını E_p ise p giriş verisi için hata değerini göstermektedir. E_p değeri aşağıdaki eşitlik yardımı ile hesaplanabilir.

$$E_p = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N (o_i - t_i)^2 \quad (2)$$

Yukarıdaki eşitlikte N , o_i , t_i ifadeleri sırası ile, çıkış katmanı toplam nöron sayısı, i inci çıkış katmanı nöronundaki ağ çıkış değeri ve i inci çıkış katmanı nöronundaki gerçek çıkış değeridir. Öğrenme algoritması kullanılarak ağ yapısındaki bağlantı ağırlık ve bias değerleri düzenlenerek toplam hata değeri azaltılır.

1.1. Resilient Propagation (RP)

Çok katmanlı ağ yapıları ara katmanlarında sigmoid ve hiperbolik transfer fonksiyonları kullanılır. Bu transfer fonksiyonları sonsuz bir giriş değeri aralığını sonlu bir çıkış değeri aralığına sıkıştırdıklarından dolayı

çoğunlukla sınırlayıcı fonksiyonlar olarak da adlandırılmaktadır. Sigmoid ve hiperbolik fonksiyonlarda fonksiyona uygulanan nöron net giriş değeri büyüdükçe fonksiyon eğrisinin eğimi de sıfıra yakınsamaktadır. Bu durum ise sigmoid ve hiperbolik transfer fonksiyonları içeren çok katmanlı ağ yapılarının Steepest Descent yöntemi kullanılarak eğitilmesi sırasında problemlere neden olur.

Nöron net giriş değerlerinin büyük olması durumunda, ağırlık ve bias değerleri optimum değerlerinden uzak olmasına rağmen, ağırlık ve bias değerlerindeki değişim miktarları da küçük olacaktır. RP eğitim algoritmasının amacı kısmi türevin bu olumsuz etkisini elimine etmektir.

Ağırlık güncellemesinin yönünün tanımlanması amacıyla türev işleminin sadece işareti kullanılır. Kısmi türev sonucu bulunan değer ağırlık güncellenmesi üzerinde herhangi bir etkisi yoktur. Ağırlık değişiminin boyutu ayrı bir güncellenme değeri ile tanımlanır. Hata fonksiyonunun ağırlıklara göre türevi peş peşe iki iterasyonda aynı işarete sahip olduğunda her bir ağırlık ve bias için güncellenme değeri bir faktör yardımı ile artırılır. Hata fonksiyonunun ağırlığa göre türevinin işareti bir önceki iterasyondaki işaretten farklı ise bu durumda güncellenme değeri bir faktör yardımı ile azaltılmaktadır. Eğer hata fonksiyonunun ağırlığa göre türevi sıfır ise güncellenme değeri aynı kalacaktır.

Ağırlık değerlerinin salınma neden olması durumunda ağırlık değişim miktarı azaltılmakta diğer taraftan, ağırlık değerlerinin birkaç iterasyonda da aynı doğrultuda değişmeye devam etmesi durumunda ise ağırlık değişim miktarı artırılmaktadır. RP eğitim algoritması yakınsama hızı oldukça yüksek olan bir eğitim algoritmasıdır (4).

YAPAY SİNİR AĞLARI (YSA) UYGULAMASI

Bu çalışmada; doymuş kil zemin içerisinde yer alan rijit keson temellerin moment taşıma kapasiteleri Çok Katmanlı Perceptron (ÇKP) ağ yapıları kullanılarak tahmin edilmiştir. Problemin YSA'ya uygulanması sırasında ileri beslemeli ağ yapıları kullanılmış ve bu ağ yapıları Resilient Propagation (RP) öğrenme algoritması kullanılarak eğitilmişlerdir. Ağ yapısına sunulan veriler Laman (1995) tarafından yapılmış olan deneysel çalışmadan elde edilmiştir.

Deneysel çalışmalarda, doymuş kil zemin içerisinde bulunan keson temellerin uygun bir yükseklikten uygulanan yatay yükleme sonucu oluşan devirme momentine karşı tepkileri araştırılmıştır. Deneysel çalışmalarda farklı boyutlarda ve derinlikte kare kesitli keson temel modelleri kullanılarak yaklaşık 58 deney yapılmıştır. Santrifüj deneylerinde kullanılan keson temel modellerinin genişlikleri ve derinlikleri 20 mm. ile 60 mm. arasında 10 mm. lik artımlar ile değişmektedir.

Deneysel çalışmada kullanılmış olan model keson temellerin boyutları eşdeğer birebir ölçekli boyutları ile birlikte Tablo 1' de gösterilmiştir.

Deneyler sırasında zemin su muhtevasının %15.56 ile %17.77 arasında değiştiği gözlenmiştir. Deneylerde model temellere uygulanan yatay yükleme için 150 mm. lik bir çekme yüksekliği kullanılmıştır. Keson temel geometrisinin moment taşıma kapasitesi üzerindeki etkisinin belirlenmesi amacıyla gerçek boyutlardaki farklı temel geometrileri için 0°, 0.5°, 1°, 1.5° ve 2° derecelik dönme açlarına karşılık moment-dönme ilişkileri elde edilmiştir. Deneylerde gözlenen su muhtevası aralığında, kil zeminin kohezyonunun su muhtevası ile değişimini elde edebilmek için üç eksenli deneyler yapılmıştır.

Tablo 1. Keson Temel Boyutları

Moreton Kili	
Likit Limit, W_L	42%
Plastik Limit, W_P	15%
Plastisite İndeksi, I_P	27%
Özgül Ağırlık, S_G	2.67
Konsolidasyon Katsayısı, C_v	0.465 m ² /yıl
Su Muhtevası Aralığı, W	15-18%

Deneylede Liverpool'un güneybatısında yer alan ve yaklaşık olarak 8 mil uzaklıkta bulunan Moreton, Wirral bölgesinden temin edilen yoğrulmuş siltli kil zemin kullanılmıştır. Kil zeminin başlıca fiziksel özellikleri Tablo 2' de verilmiştir.

Tablo 2. Moreton Kilinin Fiziksel Özellikleri

Moreton Kili	
Likit Limit, W_L	42%
Plastik Limit, W_P	15%
Plastisite İndeksi, I_P	27%
Özgül Ağırlık, S_G	2.67
Konsolidasyon Katsayısı, C_v	0.465 m ² /yıl
Su Muhtevası Aralığı, W	15-18%

Problem ağ yapısına 5 giriş ve 1 çıkış parametresi kullanılarak sunulmuştur. Giriş parametreleri olarak; model temelin derinliği (D), genişliği (B), kil zeminin su muhtevası (w), kohezyon değeri (c) ve model temelin dönme açısı (R) kullanılmış, buna karşılık ağ yapısının çıkış değeri olarak moment taşıma kapasitesi (M) değerini bulması istenmiştir. Ağ modelinin belirlenmesi amacı ile deneysel çalışmadan elde edilen, 0.5°, 1° ve 1.5° dönme açlarına ait toplam 75 veri kullanılmıştır. Bu verilerin 50 tanesi ağ yapısının eğitilmesi, 15 tanesi ağ yapısının test edilmesi ve geriye

kalan 10 tanesi de seçilen ağ yapısının güvenilirliğinin belirlenmesi amacıyla veri setlerine ayrılmıştır. Belirtilen veri setleri toplam veriler içerisinde verilerin rastgele seçilmeleri yoluyla oluşturulmuştur.

Ağ modelinin oluşturulmasında kullanılan parametrelere ait değer aralıkları Tablo 3’de verilmiştir. Veri seti içerisinde yer alan verilerin değerleri ağ yapısına sunulmadan önce 3 no. lu eşitlik kullanılarak 0.0 ile 1.0 arasında bir değere küçültülmüştür. Bu işlem verilerin normalizasyonu olarak adlandırılmaktadır.

$$x_n = (x - x_{\min}) / (x_{\max} - x_{\min}) \quad (3)$$

Bu eşitlikte yer alan x_{\min} , x_{\max} ve x_n ifadeleri sırası ile her bir parametrenin minimum, maksimum ve normalize değerlerini göstermektedir.

Tablo 3. Parametrelerin Değer Aralıkları

Model parametreleri	Minimum değer	Maksimum değer	Aralık
Model boyut derinliği, D (m.)	0.800	2.400	1.600
Model boyut genişliği, B (m.)	0.800	2.400	1.600
Su muhtevası, w (%)	16.155	17.440	1.285
Kohezyon, c (kN/m ²)	70.700	111.235	40.535
Dönme açısı, R (°)	0.500	1.500	1.000
Moment, M (kNm)	58.655	638.562	579.907

Ağ yapısının topolojisi ağ yapısının hesaplama gücünü ve genelleştirme kabiliyetini direk olarak etkilediğinden dolayı sunulan problem için uygun olan ağ mimarisinin tanımlanması son derece önemli bir konudur. Bu çalışmada bir giriş, bir ara ve bir de çıkış katmanından oluşan üç katmanlı bir ağ yapısı kullanılmıştır. Çalışma kapsamında gerek ara katman sayısı ve gerekse ara katmanda kullanılacak nöron sayısının belirlenmesi amacıyla farklı ağ modelleri denenmiştir. Çünkü YSA' ya sunulan problemin kullanılan herhangi bir transfer fonksiyonu ile sonuca yakınsaması için kaç tane ara katman kullanacağımız ve ara katmanda kaç tane nöron kullanacağımıza dair geliştirilmiş herhangi bir teori henüz bulunmamaktadır. Bu yüzden bu konuda uygulanabilecek en iyi yaklaşım; ara katmanda birkaç tane nöron kullanılarak işleme başlanması ve nöron sayısının artırılarak ağ yapısının performansının gözlenmesidir. Nöron sayısındaki artışın ağ yapısı performansı üzerindeki iyileştirmesi ihmal edilecek seviyelerde olduğu zaman kullanılacak nöron sayısı hakkında da fikir sahibi olunmuş demektir. Çalışma kapsamında ara katman nöron sayısı 2' den 12 ' ye kadar birer birer artırılarak farklı ağ modelleri denenmiştir. Eğitim işlemi, her bir iterasyondaki ortalama karesel hata (MSE) değerinin gözlenmesi şeklinde kontrol edilmiştir.

Uygun ağ yapısının belirlenmesi amacıyla yapılan deneme-yanılma işlemi sırasında ara katmanda yer alan her bir farklı nöron sayısı için her bir farklı ağ modelinden elde edilen ortalama mutlak relatif hata (MARE) ile ortalama karesel hata (MSE) değerleri karşılaştırılmıştır. Ortalama mutlak relatif hata (MARE) ve ortalama karesel hata (MSE) ifadeleri aşağıda verilen 4 ve 5 no. lu eşitlikler ile tanımlanmışlardır. Bu işlem sonucunda ara katmanda 7 nöronun bulunduğu tek ara katmanlı ağ yapısının problemimiz için en uygun ağ modeli olduğuna karar verilmiştir. Seçilen ağ yapısının mimarisi Şekil 1. de gösterilmiştir.

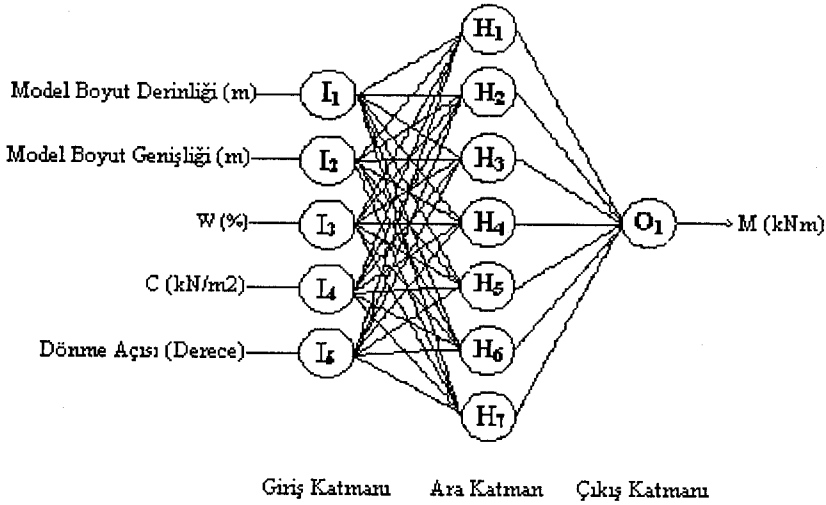
$$\text{MARE} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{|Y_{i \text{ deneysel}} - Y_{i \text{ tah min}}|}{Y_{i \text{ deneysel}}} * 100$$

(4)

$$\text{MSE} = \frac{\sum_{i=1}^N (Y_{i \text{ deneysel}} - Y_{i \text{ tah min}})^2}{N}$$

(5)

Eşitliklerde yer alan N ve Y ifadeleri sırası ile toplam veri örneği sayısını ve moment taşıma kapasitesi değerlerini ifade etmektedir.



Şekil 1. Seçilen Ağ Mimarisi

Eğitim işlemi aşamasında; her bir YSA modeli için farklı başlangıç ağırlık değerleri ile denemeler yapılarak problem için minimum hatayı verecek başlangıç ağırlık değerleri tanımlanmıştır. Ağ modellerinin eğitim işlemini tamamlamasının ardından test işleminde ve ağ yapısının

güvenilirliğinin denenmesi aşamalarında kullanılacak olan nihai ağırlık değerleri belirlenmiştir. Problem için en güvenilir sonuçlar ara katmanda hiperbolik tanjant (HT) ve çıkış katmanında lineer transfer fonksiyonlarının kullanılması ile elde edilmiştir. Ağ modelinin problem için ürettiği sonuçların gerçek sonuçlar ile karşılaştırılabilmesi için elde edilen sonuçlar denormalize edilerek orjinal değerlerine dönüşüm yapılmıştır.

Seçilen ağ modeli ile elde edilen sonuç değerler Tablo 4. de özetlenmiştir.

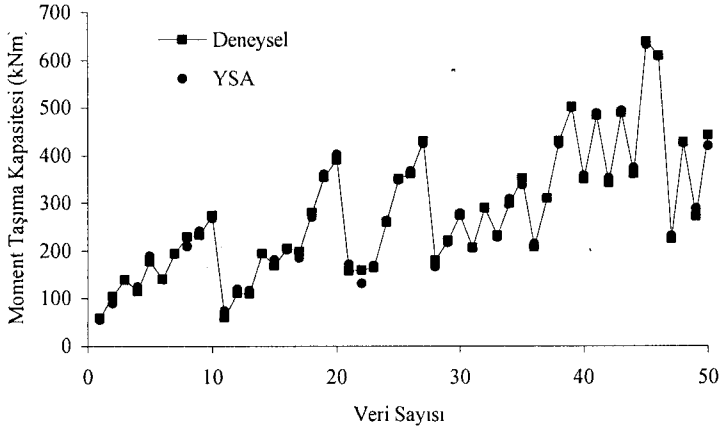
Tablo 4. Ağ Modelinden Elde Edilen Sonuçlar

Eğitim MSE	Test MSE	Güvenilirlik MSE	Eğitim MARE	Test MARE	Güvenilirlik MARE	$R^2_{Eğitim}$	R^2_{Test}	$R^2_{Güvenilirlik}$
90.279	1377.100	1570.400	3.763	14.551	15.187	0.995	0.982	0.949

Seçilmiş olan bu ağ modelinde öğrenme süresi CPU Time 2 sn. dir. Bu süre test ve ağ yapısının güvenilirliğinin denemesi aşamalarında çok daha kısa olacaktır ki bu da YSA' nın hızının problem çözümünde son derece etkileyici olduğunu göstermektedir.

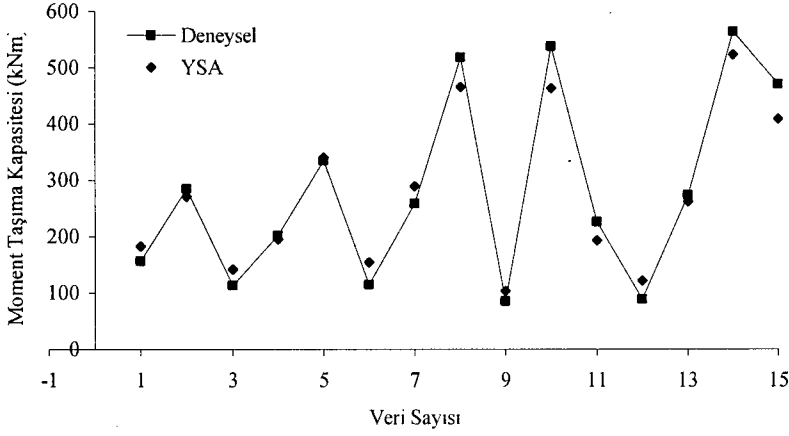
Problemin çözümü için belirlemiş olduğumuz ağ modeli ile elde etmiş olduğumuz sonuç değerlerin deneysel değerler ile karşılaştırılması Şekil 2,3 ve 4'de gösterilmiştir.

Eğitim Verileri Deneysel-YSA Karşılaştırması



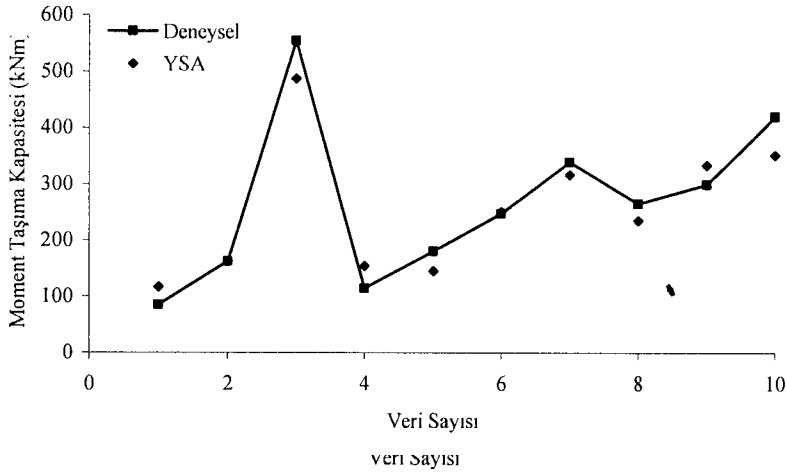
şekil 2. Eğitim İşlemi Sonuçları Karşılaştırması

Test Verileri Deneysel-YSA Karşılaştırması



şekil 3. Test İşlemi Sonuçları Karşılaştırması

Güvenilirlik Verileri Dencysel-YSA karşılaştırması



Şekil 4. Güvenilirlik İşlemi Sonuçları Karşılaştırması

SONUÇLAR

Belirlenen YSA modeli ile elde edilen moment taşıma kapasitesi değerleri dencysel değerler ile karşılaştırılarak grafikler halinde sunulmuştur. Elde edilen sonuçlar bu problemin çözümünde YSA'nın hızlı, ekonomik ve güvenilir bir alternatif yaklaşım olabileceğini göstermektedir.

KAYNAKLAR

1. LAMAN, M., The Moment Carrying Capacity of Short Pier Foundations in Clay, PhD Thesis, University Of Liverpool, 1995.
2. Haykin, S., Neural Networks A Comprehensive Foundation, Macmillian College Publishing Company, New York, 1994 .
3. Sağıroğlu, Ş., Modelling A Robot Sensor Using Artificial Neural Networks Ph.D. Thesis, University Of Wales., Cardiff, U.K. 1994.
4. The MathWorks, Inc, Matlab 5.3. Neural Networks Toolbox For Use Matlab, User's Guide, 1984-1999.

**THE PREDICTION OF BEARING CAPACITY OF THE PIER
FOUNDATION SUBJECT TO LATERAL LOAD BY USING
ARTIFICIAL NEURAL NETWORK**

M. LAMAN
Assoc. Prof.

E. UNCUOĞLU
Res. Assist.

M.S. KESKİN
Res. Assist.

M. ÖRNEK
Res. Assist.

A. DEMİR
Res. Assist.

Cukurova University, The Faculty of Engineering and Architecture
Civil Engineering Department
ADANA, TURKEY
Tel : +90 322 3386084-2721 erdalu@cu.edu.tr

ABSTRACT

In this study, the bearing capacity of the pier foundation subject to lateral load are predicted by using Artificial Neural Network (ANN). The data proposed to ANN model have been obtained from experimental studies performed by Laman (1995). The ANN model is trained by using Resilient Propagation (RP) training algorithm. The results show that ANN can be fast, economic and an alternative approach for solving this problem.

DOLGU YÜKLERİNDEN KAYNAKLANAN DEPLASMANLARIN KAZIKLAR ÜZERİNDEKİ YATAY YÜK ETKİSİ

M.Kubilay KELEŞOĞLU

Araş.Gör.
İstanbul Üniversitesi
İstanbul, Türkiye

S.Feyza ÇİNİCİOĞLU

Prof.Dr.
İstanbul Üniversitesi
İstanbul, Türkiye

ÖZET

Yatay yüklü kazıkların analizi geoteknik mühendisliğinin önemli konularındandır. Özellikle yumuşak zeminler üzerinde inşa edilen dolgulardan kaynaklanan deplasmanların kazıklar üzerindeki yatay yük etkisinin incelenmesi son yılların önemli araştırma konuları arasında yer almaktadır. Literatürde sıklıkla inceleme alanı bulan bu geoteknik problemi tipik bir zemin-yapı etkileşim problemi olarak hem zemine ait belirsizliklerden hem de davranışın modellenmesindeki zorluklardan etkilenmektedir. Yumuşak zeminin davranışını etkileyen yükleme ve deformasyon hızı gibi etkenlerin yanı sıra ve bu etkenlerle birlikte zeminle yapı arasında gerçekleşen gerilme nakli davranışının anlaşılması önemli zorluklar içermektedir. Son yıllarda yatay yüklü kazık davranışının analizinde sonlu elemanlar yöntemleri sıklıkla kullanılmaktadır. Ancak sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerin doğruluğu sınır şartlarının ve parametrelerin gerçek davranışı yansıtması ile orantılıdır. Laboratuvar deneyleri ile elde edilen parametrelerin arazi davranışını yansıtmakta yetersiz kaldığı görülmektedir.

Bu çalışmada yukarıdaki görüşlerin ışığında sonlu elemanlar yöntemi ile yatay yüklü kazık analizi yapılırken öncelikle kazıksız ortamda parametrelerin temsil yeteneği arazi ölçümleri ile sonlu elemanlar yöntemi

bulguları karşılaştırılarak sorgulanmış ve doğrulanmış parametrelerle kazıklı durum için analiz yapılmıştır.

GİRİŞ

Yumuşak zeminler üzerinde inşa edilen mühendislik yapılarının tasarımında klasik yaklaşım zeminin nihai taşıma gücünün hesaplanmasıdır. Zemin problemlerinin ana bileşenlerinden olan deplasmanların oluşumu ve gelişimi ise genellikle gerilmelere bağlı olarak tayin edilir. Halbuki deplasmanlar zemin davranışının ve karşılaşılabilecek göçmenin en belirgin göstergeleridir. Bunun sonucu olarak yumuşak zeminlerin üzerine yapılan mühendislik yapılarından kaynaklanan düşey ve yatay deplasmanların belirlenmesi ve bu deplasmanların zamana bağlı değişimlerinin tespiti geoteknik mühendisleri için önemli ipuçları içerir. Bu anlayış çerçevesinde günümüz araştırmalarında klasik yaklaşımdan farklı olarak deformasyona bağlı hesap yöntemleri geliştirilmektedir. Günümüz bilgi birikiminin bir sınıflandırmasını yapan Stewart [1], Stewart ve diğ. [2] yatay yüklü kazıkların analizi ile ilgili yöntemleri dört gruba ayırmıştır: (i) amprik yöntemler (ii) gerilmeye dayalı yöntemler (iii) deformasyona dayalı yöntemler (iv) sonlu elemanlar programları. Stewart ve diğ. [2] amprik ve gerilmeye dayalı yöntemleri tasarım açısından kullanışlı ama sınırlı kapasitede bulmaktadır. Bunun yanında deformasyona dayalı yöntemleri ve sonlu elemanlar programlarını daha hassas ve her türlü zemin durumu için kullanılabilir olarak tanımlamaktadır. Ancak Stewart ve diğ. [2], Goh ve diğ. [3] deformasyona dayalı yöntemlerdeki esas zorluğun serbest zemine (free-field) ait deplasmanların tahmininden kaynaklandığını ifade etmektedirler.

Doğru model ve parametreler kullanılarak hazırlanmış bir sonlu elemanlar analizi problemlerin çözümünde son derece önemlidir. Dolgu ve yumuşak zemin davranışı gibi konularda, sonlu elemanlar yöntemleri çok sık kullanılmaktadır. Hara ve diğ. [4] Japan Highway Public Corporation

tarafından yapılan iki adet dolguda yapılan deney ve ölçümleri kullanarak iki dolguyu da sonlu elemanlar yardımıyla modellemiştir. Dolgular yumuşak zemin üzerinde yer almaktadır ve köprü yaklaşım dolguları olarak imal edilmişlerdir. Stewart [1], Stewart ve diğ. [2], Springman [5], Springman ve Bolton [6], Ellis ve Springman [7] tarafından yapılan çalışmalarda kazıklı köprü yaklaşım dolgularının davranışı santrifüj deneyleri ile incelenmiştir. Sonlu elemanlar yöntemleri ile yapılan nümerik çalışmalar deney sonuçları ile kıyaslanarak verilmiştir. Yukarıda adı geçen veya literatürdeki mevcut diğer sonlu elemanlar çalışmalarında dikkati çeken önemli bir nokta da sonuçların arazi veya labaratuvar model deneyleri ile kıyaslanarak değerlendirilmesidir. Özellikle problemlı zeminlere ait sonlu elemanlar modellerinde, analiz sonuçlarının doğruluğunun kıyaslanabileceği nitelikteki bilgiler doğru tasarım için önemlidir.

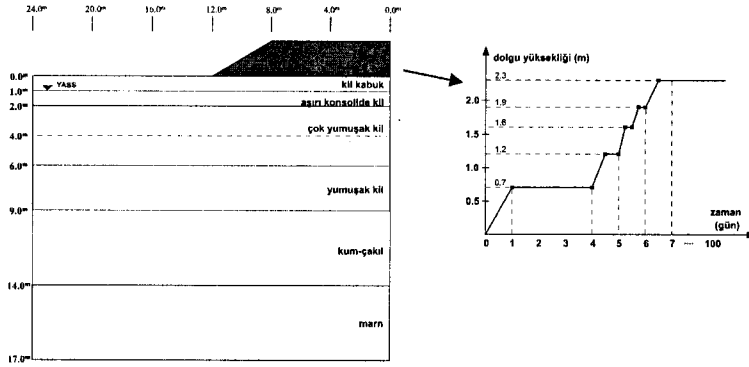
1. Amaç

Bu çalışmada Fransa'nın Cubzac-les-Ponts test sahasında inşa edilen test dolgusu incelenmektedir. Test dolgusu kazıksız olarak inşa edilmiştir. Araziden alınan deplasman ve ilave boşluk suyu basıncı bilgileri kullanılarak dolgunun kazıklı durumda inşa edilmesi halinde kazıklar üzerinde etkili olacak moment ve deplasman değerleri zamana bağlı olarak hesaplanacaktır. Modifiye cam kili ve yumuşak zemin akma modellerini kullanan Crisp ve Plaxis sonlu elemanlar programlarıyla söz konusu problem kazıksız durum için ayrı ayrı çözülmüştür. Mevcut geoteknik bilgiler arasında yumuşak zemin akma modelinin parametrelerinden ikincil sıkışma indisine (C_a) ait bilgi bulunmamaktadır. İkincil sıkışma indisinin elde edilebilmesi için dolgu inşaatı sırasında ve sonrasında arazi ölçümlerinden elde edilen deplasman ve ilave boşluk suyu basınçları da kullanılarak geri analizler yapılmıştır. Eldeki geoteknik bilgiler modifiye cam kili zemin modelinin kullanılması için yeterlidir. Analizlerden elde edilen deplasman ve ilave boşluk suyu basıncı değerleri ile araziden elde edilen değerler karşılaştırılmıştır. Arazi ve analiz

sonuçları arasında yeterli uyum sağlandığında her iki sonlu elemanlar modeline kazıklar eklenerek nihai analizlere geçilmiştir.

2. Test Dolgusu ve Test Sahasına ait Geoteknik Özellikler

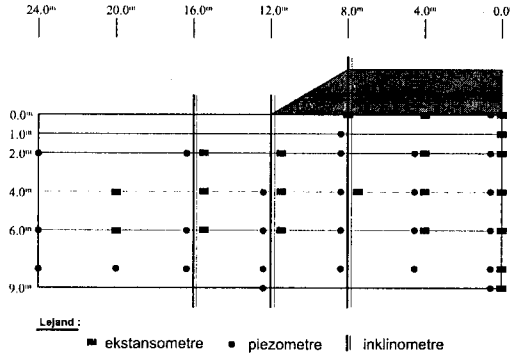
Şekil 1’de geometrisi verilmekte olan test-B dolgusu Fransa’nın Cubzac-les-Ponts bölgesinde yapılan bir test dolgusudur. 62.5 metre uzunluğundaki dolgunun genişliği 24 metre ve yüksekliği 2.3 metredir. Dolgunun altında sırasıyla 1 metre kalınlığında kil kabuk, 1 metre kalınlığında aşırı konsolide kil, 4 metre kalınlığında çok yumuşak kil, 3 metre kalınlığında yumuşak kil, 5 metre kalınlığında kum-çakıl tabakası ve marn tabakası yer almaktadır. İlk 9 metrelik kısım Magnan ve diğ. [8] tarafından çok yumuşak kil-çamur tabakası olarak ifade edilmektedir. Dolgu beş kademe inşa edilmiştir. İlk kademe 0.7 metre yüksekliğindedir ve 1. gün sonunda tamamlanmıştır. 3 günlük bekleme sürecinin ardından ikinci kademe dolgu inşaatına geçilmiştir. Dolgu inşaatı yaklaşık olarak 7 gün içinde tamamlanmıştır.



Şekil 1: Cubzac-les-Ponts test sahasına ait zemin profili ve dolgu inşaat süresi

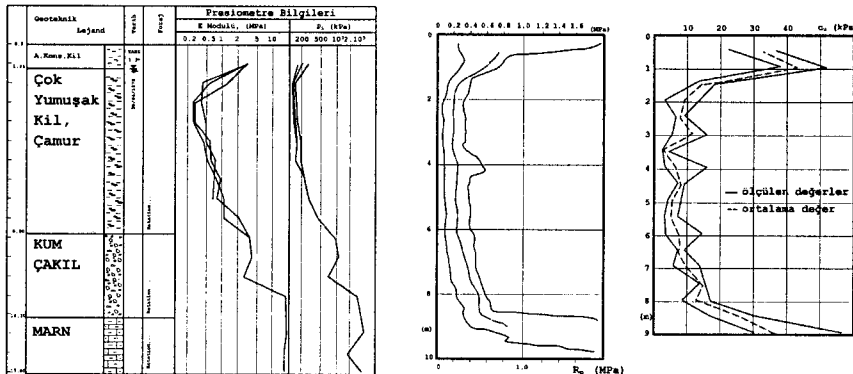
Dolgu inşaatından önce arazide belirli yerlere inklinometre, ekstansometre ve piezometreler yerleştirilmiştir. Şekil 2’de konumları verilen inklinometre, ekstansometre ve piezometreler yardımıyla sırasıyla yatay ve düşey

deplasmanlar ile ilave boşluk suyu basıncı değişimlerine ait okumalar alınabilmektedir. Bu okumalar dolgu inşaatının başlangıcından itibaren yaklaşık 6 yıl süresince alınmıştır.



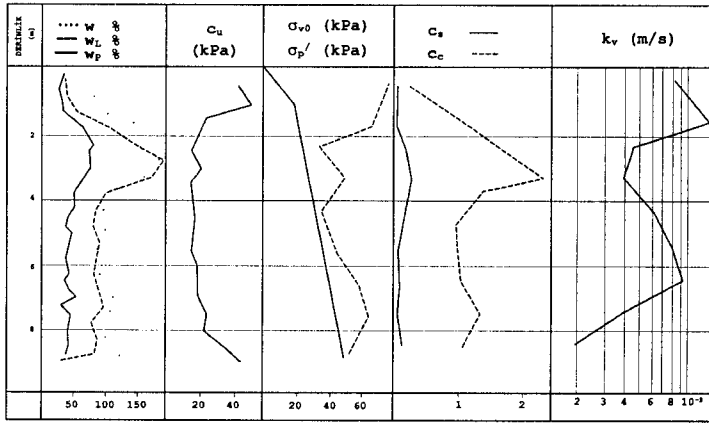
Şekil 2: İnklinometre, ekstansometre ve piezometrelerin yerleri

Zemin profilinde yer alan tabakalara ait detaylı arazi ve laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Arazide yapılan presiyometre, CPT ve vane deneylerine ait sonuçlar sırasıyla Şekil 3'te verilmektedir. Her üç deney sonucu da dolgu altında yer alan tabakaların mukavemetlerinin çok düşük olduğunu göstermektedir. Özellikle 2 ila 9.0 metre arasında drenajsız kayma mukavemeti, c_u değeri 10.0 kPa'a kadar düşmektedir. Aynı derinliklerde presiyometre elastisite modülü de 500 kPa civarındadır.



Şekil 3: Presiyometre, CPT ve Vane deneylerine ait sonuçlar [8]

Arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen zemin özellikleri uyumludur. Laboratuvarda kıvam limitleri, zemin sınıflandırma deneyleri, mukavemet deneyleri ile sıkışma ve permeabilite deneyleri yapılmıştır. Laboratuvar deneylerinin sonuçları grafik olarak Şekil 4’de verilmektedir. Şekil 3 ve 4’deki sonuçlara göre zemin tabakalarının su muhtevası genellikle likit limitin bile üzerindedir, kayma mukavemeti değerleri çoğunlukla çok düşüktür ve tabakaların sıkışabilirlikleri oldukça yüksektir.



Şekil 4: Laboratuvar deney sonuçları [8]

3. Kazıksız Dolguya ait Sonlu Elemanlar Modeli

3.1. Modifiye Cam Kili ve Yumuşak Zemin Akma Modelinde Kullanılan Parametreler

Çalışmanın sonlu elemanlar bölümünde 0.0-9.0 metre arasında yer alan yumuşak kil için iki farklı zemin modeli kullanılmıştır. Birinci model Modifiye Cam Kili (Modified Cam Clay-MCC) modeli olarak bilinen ve literatürde sıklıkla kullanılan zemin modelidir. Diğer zemin modeli ise krip davranışını yani zamana bağlı olarak zeminin yeniden yapılanmasını da dikkate alan Yumuşak Zemin Akma (Soft Soil Creep-SSC) modelidir. Her iki zemin modeli de kil zeminlerde sıklıkla kullanılmakla birlikte MCC zemin modeli uzun yıllardır araştırmalarda kullanılmakta olup bu zemin modeli ile ilgili literatür bilgisi daha geniştir. Buna karşılık SSC zemin

modeli son yıllarda geliştirilmiştir ve yumuşak killerin zamana bağlı sıkışma davranışını da model kapsamı içine almaktadır. MCC zemin modelini uygulamak için Crisp sonlu elemanlar programından SSC zemin modelini ise Plaxis sonlu elemanlar programından yararlanılmıştır.

MCC zemin modeli kritik durum zemin mekaniği kurallarına göre analizler yapan bir modeldir. MCC zemin modelinin kullandığı parametreler λ , κ , M , e_{cs} olarak verilebilir. Kum-çakıl ve marn tabakaları için Mohr-Coulomb zemin modeli, dolgu için izotropik elastik zemin modeli kullanılmış ve modellere ait ilgili parametreler de Tablo 1’de verilmiştir. Cubzac-les-Ponts test sahasının modifiye cam kili zemin modeline ait parametreleri Magnan [8], Wood [9] Öztoprak [10], Öztoprak ve Çinicioğlu [11] ve tarafından kullanılan ve arazi verilerine göre önemli ölçüde düzeltilmiş değerler yardımıyla belirlenmiştir. Şekil 5.a’da verilen sonlu elemanlar ağında üst 9.0 metredeki zemin tabakaları MCC zemin modeli ile üçgen ve dört düğüm noktalı konsolidasyona izin veren elemanlardan oluşturulmuştur. 9.0-20.0 metre arasındaki zemin tabakaları ise Mohr-Coulomb zemin modeli ile üçgen ve dört düğüm noktalı drenajlı elemanlardan oluşturulmuştur. Dolgunun imalat süreci Şekil 1’de verildiği gibi gerçeğine uygun şekilde modellenmiştir. Şekil 7’de MCC modeli ile yapılan kazıksız analizlere ait sonuçların bir kısmı verilmektedir. Arazi değerleri ile uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. Bu çalışmanın amacı olarak tanımlandığı gibi uygulanan parametre revizyonunun elde edilen uyum üzerindeki etkisinin önemi göz ardı edilmemelidir. Bu çalışmada analiz parametreleri tanımlanırken Cubzac test dolgusuna ait literatür çalışmalarından önemli ölçüde yararlanılmıştır.

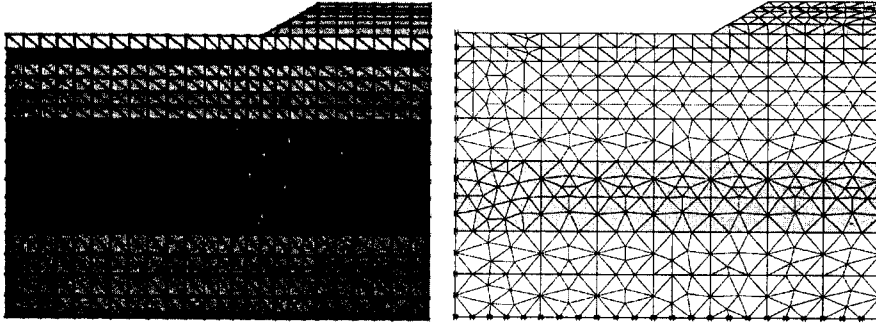
Tablo 1: MCC zemin modeli parametrelerine ait değerler [8, 9, 10, 11]

Tabaka Adı	Derinlik (m)	S. Elm. Modeli	Parametreler							
			λ	κ	e_{cs}	M	G	γ	k_x	k_y
Kil kabuk	0-1	MCC	0,12	0,017	1,00	1,29	930	17,0	4,6E-10	9,0E-10
Aşırı k.kil	1-2	MCC	0,53	0,022	2,60	1,42	1670	16,0	1,4E-9	1,2E-9
Ç.yum.kil	2-4	MCC	0,75	0,085	3,22	1,16	400	14,0	2,6E-9	7,0E-10
Ç.yum.kil	4-6	MCC	0,53	0,048	2,24	1,24	670	15,0	1,5E-9	1,0E-9
Yum. Kil	6-9	MCC	0,52	0,043	2,30	1,33	1050	15,2	1,5E-9	1,0E-9
			E_0	ν	c	ϕ	γ			
Kum-Çakıl	9-14	MC	10000	0,25	1,0	40,0	20,0			
Marn	14-20	MC	20000	0,15	1,0	50,0	23,0			
			E	ν_{vh}	γ					
Dolgu	-2,3	Is.El.	15000	0,3	20					

MCC : Modifiye Cam Kili; MC: Mohr Coulomb; Is.El.: İzotropik Elastik; kohezyon= c : [kN/m²]; γ : [kN/m³]; k_x : [m/s]; G,E : [kN/m²]

λ : sıkışma çizgisi eğimi; κ : koşaltma-tekrar yükleme çizgisinin eğini; e_{cs} :kritik durum boşluk oranı; M: kritik durum çizgisinin eğimi

SSC zemin modeli de kritik durum zemin mekaniği kurallarına göre hesap yapmaktadır. İlgili zemin parametreleri λ^* , κ^* , μ^* , c , ϕ , ve k olarak verilebilir. λ^* , κ^* , μ^* sıkışma indislerinden hesaplanabilir (Tablo 2). Ancak Cubzac test dolgusuna ait çalışmalarda ikincil sıkışma indisi, C_α ile ilgili herhangi bir bilgi bulunmamaktadır. Yumuşak zeminler ilgili çalışmalarında Mesri ve Choi [12] organik kil, hassas killer, granüler zeminler gibi birçok zemin türü için C_α/C_c oranının 0.02-0.10 arasında değişeceğini belirtmişlerdir. Yazarlar yumuşak killer için $C_\alpha/C_c=0.04\pm 0.01$ değerini önermişlerdir. Test sahasının ilk 9 metresinde yer alan beş zemin tabakası için $C_\alpha/C_c=0.04$ değeri kullanılarak ilk analiz için μ^* değerleri hesaplanmıştır. Yapılan ilk analiz sonucunda tüm tabakalarda aynı oranın kullanılmasının arazi sonuçlarını doğru şekilde temsil etmediği tespit edilmiştir. Özellikle ilk iki tabakadaki farklılaşmalar dikkat çekici boyutta farklılaşmıştır. Bundan sonraki aşamada her zemin tabakası için farklı C_α/C_c oranları kullanılarak μ^* değerleri hesaplanmıştır. Sonuç olarak araziye en iyi temsil eden parametrelere Tablo 3'deki değerlerle ulaşılmıştır.



(a)

(b)

Şekil 5: a) MCC zemin modeli b) SSC zemin modeli
ile kullanılan sonlu elemanlar ağının geometrisi

Geri analizler sonucunda elde edilen C_α/C_c oranları Mesri ve Choi tarafından önerilen değerler ile benzerdir. Yalnız ilk iki metredeki kil kabuk ve aşırı konsolide kil tabakalarında C_α/C_c oranı yazarların önerdiklerinden daha düşüktür. Zira bu iki tabakada aşırı konsolide kil zemin özelliği göstermektedir. Deplasman bilgileri kullanılarak yapılan geri hesaplar yardımıyla elde edilen bu sonuç tasarım sırasında son derece önemlidir. Zira amprik ifadelerle tanımlanmış olan zemin parametrelerinin sıklıkla kullanılmakta olduğu geoteknik mühendisliğinde amprik ifadenin kabullerini gözardı ederek yapılacak değerlendirmeler yanlış tasarım yapılmasına neden olacaktır. Görüldüğü gibi arazideki ilk iki metrelik aşırı konsolide bölgeye ait C_α/C_c oranı Mesri ve Choi tarafından yumuşak killer için önerilen 0.04 ± 0.01 değerlerinden oldukça küçük olduğu gibi birçok zemin tipini içine alan $0.02-0.10$ aralığının da altındadır. Araziden gelen ilave bilgiler bu hataların fark edilmesine veya amprik ifadeler yerine geri analizlere dayalı parametre tayinine olanak sağlayacaktır.

Tablo 2: SSC zemin modeli ile konsolidasyon parametreleri arasındaki ilişki

[13]

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad \kappa^* = \frac{2}{2.3} \frac{C_s}{(1+e)} \quad \mu^* = \frac{C_\alpha}{2.3(1+e)}$$

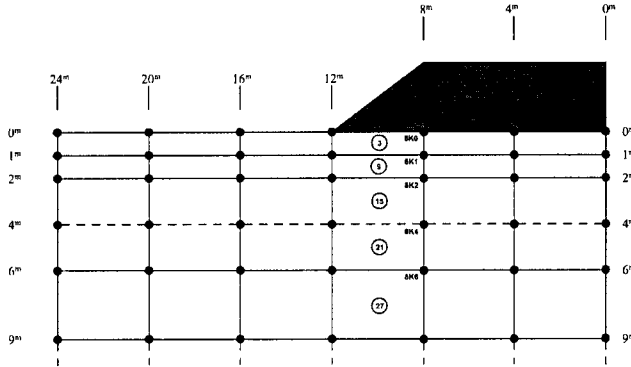
C_c : sıkışma indisi, C_s : kabarma indisi, C_α : ikincil sıkışma indisi
 λ^* : modifiye sıkışma indisi, κ^* : modifiye kabarma indisi, μ^* : modifiye akma indisi

Tablo 3: SSC zemin modeli parametrelerine ait değerler [8, 9, 10, 11]

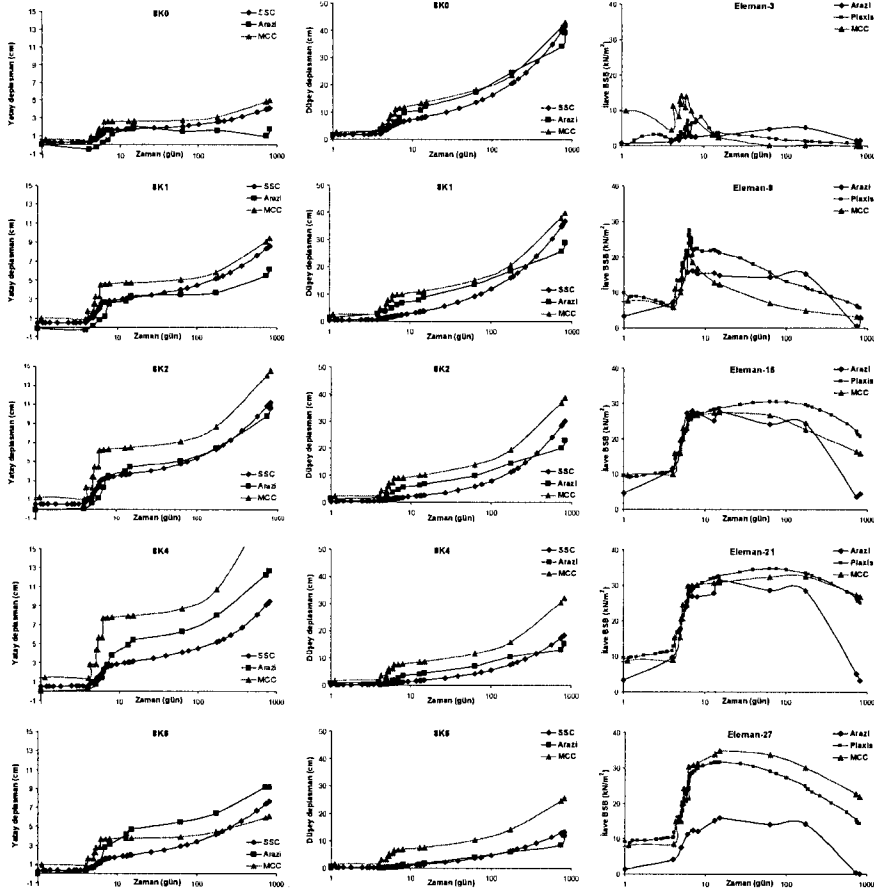
Tabaka Adı	Derinlik (m)	S. Elm. Modeli	Parametreler							
			λ^*	κ^*	μ^*	c	ϕ	k_x	k_y	C_d/C_c
Kil kabuk	0-1	SSC	0,060	0,008	0,0003	1,0	32,0	4,6E-9	9,0E-9	0,005
Aşırı k.kil	1-2	SSC	0,147	0,006	0,0007	1,0	29,0	1,4E-9	1,2E-9	0,005
Ç.yum.kil	2-4	SSC	0,178	0,020	0,0089	1,0	26,0	2,6E-9	7,0E-10	0,050
Ç.yum.kil	4-6	SSC	0,164	0,015	0,0082	1,0	26,0	1,5E-9	1,0E-9	0,050
Yum. kil	6-9	SSC	0,160	0,012	0,0064	1,0	26,0	1,5E-9	1,0E-9	0,040
			E	v	c	ϕ	γ			
Kum-Çakıl	9-14	MC	10000	0,25	1,0	40,0	20,0			
Marn	14-20	MC	20000	0,15	1,0	50,0	23,0			
			E	v_{vh}	γ					
Dolgu	-2,3	Lin.El.	15000	0,3	20					

SSC : Soft Soil Creep; MC: Mohr Coulomb; Lin.El.: Lineer Elastik; kohezyon= c : [kN/m²]; içsel sürt. açısı= ϕ : [°], $k_{x,y}$: [m/s],

Şekil 6'da araziden seçilen belirli noktalar ve elemanların yerleri verilmektedir. Şekil 7'de ise bu nokta ve elemanlara ait analiz ve arazi sonuçları verilmektedir. MCC ve SSC analizlerinden arazi değerleri ile uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. Geri analizlere dayalı parametre tayininin ve arazi bilgilerinin bu uyumun elde edilmesinde son derece önemli olduğu unutulmamalıdır.



Şekil 6: Şekil 7'de verilen grafiklere ait düğüm noktaları ve elemanların yerleri



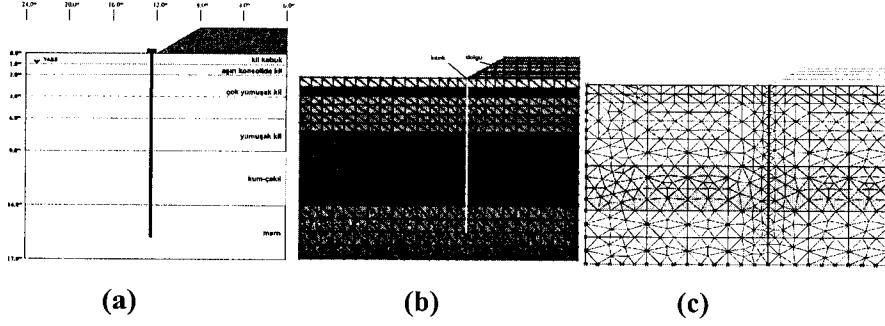
Şekil 7: Yatay ve düşey deplasman ve ilave boşluk suyu bas. değişimleri

4. Kazıklı Dolguya ait Analiz Sonuçları

4.1. Kazık Geometrisi

Şekil 8.a'da dolgu topuğunda inşa edilmiş 1 metre çapında ve 17 metre boyunda kazıkların konumları verilmektedir. Kazıklar ve zemin aksel simetrik şartlara göre modellenmiştir. Kazık başları ve uçları dönmeye ve

yerdeğiştirmeye karşı serbest olarak tanımlanmışlardır. Sonlu elemanlar modeli kazıkların dolgu inşaatından önce imal edildiği durum için oluşturulmuştur.



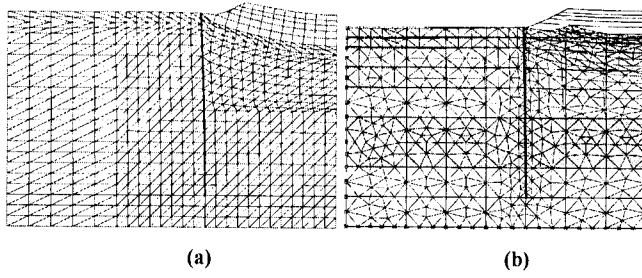
Şekil 8: Cubzac test dolgusu topuğundaki kazıklar (a) arazi (b) MCC (c) SSC

Tablo 4: MCC ve SSC modellerindeki kazıklara ait parametreler

MCC	Boy	Mode	E	ν	A	I
	17,0	Kiriş	2,5E	0,15	0,78	0,049
SSC	Boy	Mode	EA	EI	ν	
	17,0	Kiriş	1,8E	1,5E	0,15	

Boy: [m]; E: [kN/m²]; A: [m²]; I: [m⁴]; EA: [kN]; EI: [kNm²]

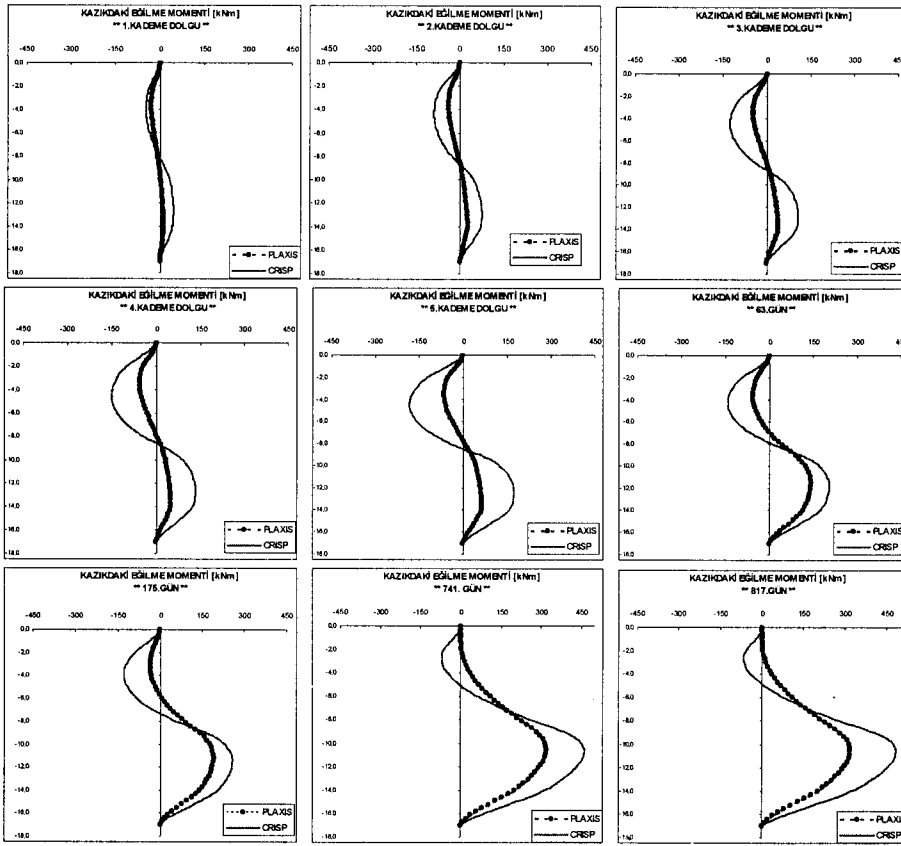
Dolgu ve zemin tabakalarına ait özellikler Tablo 1 ve Tablo 3'deki değerlerdir. Dolgu inşaatı Şekil 1'de verildiği gibi gerçeğine uygun şekilde modellenmiştir. Tüm bu koşullar altında yapılan analiz sonunda Şekil 9.a ve 9.b'de sırasıyla MCC ve SSC zemin modelleri ile çözülen probleme ait sonlu elemanlar ağının deformasyona uğramış şekilleri verilmektedir. Her iki şekilde de 9 metre kalınlığındaki düşük mukavemetli ve yüksek sıkışabilirliğe sahip kil zeminin aşırı deformasyona maruz kaldığı açıkça görülmektedir.



Şekil 9: a)MCC zemin modeli ile b)SSC zemin modeli ile 817 gün sonunda oluşan deplasmanlar (5 kat büyütülmüştür)

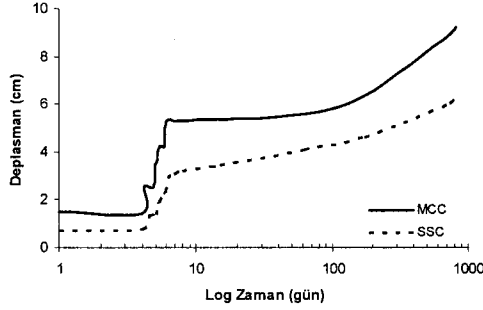
Dolgunun simetri ekseninde düşey yöndeki deplasman miktarı yaklaşık 60 cm mertebesindedir. Yatay yönde deplasmanlar dolgu topuğundaki düşey ekseninde 10 cm mertebesine ulaşabilmektedir. Dolgu yüksekliği fazla olmadığı halde (çoğu yaklaşım dolgularında 5-8 metre mertebelerinde yüksekliklere rastlamak mümkündür; Stewart ve diğ. [3]; Ellis ve Springman [6]) oluşan deplasmanlar oldukça yüksektir.

Şekil 10'da dolgu inşaatı süresince ve sonrasında kazık üzerinde etkili olan eğilme momenti değerleri verilmektedir. Grafikler incelendiğinde MCC zemin modelinden elde edilen sonuçların SSC modelinden elde edilenlerden daha yüksek olduğu görülmektedir. Bu durum modifiye cam kili ile hesaplanan kayma gerilmelerinin normalden daha fazla olması ile açıklanabilir [13]. Dolgu inşaatının sonu olan 7.günde oluşan moment değerleri 817. gün sonunda oluşan moment değerinin yaklaşık dörtte biri mertebesindedir. Kazıklar üzerine etkiyen momentlerin çoğu dolgu inşaatı tamamlandıktan sonra yumuşak zeminin konsolidasyonu sırasında oluşmuştur.



Şekil 10: Dolgu topoğundaki kazık üzerine etkiyen eğilme momenti değerleri

Şekil 11’de kazık başında oluşan yatay yöndeki deplasmanlar verilmektedir. Grafiğin 1. ve 8. günler arasındaki bölgesinde deplasmanların hızla arttığı görülmektedir. Şekil 7’de verilen ilave boşluk suyu basınçlarının da aynı günler arasında yükselmesi dikkat çekicidir. Dolgunun tamamlandığı 7.gün MCC ve SSC analizlerinden elde edilen yatay deplasmanlar sırasıyla 5,3 ve 3,2 cm. olarak hesaplanmıştır. 817. günde MCC ve SSC modelleri ile yapılan analizlerde kazık başındaki yatay deplasmanlar sırasıyla 9,2 ve 6,1 cm. olarak elde edilmiştir. Literatürde, dolgudan kaynaklanan deplasmanların yaklaşık %70’inin dolgu inşaatı sırasında olduğu bilinmektedir [14]. Elde edilen değerler literatürde tanımlanan değerlerden bir miktar düşüktür (MCC: %58; SSC:%52).



Şekil 12: Kazık başında oluşan yatay yöndeki deplasmanlar

5. Sonuçlar

Bu çalışmada 9 metre kalınlığında yumuşak, çamur kıvamında kil zemin üzerine inşa edilen 2.3 metre yüksekliğindeki dolgudan kaynaklanan yüklerin dolgu topuğunda inşa edilen 17 metre boyunda ve 1 metre çapındaki kazıklar üzerindeki etkisi belirlenmeye çalışılmıştır. Sonlu elemanlar analizleri Modifiye Cam Kili-MCC ve Yumuşak Zemin Akma-SSC zemin modelleri ile yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenebilir.

- Araziden elde edilen deplasman ve ilave boşluk suyu basıncına ait veriler sonlu elemanlar çalışmalarının güvenilirliği için önemli bilgilerdir. Bu çalışmada arazi ölçümleri SSC zemin modeline ait ikincil sıkışma indisinin belirlenmesinde önemli bir kontrol bilgisi olarak kullanılmışlardır. Geri analizlerle hesaplanan C_a/C_c değerleri Mesri ve Choi [12] tarafından önerilen değerlerle uyumludur. MCC zemin modelinden elde edilen sonuçlarda arazi değerleri ile uyumludur.
- MCC zemin modeli ile hesaplanan eğilme momentleri daha büyüktür. Bu durum modifiye cam kili ile hesaplanan kayma gerilmelerinin normalden daha fazla olması ile izah edilebilir.

- Kazık başlığındaki yatay deplasmanların %70'i dolgu inşaatı sırasında oluşur [13]. Bu çalışmada bu oran %58 ve %52 olarak tespit edilmiştir. Bu durum literatür bilgilerine göre bir miktar düşüktür ancak yükleme programının ve konsolidasyon döneminin uzunluğu bu oranların doğrudan karşılaştırılmasına engeldir.

KAYNAKLAR

1. Stewart, D. P., 1992, *Lateral loading of piled bridge abutments due to embankment construction*. PhD thesis, University of Western Australia
2. Stewart, D. P., Jewell, R. J. ve Randolph, M. F., 1994, Centrifuge modelling of piled bridge abutments on soft ground. *Soils and Foundations*, Tokyo, 34(1), 41–51.
3. Goh, A. T. C., Teh, C. I. ve Wong, K. S., 1997, Analysis of piles subjected to embankment induced lateral soil movements. *Journal Geotech. Geoenviron. Eng.*, 123(9), 792–801.
4. Hara, T., Yu, Y., ve Ugai, K., 2004, Behaviour of piled bridge abutments on soft ground: A design method proposal based on 2D elasto-plastic-consolidation coupled FEM, *Computers and Geotechnics*, 31, 339-355
5. Springman, S.M., 1989, *Lateral loading of piles due to simulated embankment construction*. PhD thesis, University of Cambridge
6. Springman, S.M., Bolton, M.D., 1989, The effect of surcharge loading adjacent to piles. *Final Contractor's Report to Transport and Road Research Laboratory*, TRR/842/447. University of Cambridge
7. Ellis, E.A., Springman, S.M., 2001, Full-height bridge abutments constructed on soft clay, *Geotechnique*, 51(1), 3-14
8. Magnan, J.P, Mieussens, C. ve Queyroi, D., 1983, Etude d'un remblai sur sols compressibles: Le remblai B du site experimental de Cubzac-lesPons, *Laboratoire Central Des Ponts Et Chaussees Rapport de recherche LPC No.127*.

9. Wood D.M., Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Press, Cambridge
10. Öztoprak, S., 2002, Yüklenmiş Zeminlerde Gerilme-Deformasyon Davranışının Teorik Tanımlanması ve Modellenmesi, Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
11. Öztoprak, S. ve Çinicioğlu, S.F., 2005, Soil behaviour through field instrumentation, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.42, No.2, 475-490
12. Mesri, G., Choi, Y.K., 1981, Settlement analysis of embankments on soft clays, *Journal of Geotechnical Engineering* , Vol.111, No.4
13. Plaxis Manual, 2004 , Edited by Brinkgreve R.B.J, Broere W. and Waterman D., Plaxis bv. Netherlands
14. Stewart, D. P., 1999, Discussion to Analysis of piles subjected to embankment induced lateral soil movements. *Journal Geotech. Geoenviron. Eng.*, May, 425-426

EMBANKMENT INDUCED DISPLACEMENTS ON LATERALLY LOADED PILES

M.Kubilay KELESOGLU

Research Assistant
Istanbul University
Istanbul, Turkiye

S.Feyza CINICIOGLU

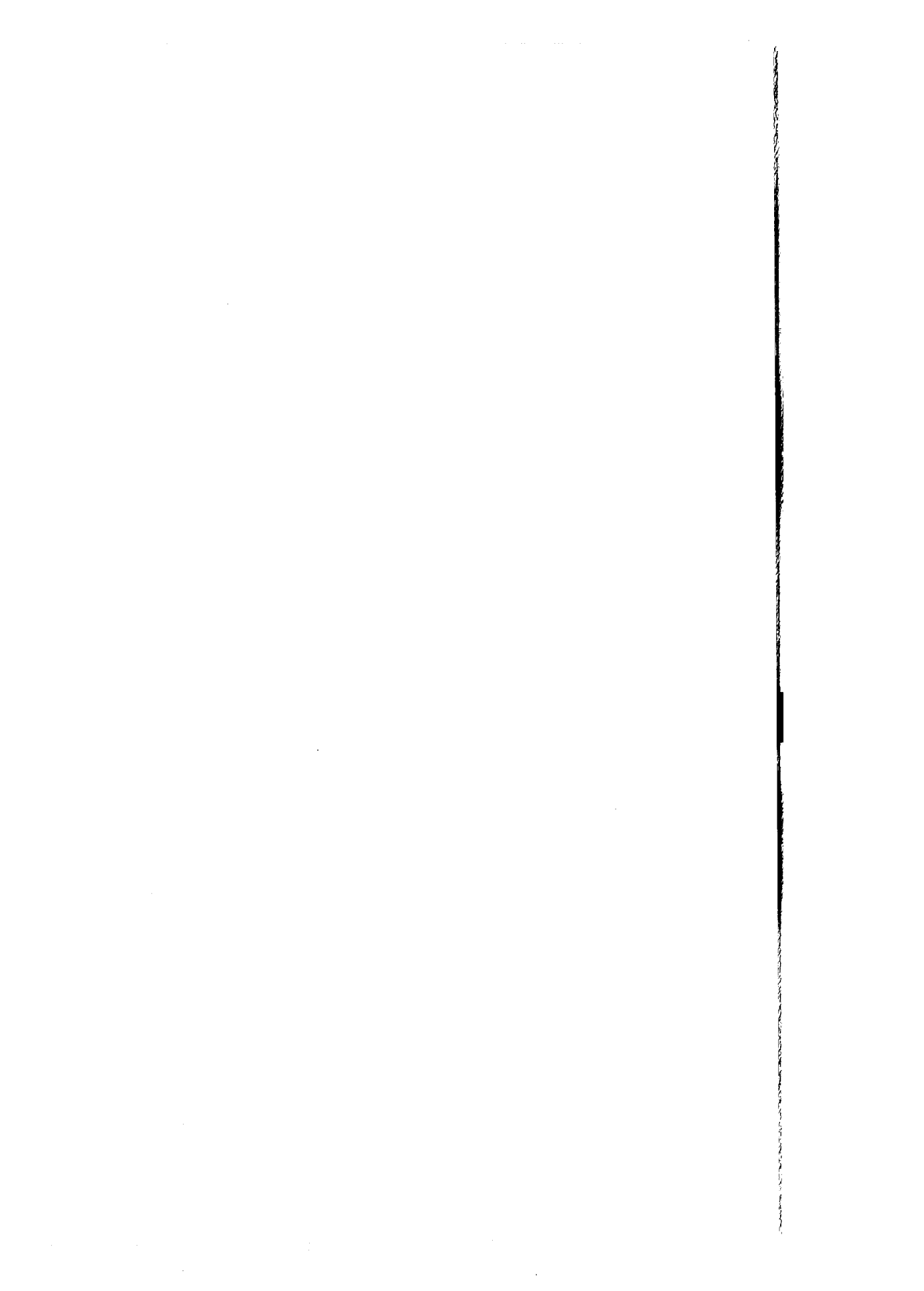
Prof.Dr.
Istanbul University
Istanbul, Turkiye

ABSTRACT

Laterally loaded piles are one of the important subjects of the geotechnical engineering. A specific case of the laterally loaded pile behaviour is the embankment induced lateral deformations on piles. This specific subject found an extensive research area during the last two decade. Especially finite element methods are mostly used to analyze the problems such as piled bridge abutments, harbour and highway embankments and etc. In this paper piles, which are constructed at the toe of the Cubzac-les-Ponts embankment, are analyzed. Cubzac-les-Ponts embankment has 2.3 meters height and 24 meters width. Piles are 17 meters in length and 1 meters in diameter. Modified cam clay and soft soil creep soil models are used separately to analyze the problem. The bending moment and pile head deformation results of the both soil model are discussed.

VI. Oturum

Çevre Geotekniği



**ŞEVLİ BÖLGELERDE PROJE VE UYGULAMADA
GEOTEKNİK FAKTÖRLERİN GÖZARDI EDİLMESİYLE
ORTAYA ÇIKAN SORUNLAR**

Devrim ALKAYA
Yard. Doç. Dr.
Pamukkale Üniversitesi
DENİZLİ

ÖZET

Sağlıklı kentleşmenin sağlanabilmesi için inşaat mühendislerine planlama öncesi ve sonrası büyük görevler düşmektedir. İnşaat mühendisliği geoteknik anabilim dalı açısından kent planlamasına ve yer seçimine etki etki eden geoteknik faktörler belirtilmiş, sağlıklı kent ve geoteknik açıdan güvenli yerleşim alanlarının oluşumu için en önemli etkenler olan deprem güvenliği, yerel zemin koşulları, doğru yer seçimi ve proje ve uygulamada karşılaşılan geoteknik problemleri incelenmiştir.

Örnek çalışma olarak Denizli Bağbaşı beldesi sınırlarında kalan yamaçlarda yapılan toplu konutlar incelenecektir. Yapı kooperatifçiliği yöntemi ile üretilen konutlarda geoteknik faktörlerin göz ardı edilmesi ile ortaya çıkan güvensiz yerleşim, istinat duvarlarında oluşan kaymalar ve ortaya çıkan sorunların çözüm yöntemleri incelenecektir.

Geoteknik açıdan yeterli araştırma yapılmadan yapılan lüks konutlarda yanal toprak basıncına dayanamayan istinat yapılarında oluşan kaymalar nedeniyle temeller açığa çıkmış ve istinat duvarları hareket etmiş yerleşim alanı olarak, güvensiz bir görünüm ortaya çıkmıştır. Stable şev stabilitesi programı ile şev analizi yapılmış ve bulunan sonuçlar daha önce yapılan

çalışmalarla karşılaştırılmıştır. Ortaya çıkan durumun düzeltilmesi için geoteknik iyileştirme önerileri sıralanmıştır.

GİRİŞ

Kentler değişik karakterdeki sosyal sınıfların oluşturduğu bir toplumun kendine özgü düzen içinde yaşamlarını sürdürmeye çalıştıkları yerdir. Kentin idari sınırları, nüfus ölçütleri, ekonomik ve sosyal ölçütlere göre tanımlama yapılabilir. Sosyolojik ölçütlere göre kent tanımlamasında yaşama, çalışma ve kültür bakımından nüfus yoğunluğu ve bir araya gelmiş insanların ve binaların köylere nazaran daha ayrıcalık göstermesi kıstas alınmaktadır.

Hızlı nüfus artışı, kentte yaşam isteği, sanayi tesislerinin kentlerde yoğunlaşması kente göç hareketlerini hızlandırmış yeni kentlerin kurulmasına ve mevcut kentlerin büyümesine yol açmıştır. Kentlerdeki nüfus artışı yeni kent planlarının yapılması ve halen mevcut planların revizyonunu gerekli kılmaktadır.

Kentleşmenin sağlıklı olarak sağlanabilmesi için Şehir plancılığının yanı sıra bir çok bilim dalının ortak çalışması, planlama öncesi ve planlama esnasında görev almaları sağlıklı kentleşmenin sağlanabilmesi için zorunludur.

Yerleşime açılacak olan bölgelerde yapılaşma alanının jeolojik yapısı ve zemin özellikleri hakkında ayrıntılı geoteknik çalışmaların yapılması yapı mühendisine çok yararlı bilgiler sağlayarak, zemin stabilitesi, dayanımı, kazı koşulları, dayanma yapıları ve temel tipinin en doğru şekilde projelendirilmesini sağlayacaktır.

Örnek çalışma alanında Jeoloji ve Geoteknik Mühendisliği alanında gereken hizmet alınmadan imara açılan alan ve lük konut amaçlı hazırlanan projeler zaman içerisinde sorunlar ortaya çıkarmış yapıların güvenliği tehlikeye girmiş sorunların çözümü için ek para harcanmış zaman ve para kaybı nedeniyle maliyetler yükselmiştir.

AMAÇ

Kentleşme çalışmalarında geoteknik faktörler açıklanmıştır. Örnek çalışmada şevli bölgedeki zemin yapısı ve zeminin geoteknik özellikleri incelenmiştir. Şev stabilitesi analizleri stable programı kullanılarak yapılmış ve güvenlik sayıları belirlenmiştir. Şevli bölgede yapılan kazılarda toprak tutucu yapılarda oluşan kaymalar incelenmiştir. Kaymaların sebepleri açıklanmıştır. Ortaya çıkan sorunlara çözüm getirilmeye çalışılmıştır.

GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ AÇISINDAN PLANLAMAYA ETKİ EDEN FAKTÖRLER

Kent planlarının yapılması, yeni alanların imara açılması, mevcut kentlerde kent sağlığını iyileştirecek yatırımların yapılması sırasında kanuni zorunluluk olarak Jeolojik rapor alınmaktadır. Jeolojik raporların kentleşme ve İnşaat Mühendisliği açısından doğru yorumu ve güvenli projelerin hazırlanabilmesi için, Geoteknik uzmanı inşaat mühendisinin, alanın imara açılması ve planlama aşamasında yer alması sağlıklı kentleşme açısından büyük yarar sağlayacaktır. Sağlıklı kentleşme farklı bilim dallarının ortak çalışmasını gerektirmektedir.

Planlama çalışmalarında geoteknik mühendisliği açısından önemli olan faktörleri şu şekilde sıralayabiliriz (Erguvanlı, 1995)

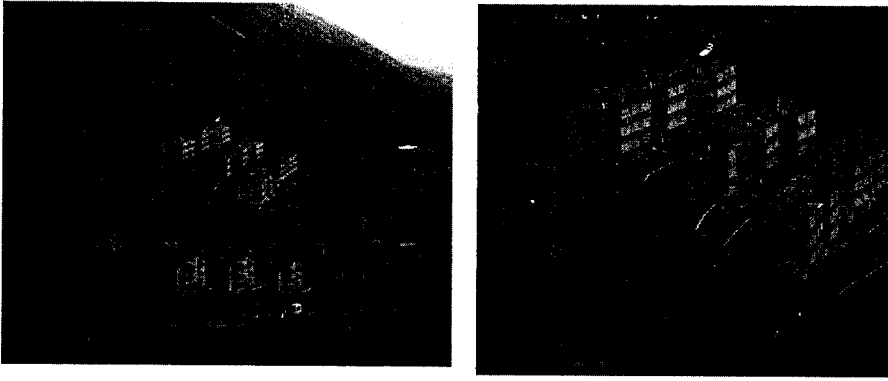
1. Jeomorfolojik ve topoğrafik özellikler (eğimler, düzlükler vb.)
2. Jeolojik yapısal özellikler, süreksizlikler
3. Yamaç ve şevlerin stabilitesi
4. Hidrolojik özellikler
 - Yağış, taşkın, su sağlama
 - Yeraltı su düzeyinin değişimi
5. Yerel zemin koşulları
 - Sıvılaşma tehlikesi olan bölgeler
 - Yerleşime elverişsiz alanlar
6. Depremsellik
7. Çevre geotekniği açısından bölgenin durumu

Sağlıklı kentlerin oluşumunda yukarıda sayılan kriterlerin incelenmesi ve geoteknik mühendisince yorumlanması, yer seçiminin doğru yapılması ve gerekli önlemlerin alınması daha sonra meydana gelecek sorunları önleyebilir.

ÖRNEK ÇALIŞMA (DENİZLİ - BAĞBAŞI GÜNEYİ)

Denizli ili Bağbaşı beldesinde yüksek eğimli doğal yamaçlarda (şevli) bölgelerde imara açılan alanlar ve bu bölgede kooperatifler eliyle yapılan konutlarda ortaya çıkan sorunlar incelenmiştir (Şekil 1,2). Riskli yada yapılaşma açısından büyük maliyet gerektiren bölgeler imara açıldıktan sonra Bağbaşı Belediyesi tarafından genel jeolojik etüd Pamukkale Üniversitesine yaptırılmış ve mevcut jeolojik yapı Jeoloji Bölümü tarafından ortaya konmuştur (Şekil 3-4).

İnceleme alanı Ege bölgesi güney sınırında Denizli il merkezinin güneyinde 1/100000 ölçekli topoğrafik haritaların Denizli M22 paftasında yer almaktadır. Büyük menderes grabeninin güneydoğusunda ve grabenin güney kanadı üzerinde yer alan inceleme alanı ve yakın çevresi graben tektoniğine bağlı bir morfoloji sunmaktadır. İncelenen alanın güney tarafı yüksek dağlar ve sarp yamaçlarla kuşatılmıştır. Kuzeye doğru gidildikçe yamaç molozu ve alüvyon yelpazesi niteliğinde bir zemin yapısı hakim olmaktadır.



Şekil 1-2 Çalışma alanının genel görünüşü (Foto: D. Alkaya)



Şekil 3-4: Babadağ Fayı yüzeyi (Çalışma alanının güneyi) ve çalışma alanı

Şevli bölgedeki zemin yapısı ve zeminin geoteknik özellikleri incelenmiştir. Şev stabilitesi analizleri yapılmış ve güvenlik sayıları stable programı kullanılarak belirlenmiştir. Şevli bölgede yapılan kazılarda toprak tutucu yapılarda oluşan kaymalar incelenmiştir. Kaymaların sebepleri açıklanmıştır. Ortaya çıkan sorunlara çözüm getirilmeye çalışılmıştır.

Çalışma alanının Jeolojik Özellikleri

İnceleme alanının stratigrafik kesiti şekil 5 de verilmiştir. İnceleme alanında kuvaterner oluşumları havza kenarlarını sınırlayan fay hatları önünde biriken alüvyal yelpazeler, yamaç molozları, kolüvyonlar ve dere yataklarının gevşek tortulları ile alüvyondan ibarettir. Kımıklı, Bağbaşı ve Tekkeköy'ün güney kesimlerinde gözlenen blok, çakıl, kum, silt, kil boyutunda oldukça köşeli ve heterojen malzemedен oluşan yamaç molozları, fay zonuna bağlı olarak gelişen tutturulmamış düzensiz yığıntılardır. Menderes grabeninin güney kanadını oluşturan inceleme alanı yaklaşık doğu – batı doğrultuda uzanan Babadağ fayı düzleminden ve sarp kayalarda kaya blokların fiziksel ve kimyasal ayrışmaları ile kopan farklı boyuttaki parçaların yamaç üzerinde birikmeleri sonucunda oluşmuşlardır (Şekil 6). Yamaç molozunu oluşturan malzemenin cinsi ana kayanın cinsine bağlı olup boyutları değişkendir. Alüvyon yelpazesi birimi derelerden taşınan blok, çakıl, kum, silt ve kil malzemedен oluşur. Üst seviyelerde tutturulmamış olarak yer alır.

İnceleme alanında rekristalize kireçtaşı, kalkışist ve mermer çakıllarından oluşan yamaç molozu biriminin boşluklu ve geçirgen olmasından dolayı stabilite problemi görülmektedir. Yamaç molozu birimi mermer, şist, blok ve çakılı, kum silt ve ara dolgudan oluşmaktadır. Bina inşaatları için yamaçlarda yapılmış olan temel kazılarında yapılan gözlemlerden bu birimin tabanda karbonat çimentolu ve masif bir yapıda olduğu gözlenmiştir. Taneler

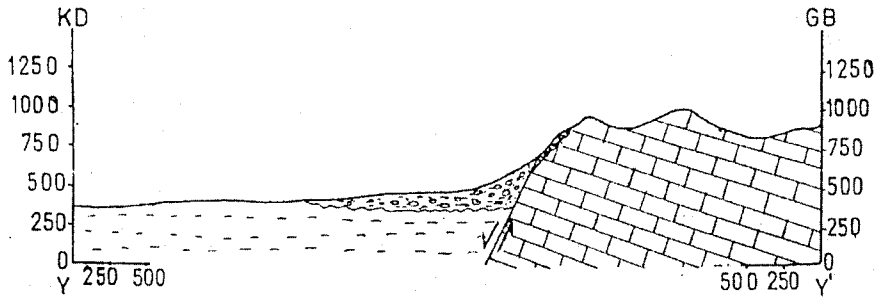
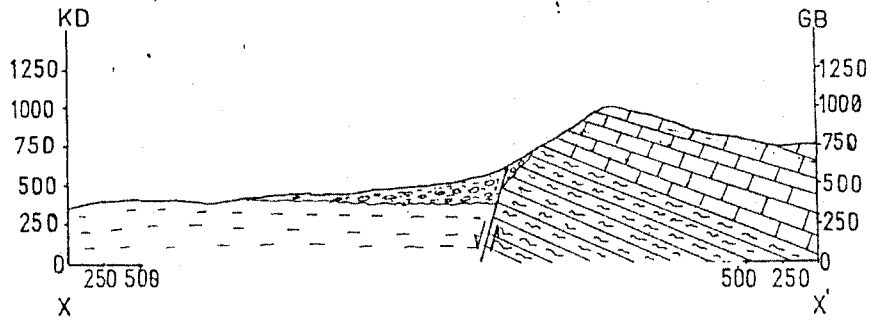
birbirine karbonat çimento ile tutturulmuştur. Yüzeyde ise karbonat çimentosu azalmakta, genelde tane destekli boşluklu ve en üst kesimlerde de kum ve silt ara dolgulu bir yapı görülmektedir. (Şekil 7 a,b,c,d)

Çalışma alanının güneydoğusundaki Kopuz deresi yağışlı mevsimlerde akışa geçmektedir. Şiddetli yağışlar sırasında akışa geçen yağış, dere yatağı üzerinde yapılan binalar için tehlike oluşturmaktadır. (Balbay,2000)

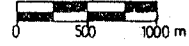
Çalışma alanında yazların sıcak ve kurak, kışların soğuk ve yağışlı geçtiği Akdeniz iklimi hüküm sürmektedir. Yağışlar genellikle yağmur, nadiren de kar biçimindedir. Meteoroloji verilerine göre ortalama yağış 579,44 mm olup en az yağış Ağustos ayında, en fazla yağış Ocak ayında düşmektedir. Bitki örtüsü ise yamaçlarda çam ormanları ve makilik, tepelerde de makilik biçimindedir.

Üst Sistem	Sistem	LİTOLOJİ	AÇIKLAMALAR
SENOZOYİK	KUVATERNER		Alüvyon, tutturulmamış çakıl, kum, silt, kil
			Yamaç molozu, rekristalize kireçtaşı, şist bileşenli çakıl, kil, silt, kum arakatkılı, tutturulmamış çakıl, kum, silt, kil
MESOZOYİK	TRİYAS-JURA		kireçtaşı
PALEOZOYİK	PERMİYEN		Rekristalize kireçtaşı, şist, kalkşist ardalanması

Şekil 5: İnceleme alanının stratigrafik kesiti (Balbay, 2000)



AÇIKLAMALAR



Yamaç molozu



Alüvyon

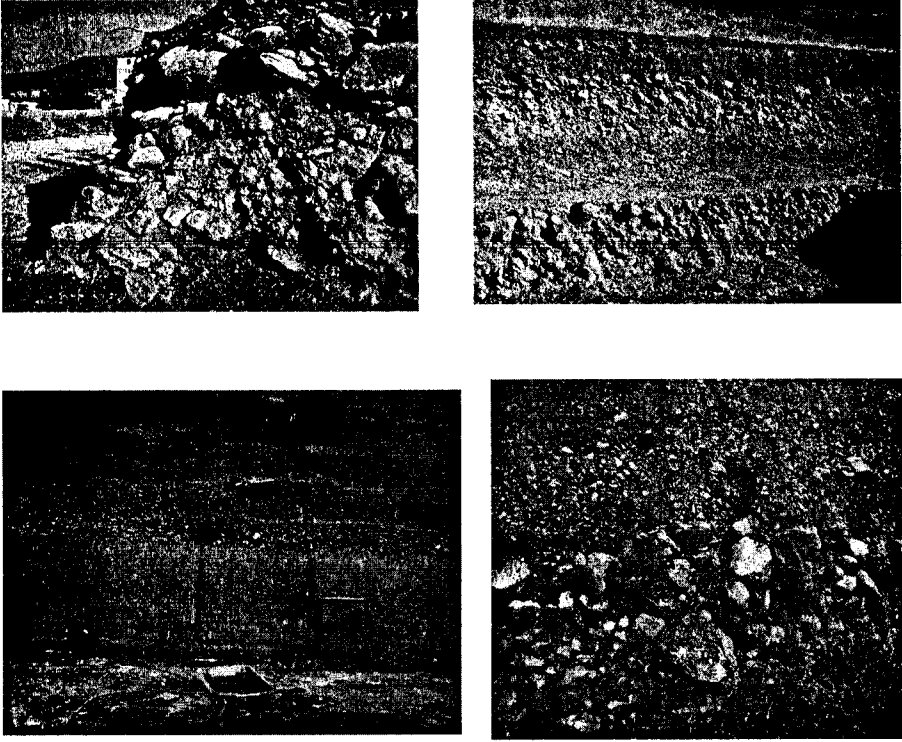


Yarı-kristalize kireçtaşı



Kalkşist-Mermer-Mikaşist
Mermer-Kristalize kireçtaşı

Şekil 6: Bağbaşı-Kınıklı civarının jeolojik enine kesitleri (Karakurt,1999)



Şekil 7: Çalışma alanındaki zemin yapısı

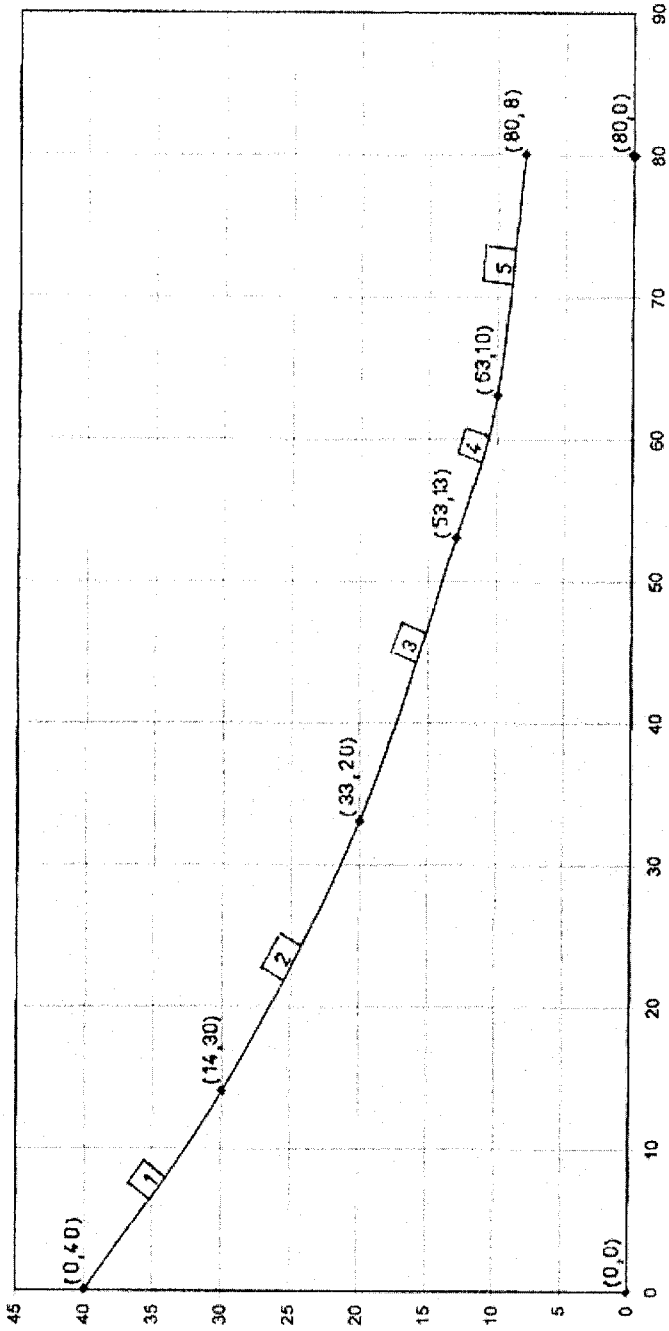
Çalışma Alanında Yapılan Çalışmalar ve Gözlemler

Çalışma alanında ilk olarak topoğrafya belirlenmiş bilgisayar programında kullanılacak koordinatlar elde edilmiştir (Şekil 8). Bilgisayar programında kullanılan zemin parametreleri için yamaç molozu biriminin killi siltli seviyelerinden alınan örnekler üzerinde kesme kutusu deneyi yapılmış ve kohezyon $c = 0$; içsel sürtünme açısı $\phi = 32^\circ$ bulunmuştur. Doğal birim hacim ağırlığı $\gamma_n = 19,0 \text{ kN/m}^3$ olarak belirlenmiştir. Balbay tarafından hazırlanan “Bağbaşı (Denizli) Güneyi Yerleşim Yerinin Mühendislik Jeolojisi Açısından İncelenmesi” adlı yüksek lisans dönem projesinde yamaç molozu biriminin killi siltli seviyelerinden alınan örnekler üzerinde kesme

kutusu deneyi yapılmış ve kohezyon $c = 0$; içsel sürtünme açısı $\phi = 31,8^\circ$ değerleri elde edilmiştir. Aynı çalışmada $\gamma_{\text{ıslak}} = 21,5 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{kuru}}=18,0 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_n=19,0 \text{ kN/m}^3$ olarak verilmektedir. Bulunan değerler daha önce yapılan çalışmalar ile uyumludur.

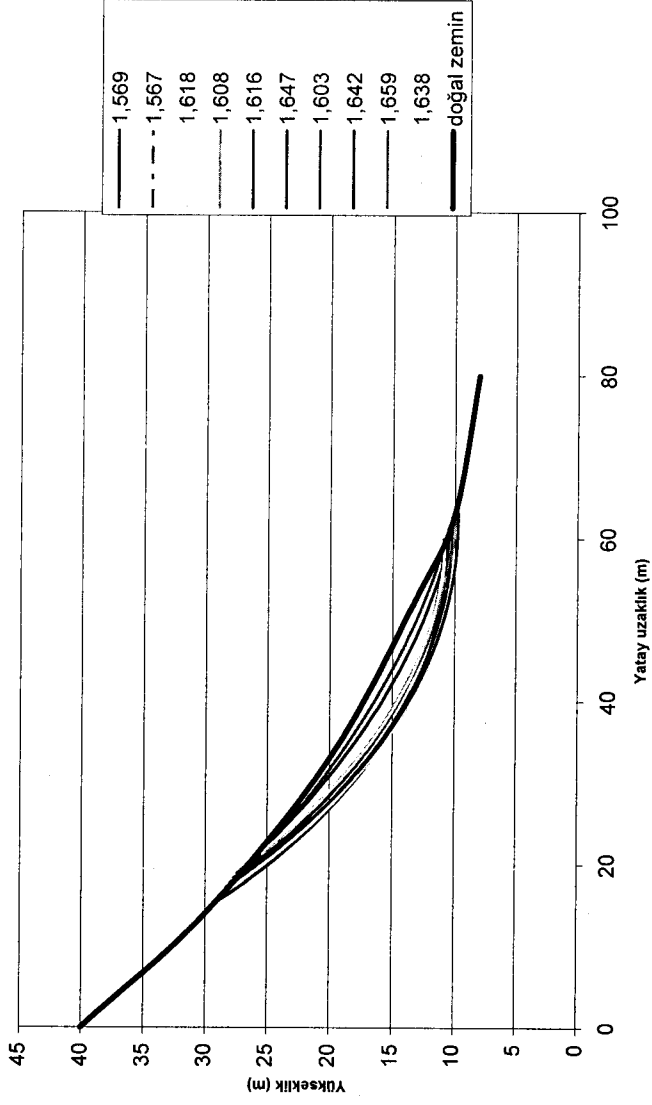
Bilgisayar programına veriler girilirken yeraltı suyunun olmadığı, deprem yükünün ve yüzeysel yüklerin sifıra eşit olduğu varsayılmıştır. Ele alınan zemin profili Şekil 8' de verilmiştir. Çözüm sonucunda ilgili koordinatlar EXCEL de açılarak kritik kayma daireleri çizdirilmiştir. STABLE çıktıları sonraki sayfalarda verilmiştir. Kayma daireleri Şekil 9'te gösterilmektedir.

İnceleme alanında su çıkışı olmaması nedeniyle ilk analizde yeraltı suyunun olmadığı kabulü yapılmıştır. Yağışlı mevsimlerde gözenekli olan yamaç molozu suya doymun hale geçebilecek ve farklı zaman aralıklarında boşluk suyu basıncı artacak ve yamacın güvenlik sayısı düşebilecektir. Ru değerinin 0.2 olduğu durumda şev güvenlik sayısı 1.5'un altına inmektedir. Bulunan sonuçlara göre yamaç üzerinde yer alan binalar geoteknik risk altında olup olabilecek bir kaymada binalarda hasar oluşabilecektir.



Şekil 8: Stable programında kullanılan doğal zemin profili

Olası Kayma Daireleri ve Güvenlik Sayıları (Stable Programı)



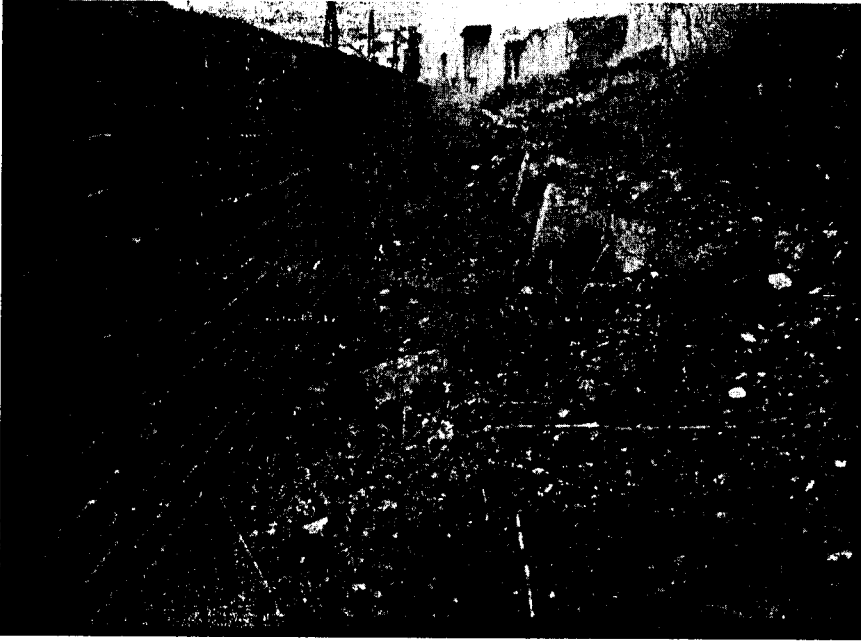
Şekil 9: Olası Kayma Daireleri ve Güvenlik Sayıları

Çalışma alanında yer alan bina zeminlerinde kaymalar oluşmuştur. Kaymaların önüne geçebilmek için yeterli geoteknik danışmanlık alınmadan ve geoteknik koşullar göz ardı edilerek istinat duvarları inşa edilmiştir. İstinat yapılarının boyutlarının yetersizliği ve kışın oluşan fay yüzeyi boyunca sızan kaynak suları ve yağış sularının tahliyesi için yeterli drenaj önlemlerinin alınmaması istinat duvarlarında kayma, kırılma sonuçlarına yol açmıştır. Eski istinat duvarları tamamıyla işlevini yitirmiş ve yerine yeni duvarlar inşa edilmiştir (Şekil 10,11,12). İstinat duvarları projelendirilmesinde geoteknik koşulların göz ardı edilmesi sonucu inşaat maliyetleri beklenilenin çok üzerine çıkmıştır.

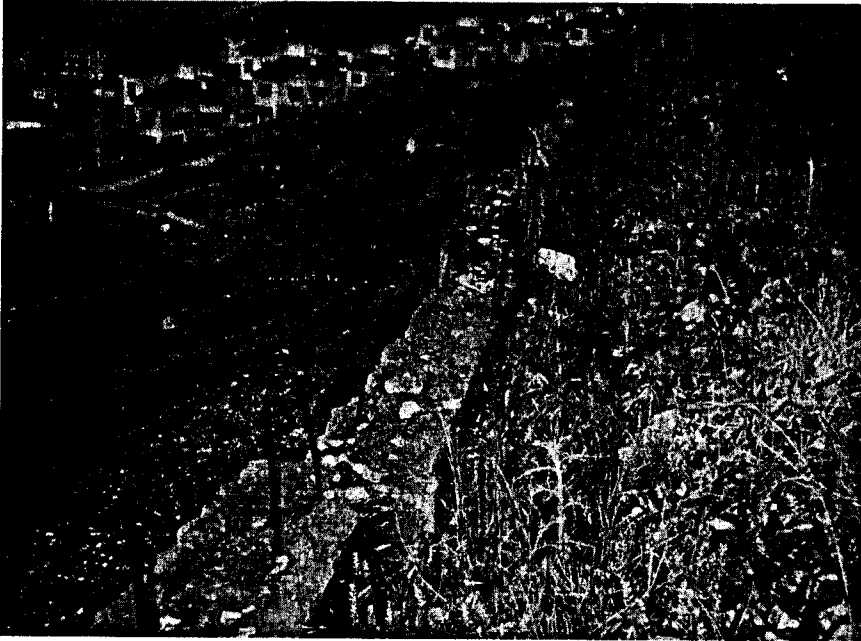
Yamaç molozu birimin kaymasıyla site içinde yer alan merdivenlerde deformasyonlar oluşmuştur (Şekil 13). Merdivenlerde zemindeki hareketlenme sonucu oluşan oturma ve deformasyonlar sonucu merdivenlerde yenilenmiştir. Zeminde oluşan kayma sonucunda temel altlarında boşalmalar meydana gelmiştir (Şekil 14).



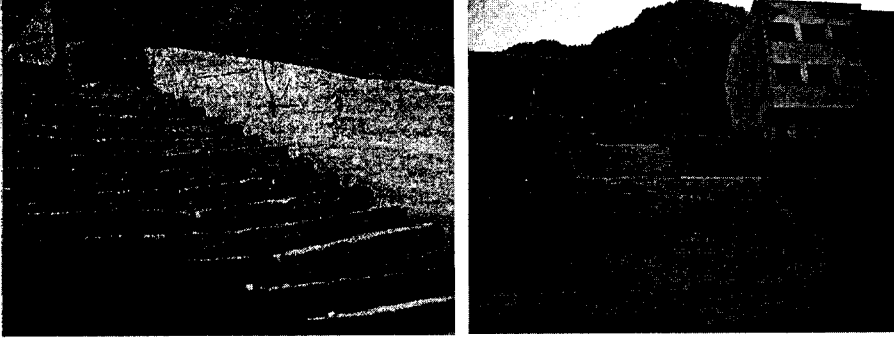
Şekil 10: a) İlk yapılan İstinat duvarlarında kayma ve kırılma (Foto I. Balbay)
b) Yenilenen istinat duvarları (Foto: D. Alkaya)



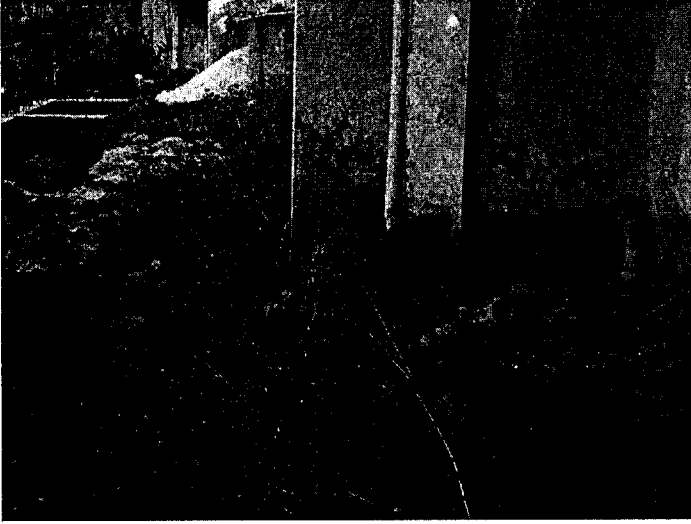
Şekil 11: Eski ve yeni dayanma duvarları (Foto: O. Abay)



Şekil 12: Farklı ötelenmelerin görüldüğü dayanma duvarı (Foto:O. Abay)

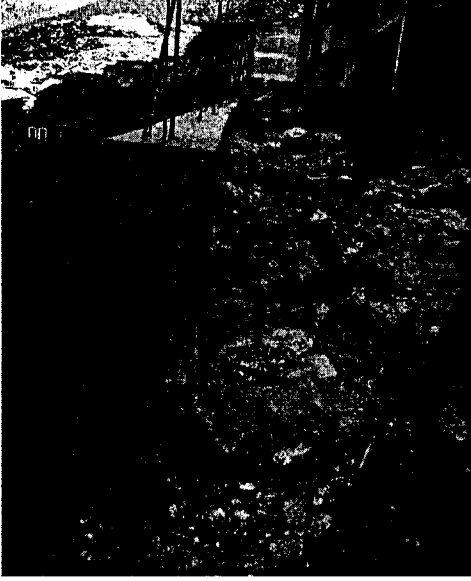


Şekil 13: a) Merdivenlerde oluşan deformasyonlar (Foto: I. Balbay) b) Yenilenen merdivenler ve istinat duvarları (Foto: D. Alkaya)



Şekil 14: Temel altında boşalma (Foto: D. Alkaya)

Yeni yapılan istinat duvarlarında toprak basıncını azaltmak için tekstil atıkları duvar arka dolgusu olarak kullanıldığı görülmüştür (Şekil 15).



Şekil 15: Yeni inşa edilen betonarme konsol istinat duvarlarında tekstil atıklarının duvar arka dolgusu olarak kullanılması (Foto: D. Alkaya)

SONUÇ

1. İmara açılarak kooperatif usulü lüks konutları yapılması düşünülen alanda projelendirme öncesi jeolojik ve geoteknik faktörler tamamıyla göz ardı edilerek projeler hazırlanmıştır. Bu durum inşaat aşamasında büyük sorunlar ortaya çıkarmış ve alanın ve yapılan konutların değerini düşürmüştür.
2. Çalışma alanı jeolojik açıdan kuvaterner yaşlı yamaç molozu, kollüvyon, alüvyon ve alüvyon yelpazesidir.
3. Çalışma alanının hemen yanından halen aktif bir fay olan Babadağ fayı geçmektedir. Fay üzerinde meydana gelebilecek depremde açılma meydana gelebilir ve yapılara zarar verebilir.
4. Yamaç molozu ve alüvyon yelpazesini oluşturan zemin iri bloklar, kum, silt ve kilin çok sıkı olmayan bir şekilde tutturulmasıyla oluşmuştur. Yamaç molozu geçirgen bir yapıya sahiptir.
5. Stabilitate analizlerinde kuru durumda güvenli bir görünüm arz eden yamaçların (şevlerin) su etkisiyle kayabileceği tespit edilmiştir.

6. Mevsimsel akıŖa geçen eski dere yatağı alüvyon yelpazesi üzerindeki yapılar uzun dönemde taŖkın tehlikesi altındadır. Dere ıslahları için acilen alıŖma yapılmalıdır.
7. Kaymayı önlemek amaçlı inşa edilen istinat yapılarının büyük bölümü geoteknik koŖullar göz ardı edilerek ve su itkisi göz önüne alınmadan inşa edilmiŖ ve sonuçta tüm duvarlar yıkılmıŖ ve yenileri inşa edilmiŖtir. Bu durum site inŖaatını uzatmıŖ ve maliyetleri arttırmıŖtır.
8. Bölge doğal bitki örtüsü ile kaplıdır. Toprak tutucu kökleri derine inen bitkilendirme alıŖmaları yapılmalıdır.

KAYNAKLAR

1. Abay O., Doğal Şevlerin Stabilitesi, PAÜ., Müh. Fak. İnşaat Müh. Böl., Bitirme Tezi Yön: Y. Doç. Dr. Devrim Alkaya, 2003, Denizli
2. Balbay I., Bağbaşı Güneyi Yerleşim Yerinin Mühendislik Jeolojisi Açısından İncelenmesi, PAÜ Fen Bilimleri Enst., Yüksek Lis. Dönem Projesi, Dan: doç. Dr. Halil Kumsar), Denizli, 2000
3. Erguvanlı, K., Mühendislik Jeolojisi, Seç Yayın dağıtım, 1995, İstanbul
4. Karakurt F., Bağbaşı Güneyindeki Yerleşim Alanının Yamaç Duraylılığı Açısından İncelenmesi, PAÜ Müh. Fak. Jeoloji Bölümü, Bitirme Tezi,yön: Doç. Dr. Halil Kumsar, Denizli,1999
5. Önalp, A. İnşaat Mühendislerine Geoteknik Bilgisi, KTÜ Yayınları,1983 Trabzon
6. Yıldırım, B. (1988) Tabii Şevlerin Stabilitesi, İTÜ Yüksek Lisans Tezi, İstanbul
7. Önalp, A.; Gündüz, Z. (1995) Zemin Yamaç Duraylılığında Kayma Direnci Parametrelerinin Seçimi, İkinci Ulusal Heyelan Sempozyumu, Adapazarı
8. Şev Stabilite Analizleri İçin Geliştirilmiş STABLE Bilgisayar Programı Kullanım Klavuzu, Osmangazi Üniversitesi, Eskişehir
9. TS 8853 (1991)Yamaç Ve Şevlerin Dengesi Ve Hesap Metotları, TSE, Ankara

ABSTRACT

Increase of population economical and technological development bring about uncontrolled settlement. The sites are chosen for urbanization must have been geotechnical investigations.

In this study geotechnical risk assessment of the building located at the Babadağ fault slope at the South of Bağbaşı Municipality has been investigated. The settlement in Bağbaşı town is mainly on talus on the slopes of fault zones, alluvium fan deposits. Talus formation is made up of marble, schist, recrystallised limestone blocks fallen from the Babadağ fault scarp. During the site investigations, it was observed that the settlement on this soil formation is still carried out. Deformations on the retaining walls were also observed. These deformations may increase during the rainy season when surface water infiltrates into the ground and softens the soil. During the field study, rock sliding, toppling of retaining walls, slope failure in talus formation, broken concrete steps due to settlement were observed.

ŞİŞEN KİLLERİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN İYİLEŞTİRİLMESİ

Zekai ANGIN

Yrd.Doç. Dr.
Karadeniz Teknik Üniversitesi
Trabzon, Türkiye

Ayten ANGIN

İnşaat Mühendisi
DSİ 22. Bölge Müdürlüğü
Trabzon, Türkiye

ÖZET

Hacim değiştirme özellikleri taşıyan kil minerallerine sahip şişen killere ülkemizin birçok bölgesi sahiptir. Şişen killerin hacim değiştirme kapasitesine sahip olması düşey hacim değişimine neden olmakta ve yapısal hasarlara neden olmaktadır. Karayolu, istinat duvarları ve elastik zemin üzerinde inşa edilen plak temeller gibi birçok inşaat mühendisliği uygulamalarında zeminin hacim değiştirme özelliğine sahip olması durumunda yapısal ve dizayn problemleri ile karşılaşılabilir. Hafif yüklenmiş yapılarda temel zemininin şişme özelliği gösteren kil minerallerine sahip şişen kil içermesi durumunda yapının aktardığı düşük düşey basınç nedeniyle yapı farklı oturmalar maruz kalmakta ve büyük hasarlar meydana gelebilmektedir. İklim ve çevre koşullarının değişmesi şişen killerin zemin emme basınçlarında önemli miktarlarda değişiklik oluşturmaktadır. Şişen killerin içerdiği kil minerallerinin mineralojik yapısı, şişen killerin hacim değiştirmesine etki eden en önemli etkendir. Bu çalışmada, Trabzon İçme Suyu Arıtma Tesisinde suyun arıtılma işlemi sonucunda atık olarak oluşan çamur katkı maddesi olarak kullanılarak

killerin geoteknik özelliklerinin değişimi incelenmiştir. Katkı maddesinin seçimindeki en önemli etken, bu maddenin bir atık malzeme olması ve günümüzde atık maddenin tekrar kullanımının çevresel ve ekonomik açıdan çok büyük önem taşımasıdır. Bu çalışmadan elde edilen sonuçlara göre zemine değişik oranlarda (%7.5, %10, %12.5, %15) katılan atık çamur, şişen killerin plastisite, geçirimsizlik ve şişme basıncı özelliklerinde azalmaya neden olmuştur

GİRİŞ

Şişen killerin hacim değiştirme kapasitesine sahip olması düşey hacim değişimine neden olmakta ve yapısal hasarlara neden olmaktadır. Kil mineralleri ayrışma ve yıpranmanın olduğu yüzeye yakın bölgelerde veya hidrotermal koşulların etkin olduğu derin bölgelerde oluşmaktadır. Kil minerallerinin diğer minerallere göre çok farklı özelliklere sahip olmaları oluşum farklılıkları ve tane büyüklüklerinin çok küçük olmasından kaynaklanmaktadır. Şişen killer metamorfik ve püskürük kayaların kimyasal ayrışması sonucunda oluşmaktadır. Kayaların ayrışma koşulları şişme potansiyeli ile doğrudan ilişkilidir. Kaolinit ve montmorillonit mineralleri zemin mühendisliği bakımından en önemli kil mineralleridir. Her iki mineralde magmatik kayalarından ayrışmasından oluşmasına rağmen ayrışma koşullarındaki farklılıklar nedeniyle farklı şişme potansiyeline sahiptirler. Kaolinit minerali içeren killer düşük şişme potansiyeline sahip olmasına karşın montmorillonit içeren killer ise yüksek şişme potansiyeline sahiptir. Temel zemininin şişen kil minerallerini içermesi bu zeminin mühendislik davranışlarına olumsuz olarak önemli miktarda etkilemektedir. Killi zeminler mühendislik alanında gerek taşıyıcı olarak gerekse yapı malzemesi olarak kullanılmaktadır. Şişen killer ise fiziksel ve kimyasal özellikleri dolayısıyla sondaj kuyularında, enjeksiyon karışımlarında, seramik, boya ve gıda sanayinde kullanılmaktadır. Fakat

killi zeminleri kullanmadan evvel kapsamlı bir geoteknik inceleme yapılmalıdır. Aksi halde ciddi problemlerle karşılaşma olasılığı yüksektir. Temel zemininde oluşan su akımları dolayısıyla kil minerallerinin suya karşı olan hassasiyetlerine göre zeminde şişme veya büzülme biçiminde hacim değişimi oluşmaktadır. Şişen killerin su muhtevsındaki değişim zeminin hacim değişimine neden olmaktadır. İklim koşullarının değişimi zemin su muhtevsını etkilemektedir. Uzun süren kurak iklim koşullarını yağışlı iklim koşullarının takip etmesi özellikle şişen killerde önemli hacim değişimlerine neden olmaktadır.

AMAÇ

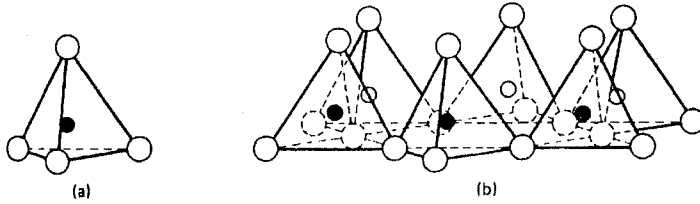
Zemin özelliklerinin mühendislik yönünden uygun olmaması durumunda geoteknik mühendisinin aşağıdaki alternatiflerden birine karar vermek durumundadır. Bunlardan birincisi stabilizasyon amacına uygun olmayan zemini olduğu gibi kabul etmek, ikincisi stabilizasyon amacına uygun olmayan zemini atıp, yerine amaca yönelik uygun zemin yerleştirmek, üçüncüsü stabilizasyon amacına uygun olmayan zemini ıslah etmektir. Zeminlerin dirençlerini artırmak veya belirli koşullarda sahip oldukları direnci her türlü hava koşullarında korumak ve aynı zamanda değişken yük ve iklim koşullarının zararlı etkileri altında uzun zaman dayanacakları hale getirilmeleri amacıyla, mekanik veya katkı maddeleri kullanılarak iyileştirilmesi işlemi stabilizasyon olarak tanımlanmaktadır Zeminlerin üzerinde yapılan işlemler sonucunda, hacimsel stabilite, geçirimsizlik, sıkışabilirlik ve konsolidasyon gibi mühendislik özelliklerinde pozitif değerler elde edilmektedir Zeminlerin stabilizasyonu, zeminin kayma direncini, dayanımını arttıran, geçirimsizlik ve hacimsel değişim yeteneğini azaltan işlem olarak tanımlanmaktadır. Bu çalışmanın temel amacı, şişen kilin atık çamur kullanılarak özelliklerinin iyileştirilmesidir. Daha önce yapılan çalışmalarımızda zemine değişik oranlarda (%10, %15, %20, %25) katılan atık çamur katılarak şişen kilin kayma direnci, konsolidasyon ve

geçirimsizlik kapasitelerinin analizi yapılmış olup, bu çalışmada ise katkı oranları %7.5, %10, %12.5 ve %15 olarak belirlenmiştir. Yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlara göre atık çamur ile stabilizasyon, kireç ve çimento kadar yüksek iyileştirme sonuçları vermese de maliyetinin çok az olmasından dolayı kireç ve çimento göre kullanımı tercih edilebilecek olan bir malzeme olabileceğini göstermektedir.

ŞİŞEN KİLLERİN ÖZELLİKLERİ

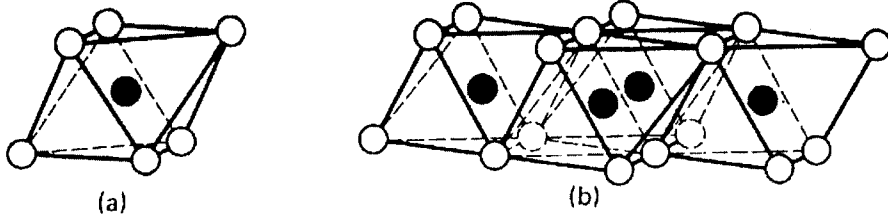
Şişen Killerin Mineralojik Yapıları

Kil mineralojisinde silis tetrahedron ve alüminyum veya magnezyum oktahedron olarak adlandırılan iki ana yapı bloku vardır. Silis tetrahedron; 1 silis iyonu ile 4 oksijen atomunun birleşmesinden oluşan 4 köşeli, 4 yüzlü kristal bloktur. Silis tetrahedronların birleşmesi ile oluşan tabakalar tetrahedral tabaka olarak adlandırılmaktadır. Şekil 1'de silis tetrahedron ve tetrahedral tabaka gösterilmektedir[1].



Şekil 1. (a) Silis tetrahedron (b) Tetrahedral tabaka.

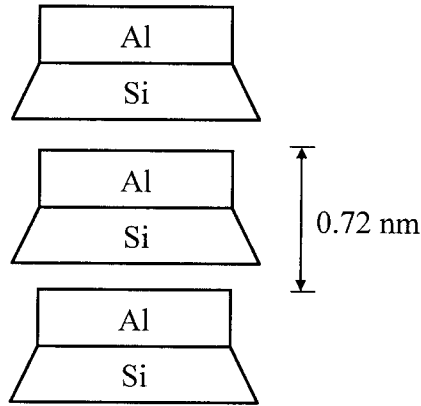
Alüminyum veya magnezyum oktahedron; 6 hidrosil iyonuna bağlı alüminyum veya magnezyum iyonundan oluşan 6 köşeli 8 yüzlü kristal yapı bloğudur. Oktahedronların birleşmesi ile oluşan tabakalar ise oktahedral tabaka olarak adlandırılmaktadır. Şekil 2'de alüminyum oktahedron ve oktahedral tabaka gösterilmektedir [1]. Şişen zeminin içerdiği kil minerallerinin mineralojik yapısı zemin hacim değişimine etki eden en önemli faktördür. Kaolinit, illit ve montmorillonit mineralleri zemin mühendisliği bakımından en önemli kil mineralleridir.



Şekil 2. (a) Alüminyum oktahedron (b) Oktahedral tabaka .

Kaolinit Minerallerinin Mineralojik Yapısı

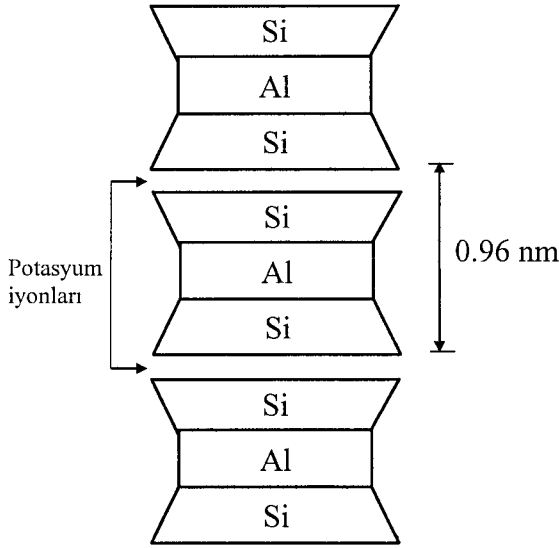
Kaolinitin kristal yapısı 1 tetrahedral ve 1 oktahedral tabakadan oluşmaktadır. Kaolinitin mineralojik yapısında tabakalar arasındaki kuvvetli hidrojen bağları suyun tabakalar arasına girip şişme oluşturmasını engellemektedir. Doğada sık olarak rastlanan kaolinit minerallerinin suya eğilimi az olup su ile karşılaştıklarında büyük oranda hacim değişimine sahip olmazlar. Bu minerallerin şişme ve plastik özellikleri düşüktür. Şekil 3'de kaolinit mineral grubunun mineralojik yapısı gösterilmektedir.



Şekil 3. Kaolinit mineral grubunun mineralojik yapısı.

İllit Minerallerinin Mineralojik Yapısı

İllit minerallerinin mineralojik yapısı 1 oktahedral tabakanın 2 tetrahedral tabakasının arasına sıkışmasından oluşmaktadır. Tabakalar arasına giren potasyum iyonları bağın bir miktar kuvvet kazanmasına neden olup su moleküllerinin tabakalar arasına girmesine engel olmaktadır. Şekil 4’de illit mineral grubunun mineralojik yapısı gösterilmektedir.

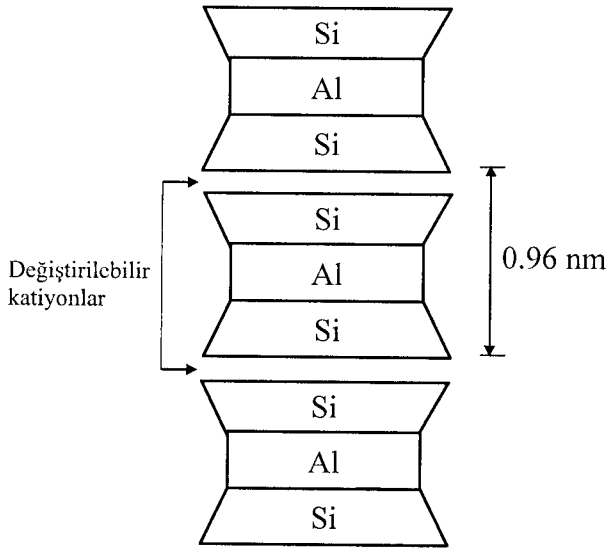


Şekil 4. İllit mineral grubunun mineralojik yapısı.

Montmorillonit Minerallerinin Mineralojik Yapısı

Montmorillonit' in mineralojik yapısı 1 oktahedral tabakanın 2 tetrahedral tabaka arasına sıkışmasından oluşmaktadır. Tabakalar arasındaki bağ çok zayıf olduğundan suyun tabakalar arasına girmesi tabakaların birbirinden ayrılmasına dolayısıyla da zeminin hacim değişimine neden olmaktadır. Doğada yaprak plaka şeklinde bulunan montmorillonit minerallerinin plastisite ve hacim değiştirme özellikleri yüksek olup suya olan eğilimleri

diğer kil minerallerine oranla çok yüksektir. Tetrahedral veya oktahedral tabakalardaki kationların yerinin başka bir kation tarafından alınması olarak tanımlanan izomorf yer değiştirme kil minerallerinin davranışlarını önemli ölçüde etkilemektedir. Şişen zeminlerin içerdiği kil mineralleri izomorf yer değiştirme nedeniyle mineral yüzeylerinde net negatif yük taşımaktadır. Bu durumdaki mineral tabakaları su ve kationlara karşı istekli olmaktadır. Şişen killerin hacim değişimi, kil minerallerinin yapısına, miktarına ve kil tanelerinin dizilişine bağlıdır [2]. Şekil 5’de montmorillonit mineral grubunun mineralojik yapısı gösterilmektedir.



Şekil 5. Montmorillonit mineral grubunun mineralojik yapısı.

Kil Minerallerinin Özellikleri

Kil mineralleri, çok karmaşık bir yapı gösterdiklerinden dolayı günümüze kadar herkes tarafından kabul edilmiş bir sınıflandırma sistemi mevcut değildir. Çünkü kil minerallerinin sınıflandırılmasında; Tabakalanma (tabaka kalınlığı, tabakaların ara mesafesi, vb.), iyon içeriği (tabakalar arasındaki diğer organik veya inorganik minerallerin varlığı, cinsi, miktarı, vb.) tabakaların diziliş ve düzeni olmak üzere farklı özellikler göz önüne

alınabilmektedir. Fakat kil minerallerinin mühendislik özellikleri (su tutma / emme kabiliyeti, sıkışabilirlik, şişme – büzülme potansiyeli, vb.) açısından tabakaların dizilişi ve diziliş düzeni yönünden sınıflandırmaya tabi tutmak genel kabul görmektedir. Kil parçacıklarının dizilişi oldukça farklı olabilmektedir. Kil parçacıkları flokül veya dağılmış (dispersif) dizilişler göstermektedir. Kil mineralleri içeren zeminlerin en belirgin özellikleri tane çaplarının çok küçük olması ve su ile temas halinde olduklarında çamur haline gelmesidir. Killi zeminlerin suya olan eğilimleri içermiş oldukları kil minerallerinin miktarı ve türüne bağlıdır. Büyük oranda kaolinit mineralleri içeren killi zeminlerin suya eğilimleri az olup bu zeminler su ile karşılaştıklarında stabilitelelerini kaybetmezler. Fakat içeriğinde büyük oranda montmorillonit minerali içeren killi zeminlerin suya karşı çok hassas olup su ile karşılaştıklarında büyük oranda hacim değişimlerine maruz kalırlar. Kil Minerallerinin özgül yüzeyi, kil minerallerinin tane büyüklükleri ile ters orantılıdır. Kil içeren zeminlerin hacim değiştirme özelliği minerallerin özgül yüzeylerinin büyüklükleri ile orantılıdır. Kil zeminlerin içerdiği oktahedral tabakadaki bazı magnezyum iyonları veya tetrahedral tabakadaki bazı silis iyonlarının alüminyum kationları ile izomorf yer değiştirmesi durumunda mineral yüzeylerinde net elektrik yük oluşmaktadır. Oktahedral tabakadaki hidroksil iyonlarının kil yüzeylerinden ayrılması ise elektriksel yük dengesizliğine neden olmaktadır. Bu durumdaki kil mineralleri bu dengesizliği giderebilmek için su ve kationlara istek duymaktadır. Kil tanelerinin negatif yüklenmesi durumunda oluşan yük dengesizliğini giderebilmek için gerekli kation miktarı ise kation değiştirme kapasitesi olarak tanımlanmaktadır. Kıvam limitleri yüksek olan kil minerallerinin kation değiştirme kapasiteleride yüksek olmaktadır. Kation değiştirme kapasitesinin büyüklüğü kil içeren zeminlerin hacim değiştirme kapasitesinin belirlenmesi bakımından çok önemlidir. Kil minerallerinin üzerindeki negatif elektron şarjları, tabakalar arası bağ kuvvetlerini ve kation değiştirme kapasitesini dolayısıyla kilin

şişme potansiyelini arttırmaktadır. Kaolinit, kil mineralleri arasında en düşük şişme kapasitesine sahip kil mineralidir. İllit minerali %15 şişme yüzdesine sahip olup montmorillonit minerallerinin şişme yüzdesi ise %60-100 arasındadır. Zemin mühendisliği bakımından önemli olan kil minerallerinin özellikleri Tablo 1' de verilmektedir.

Tablo 1. Kil minerallerinin özellikleri [3].

Özellik	Kaolinit	İllit	Montmorillonit
Büyüklik (nm)	100-5000	100-2000	10-1000
Kalınlık (nm)	50-2000	30	3
Özgül yüzey (m ² /g)	5-20	100-200	700-800
Kohezyon	Düşük	Orta	Yüksek
Hacim Değişirme Özelliği	Düşük	Orta	Yüksek
Katıyon Değişirme Kapasitesi (cmol/kg)	3-10	15-40	80-120

Tablo 1' den görüldüğü üzere kil minerallerinin özgül yüzeyleri büyük olup su tutma kapasiteleri de fazladır. Montmorillonit en büyük özgül yüzeye sahip olmakta ve bu yüzden bu mineralin su tutma kapasitesi diğerlerine oranla daha büyük olmaktadır. Killi bir zeminin şişme kapasitesi, zemin içerisindeki kil minerallerinin miktarı ve tipine, kil partiküllerinin yüzey alanlarına ve bu partikülleri çevreleyen zemin suyunun kimyasına bağlıdır. Montmorillonit mineralini yüksek oranda içeren zeminler hacim değişimine eğilimleri çok yüksek olup bu minerali içeren zeminlerin inşaat malzemesi olarak kullanılmaması gerekmektedir [4].

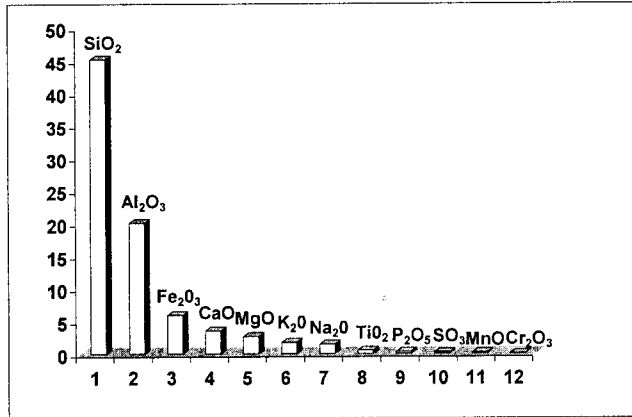
ZEMİN VE KATKI MADDESİNİN ÖZELLİKLERİ

Bu çalışmada düşük plastisiteli ve yüksek plastisiteli kil zeminler açık havada kurutulduktan sonra zemin üzerinde sınıflandırma, kıvam limitleri, ve özgül ağırlık deneyleri gerçekleştirilmiş ve elde edilen deney sonuçları Tablo 2' de verilmiştir.

Tablo 2. Analizde Kullanılan Zeminin Mühendislik Özellikleri [5]

Zemin Özellikleri	Katkı Maddesi	Düşük Plastisiteli Kil	Şişen Kil
Sınıflandırma (TS-1500)		CL	CH
Plastisite kartı			
Kıvam limitleri			
Likit limit (%)	29	46.30	157
Plastik limit (%)	22	30.14	29
Plastisite indisi	7	16.16	128
Özgül ağırlık (kN/m^3)	24.5	26.2	26.8

Analizde kullanılan katkı çamurun kimyasal analizi ACME Analytical Ltd./Canada laboratuvarı tarafından belirlenmiş ve kimyasal analizden elde edilen sonuçlar Şekil 1' de gösterilmiştir.



Şekil 1. ACME analiz sonuçlarının grafiksel gösterimi [6].

KATKILI ZEMİNLERDE YAPILAN DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Atterberg Limitlerinin Belirlenmesi

Casagrande deney aleti kullanılarak açık havada kurutulmuş zemine değişik oranlarda (%7.5, %10, %12.5, %15) atık çamur karıştırılarak kıvam limitleri belirlenmiştir. Karışımda katkısız zemin ve zeminin kuru ağırlığının %7.5, %10, %12.5, ve %15 i kadar atık çamur katkısı kullanılmıştır. Deneyden elde edilen sonuçlar Tablo 3’de gösterilmektedir. Tablo 3’ den görüldüğü gibi atık çamur katkı oranlarının artması ile katkı killi zeminlerin plastisite indisi değerlerinde azalma görülmektedir. Plastik olmayan katkı maddesi olan atık çamurun şişen killi zemine katılması şişen killi zeminin plastisitesinde önemli oranda azaltıcı etki göstermiştir.

Tablo 3. Plastisite indisinin katkı oranlarına göre değişimi.

Katkı Oranı (%)	Plastisite İndisi			
	Düşük Plastisiteli Kil	Değişim (%)	Yüksek Plastisiteli Kil	Değişim (%)
0	16		128	
7.5	15.2	5.00	85	33.6
10	14	12.5	70	45.3
12.5	12.3	23.1	65	49.2
15	12	25.0	62	51.6

Geçirimsizlik Katsayısının Belirlenmesi

Zemine değişik oranlarda (%7.5, %10, %12.5, %15) atık çamur ile karıştırılarak katkıli zeminlerin geçirimsizlik (permeabilite) katsayıları belirlenmiştir. Geçirimsizlik katsayılarının belirlenmesinde düşen düzeyli permeabilite deneyi yapılmış ve deney öncesinde katkıli zemin tamamen doğgun hale geldikten sonra deney gerçekleştirilmiştir. Deneylerden elde edilen geçirimsizlik katsayılarının atık çamur katkı oranına göre değişimi Tablo 4' de gösterilmektedir. Tablo 4'den görüldüğü gibi katkı oranı arttıkça geçirimsizlik katsayıları azalmaktadır.

Tablo 4. Geçirimsizlik katsayılarının katkı oranlarına göre değişimi.

Katkı Oranı (%)	Geçirimsizlik Katsayısı (m/s)*10 ⁻⁷			
	Düşük Plastisiteli Kil	Değişim (%)	Yüksek Plastisiteli Kil	Değişim (%)
0	1.4048		0.01195	
7.5	1.2715	9.5	0.01134	5.1
10	1.2404	11.7	0.01110	7.1
12.5	0.9392	33.1	0.01022	14.5
15	0.8388	40.3	0.00984	17.7

Şişme Basıncının Belirlenmesi

Şişen zeminler, şişme yüzdesi ve şişme basıncı olmak üzere iki önemli özelliğe sahiptirler. Belirli bir sürsaj yükü altında su içinde bekletilen numunenin düşey yönde şişmesinin başlangıç yüksekliğine olan yüzde oranına şişme yüzdesi, bu düşey yönde meydana gelen şişmeyi engelleyici kuvvete karşı, şişen zeminin göstermiş olduğu basınca şişme basıncı adı verilir. Serbest şişme deneyleri katkıli şişen killer üzerinde ASTM Standartında belirtilen A yöntemine göre yapılmıştır. Şişme deneylerinde 72 mm çapında ve 20 mm yüksekliğindeki zemin numuneleri 1 kPa'lık yük altında serbest şişmeye bırakılmıştır. Serbest şişmenin sona ermesinden sonra numuneye başlangıç yüksekliğine ulaşmaya kadar düşey yük

uygulanarak şişme basıncı belirlenmiştir [7]. Değişik katkı oranları kullanılarak deneysel olarak elde edilen şişme basıncı değerleri Tablo 5’ de verilmektedir.

Tablo 5. Katkı maddesinin şişen zeminin şişme basıncı üzerindeki etkisi.

Katkı Oranı (%)	Şişme Basıncı (kPa)	Değişim (%)
0	247	
7.5	193	21.9
10	153	38.1
12.5	93	62.3
15	78	68.4

Tablo 5’ den görüldüğü üzere plastik olmayan katkı maddesi olan atık çamurun şişen killi zemine katılması şişen killi zeminin şişme basıncı değerlerinde önemli oranda azaltıcı etki göstermiştir.

SONUÇLAR

Bu çalışmada, Trabzon İçme Suyu Arıtma Tesisinde suyun arıtılma işlemi sonucunda atık olarak oluşan çamur katkı maddesi olarak kullanılabilirliği araştırılmıştır. Bu çalışmadan elde edilebilen başlıca sonuçlar aşağıda özetlenmektedir:

- Katkı oranlarının artması ile katkılı zeminin plastisite indisi değerlerinde azalma gözlenmiştir. Plastik olmayan katkı maddesi olan atık çamurun zemine katılması zeminin plastisitesini azaltıcı etki göstermiştir. Plastisite indisi değerlerinde düşük plastisiteli killerde % 25 oranında, yüksek plastisiteli şişen killerde ise % 51.6 oranında azalma gözlenmiştir. Katkı oranının %12.5 seçilmesi durumunda ise düşük plastisiteli killerde % 23.1 oranında, yüksek plastisiteli şişen killerde ise % 49.2 oranında azalma meydana gelmiştir.

- Katkı oranı arttıkça geçirimlik katsayıları azalmaktadır. Geçirimlilik katsayısı değerlerinde düşük plastisiteli killerde % 40.3 oranında, yüksek plastisiteli şişen killerde ise % 17.7 oranında azalma gözlenmiştir. Katkı oranının %12.5 seçilmesi durumunda ise düşük plastisiteli killerde % 33.1 oranında, yüksek plastisiteli şişen killerde ise % 14.5 oranında azalma meydana gelmiştir. Bu katkı oranı ile elde edilen sonuçlar %15 katkı oranı kullanılması durumunda elde edilen sonuçlara oldukça yakındır. Katkılı zeminin bu özelliği bu karışımın nükleer atık ve çöp depo alanlarında geçirimsiz tabaka olarak kullanılabilceğini göstermektedir.
- Katkı oranlarının artması ile şişen kilin şişme basıncı değerlerinde azalma gözlenmiştir. Şişen kilin şişme basıncı %15 katkı oranı katılması durumunda % 68.4 oranında azalma gözlenmiştir. Plastik olmayan katkı maddesi olan atık çamurun zemine katılması zeminin şişme basıncında önemli oranda azaltıcı etki göstermiştir. Katkı oranının %12.5 seçilmesi durumunda ise % 62.3 oranında azalma meydana gelmiştir. Bu katkı oranı ile elde edilen sonuçlar %15 katkı oranı kullanılması durumunda elde edilen sonuçlara oldukça yakındır.
- Deney sonuçlarına göre katkı malzemesinin şişen zeminlerde daha etkin olduğu ve optimum katkı oranının %12.5 olduğu gözlemlenmiştir.
- Analizde kullanılan katkı maddesinin bir atık malzeme olması, günümüzde atık maddenin tekrar kullanımının çevresel ve ekonomik açıdan çok büyük önem taşımaktadır. Atık çamur ile gerçekleştirilen iyileştirme, günümüzde sıkça uygulanan diğer katkı maddeleri kadar yüksek iyileştirme sonuçları vermese de maliyetinin çok az olmasından dolayı kullanımı tercih edilebilecek olan bir malzemedir.

KAYNAKLAR

1. Holtz, R.D., and Kovacs, W.D., An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 1981.
2. Katti, R. K., Kulkarni, S. K., and Fotedar, S. K., "Shear Strength and Swelling Pressure Characteristics of Expansive Soils," Proc. 2nd Int. Conf. on Expansive Soils, Texas A&M Press, College Station, TX, 1969, pp. 334-342.
3. Angın, Z., "Estimating Structural Design Parameters for Slab-on-Grade Supported Residential and Light Commercial Structures from Fundamental Soil Moisture Changes", Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, Texas Tech University, Lubbock, TX, USA, 1993.
4. Angın, Z., "Şişen Killerin Mineralojik Yapılarının Hacim Değiştirme Etkilerinin İncelenmesi," Türkiye İnşaat Mühendisliği 16. Teknik Kongresi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul, 2001.
5. Bayraktar, M., "Düşük Plastisiteli Killerin Trabzon İçme Suyu Arıtma Tesisi Çamuru (T.İ.A.T) Kullanılarak Stabilizasyonu", Yüksek Lisans Tezi, Trabzon, KTÜ, 2003.
6. Gülay, M., "Çevre Müh., İçme Suyu Arıtma Tesislerinden Çıkan Çamur Atıklarının Değerlendirilmesi", Yüksek Lisans Tezi, Trabzon, KTÜ, 2002.
7. Çiftçi, G., "Şişen Zeminlerin Trabzon İçme Suyu Arıtma Tesisi Atık Çamuru Kullanılarak Stabilizasyonu", Yüksek Lisans Tezi, Trabzon, KTÜ, 2003

IMPROVEMENT OF THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF EXPANSIVE CLAYS

Zekai ANGIN

Asst. Prof. Dr.
Karadeniz Technical University
Trabzon, Turkey

Ayten ANGIN

Civil Engineer
22nd Regional Directorate of
State Hydraulic Works
Trabzon, Turkey

ABSTRACT

Expansive clays with the potential to shrink or swell are found throughout the Turkey. Volume change potential of expansive clays cause vertical movement which are generally responsible for structural damage. Soils with volume change behaviour cause many structural and design problems in engineering structures, such as highways, pavements, retaining walls and slab-on-grade foundations. Lightly loaded structures are very susceptible to differential soil movement which cause important damages due to their low confining pressures. Expansive clays exhibit high suction changes when exposed to climatic and environmental changes. The mineralogic composition of the expansive clay minerals determine the amount of volume change.

In this study, the geotechnical properties of expansive clays investigated by using the waste sludge of the drinking water refinery of Trabzon. The most important factor why this additive is selected is: it is a waste material and today reuse of waste materials has environmentally and economically great importance. The results of this study showed that the addition of seven and a half to fifteen percent of the wasted sludge which resulted to reduced plasticity, permeability and swelling pressure.

Zonguldak Vahşi Katı Atık Depolama Alanının Stabilite Analizleri ve Değerlendirilmesi

Ömer F., ÇAPAR

Yrd. Doç. Dr.
Z.K.Ü. İnşaat Müh. Böl.
Zonguldak, Türkiye

Yılmaz, YILDIRIM

Yrd. Doç. Dr.
Z.K.Ü. Çevre Müh. Böl.
Zonguldak, Türkiye

İsmail H., ÖZÖLÇER

Yrd. Doç. Dr.
Z.K.Ü. İnşaat Müh. Böl.
Zonguldak, Türkiye

ÖZET

Karadeniz bölgesi kıyılarındaki bir çok il ve ilçede olduğu gibi Zonguldak ilinde de katı atıklar için vahşi depolama yöntemi kullanılmaktadır. Depolama alanı başta Zonguldak ve çevresi olmak üzere tüm Batı Karadeniz bölgesi için tehlike oluşturmaktadır. Bu çalışmada, çöp depolama alanının topoğrafik yapısı belirlenmiştir. Elde edilen 3 boyutlu topoğrafik haritalardan 2 boyutlu şev stabilitesi analizi için en-kesitler çıkarılmıştır. Bir program aracılığı ile bütün şev yüzeyi taranarak en düşük güvenlik sayısına sahip kayma yüzeyleri bulunmuştur. Depolama alanı, yüksek oranda şev eğimlerine sahip olmasına rağmen, stabilitesini korumaktadır. Buradaki asıl sorun, alana hala çöp dökümü devam etmekte ve malzemenin hacmi ve yüksekliği her geçen gün artmaktadır. Dolayısıyla dolgu alandaki stabilitenin bir sınırının olduğu ve gereken tedbirlerin acilen alınmasının gerektiği, stabilite analizleri sonucundan da görülebilmektedir.

AMAÇ

Günümüzde, katı atıkların uzaklaştırılması lokal bir problem olmaktan çıkmış artık uluslararası bir problem haline gelmiştir. Çevre ve Orman Bakanlığı tarafından ilk 14.3.1991 tarih ve 20814 sayılı Resmi Gazete ile yürürlüğe giren Katı Atıkların Kontrolü Yönetmeliği ile belediyelere ait katı atık depolama sahaları hakkında bir düzenleme getirmiştir. Fakat, bir kaç büyük şehir belediyesi haricinde diğer yerleşim yerlerinde herhangi bir düzenli katı atık depolama tesisi bulunmamaktadır. Belediyeler herhangi bir teknik ve çevresel kriteri dikkate almadan kendilerince bir depolama alanı seçmekte ve şehir atıklarını düzensiz (vahşi) olarak o bölgeye yığılmaktadırlar. Özellikle Bu durum, Karadeniz bölgesinde en önemli problemlerden birisidir[1]. Bölgede arazi yapısının fazla eğimli olması, nüfus yoğunluğunun yüksek olduğu yerleşim yerlerinin sahil kısımlarda kurulması ve dolayısıyla yeterli çöp depolama sahalarının bulunamaması, bulunan alanların ise kanun ve yönetmeliklere uygun olmaması katı atık bertaraf problemlerini zorlaştırmaktadır. Bulunabilecek katı atık bertaraf alanlarının sayı ve saha olarak yeterli olmaması da çöp transfer maliyetlerini artırması açısından bir başka problemidir. Karadeniz'in bütünü düşünüldüğünde çok az yerleşim yerinde düzenli depolama alanı olmakla beraber, Zonguldak gibi şehirlerin mevcut depolama alanları doğayı ve yaşamı tehdit eder duruma gelmiştir.

Bu çalışmanın konusu olan düzenli olmayan (vahşi) katı atık döküm alanı Zonguldak ve çevre yerleşim alanları tarafından yaklaşık 20 yıldan beri olarak kullanılmaktadır. Depolama alanı, Zonguldak Ereğli karayolu üzerinde, Kozlu ilçesine yakın, deniz ile karayolu arasında bir bölgede bulunmaktadır. Mevcut depolama alanı, yaklaşık alan olarak 2.5 hektar ve hacim olarak ise 750000 m³ büyüklüğündedir (Şekil 1). Çöp depolama işlemi söz konusu alana kontrolsüz olarak halen devam etmektedir.

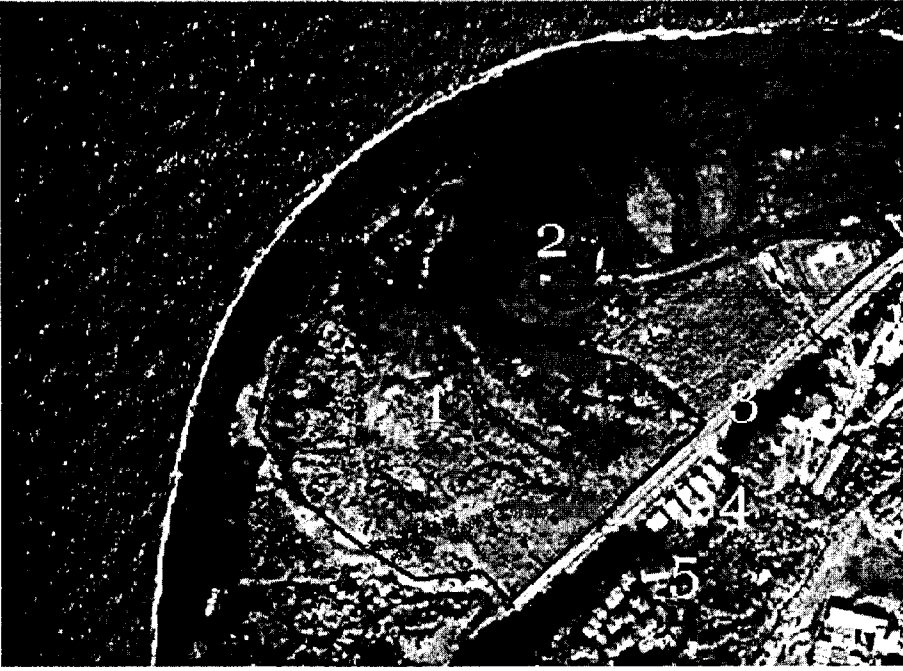
Mevsimsel değişikliklerle katı atık yapısında bulunan organik maddelerin çürütmesi sonucu, depolama alanının yüzeyinden çevreye koku problemi oluşturmaktadır [1,2]. Depolama alanının kuzeyi, deniz kıyı çizgisi ile temas halinde olup, meteorolojik şartların ve dalga ikliminin değişimi ile katı atık alanından, deniz içerisine doğru kütle akışı gerçekleşmektedir.

Kontrolsüz yapılan depolama işlemi, Zonguldak bölgesinde toplanan katı atıklar Türkiye Taş Kömürü Kurumunun yakın bölgeye attığı kömür ve kayaç malzeme atıkları ile ağırlıkça bire iki oranında karıştırılarak greyder vasıtası ile sıkıştırılarak depolanmasıdır. Her geçen gün dolgu yüksekliği artmakta ve şev stabilitesi problemleri ortaya çıkmaktadır.

ARAŞTIRMA ALANI ve ÇALIŞMA YÖNTEMİ

Depolama alanı, Zonguldak Ereğli karayolu üzerinde, Kozlu ilçesine yakın, deniz ile karayolu arasında bir bölgede bulunmaktadır. Mevcut depolama alanı, alan olarak yaklaşık 2.5 hektar ve hacim olarak ise 750000 m³ büyüklüğündedir. Çalışma bölgesinin çöp depolama alanının uydu görüntüsü Şekil 1 de verilmiştir.

Çöp depolama alanında yapılan incelenmelerde mevcut sahanın halihazırdaki durumu Şekil 2'de verilmiştir. Arazide yapılan görsel incelemelerde, sahil bölgesinde biriken çöp kütesinin büyük miktarda olduğu, çevrede sağlık açısından ciddi anlamda zararlar oluşturabilecek tıbbi ve tehlikeli atıkların var olduğu görülmektedir. Katı atık dolgusunun deniz ile temas halinde olduğu ve dalgaların etkisi ile çöp kütesinin deniz içerisine sürüklenme potansiyelinin yüksek olduğu tespit edilmiştir.



Şekil 1 Çöp Alanı ve Etrafının Uydu Görüntüsü: 1) Çöp döküm alanı, 2) Maden taşı döküm alanı, 3) Şehirlerarası Karayolu, 4) Benzin istasyonları, 6) Meskenler.[3]



Şekil 2 Çöp Alanının Kıyı ile Temas Bölgesi

Tablo 1. Zonguldak Bölgesi Katı Atık Bileşimi (2002 yaz)

Malzemenin Cinsi	Miktar (Kg)	Ağırlık (%)
Organik Atıklar	663	30.7
Kağıt ve Karton	433	20.0
Plastik	349	16.1
Cam	132	6.1
Metal	81	3.8
Tekstil	56	2.6
Kül ve İnert Madde	235	10.9
Çeşitli Maddeler (lastik,odun,kemik, vs.)	83	3.8
Hastane ve Klinik Atıkları	127	6.0
Toplam	2159	100

Proje alanındaki katı atık miktarının belirlenmesine yönelik, atık tartım çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Yapılan çalışmalar sonucunda haftanın değişik günlerinde ortaya çıkan katı atık miktarı 506,6 ton/hafta veya 72,4 ton/gün olarak belirlenmiştir. Tablo 1'de atık analizi ile elde edilen atık bileşimi detaylı olarak verilmiştir [2].

Katı Atık Dolgusunun Geoteknik Özelliklerinin Belirlenmesi

Yapılan önceki çalışmalarda[3,4,5], bir çok değişik katı atık depolama alanlarında yapılan geoteknik araştırmaların neticesinde evsel katı atıkların kesme mukavemeti parametreleri olan içsel sürtünme açısı(ϕ) 28° ile 42°, kohezyon değerlerinin ise 0 ile 30 kPa arasında değiştiklerini belirtmişlerdir. Bunlara ilaveten Şekil 1 de görüldüğü gibi çöp döküm alanına komşu olan ve yaklaşık hacmi 4000000 milyon m³ olan TTK ya ait maden atık alanı mevcuttur. Bu maden taşı atıkları ağırlıkça, kum, çamur, ve kil taşlarından,

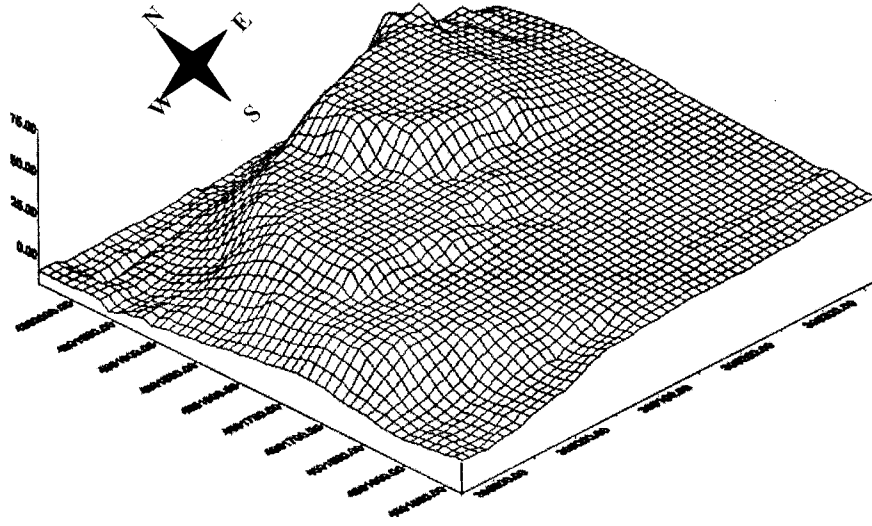
düşük miktarda ince daneli zeminler(silt ve killler) ve kömür taşlarından oluşmaktadır[6]. Bu karışımın düşük miktarda blok kayaçlar dikkate alınmazsa, birleştirilmiş zemin sınıflamasına göre GP tipi malzeme olduğu gözlemlenmiştir. Yoğunluğu yüksek($\approx 18 \text{ kN/m}^3$) ve su tutma($\approx \%4-6$) özelliği düşüktür. Zonguldak belediyesi, maden atıkları ile çöp malzemesini birbirine karıştırarak depolamaktadır. Bu işlemi kabaca, ağırlıkça çöp 1 birim ise, 2 oranında maden atıklarını birbiri ile karıştırarak greyderler vasıtası ile kontrolsüz bir sıkıştırma yaparak çöpleri depolamaktadır. Bu bilgilerin ışığı altında katı atık karışımının doğal yoğunluğunu $1,5 \text{ kN/m}^3$, içsel sürtünme açısını 35° ve kohezyon değerini de 15 kPa olarak kabul edilmiştir. Böylelikle Mohr-Coulomb zemin modeli için gerekli giriş parametreleri bulunmuştur[3-7].

Stabilite analizi için bilinmesi gerekli diğer bir konuda yeraltı su seviyesinin mevcudiyetidir. Katı atık dolgusu Şekil 1 de görüldüğü gibi sahil kenarında konuşlandırılmıştır. Dolgu direk olarak kayaçlı ve düz arazi üzerine oturtulmuştur. Bundan dolayı dolgu içinde herhangi bir havzadan beslenebilen bir yeraltı suyu mevcut değildir. Bununla beraber yağmur ve evsel atıklardan çıkan (leachate) sıvıların birikimi dolayısı ile bir yalancı yeraltı su seviyesinin olabileceği düşüncesi ile arazide yapılan jeodezik çalışmalar sırasında incelemeler yapılmıştır. Dolgunun sahil kenarında herhangi bir denize doğru yüzeysel bir akış gözlemlenmemiştir. Fakat dolguya yakın deniz suyunda bir kirlenme çıplak gözle bile rahatlıkla görülebilmektedir. Bu gözlemlerden anlaşılan dolgu altından direk olarak dolgudan sızan suların deniz suyu ile birbirine karışmasıdır. Deniz kıyısında bilindiği üzere tuzlu su bir miktar yeraltından sahil zeminin altına nüfuz etmektedir. Çöp dolgusunun kaba daneli maden atıkları ile karıştırılmasından dolayı geçirgenliği yüksek olduğundan sızan sular düşey yönde temel zeminine ulaşmakta ve buradan da temel altında bulunan deniz suyu direk

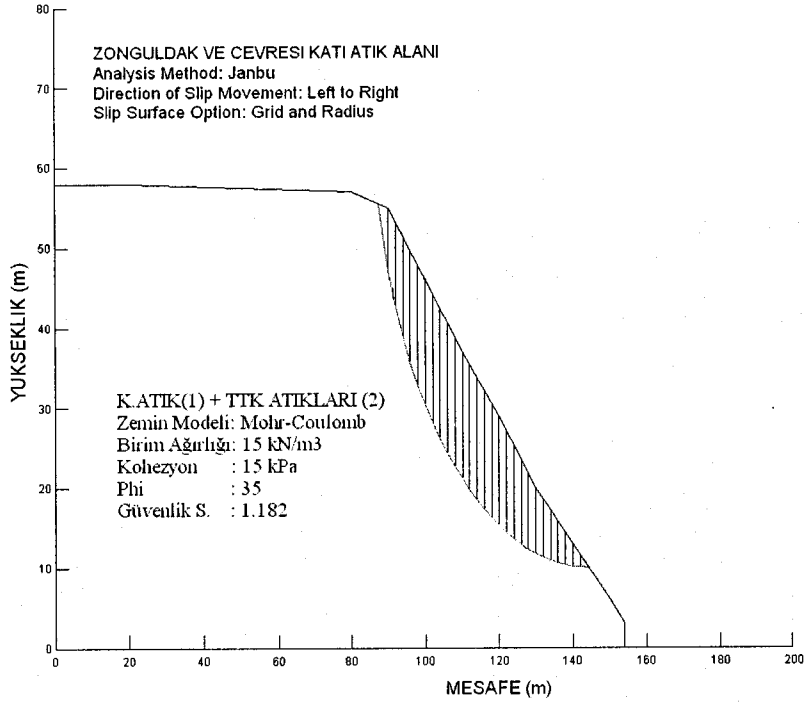
olarak karıştırıldığı düşünülmektedir. Bundan dolayı dolguda kalıcı bir yeraltı su seviyesinin olmadığı kabulü yapılmıştır

Katı Atık Dolgusunun Stabilite Analizi

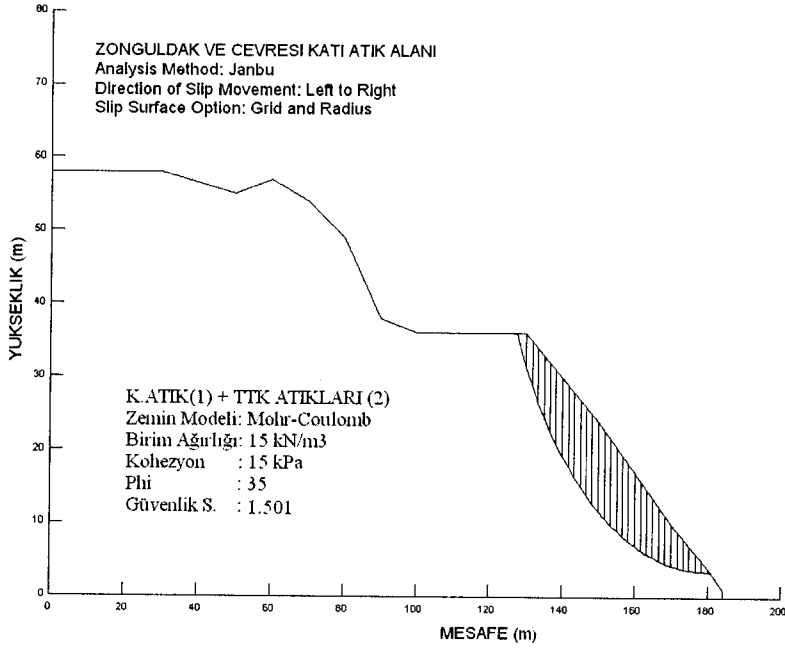
Mevcut depolama alanı stabilite açısından incelemek için, Şekil 3 de görüldüğü gibi arazide jeodezik araştırmaların ışığı altında çöp alanının topoğrafik yapısı belirlenmiştir. Elde edilen topoğrafik haritalardan 2 boyutlu şev stabilitesi analizi için en-kesitler çıkarılmıştır. En-kesitler, dolgunun Kuzey sınırında bulunan deniz kıyısı da göz önüne alınarak Doğu Batı yönünde her 30 metrede bir ve Kuzey yönünde bir adet(A-A kesiti) olarak seçilmiştir. Şekil 4-6 de yapılan hesaplamalarının örnekleri sunulmaktadır. Analizler için SLOPE/W paket programı kullanılmıştır. Programda zemin modeli olarak Mohr-Coulomb modeli seçilmiş ve klasik şev stabilite yöntemleri (Morgenstern-Price, Bishop, Janbu) seçilmiştir[7,8]. Program aracılığı ile bütün şev yüzeyi taranarak en düşük güvenlik sayısına sahip kayma yüzeyleri bulunmuştur. Elde edilen veriler ışığı altında (Tablo 2), güvenlik katsayıları 1.182 ile 1.930 arasında olduğu görülmüştür. Yapılan önceki çalışmalarda[4,5,7,8] katı atık dolgularında istenilen güvenlik sayıları 1.5 dan büyük değerlerin elde edilmesidir. Tablo 1 den anlaşılacağı gibi değerler belli kesitler hariç 1.5 civarında olmasına rağmen şevlerin eğimi limitlerin üzerindedir. Özellikle kış aylarında devamlı olarak dolgunun sahil kenarında lokal kaymalar oluşmakta ve deniz kıyından aldığı çöpleri bütün sahil bölgesine dağıtmaktadır. Bu kaymaların kış aylarındaki uzun süreli yağmurlara ve deniz fırtınaları sırasında oluşan yüksek dalgaların sebep olduğu düşünülmektedir.[9]



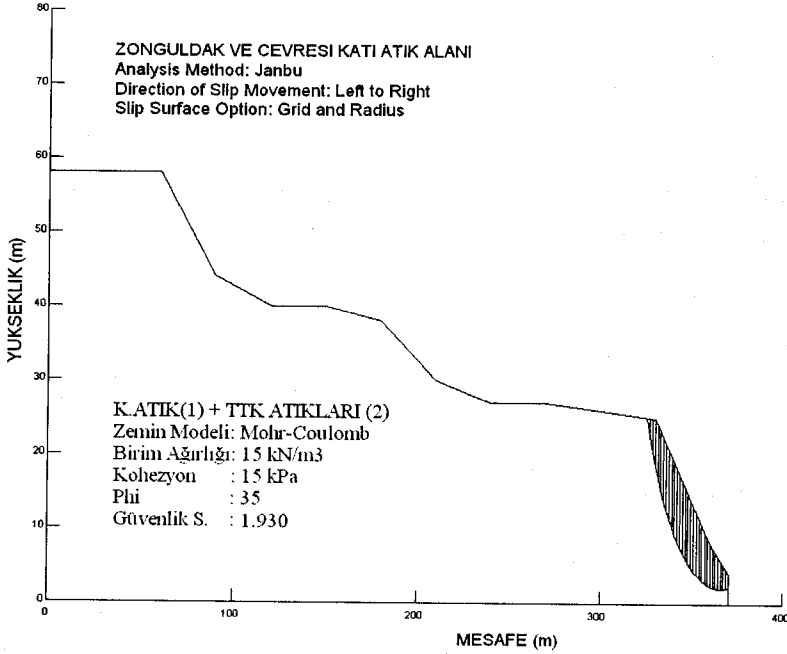
Şekil 3 Katı Atık Alanı 3-D MESH Görüntüsü



Şekil 4 Katı Atık Alanı 0-0 kesiti Şev Stabilite Analizi Sonucu



Şekil 5 Katı Atık Alanı 60-60 kesiti Şev Stabilite Analizi Sonucu



Şekil 6 Katı Atık Alanı A-A kesiti Şev Stabilite Analizi Sonucu

Tablo 2. Katı atık Dolgusunun iki boyutlu şev stabilite analiz sonuçları

Kesit Aralıkları Doğu Batı	Eğim	Eğim Açısı	Eğim Limitleri	Hesaplanan Güvenlik Sayıları	Istenen Güvenlik Limitleri
000.00 m	0.73	36°	14° - 18°	1.182	>1.5
030.00m	0.58	30°	14° - 18°	1.522	>1.5
060.00m	0.45	24°	14° - 18°	1.501	>1.5
090.00m	0.75	37°	14° - 18°	1.349	>1.5
120.00m	0.75	37°	14° - 18°	1.260	>1.5
150.00m	0.57	30°	14° - 18°	1.511	>1.5
180.00m	0.66	33°	14° - 18°	1.379	>1.5
210.00m	0.46	25°	14° - 18°	1.591	>1.5
240.00m	0.48	26°	14° - 18°	1.575	>1.5
270.00m	0.32	18°	14° - 18°	1.803	>1.5
300.00m	0.42	23°	14° - 18°	1.562	>1.5

SONUÇ

Çalışmanın konusunu teşkil eden Zonguldak ili vahşi depolama alanı başta Zonguldak ve çevresi olmak üzere tüm Batı Karadeniz Bölgesi için tehlike oluşturmaktadır. Arazide gözlemleri ve yapılan analizlerden malzemenin yüksek oranda şev eğimlerine sahip olmasına rağmen sistemin stabilitesini kritik de olsa korumaktadır. Buradaki asıl sorun, alana hala çöp dökümü devam etmekte ve malzemenin hacmi ve yüksekliği her geçen gün artmaktadır. Dolayısıyla dolgu alandaki stabilitenin bir sınırının olduğu ve gereken tedbirlerin acilen alınmasının gerektiği stabilite analizleri sonucundan da görülebilmektedir. Buna ilaveten dalga hareketlerinden dolayı sahil şeridinin yapısı devamlı değişim içerisinde.

Bu tehlikeleri önleyebilmek için yapılacak olan ilk iş çöp dökümünün durdurularak, yeni bir çöp bertaraf alanının çevre mevzuatına uygun olarak tasarlanması gerekmektedir. Ayrıca Çevre ve Halk sağlığı ve kıyı güvenliği açısından çalışmanın konusu olan mevcut döküm alanı mutlaka rehabilite edilmelidir.

KAYNAKLAR

- [1] **TUGAL** (2002), "Zonguldak Katı Atık Düzenli Depolama Tesisinin Ön Projelerinin Hazırlanması", Teknik Rapor
- [2] **Çelik, F.** (2002), "Bir Yıkım Yatırımı: Karadeniz Kıyı Dolgu Yolu", Türkiye Kıyıları 02, Türkiye'nin Kıyı ve Deniz Alanları IV. Ulusal Konferansı Bildiriler Kitabı, Cilt II, Sayfa 847-856, 5-8 Kasım 2002, İzmir.
- [3] **Edinçliler A., Edil T. B., Benson C. H.** (2004) "Evsel Katı Atıkların Kesme Mukavemeti", ZM10 Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği X. Ulusal Kongresi, Sayfa 329-340, İstanbul
- [4] **Edil T. B.,**(2004) "Katı Atık Depolarında(KAD) Şev Stabilitesi Sorunları", ZM10 Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği X. Ulusal Kongresi, Presentation, İstanbul
- [5] **Alyanak, İbrahim** (1987) "Katı Atık Depolama Yerlerinde Karşılaşılan Zemin Mekaniği Problemleri ve Önlemler", Uluslar arası Çevre 87 Sempozyumu, Sayfa 61-78, İstanbul
- [6] **TTK Genel M.** (1989) "Gelik İşletmesi Kömür ve Kayalarının Kaya Mekaniği ve Dizayn Parametrelerinin Çıkarılmasının Araştırılması", Nihai Rapor, 88-03-05-01-05
- [7] **BAGCHI, Amalendu** (2004), Design of Landfills and Integrated Solid Waste Management, Third Edition, John Wiley&Son, 695 sayfa
- [8] **ABRAMSON, W. Lee, LEE, Thomas S.**(2002), Slope Stability and Stabilization Methods, Second Edition, John Wiley&Son, 712 sayfa
- [9] **ÖZÖLÇER, İsmail H., YILDIRIM Y.**(2005), "Zonguldak Kıyılarının Kıyı Yönetimi Açısından İncelenmesi", 5. Ulusal Kıyı Mühendisliği Sempozyumu, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Sayfa 541-556.

SUMMARY

Many cities and counties located along the Black Sea Region such as Zonguldak, collect the disposals of solid wastes and dump them on land, very close to a residential area. This process creates irregular and uncontrolled municipal solid waste (MSW) landfills. Uncontrolled solid waste area in Zonguldak has potential hazards in the province and in throughout the Black Sea Region. In this study, topographic surveys were conducted to visualize three dimensional contour map of the MSW lanfill, then 2-dimensional cross-sections(East to West) of the landfill were generated from the 3-dimensional map in order to analyze slope stability of landfill. Although the MSW depot has high slope angles, the potential slip surfaces of the landfill gave sufficient factor of safety values ($FOS > 1$). The real concern in this matter is that the deposit area is being used for collecting and damping MSW and a slope failure will be expected in the future. In order to prevent this, the solid waste management issues have to be considered at once.

**YÜKSEK FIRIN CURUFU VE KİRECİN KATKI OLARAK
KİL ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ VE YOL YAPIMINDA
KULLANIMININ ARAŞTIRILMASI**

Aydın KAVAK

Yard.Doç.Dr.
Kocaeli Üniversitesi,
İnşaat Mühendisliği Bölümü,
41040 Kocaeli TÜRKİYE

Gamze BİLGEN

Öğretim Görevlisi
Karaelmas Üniversitesi
AMYO
67850 Zonguldak TÜRKİYE

ÖZET

Bu çalışmanın amacı atık bir malzeme olan curufun yol yapımında kullanılabilirliğinin incelenmesidir. Bu çalışmada bentonit kili Ereğli Demir Çelik Fabrikası'ndan temin edilen yüksek fırın curufu ve kireç ile birlikte stabilize edildikten sonra 0, 7 ve 28 gün kür edilerek numunelerin mukavemetlerdeki değişimler incelenmiştir.

Çalışma iki aşamada yapılmıştır. Birinci aşamada 900 mikron boyutlarındaki curuf (bu çimento katkı malzemesi olarak kullanılan curuftur) bentonite eklenmek sureti ile incelenmiş, ikinci aşamada ise kireç ve 150 mikron çapındaki elekten elenmiş curuf eklenmiştir. Bu çalışmaların sonunda özellikle, % 5 curuf ve % 7,5 kireç ile karıştırılan bentonitin serbest basınç değerinde, 28 gün sonunda 25 kata varan artışlar oluşmaktadır. Ayrıca, kırılma anındaki birim deformasyonların % 11 seviyelerinden % 1 seviyelerine düştüğü gözlenmektedir. Curuf, kireç ve bentonit karışımı, bentonitin optimum su muhtevasını belirgin olarak etkilememekle birlikte, kuru birim hacim ağırlığını azaltmakta ve proktor eğrisini düzleştirmektedir. Böylece zemin rijit bir yapıya dönüşmekte ve elastisite modülü artmaktadır.

Karışımların deneylerde kullanılan oranlarda yol yapımında alt temel veya taban zeminde kullanılması, zemindeki deformasyonları azaltarak yol kesitlerinde küçülme, buna bağlı olarak da maliyetlerde azalma sağlayabilecektir.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

Curuf, Demir Çelik Fabrikalarında 1 ton çelik üretimi esnasında yaklaşık 300 kg olarak ortaya çıkan bir yan üründür ve ülkemizdeki kullanım alanları, oluşan curuf tepciklerini eritecek boyutlarda değildir. Karayolu üst yapısında agrega olarak kullanılabilirliği üzerinde yapılan çalışmalar oldukça olumlu sonuçlar vermiştir.(Ilıcalı,1998) Çimentoda puzolan olarak kullanılan Yüksk Fırın Curufun kimyasal yapısı incelendiğinde çimentoya benzerliği gözlenmiştir. (TS 20, 1992; Erdoğan ve Tokyay, 1997; Onaran, 1997;) Bu ilişki ile kil zeminler üzerinde de iyileştirici etkiler yapabileceği fikri oluşmuştur.

Kirecin kil zemin üzerindeki olumlu etkileri ise bir çok kez ispatlanmış ve özellikle yüksek plastisiteli killerde önemli bir katkı malzemesi olarak kullanılmaktadır.(Terrel,R.L. ve diğ.,1984)

Veith (2000), Lind, Fällman and Larsson (2000), Glasser ve diğ. (2001), Al-Shab ve diğ. (2002)'nin çalışmalarından ve literatürde yapılan diğer taramalardan özellikle Amerika, (Stewart ve Kalyoncu, 1998) Polonya, (Steekiwicz and Asamska, 1997) Kazakistan, (Aktubinsk, 2002) Finlandiya (Ulla - Maija and Wahlström, 2002) ve İtalya'da(Veith, 2000) değişik curuf tiplerinin zemin stabilizasyonunda kullanılabildiği görülmüştür.

AMAÇ

Bu incelemede, Yüksek Fırın Curufunun (Y.F.C) yol alt yapısında, özellikle killi zemini güçlendirme amacı ile kullanılması durumu değerlendirilmiştir. Laboratuvar koşullarında bentonit kili ile hazırlanan numunelere değişik oranlarda Yüksek Fırın Curufu (Y.F.C) ve kireç katılmak suretiyle, Y.F.C. nun kil zemin üzerindeki etkileri incelenmiştir.

BÖLÜM 1 KULLANILAN MALZEMELERİN TANIMLARI VE ÖZELLİKLERİ

1.1. Curuf

Demir-Çelik fabrikalarında bulunan yüksek fırınlarda, içerisinde yoğun demir filizleri bulunan toprağın 1500⁰C ler de yakılıp, demir filizleri alındıktan sonra, geriye kalan maddeye “Yüksek Fırın Curufu” denir. Y.F.C.ları soğutulmuş şekillerine göre değişik granülometrelere ve yapılara sahip olurlar. Curuflar kızgın halde iken üzerlerine basınçlı olarak soğuk su tutulması ile ani olarak soğutulurlar ve kum boyutunda bir yapıya sahiptirler. En yaygın olarak bilenen ve kullanılan curuf tipidir.

Tablo 1. Potlant Çimentosu ve Y.F.C.nun Karşılaştırmalı Kimyasal Analizi (Erdemir ,2003)

Kimyasal Yapı (%)	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	MnO	SiO ₂	SO ₃
Curuf	34-41	34-36	13-19	0,3-2,5	3,5-7	1-2,5	1-2	-
Portlant Çimento	60-67	17-25	3-8	0,5-6,0	0,1-4,0	-	-	1-3

1.2 Kireç

Bu çalışmada kullanılan, piyasada “ Paketlenmiş söndürülmüş kireç (inşaat tipi) ” adı altında 25 kg. lık ambalajlarda satılan, TS 4022’ ye uygun olarak üretilmiş ‘Paksan’ marka kireçtir. Kimyasal formülü $Ca(OH)_2$ (Kalsiyumhidroksit) dir. (Paksan,2003)

1.3 Bentonit

Bentonit, volkanik kül veya tüf gibi, camsı volkanik gercin kimyasal ayrışmasıyla ve bozuşmasıyla ortaya çıkan ve son derece küçük kristaller halindeki kil minerallerinden (başlıca montmorillonit grubu) oluşan ve büyük ölçüde kolloidal silisten ibaret, yumuşak, şekillenebilir, gözenekli ve açık renkli bir kayadır. (www.maden.org.tr)

BÖLÜM 2 LABORATUAR ÇALIŞMALARI

2.1 Uygulanan Deneyle

Laboratuar çalışmaları iki aşamada gerçekleştirilmiştir. İlk aşamada bentonit ve curuf değişik oranlarda karıştırılmış ve tüm numuneler bu şekilde hazırlanmıştır. Kullanılan Y.F.C nin gradasyonu Tablo 3 de verilmiştir. Bu çalışma sonucunda serbest basınç deneylerinde hiçbir artış gözlenmemiştir ve bu boyutlarda kullanılan curufun uygun olmadığı anlaşılmıştır. (Bilgen,2004)

Literatür araştırmalarında Y.F.C, killer üzerinde kireç ile birlikte değişik oranlarda karıştırılarak kullandığı ve sonucunda killerin mukavemetlerinde artışlar olduğu gözlenmiştir.(Wild, ve diğ., 1998)

Daha sonra Y.F.C 150 mikrondan küçük olacak şekilde öğütülmüş ve karışıma kireç de eklenerek deneyler tekrarlanmıştır. Deneylerin ayrıntıları ve sonuçları Bölüm 2.3 de verilmiştir.

2.2. Deney Numunelerinin Hazırlanması

Serbest basınç deneyleri için ağırlıkça değişik oranlarda bentonit kireç ve curuf karıştırılarak ilk önce her bir karışım için optimum su muhtevası tesbit edilmiş ve bu su muhtevalarında hazırlanan yeni karışımlar, kompaksiyon aletinde yol yapımı standartlara uygun olarak yani üç tabaka halinde herbir tabakaya 25 vuruş olacak şekilde sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılmış karışımlardan serbest basınç deneyleri için 38 mm. çapında, 76 mm. boyunda numuneler hazırlanmıştır. Numuneler hazırlanırken hidrolik çıkartıcı kullanılmıştır. Hazırlanan bu numunelerden bir kısmı, hazırlandığı gün (0 günlük) kırılmıştır. Her bir karışım oranı için en az üç numune kırılmıştır. 7 ve 28 gün kür edilen numuneler de aynı şekilde hazırlanmış ve desikatörlerde kür edilmiştir. Deneyler TSE 1500, TSE 1900, TSE 1901, ASTM D 422 standartlarına uygun olarak yapılmıştır.

2.3 Deney Çalışmaları

Y.F.C.'na, endeks özelliklerini belirlemek amacı ile; elek analizi, kıvam limitleri, dane birim hacim ağırlık deneyleri uygulanmıştır. Sonuçlar Tablo 2 ve Tablo 3 de verilmiştir.

Tablo 3. Y.F.C ait Elek Analizi Sonuçları

Elek Çapı (mm)	16	8	6,3	2,36	0,85	0,425	0,3	0,15	0,074
Geçen (%)	100	99,1	98,3	81,3	23,5	6,6	4,1	1,8	1,0

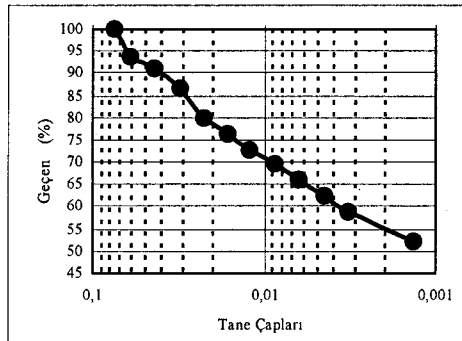
Tablo 4. Y.F.C ait Geoteknik Değerler

Kıvam Limitleri (LL (%),PL (%),PI (%))	Non-plastik
Tabii Su Muhtevası (%)	3
Özgül Ağırlık (< 10 mm) (kN/m ³)	23,60
Özgül Ağırlık(< 150 µm) (kN/m ³)	28,28

Bentonite ise; hidrometre, kıvam limitleri, dane birim hacim ağırlık deneyleri uygulanmıştır.

Tablo 5. Bentonite Ait Geoteknik Değerler

Likit Limit (LL) (%)	107
Plastik Limit (PL) (%)	27
Plastiklik İndisi (PI) (%)	80
Tabii Su Muhtevası (%)	8
Dane Birim Hacim Ağırlığı (kN / m ³)	23,28
w _{opt} (%)	34
Max.K.B.A (kN / m ³)	12,16
Aktivite (%)	80



Şekil 1 Bentonite ait Hidrometre Deney Sonucu

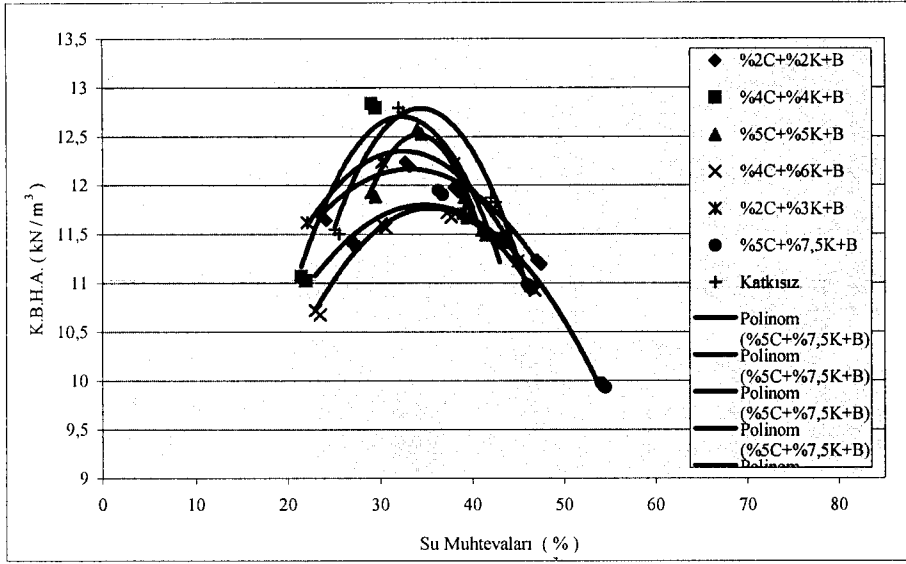
Bölüm 2.1 de belirtildiği üzere I. kısım çalışmalarda; gradasyonu verilmiş olan Y.F.C. bentonitle, düşünülen reaksiyonlara girmemiş ve mukavemetlerde ciddi ve tutarlı bir artış meydana gelmemiştir. Dolayısı ile burada bu deneylerin ayrıntısına girilmeyecek; karışımın yol yapımında kullanılmasının uygun olduğu sonucunu veren çalışmanın ikinci kısmına geçilecektir.

Bentonit'e, 150 mikrondan elenen Yüksek Fırın Curufu (<150 μm . Y.F.C) ile kireç, ağırlıkça şu oranlarda karıştırılmıştır. %2 curuf -%2 kireç; %2 curuf -% 3 kireç; %4 curuf -%4 kireç; %4 curuf -%6 kireç; %5 curuf -%5 kireç; %5 curuf -%7,5 kireç.

Karışımların optimum su muhtevalarını belirlemek amacı ile kompaksiyon deneyleri uygulanmıştır. Deney sonuçları Tablo 6 da verilmiş olup w_{opt} lar da değişimin çok az olduğu gözlenmektedir.

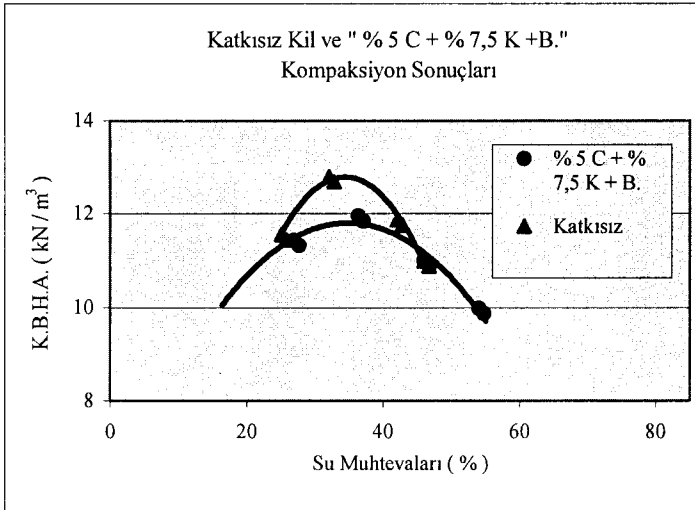
Tablo 6.< 150 μm . Y.F.C + K. +B. Numunelerinin Kompaksiyon Deneyleri Sonuçları

Curuf (kireç) içerikleri (%)	Katkısız	2 (2)	2 (3)	4 (4)	4 (6)	5 (5)	5 (7,5)
w_{opt} (%)	34	33	33	33	35	34	35
Max.K.B.H.A	12,56	11,97	12,16	12,65	11,58	12,26	11,58



Şekil 2 < 150 μ m. Y.F.C + K. + B.'in Optimum Su Muhtevalarındaki Değişimler

w_{opt} lardaki değişimin daha net görülmesi amacı ile katkısız kille % curuf,%7,5 kireç karışımının kıyaslamalı grafiği Şekil 3 de verilmektedir.



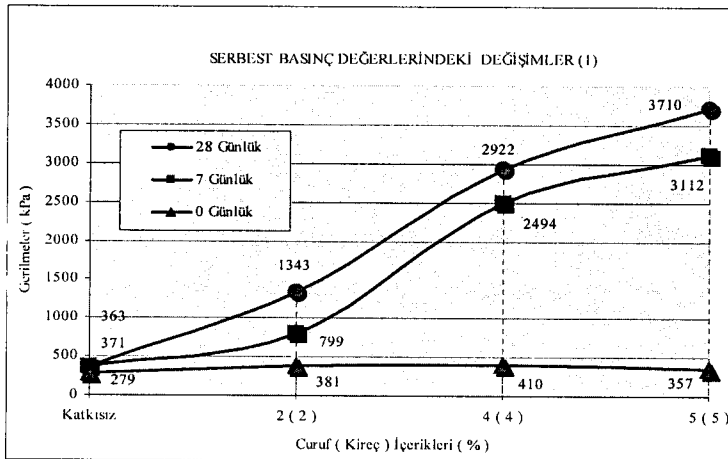
Şekil 3. Katkısız ve % 5 C + % 7,5 K + B. Kompaksiyon Değerlerindeki Değişimler

Bulunan optimum su muhtevalarında hazırlanan serbest basınç numuneleri, 0 (sıfır) günlük, 7 (yedi) günlük ve 28 (yirmi sekiz) günlük olmak üzere üç bölümde kırılmıştır.

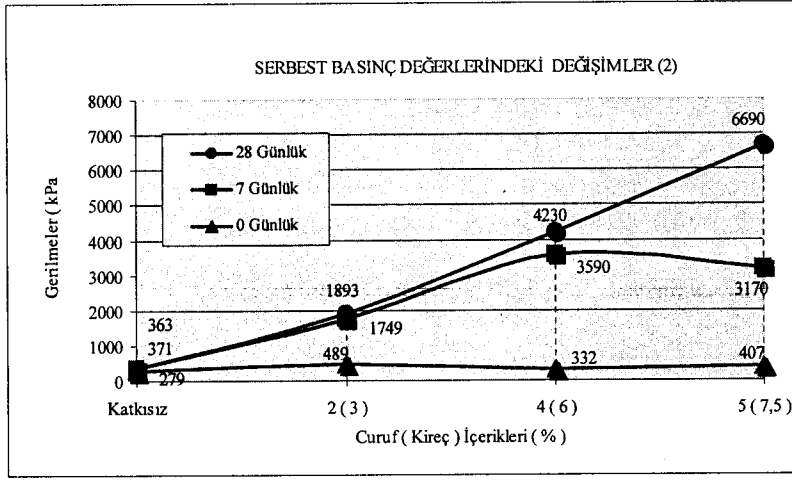
Tablo. 7. < 150 μm . Y.F.C. + K. + B. Ait Serbest Basınç Deney Sonuçları (kN / m^2)

Curuf (kireç) içerikleri (%)	Katkısız	2 (2)	2 (3)	4 (4)	4 (6)	5 (5)	5 (7.5)
0 Gün	280	380	490	410	330	360	480
7 Gün	370	800	1750	2490	3590	3110	3170
28 Gün	360	1340	1890	2920	4230	3710	6690

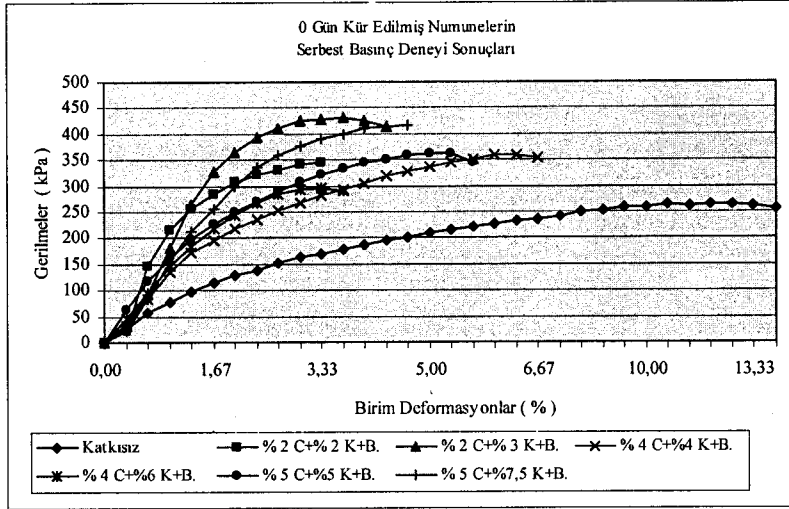
Değişik oranlarda karıştırılmış < 150 μm . Y.F.C. + K. + B. numunelerin, 0 günlük serbest basınç değerlerinde çok büyük değişiklik olmazken, deformasyonda önemli ölçüde azalma meydana gelmektedir. 7 günlük serbest basınç değerlerinde; 0 güne göre 6 kat artış gözlenmektedir. 28 günlük serbest basınç değerleri ise özellikle, % 5 curuf, % 7,5 kireç eklenmiş karışımların, sıfır günlüğüne göre 14 kat, katkısız haline göre ise 24 kat artmıştır.



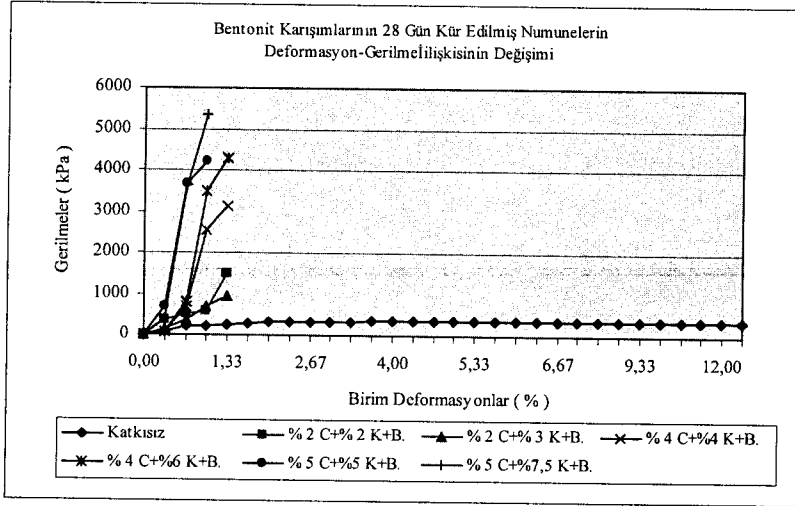
Şekil 4 < 150 μm . Y.F.C +K.+ B.'in Serbest Basınç Değerlerindeki Değişimler



Şekil 5 < 150 μ m. Y.F.C +K.+ B.'in Serbest Basınç Değerlerindeki Değişimler



Şekil 6 < 150 μ m. Y.F.C +K.+ B.'in Serbest Basınç Deneyi Sonuçları



Şekil 7 < 150 µm. Y.F.C +K.+ B.'in Serbest Basınç Deneç Sonuçları

2.3 Deneç Sonuçları Ve Yorumları

Ağırlıkça % 5 oranında 150 mikron boyutunda Y.F.C. ve % 7.5 oranında kireç ile karıştırılan kilin;

- Plastisite İndisinde % 50 civarında azalma oluşmuştur.
- Optimum su muhtevasında ve kuru birim hacim ağırlıklarında önemli bir değişme olmamıştır.
- Birim deformasyon, %11 ler den % 1 lere inmektedir.
- Serbest basınç değeri, 273 kPa' dan 6690 k kPa' ya (yaklaşık 25 kat) yükselmektedir.

SONUÇLAR

Erdemir’de çelik üretimi esnasında üç değişik curuf meydana gelmektedir. Bunlardan bazılarının kara yollarında agrega olarak kullanılabilirliği üzerinde yapılan çalışmalar olumlu sonuçlar vermiştir.(İlıcılı,1988) Yüksek Fırın Curufunun yol alt yapısındaki kil zemini iyileştirmek amacı yapılan çalışmalardan şu sonuçlar alınmıştır.

YFC nin, elenmeden çimento katkı malzemesi olarak kullanılan boyutta bentonite eklenmesinin, bentonit kilinin serbest basınç değerlerinde önemli bir değişiklik meydana getirmediği görülmektedir.

Curufun elenerek belli bir boyutun altına indirilmesi (< 150 µm.) ve değişik oranlarda kireçle karıştırılması durumunda, bentonit kili ile reaksiyona girdiği açık olarak anlaşılmaktadır. Kullanılan kireç ve curuf miktarı, literatür taramasında incelenen çalışmalardaki yüzdeler baz alınarak belirlenmiştir. (Veith, 2000 , Wild ve diğ., 1998)

Proktor deneyleri sonuç grafiklerinde, çimento katkı malzemesi olarak kullanılan boyuttaki curufun, ağırlıkça % 10’ dan fazla oranlarda kullanılmasının, bentonit kilinin optimum su muhtevasında azalmaya ve kuru birim hacim ağırlıklarında artışa neden olduğu görülmektedir. Bunun yanında, 150 mikrondan elenmiş curufun, kireçle birlikte bentonite eklenmesi halinde ise, optimum su muhtevası değişmemekte, kuru birim hacim ağırlıkları azalmakta ve proktor eğrisi düzleşmektedir.

Bentonit kili % 5 curuf ve % 7,5 kireç ile karıştırıldığında serbest basınç değeri 28 gün sonunda yaklaşık 25 kat artış göstererek, 273 kPa dan 6690 kPa değerine yükselmiştir. Kırılma anında oluşan birim deformasyonlar ise

%10–11 mertebelerinden, %1 mertebesine düşmektedir. Böylelikle zemin rijit bir yapıya dönüşmekte ve elastisite modülü artmaktadır.

Curuf ve kireç karışımlarının deneylerde kullanılan oranlarda yol kesitlerine uygulanması halinde, yolda oluşabilecek deformasyonlar azalacak ve yol kesitleri küçülecektir. Bu da yol yapım maliyetlerinde azalma sağlayabilir. Bu konunun ayrıntıları başka bir çalışma olarak ele alınacaktır.

Bu çalışma, curufun öğütülüp elenerek toz halinde yol kesitlerinde kullanılabilmesini göstermektedir. Düşük oranlarda kullanılan curufun, öğütülüp elenerek toz halinde torbalanması, rahatlıkla taşınabilme imkanı sağlayacaktır. Böylelikle fabrikalar uzak yerlerde de ekonomik kullanımı mümkün kılabilir.

Her bir ton çelik üretiminde ortaya çıkan 300 kilo curufun kullanım alanlarının genişletilmesi, curuf atığı yığınlarını azaltacaktır. Ayrıca yol inşaatı sektörüne ucuz bir hammadde sağlayacaktır.

Bu çalışmada, yüksek plastisiteli saf bir kil olan bentonit kullanılmıştır. Değişik kil cinsleri ve doğal killer için de buna benzer çalışmalar yapılabilir.

KAYNAKLAR

1. Ilıcalı M, “Karayolu Üstyapısında Erdemir Curufunun Kullanılabilirliğinin Araştırılması ” Yıldız Teknik Üniversitesi, Doktora Tezi,1998,İstanbul,59 sayfa
2. Türk Standartları, Çimento-Yüksek Fırın Curuflu Çimentolar, Türk Standartları Enstitüsü, 1992.
3. ERDOĞAN, T. Y., Atık Malzemelerin İnşaat Sektöründe Kullanımı - Öğütülmüş Granüle Yüksek Fırın Curuf Ve Kullanımı. Endüstriyel Atıkların İnşaat Sektöründe Kullanılması Senpozyumu Bildiriler Kitabı. TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Ankara Şubesi, 1995, Ankara, Sayfa 1-13
4. Onaran K., Malzeme Bilimi; İ.T.Ü. Fen-Edebiyat Fakültesi Basımevi, İstanbul,1983.
5. TERREL, R. L., EPPS, J.A., BARENBERG, E.J, MITCHELL, J.K., THOMPSON, M.R., Soil Stabilization in Pavement Structures A User’s Manual Pavement Design and Construction Considerations. Federal Highway Administration Department of Transportation, 1, 1984, Washington. , p 11-12
6. VEİTH, G., “Essay Competition Green, Ground End Great Soil Stabilization With Slag”. Building Research & Information, 28, 2000, England, . p 70-72
7. LİND, B.B, FALLMAN, A.M., LARSSON L.B., Environmental Impact Of Ferrochrome Slag in Road Construction. Waste Management, 21, 3, 2001 Sweden. p 255 – 264,
8. AL-RAWAS, A.A, TAHA., R., NELSEN, J. D., AL-SHAB, T. B., A “Acomparative Evaluation of Various Additivies Used in The Stabilization of Expensive Soil”. Geotechnical Testing Journal, 25, .2, 2002.U.S.A.
9. STEWART, B.R and KALYONCU, R., “Materials Flow in the Production And Use Of Coal Cambusttion Products”. www.flyash.info
10. STEEKIEWÍCZ, R. and ADAMSKA, K.Z.,Application of power industry wastes in road embankments. Fuel and Energy Abstracts, 36, 4, , 1999Poland, p 294

- 11 WILD, S, KINUTHIA, J. M., JONES, G. I., HIGGINS, D. D., "Suppression Of Swelling Associated With Ettringite Formation in Lime Stabilized Sulphate Bearing Clay Soils By Partial Substitution Of Lime With G.G.B.S". Engineering Geology, 51, , 1998, England, p 257 – 277
- 12 ERDEMİR,. "Çelikhane Curuflarının Karayollarında Kullanılması Sempozyumu", 2003,Zonguldak.
- 13 PAKSAN Paketlenmiş Kireç Sanayii A. Ş., 2003. Adapazarı
- 14 www.maden.org.tr
- 15 Bilgen G, "Yüksek Fırın Curufu İle Zemin Stabilizasyonu" ,Kocaeli Üniversitesi Yüksek Lisans Tezi,2004

TURGUTLU TUĞLA VE KİREMIT FABRİKALARI KATI ATIKLARININ GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

Devrim ERDOĞAN

Araş. Gör.
E.Ü. İnş. Müh. Böl.
Bornova-İzmir-Türkiye
devrim.erdogan@ege.edu.tr

Selim ALTUN

Y. Doç. Dr.
E.Ü. İnş. Müh. Böl.
Bornova-İzmir-Türkiye
selim.altun@ege.edu.tr

Arif Ş. KAYALAR

Prof. Dr.
D.E.Ü. İnş. Müh. Böl.
İzmir-Türkiye
arif.kayalar@deu.edu.tr

A. Burak GÖKTEPE

Y. Doç. Dr.
E.Ü. İnş. Müh. Böl.
Bornova-İzmir-Türkiye
burak.goktepe@ege.edu.tr

ÖZET

Gittikçe artan endüstrileşme ve tüketimin bir sonucu olarak atık maddeler bütün dünya ülkeleri için olduğu kadar Türkiye için de oldukça önemli bir sorun haline gelmiştir. Bu bağlamda geoteknik mühendisliği de önemli bir işlev yüklenmiş bulunmaktadır.

Bu atık sorununu geleneksel teknolojide temellenen Turgutlu tuğla ve kiremit endüstrisi de özellikle bu çalışmanın gerçekleştirilmiş olduğu 1996 ve 1997 seneleri itibari ile önemli ölçüde yaşamakta idiler. Bu bildiride, üretimin geleneksel teknolojide temellendiği Turgutlu tuğla / kiremit fabrikaları katı atıkları olarak adlandırılan kırık tuğlalar ve kömür küllerinin geoteknik açıdan özelliklerinin belirlendiği ve geoteknik mühendisliği alanında kullanılabilirliklerinin araştırıldığı çalışmanın bir dökümünün verilmesi amaçlanmaktadır.

GİRİŞ

İkinci dünya savaşından sonra ülkemizde yapılaşmaya verilen önem, hızlı nüfus artışı nedeniyle oluşan konut ihtiyacı ve ekonomik istikrarsızlığa bağlı spekülasyon yatırım eğilimi, inşaat sektörünü canlandırmış, buna bağlı olarak tuğla ve kiremit üretimi de artmıştır.

Türkiye tuğla / kiremit üretiminin yaklaşık %10' unun yapıldığı Manisa ili Turgutlu ilçesi yöresinde bulunan ve çoğu geleneksel teknolojide temellenen işletmelerde gerçekleştirilmektedir. Buradaki işletmelerde çamur hazırlama, şekillendirme, kurutma ve pişirme aşamalarından geçirilen kil, 900°C civarında sinterleme ile tuğla / kiremite dönüştürülmektedir (1). Yörede, 1997 senesi itibari ile yapılan araştırmaya göre 80 adet işletme mevcuttur.

Bu teknolojinin beraberinde sürüklediği çeşitli nitelikte engeller nedeniyle (örneğin pişirme öncesi ve pişirme sırasında oluşan bazı ihmal ve kusurlar), üretim sürecinin çeşitli aşamalarında oldukça fazla miktarda bozuk ve çatlak tuğlalar oluşmaktadır. Bu atık türüne ek olarak, pişirme için gerekli ısının sağlanması amacıyla yakılan kömürün cüruf ve külleri de atık kaynağının ikinci bileşeni olmaktadır. Özellikle tuğla atıklarını doğa yok edememektedir. Yörede 1996-1997'de yapılan araştırmaya göre 225-250 bin ton/yıl atık oluşmakta idi.

Bu makalede, tuğla ve kiremit fabrikası katı atıkları olarak adlandırılan hasarlı tuğlalar ve kömür küllerinin geoteknik mühendisliği açısından değerlendirilebilmesi için yapılan laboratuvar araştırmasının bir bölümü sunulmaktadır.

DENEYSEL ÇALIŞMA

Atık Malzemelerin (Bozuk Tuğlalar ve Kömür Külleri) Bazı Fiziksel ve Kimyasal Özellikleri

Deneysel çalışmada, Turgutlu'da bulunan PEKSAN tuğla ocağının atık depolama sahasından getirilen hasarlı tuğlalar ve ocağın tabanından alınan kömür külleri kullanılmıştır. Hasarlı tuğlalar kırıldıktan sonra çeneli kırıcıda öğütülerek en büyük dane çapları sırasıyla No.4 ve 3/4" eleklerden geçecek şekilde, köşeli ve gözenekli danelerden oluşan iki ayrı tuğla kırığı malzemesi hazırlanmıştır. Bilindiği üzere pişirilmiş kil olan tuğla, gözenekli bir yapıdadır. Sinterleme nedeniyle oldukça dayanım kazanan tuğlanın kırıntıları da gözenekli ve dayanıklı danelerdir. Yapılan çalışmalara göre tuğlaların porozitesinin %20-%31, su emme yüzdesinin %11-%18, birim hacim ağırlığının 1.7-1.9 gr/cm³ ve yoğunluğunun da 2.34-2.62 gr/cm³ aralıklarında değişen değerlerde olduğu bilinmektedir (1).

Turgutlu'da bulunan işletmeler tuğla/kiremit olmak üzere hazırlanan kil birimlerini pişirmek için linyit kömürü kullanmaktadırlar ve bu kömürün külleri fazla miktarlarda yanmamış karbon içermektedirler. Yanmamış karbon aynı zamanda külün içindeki organik madde miktarını da teşkil eder. Özellikle su ile temas ettiklerinde bu küllerden gelen sülfür kokusu organik maddelerin varlığının bir diğer göstergesidir. Kül içindeki yanmamış karbon miktarını kullanılan kömürün cinsi, fırın türü, yanma koşulları önemli ölçüde etkilemektedir (2). Turgutlu'daki işletmelerde oluşan kömür külleri içindeki organik madde miktarı %10-%33 arasında değişmektedir.

Bu çalışmada kullanılan kömür külü ise açık gri renkte olup, kl içinde fazla miktarda gözlenen siyah partiküller ise yanmamış karbon parçacıklarıdır. Bilindiği üzere, kömür külü içinde gözlenen yanmamış karbon parçacıkları külün mühendislik parametrelerini, özellikle sıkıştırma-mukavemet özelliklerini yakından etkileyen faktörlerden biridir (3). Tuğla kırığı ve kömür külü malzemelerinin kimyasal analiz sonuçları Tablo 1.'de görülmektedir. Özellikle kömür külü yüksek miktarlarda CaO içermektedir.

Tablo 1. Tuğla Kırıkları Topluluğu ve Kömür Külü Malzemelerinin Kimyasal Analiz Sonuçları (D.E.Ü., Jeoloji Müh.Böl., Kimyasal Analiz Laboratuvarı, 1996)

	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	MgO (%)	CaO (%)	Na ₂ O (%)	K ₂ O (%)	TiO ₂ (%)	P ₂ O ₅ (%)	MnO (%)	Yanma Kaybı (%)
Tuğla	66.91	14.59	6.52	2.41	3.63	0.79	2.85	0.89	-	0.09	0.82
Kül	35.88	15.63	5.44	1.48	20.04	0.86	1.13	0.40	-	0.072	12.71

Hazırlanan Atık Malzeme Grupları

413

Bu çalışmada, en büyük dane çapı belli bir elek açıklığından küçük olan tuğla kırıkları topluluğu, kömür külü ve bu iki malzemenin belli oranlarda karışımından oluşan karışım malzemeleri olmak üzere yedi grup malzeme geoteknik laboratuvar deneyleri ile incelenmiştir. Hazırlanan malzeme grupları aşağıdaki gibidir;

G1 : En büyük dane çapı No.4 elek açıklığından küçük olan tuğla kırıkları topluluğu

G2: En büyük dane çapı 3/4" elek açıklığından küçük olan tuğla kırıkları topluluğu

G3: Kömür külü

G4: %75 en büyük dane çapı No.4 elekten geçen tuğla kırıkları topluluğu+%25 kömür külü

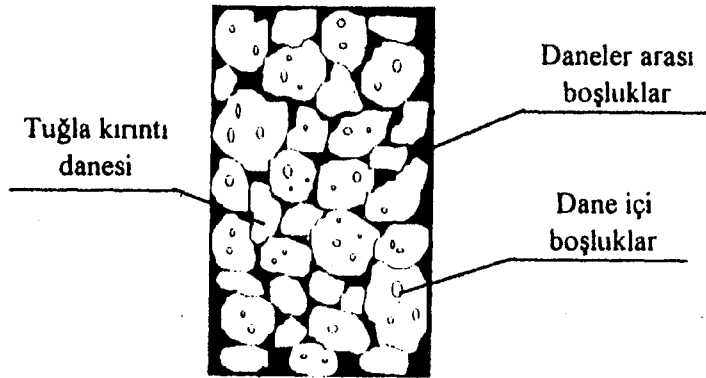
G5: %50 en büyük dane çapı No.4 elekten geçen tuğla kırıkları topluluğu+%50 kömür külü

G6: %75 en büyük dane çapı 3/4" elekten geçen tuğla kırıkları topluluğu+%25 kömür külü

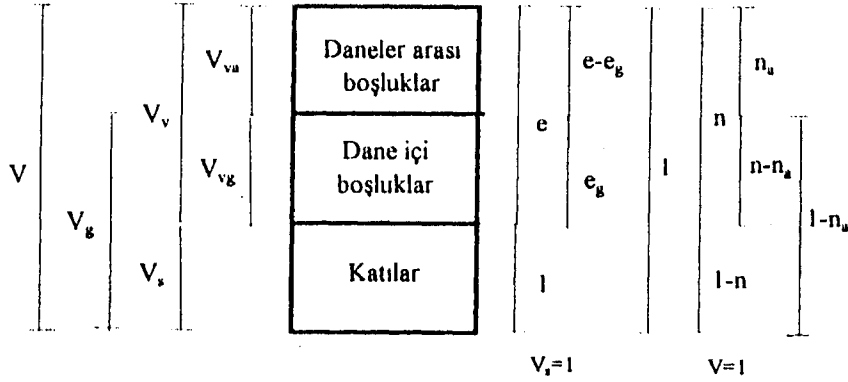
G7: %50 en büyük dane çapı 3/4" elekten geçen tuğla kırıkları topluluğu+%50 kömür külü

Tuğla Kırıntı Daneleri Topluluğunun Faz İlişkileri ve Boşluk Oranı, Porozite İlişkileri

Pişirilmiş kilin en önemli özelliği gözenekli yapıda olmasıdır. Tuğla kırıntılarının oluşturduğu bir daneler topluluğu Şekil 1'de görülmektedir. Tuğla kırıntılarında oluşan daneler topluluğunun faz ilişkilerinde, daneler arası boşluklar kadar dane içi boşluklar da önemlidir. Şekil 2.'de tanımlanan prizma göz önüne alınarak tuğla kırıntı daneleri topluluğu için aşağıdaki boşluk oranı ve porozite ilişkilerini elde etmek mümkündür (4).



Şekil 1. Tuğla Kırıntı Daneleri Topluluğu Prizması (Kayalar, A.Ş.,
Erdoğan,D.,1996)



Şekil 2. Tuğla Kırıntı Daneleri Topluluğu Faz Tanımlamaları
(Kayalar, A.Ş., Erdoğan,D.,1996)

$$V = V_v + V_s \quad (1a)$$

$$V_v = V_{va} + V_{vg} \quad (1b)$$

$$V_g = V_{vg} + V_s \quad (1c)$$

Burada, V =toplam hacim, V_v =toplam boşluk hacmi, V_{va} =daneler arası boşluk hacmi, V_{vg} =dane içi boşluk hacmi, V_g =dane hacmi, V_s =katı hacmi olarak tanımlanmıştır

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2a)$$

$$e_g = \frac{V_{vg}}{V_s} \quad (2b)$$

$$e_a = \frac{V_{va}}{V_g} \quad (2c)$$

$V_s=1$ için, boşluk oranı cinsinden,

$$e_a = \frac{e - e_g}{1 + e_g} \quad (3)$$

$V=1$ için porozite cinsinden,

$$n_g = \frac{n - n_a}{1 - n_a} \quad (4)$$

elde edilir. Porozite ve boşluk oranı arasındaki ilişki ise (5a) ve (5b) de görülmektedir.

$$e_a = \frac{n_a}{1 - n_a} \quad (5a)$$

$$e_g = \frac{n - n_a}{1 - n} \quad (5b)$$

Burada, e =toplam boşluk hacminin katı hacmine oranı, e_g =dane içi boşluk hacminin katı hacmine oranı, e_a =daneler arası boşluk hacminin dane hacmine oranı, n =toplam boşluk hacminin toplam hacme oranı, n_g =dane içi boşluk hacminin toplam dane hacmine oranı, n_a =daneler arası boşluk hacminin toplam hacme oranı olarak tanımlanmaktadır.

İndeks Özellikleri ve Sınıflandırma

Aşağıda Tablo 2'de, hazırlanmış olan atık malzemesi gruplarının zemin sınıflandırması ve indeks özellikleri bilgileri verilmektedir.

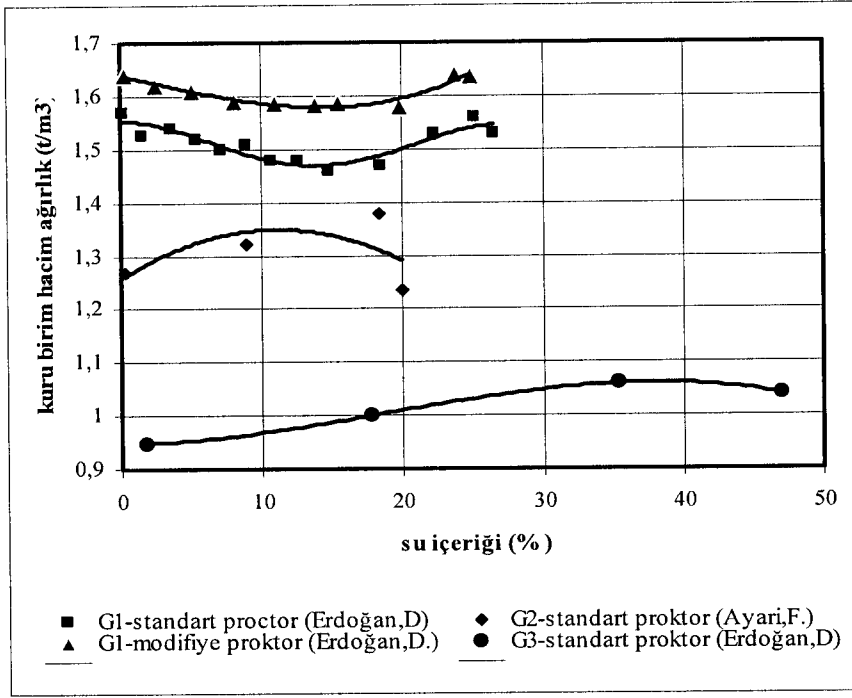
Tablo 2. Atık Malzemesi Gruplarının Birleşik Zemin Sınıflandırması ve İndeks Özellikleri (Erdoğan,D., 1997; Ayari,F.,1997)

Hazırlanan Malzeme Grupları	-No.4 (%)	-No.200 (%)	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	C _c	C _u	Zemin Sınıfı	Özgül Ağırlık
G1	100	16	1.55	1	-	-	-	SM	2.73
G2	26.6	3.0	12	5	0.9	2.3	13	GW	2.73
G3	100	18	0.39	0.15	-	-	-	SM	2.51
G4	100	15.5	1.8	0.4	0.07			SM	2.67
G5	94.4	11.40	1.1	0.28	0.06	1.2	18.3	SW-SM	2.62
G6	33.1	5.3	11	4	0.25	5.8	44	GP-GM	2.67
G7	68.7	9.7	1.8	0.3	0.08	0.63	22.5	SP-SM	2.62

Tuğla kırıklarının ortalama dane birim hacim ağırlığı, parafin yöntemi kullanılarak $\gamma_s=1.96 \text{ gr/cm}^3$ olarak bulunmuştur. Ayrıca öğütülerek pudra haline getirilen tuğla kırıkları üzerinde yapılan özgül ağırlık deneyinden, tuğla kırıkları malzemesinin özgül ağırlık değeri, $G_s(\text{tuğla kırığı})=2.73$ olarak bulunmuştur. Bu değerler göz önüne alınarak, tuğla kırığı malzemesi için $e_g=0.39$ olarak hesaplanabilir. Kömür külünün özgül ağırlık değeri ise $G_s(\text{kül})=2.51$ 'dir. Karışım malzemelerinin özgül ağırlık değerleri ise, tuğla kırığı ve kömür külün toplam malzeme içindeki yüzdeleri göz önüne alınarak Tablo 2.'de olduğu gibi hesaplanır.

Kompaksiyon Deneyleri

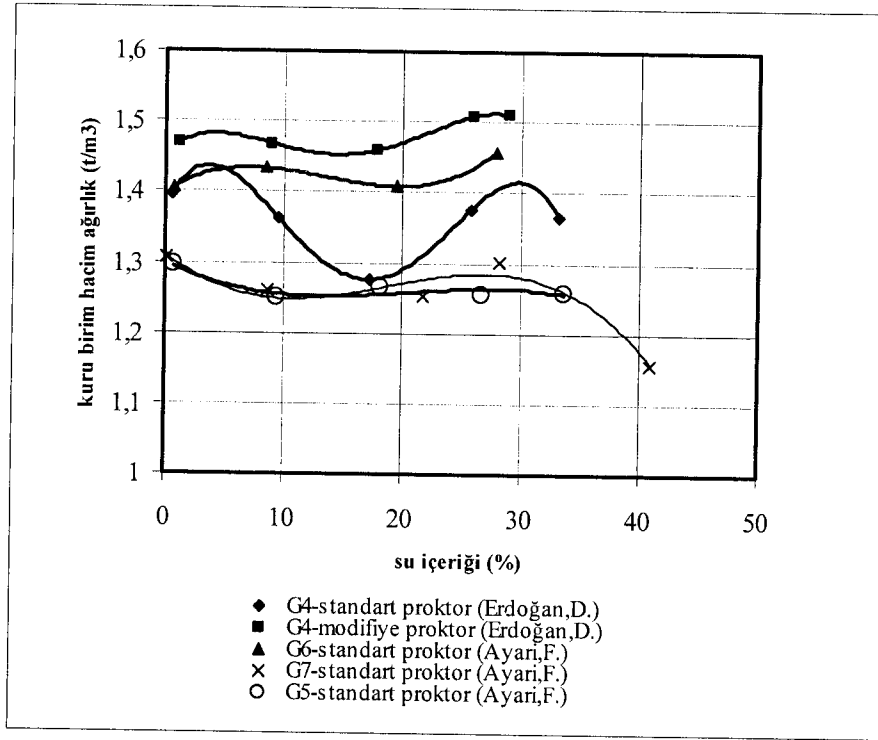
Tuğla kırıkları ve küller hem tek başlarına, hem de belli oranlarda karıştırılarak Standard Proctor ve Modifiye Proctor deneylerine tabi tutulmuştur. Sıkıştırma deneyleri ASTM D 698-78 ve ASTM D 1557-78 standartlarına göz önüne alınarak yapılmıştır. Şekil 3. ve Şekil 4' de hazırlanan malzeme gruplarının kompaksiyon eğrileri görülmektedir. Tablo 3. de ise elde edilen maksimum kuru birim hacim ağırlık, optimum su içeriği ve boşluk oranı değerleri görülmektedir.



Şekil 3. Kömür Külü ve En Büyük Dane Çapı No.4 ile 3/4'' Eleklerden Geçen Tuğla Kırığı Malzemelerinin Sıkıştırma Diyagramları

Şekil 3 ve Şekil 4'de görülen kömür külü dışındaki malzemeler sıkıştırma davranışı açısından yaklaşık aynı değerlerde olan iki tane maksimum kuru birim hacim ağırlık değerine sahip olma eğilimi göstermişlerdir. Yalnızca tuğla kırığından oluşan G1 ve G2 malzemelerine ait olan sıkıştırma eğrilerinde ilk maksimum kuru birim hacim ağırlık değeri kuru durumda elde edilmiş olup su içeriği arttırıldıkça kapiler etkiler nedeni ile (5) azalma eğilimi göstermiş ve belli bir değerden sonra yeniden ilk kuru birim hacim ağırlığına yükselmeye başlamıştır. Zemin kuru iken sıkıştırmaya karşı direnç esas olarak zemin danelerinin yüzey pürüzlülüğünden kaynaklanmaktadır. Düşük su içeriklerinde ise kapilarite nedeniyle negatif boşluk suyu basıncına bağlı efektif gerilme artışı ve kayma direnci artışı oluşmakta , bu da sıkıştırmaya karşı ek bir direnç oluşturmaktadır. Belirli bir su içeriğine kadar

bu etki artarak maksimuma çıkmakta, boşluklarda doygunluk oluşmaya başladığında ise azalmaktadır. Suyun yüzey pürüzlülüğünü azaltıcı etkisinin de katkısı ile sıkıştırmaya karşı direnç azalmakta ve zemin daha çok sıkıştırılmaktadır.



Şekil 4. Karışım Malzemelerinin Sıkıştırma Diyagramları

Kömür külü içerdiği yüksek miktarlardaki organik madde miktarına bağlı olarak standart proktor enerjisi altında optimum su içeriği oldukça yüksek bir değerde (%35) elde edilmiştir.

Karışım örneklerinin kompaksiyon eğrileri (Şekil 4.) incelendiğinde, yalnızca tuğla kırığından oluşan örneklere göre daha düşük kuru birim hacim

ağırlık değerleri vermekle birlikte, serbest basınç deneyleri sonuçlarından da görüleceği üzere karışım örnekleri su ile temas ettiklerinde zaman içinde sertleşen bir yapı oluşmakta ve dayanım artmaktadır. Şekil 3. ve Şekil 4. de görüldüğü üzere, tuğla kırığı ve karışım malzemelerinin sıkıştırma eğrileri su içeriğindeki değişime çok fazla duyarlı değildir.

Tablo 3. Malzeme Gruplarının Sıkıştırma Deneyi Bulguları

Malzeme Grupları	Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık $\gamma_{k,max}$ (gr/cm ³)	Optimum Su İçeriği w_{opt} (%)	Boşluk Oranı, e	e_a
G1	1.56 (standart proktor)	25	0.75	0.26
	1.64(modifiye proktor)	24	0.66	0.19
G2	1.38 (standart proktor)	18	0.97	0.42
G3	1.06 (standart proktor)	35	1.36	-
G4	1.37 (standart proktor)	26	0.95	-
	1.51 (modifiye proktor)	29	0.77	-
G5	1.27 (standart proktor)	20	1.06	-
G6	1.45(standart proktor)	27	0.84	-
G7	1.31(standart proktor)	30	1.00	-

Serbest Basınç Deneyleri

Tuğla kırıkları topluluğu ve kömür külünden oluşan karışım malzemesinin sıkıştırıldığı kalıptan çıkarılmadan su içinde bekletilmesi sonucu kendi kendine katılan dayanımlı bir malzemenin elde edildiği bu çalışmada rastlantısal olarak geçirimsizlik deneyleri yapılırken gözlenmiş ve tuğla kırıkları ile kömür külü arasında oluşan çimentolaşma etkisinin bu dayanım artımına neden olabileceği yorumu yapılmıştır. Bu noktadan hareketle, standart proktor sıklığında sıkıştırılmış karışım örnekleri hem su içeriklerinin korunması amacı ile naylon poşetlere yerleştirilmek suretiyle ve hem de su içerisinde olmak üzere iki ayrı durumda, 7 ve 28 günlük bekleme

süresine tabi tutulmuş ve daha sonra da bu örnekler üzerinde serbest basınç dayanımı deneyleri yapılmıştır.

Deneilerde,yalnızca standart proktor sıklığında sıkıştırılmış örnekler kullanılmıştır çünkü modifiye proktor sıklığındaki örneklerin su içinde katılaştıktan sonra serbest basınç kalıplarından çıkarılması permeabilite deneyinden elde edilen deneyime göre mümkün olamayabileceği düşünülmüştür. Serbest basınç deneyleri, %75 –No.4 tuğla kırıkları topluluğu+%25 kömür külü ve %50 –No.4 tuğla kırıkları topluluğu+%50 kömür külü olmak üzere iki karışım malzemesi üzerinde yapılmıştır. Karışım malzemeleri 5 cm.x 10 cm. ve 3.5 cm.x 7 cm. silindir çelik kalıplar içinde sıkıştırılmıştır.

Tablo 4 ve Tablo 5 de, sırasıyla, %75 –No.4 tuğla kırıkları topluluğu+%25 kömür külü ve ve %50 –No.4 tuğla kırıkları topluluğu+%50 kömür külü kullanılarak hazırlanmış ve daha sonra da, 7 ve 28 günlük bekleme sürelerine tabi tutulmuş karışım örneklerinin serbest basınç dayanımları görülmektedir. Her iki karışım malzemesinde de gerek naylon poşetlerde gerekse su içinde bekletilerek küre tabi tutulan örneklerde 28 günlük serbest basınç dayanımları 7 günlük dayanımlardan yüksek bulunmuştur. Ayrıca naylon poşet içinde bekletilerek yapılan kür işlemi su içindekinden daha yüksek değerler vermiştir. Sıkıştırma yöntemi, örnek boyutları ve örneklerin kalıplardan çıkarılması sırasında meydana gelebilecek hasarlar, dayanım değerlerini etkileyen en önemli unsurlar arasındadır.

Karışım örneklerinde, zamana bağlı dayanım artışının yanı sıra gözlenen diğer bir özellik de, kırıldıktan sonra, örneklerin iskelet yapısının dağılmaya başlamasıdır. Karışım örnekleri, serbest basınç kalıpları içinde sıkıştırıldıktan sonra kömür külleri ile tuğla kırığı daneleri arasında

çimentolaşma oluşmakta ve suyun varlığı dolayısı ile de kendi kendine katılarak dayanımlı bir yapı meydana gelmektedir. Deneylerde kullanılan kömür külleri linyit kömürü bazlı olduğu için yüksek miktarlarda CaO içermektedir. Bu tür küller sıkıştırılıp, su ile temas ettiklerinde, daneler arasında meydana gelen çimentolaşma ile katılaşma özelliği gösterirler (2). Ayrıca, karışım örneklerinin kalıplarda sıkıştırıldıktan sonra içerdikleri yüksek miktarlardaki organik madde miktarına bağlı olarak şişme eğilimi göstermiş ve bu da dayanım artışına sebep olmuş olabilir (5).

Tablo 4. %75 –No.4 tuğla kırıkları topluluğu+%25 kömür külü karışım örneklerinin 7 ve 28 Günlük Serbest Basınç Dayanımları (Erdoğan, D., 1997)

7 Günlük Serbest Basınç Dayanımları		28 Günlük Serbest Basınç Dayanımları	
Naylon poşette bekletilmiş örnekler	Su içinde bekletilmiş örnekler	Naylon poşette bekletilmiş örnekler	Su içinde bekletilmiş örnekler
7.28 (3.5x7.0)	3.95 (3.5x7.0)	29.5 (3.5x7.0)	13.25 (5.0x10.0)
8.52 (3.5x7.0)	7.24 (5.0x10.0)	17.3 (5.0x10.0)	14.52 (5.0x10.0)
10.29 (3.5x7.0)	2.80 (5.0x10.0)	16.3 (5.0x10.0)	17.83 (5.0x10.0)
7.59 (3.5x7.0)	6.37 (5.0x10.0)		29.73 (3.5x7.0)**
16.63 (3.5x7.0)	21.8 (5.0x10.0)*		
ORTALAMA=10.10	ORTALAMA=5.09	ORTALAMA=21.03	ORTALAMA=15.2

* Bu örnek 10 gün küre tabi tutulmuştur.

** Bu örnek 30 gün küre tabi tutulmuştur.

Parantez içindeki değerler örnek boyutlarını belirtmektedir.

Tablo 5. %50 -No.4 tuğla kırıkları topluluğu+%50 kömür külü karışım örneklerinin 7 ve 28 Günlük Serbest Basınç Dayanımları (Ayari, F., 1997)

7 Günlük Serbest Basınç Dayanımları Naylon poşette bekletilmiş örnekler (kg/cm²)	28 Günlük Serbest Basınç Dayanımları Naylon poşette bekletilmiş örnekler (kg/cm²)
3.27 (5.0x10.0)	14.32 (5.0x10.0)
4.22 (5.0x10.0)	16.73 (5.0x10.0)
3.68 (5.0x10.0)	14.19 (5.0x10.0)
	16.08 (5.0x10.0)
	15.63 (5.0x10.0)
ORTALAMA=3.72	ORTALAMA=15.39

Parantez içindeki değerler örnek boyutlarını belirtmektedir.

SONUÇLAR

Boşluklu bir yapıda olan tuğla kırıntıları sıkıştırıldığında , birim hacim ağırlığı oldukça düşük olan bir dolgu kütlesi elde edilmektedir. Tuğla kırıntılarının kül ile karıştırılması sonucu elde edilen karışım optimum su içeriği ve maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinde sıkıştırıldığında, zaman içinde sertleşen bir yapı meydana gelmektedir. Karışımın sertleşmiş durumdaki serbest basınç dayanımı değerleri, temel zemininde aranan dayanımın çok üzerinde olmaktadır. Özellikle temel altında dayanımlı bir dolgu kütlesi oluşturulması açısından uygun bir malzeme olarak düşünülmektedir. Sıkıştırılmış birim hacim ağırlığı, sıkıştırılmış konvansiyonel dolgu malzemesinin %70'i kadar olduğundan, ağırlığı önemli olan dolgu uygulamalarında alternatif bir malzeme olarak düşünülebilir.

KAYNAKLAR

1. Güler,Ç.,vd.,“Turgutlu Bölgesi Tarım alanı Dışı Toprağın Tuğla Üretiminde Kullanılması”, E.Ü.Araştırma Fonu Başkanlığı, Proje No:B41,1989, İzmir.
2. Joshi,R.C.,Nagaraj,T.S.,“Fly Ash Utilisation for soil Improvement” ,Environmental Geotechnics and Problematic Soils and Rocks, Balasubramaniam,et.al. (Eds.),1987.
3. Gray,D.H., Lin,Y., “Engineering Properties of Compacted Fly Ash, Journal of the Soil MEchanics and Foundations Division,98,1972, pp.361-380.
4. Kayalar, A.Ş., Erdoğan,D., “Tuğla Kırıntı Daneleri Topluluğunun Bazı Geoteknik Özellikleri”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Altıncı Ulusal Kongresi, I. Cilt, 1996.
5. Erdoğan, D., “ Investigation of the Geotechnical Properties of the Solid Wastes of Brick and Tile Plants in Turgutlu”, Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Master Tezi,1997.
6. Ayari, F. “Tuğla Kırıntı Daneleri ve Kül Karışımlarının Zemin Mekaniği Bitirme Laboratuar Bulguları”, Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Müh. Geoteknik Anabilim Dalı Tezi,1997.

SEPIYOLİT VE ZEOLİT KARIŞIMLARIN TEHLİKELİ ATIK DEPONİ ALANI DİZAYNINDA KULLANILMASI

Kazım AKPINAR

İnşaat Mühendisi
İMO Ankara Şubesi, Selanik Caddesi
No:17/5 Kızılay,
06650, Ankara, 0 312 419 38 81,
kazimakpinar@yahoo.com

Mustafa TUNCAN

Prof. Dr.
Anadolu Üniversitesi, Müh. Mim. Fakültesi,
İkieslül Kampüsü, Eskişehir,
0 222 321 35 50/6600,
mtuncan@anadolu.edu.tr

Ahmet TUNCAN

Prof. Dr.
Anadolu Üniversitesi, Müh. Mim. Fakültesi,
İkieslül Kampüsü, Eskişehir,
0222 321 35 50/6600,
atuncan@anadolu.edu.tr

Yücel GÜNEY

Yard. Doç. Dr.
Anadolu Üniversitesi, Müh. Mim. Fakültesi,
İkieslül Kampüsü, Eskişehir,
0 222 321 35 50/6600,
yguney@anadolu.edu.tr

ÖZET

Bu çalışmada, sepiyolit ve zeolit karışımların tehlikeli atık depeni alanı dizaynında kullanılabilirliği araştırılmıştır. Deneylerde zeolit + sepiyolit (%30) karışımı kullanılmıştır. Tehlikeli atıkların depolanmasında en önemli problem sızıntı sularının çevreye etkilerinin önlenmesidir. Bu aşamada geçirimsizlik tabakası malzemesi ve kalınlığın belirlenmesi ve araziye uygulanması önemlidir. Laboratuarda malzemelerin geoteknik ve fiziko-kimyasal özellikleri belirlenmiş ve ilgili yönetmeliklerde verilen kriterler altında geçirimsizlik tabakasında kullanılıp kullanılamayacağı araştırılmıştır.

1. GİRİŞ

Düzenli atık deponilerinin amacı, yeraltı sularını ve yüzeysel suları korumak, yanmaları ve patlamaları önlemek, koku ve gürültü sorununu ortadan kaldırmaktır. Burada en hassas kısım yeraltı sularının

tabakaların oluşturulması büyük önem taşımaktadır. Geçirimsiz tabakayı oluşturan malzemelerin seçimi, atık özelliklerini ve ekonomikliğı göz önüne alınarak, iyi bir laboratuvar çalışması sonucunda yapılmalıdır.

Laboratuarda arazi uygulamalarını yansıtabilmek için minyatür deponi tankı kullanılmıştır. Minyatür deponi tankına indeks ve fiziko-kimyasal özellikleri belirlenen geçirimsizlik tabakası serilerek sıkıştırılmıştır. 28 günlük kür süresi sonunda, tankın bölümlerine Cu, Cr çözeltileri ve distile su ayrı ayrı ilave edilmiştir. 16 haftalık gözlem boyunca ortam sıcaklığı 15-18 °C'de tutulmuş, sıvıların buharlaşmasını engellemek amacıyla minyatür deponi üzeri naylonla kapatılmıştır. Sızan numuneler toplama kaplarına alınarak saklanmıştır. Gözlem süresi sonunda minyatür deponi tankındaki sıvılar boşaltılmış, analizleri yapılmıştır. Bölümlerdeki geçirimsizlik malzemelerinin geoteknik ve fiziko-kimyasal özellikleri belirlenmiştir. Ayrıca malzemelerin mikro-yapısal özelliklerindeki değişimleri gözlemek amacıyla SEM fotoğrafları çekilmiştir.

2. AMAÇ

Büyük çoğunluğu endüstrilerin üretim faaliyetleri sonucu ortaya çıkan tehlikeli atıkların bertaraf edilmesi, canlı sağlığı ve ekolojik dengeler açısından büyük önem taşımaktadır. Düzenli depolama, tehlikeli atıkların kontrol altında tutulabilmesi için gerekli olan bir yöntemdir. Geosentetik ve geomembranların kullanımının, uzun süreli stabilite ve sızıntı açısından nasıl davranacağı kesin olarak bilinmemesinden ve maliyeti bakımından düzenli depolama alanlarının geçirimsizlik tabaka sistemlerinde kullanım zorluğu vardır. Sıkıştırılmış kil tabakalar etkin maliyetleri, yüksek kirlilik tutma kapasiteleri, hasara, delinmeye karşı dirençlerinden dolayı geniş kullanıma sahiptirler.

Bu çalışmanın amacı, tehlikeli atık deponi alanı tabanında kullanılacak geçirimsiz malzemenin belirlenmesidir. Geçirimsizlik malzemesi olarak sepiyolit/zeolit= %30 karışımı kullanılmıştır. Laboratuar çalışmalarından sonra dizayn edilen minyatür deponi tankı yardımıyla ön arazi uygulaması yapılmıştır. Çalışmanın sonunda tehlikeli atıklar için deponi dizaynı önerisi verilmiştir.

3. MATERYAL VE METOD

3.1. Sepiyolit

Sepiyolit, fillosilikat (tabakalı silikat) grubuna dahil sulu magnezyum silikat bileşimli kil mineralidir. Bu çalışmada, yüksek absorpsiyon kapasitesine sahip Eskişehir sepiyolit kili kullanılmıştır. Kullanılan sepiyolit dane özgül ağırlığı, 2.68, kation değişim kapasitesi 20-50 meq/100g ve dane çapının %40'ı silt, %60'ı ise kildir.

3.2. Zeolit

Zeolit, alkali ve toprak alkali metallerin kristal yapıya sahip sulu alümina silikatları olup çerçeve silikatlar grubundadır. Bu çalışmada, yüksek kation değişim kapasitesine sahip Balıkesir zeoliti kullanılmıştır. Kullanılan zeolit dane özgül ağırlığı, 2.37, kation değişim kapasitesi 160 meq/100g ve dane çapının %70'i kum, %20'si silt, %10'u ise kildir.

3.3. Kirleticiler

Bu çalışmada, kirletici olarak birçok sanayii atığında bulunan, bitkiler ve hayvanlar için öldürücü özellik taşıyan krom ve bakır ağır metalleri kullanılmıştır. Bu ağır metaller ile 1000 ppm'lik çözeltiler hazırlanmıştır.

Seçilen karışımın laboratuar deneyleri yapıldıktan sonra, dizayn edilen minyatür deponi tankına ait numunelerin de laboratuar deneyleri yapılmıştır.

Dizayn edilen minyatür deponiye ait görüntüler Şekil 1 ve Şekil 2’de verilmiştir.

4. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

4.1. Geoteknik Özellikler

Geoteknik özellikler olarak, dane özgül ağırlı, dane çapı dağılımı ve Atterberg kıvam limitleri gibi fiziksel özellikler, kompaksiyon deneyi, serbest basınç deneyi, permeabilite deneyi, üç eksenli basınç deneyi, konsolidasyon deneyi ve serbest şişme deneyi gibi mekanik özellikler belirlenmiştir.

4.1.1. İndeks özellikleri

4.1.1.1. Dane özgül ağırlığı

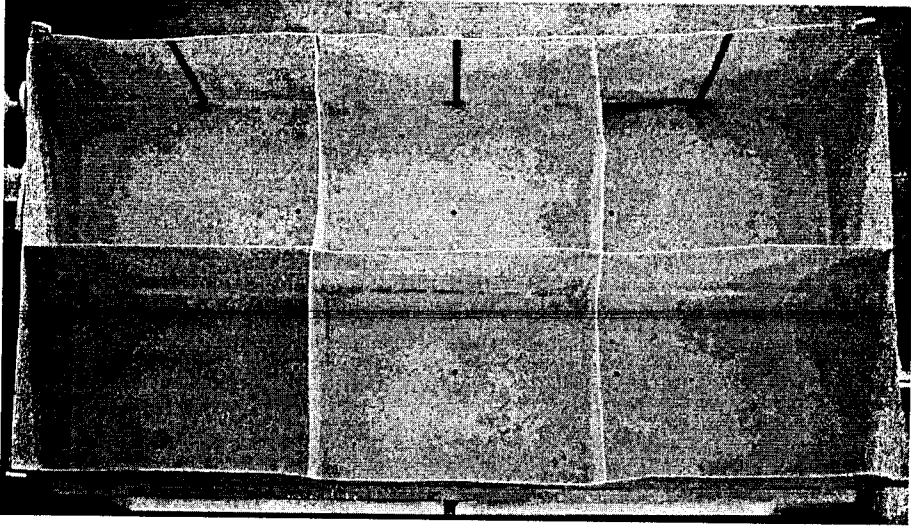
Çizelge 1. Sepiyolit ve zeolit karışımlara ait dane özgül ağırlıkları

Malzeme	Dane Özgül Ağırlığı
Sepiyolit/Zeolit= %30	2,39
Krom çözeltili karışım (tank)	2,40
Bakır çözeltili karışım (tank)	2,40
Distile sulu karışım (tank)	2,40

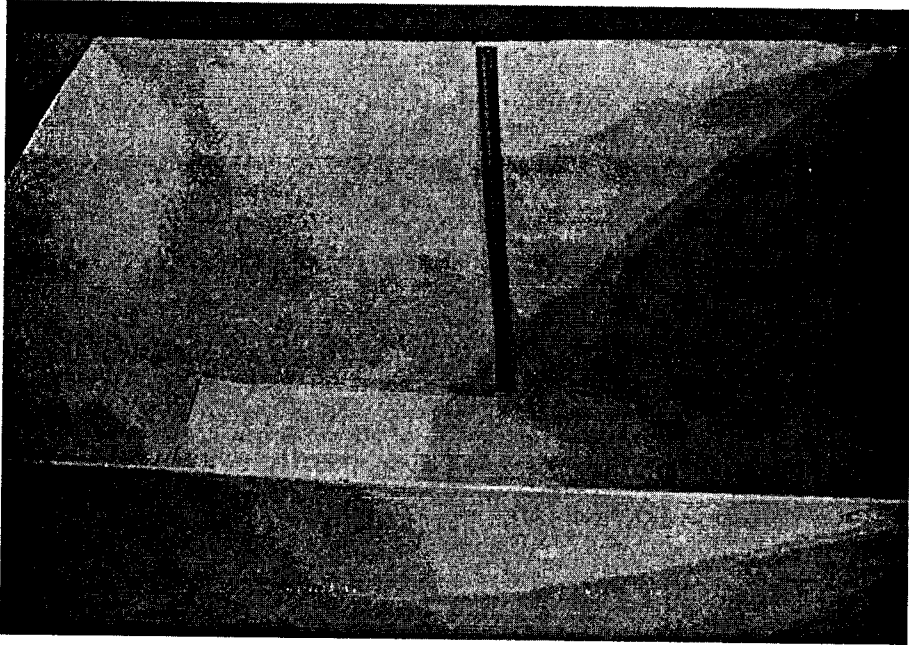
4.1.1.2. Dane çapı dağılımı

Çizelge 2. Dane çapı dağılımı sonuçları

Malzeme	Çakıl (%)	Kum (%)	Silt (%)	Kil (%)
Zeolit+(0,30)Sepiyolit	0	54	28	18
Cr çözeltili numune (tank)	0	52	20	28
Cu çözeltili numune (tank)	0	51	21	28
Distile sulu çözeltili numune (tank)	0	52	20	28



Şekil 1. Minyatür deponinin üstten görünüşü



Şekil 2. Tabanına iki kat poroz kağıt yerleştirilen deponi bölümleri

4.1.1.3. Atterberg Kıvam Limitleri

Çizelge 3. Sepiyolit, zeolit ve karışımlara ait Atterberg kıvam limitleri değerleri

Malzeme	LL (%)	PL (%)	RL (%)	PI (%)	Sınıfı	Sınıflandırma Sistemi
S/Z = %30	68	45	41	23	MH	USCS
Krom çözeltili karışım (tank)	73	65	-	8	MH	USCS
Bakır çözeltili karışım (tank)	75	59	-	16	MH	USCS
Distile sulu karışım (tank)	76	63	-	13	MH	USCS

4.1.2. Mekanik özellikler

Mekanik özellikler olarak, kompaksiyon deneyi, serbest basınç deneyi, permeabilite deneyi, üç eksenli basınç deneyi, konsolidasyon deneyi ve serbest şişme deneyi yapılmıştır.

4.1.2.1. Kompaksiyon deneyi

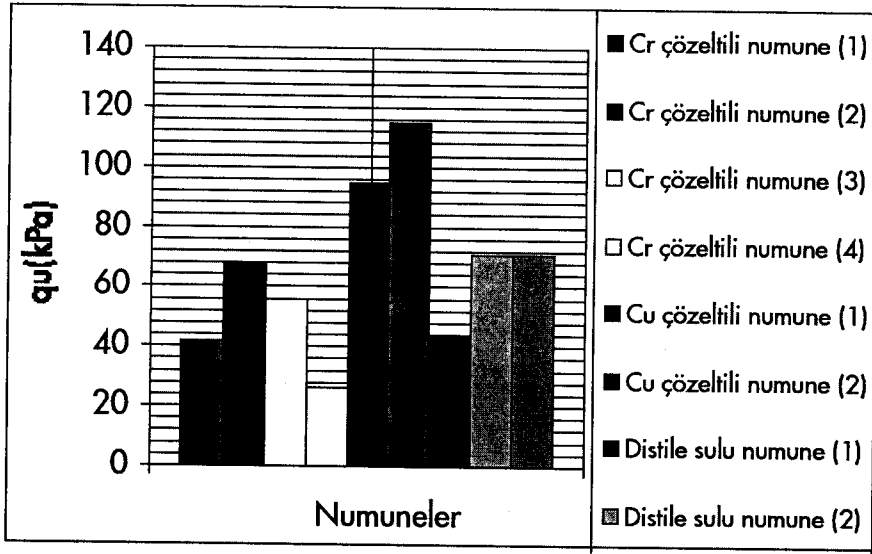
Çizelge 4. Sepiyolit/zeolit= %30 karışımına ait kuru birim hacim ağırlığı ve optimum su muhtevaları

Numune	Kuru Birim Ağırlık (gr/cm ³)	Optimum Su Muhtevası (%)
S/Z = %30	1,21	36,5

4.1.2.2. Serbest basınç deneyi

Çizelge 5. Serbest basınç deneyi sonuçları

Numune	P (kPa) (7 günlük)	P (kPa) (28 günlük)
S/Z= %30	268	292



Şekil 3. Minyatür deponi tankı numunelerinin serbest basınç deneyi sonuçları

4.1.2.3. Permeabilite deneyi

Çizelge 6. Permeabilite Katsayıları

Numune	Permeabilite Katsayısı k (cm/sn) 10^{-8}	Hücre Basıncı σ_3 (Psi)
S/Z (%30)	2,5	Sabit seviyeli (10)

4.1.2.4. Üç eksenli basınç deneyi

Çizelge 7. Üç eksenli basınç deneyi sonuçları

Deponi bölmesi	Kohezyon (C) (kg/cm ²)	İçsel sürtünme açısı (Φ) (°)
Sepiyolit/zeolit = %30	0,83	25
Krom çözeltili numune (tank)	0,24	9
Bakır çözeltili numune (tank)	0,32	16
Distile sulu numune (tank)	0,29	14

4.1.2.5. Konsolidasyon deneyi

Optimum su muhtevasında sıkıştırılmış zeolit + %30 sepiyolit karışımının konsolidasyon deneyi sonucunda sıkışma indisi değeri 0.24-0.30, kabarma indisinin değeri ise 0.033-0.067 aralığında bulunmuştur.

4.2. Fiziko-Kimyasal Özellikler

Fiziko-kimyasal özellikler olarak, pH, elektriksel iletkenlik, ateşte kayıp miktarı, toplam metal miktarı ve katyon değişim kapasitesi deneyi yapılmıştır. Zeminin pH değeri, kirliliğin zemin içinde ilerlemesini azaltmak veya durdurmak için minimum 6 ile 8 arasında olmalıdır. PH değerleri bu aralıkta bulunmuştur. Elektriksel iletkenlik, ateşte kayıp miktarı ve katyon değişim kapasitesi sonuçları Çizelge 8'de verilmiştir.

Çizelge 8. Tank numunelerine ait elektriksel iletkenlik, ateşte kayıp miktarı ve KDK sonuçları

Numune	Elektriksel İletkenlik (ms/cm)	Ateşte Kayıp Miktarı (%)	KDK (meq/100 gr)
Krom çözümlü geçirimsizlik tabakası	0.55	10.40	59
Bakır çözümlü geçirimsizlik tabakası	0.60	10.54	58
Distile su çözümlü geçirimsizlik tabakası	0.40	10.16	57

4.2.3. Toplam metal miktarı

Kullanılan geçirimsizlik tabakası ağır metallerin tamamına yakını absorbe etmiştir. Yapılan ağır metal analizleri sonucunda elde edilen değerler Çizelge 9’da verilmiştir. Bu değerler yönetmeliklerde verilen kriterlerin altında çıkmıştır.

Çizelge 9. Sızan tank numunelerine ait ağır metal tayini sonuçları

Ağır metal miktarı (mg/l)	
Cr Çözümlü Numuneler	Cu Çözümlü Numuneler
0,09	0,127
0,01	0,339
0,02	0,182
0	0,155
0	0,203

5. MİKRO-YAPISAL ÖZELLİKLER

5.1. Scanning Elektron Mikroskobu (SEM) Fotoğrafları

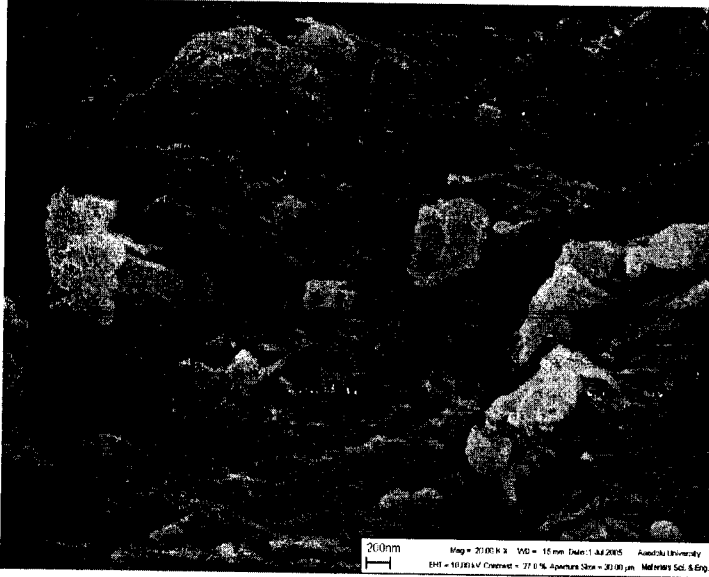
SEM fotoğraflarından görüldüğü üzere, su bulunan bölmelerdeki numunenin mikro-yapısal özellikleri kütleli, bakır (Cu) bulunan numune aglomera ve krom (Cr) bulunan numunelerin de dispers olduğu gözlenmektedir. Bunun neticesinde en sıkı yapı bakır karışımı numunede gözlenmiştir ve serbest basınç değeri diğerlerine göre daha yüksek çıkmıştır. Krom numuneyi parçaladığından, serbest basınç değeri en düşük kromlu numunelerde bulunmuştur ve bu numuneler dispers (ayrık) bir yapıya sahiptir. Çekilen SEM fotoğrafları Şekil 4-6'da verilmiştir.

5.2. EDX Analizi Sonuçları

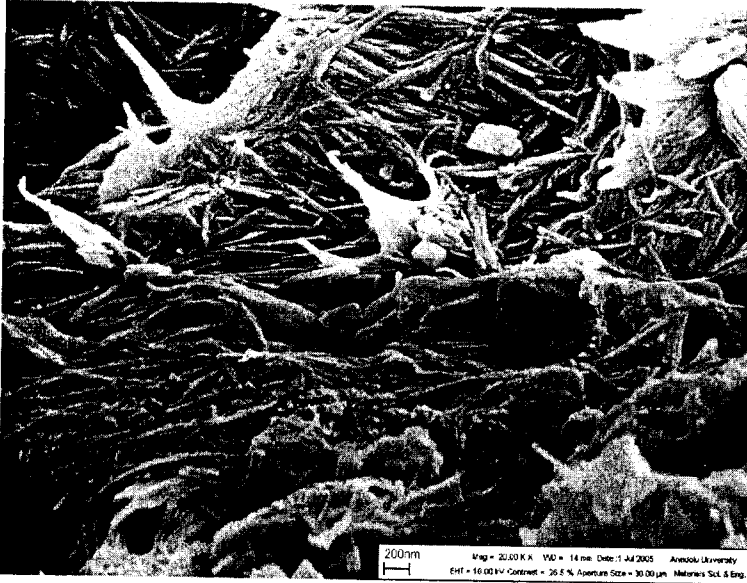
EDX analizi sonuçlarından da görüldüğü üzere Cu çözeltisi bulunan tabakanın Ca, Si, Al ve Mg yüzdeleri diğerlerine göre daha yüksektir, bunun neticesinde bu tabakanın dayanımı diğerlerine göre daha yüksek çıkmıştır. En düşük dayanım ise Cr bulunan tabakada elde edilmiştir. EDX analizi sonuçları Çizelge 10'da verilmiştir.



Sekil 4. Esas numuneve ait SEM fotoğrafi (20000X)



Şekil 5. Cu ile kirlenmiş sepiyolit/zeolit (%30) numunesine ait SEM fotoğrafı (20000X)



Şekil 6. Cr ile kirlenmiş sepiyolit/zeolit (%30) numunesine ait SEM fotoğrafı (20000X)

Çizelge 10. EDX analizi sonuçlarının karşılaştırması

Element	Ağırlık (%)			Bileşim (%)			Formül
	Su	Cu	Cr	Su	Cu	Cr	
C	3.94	3.37	2.36	14.45	12.35	8.63	CO ₂
Mg	3.24	3.04	2.94	5.37	5.04	4.88	MgO
Al	1.84	2.61	1.02	3.48	4.93	1.94	Al ₂ O ₃
Si	9.57	15.01	7.81	20.47	32.12	16.71	SiO ₂
Ca	3.36	4.12	2.61	4.70	5.76	3.66	CaO
Au	45.94	35.48	57.21	51.54	39.80	64.18	Au ₂ O ₃
O	32.11	36.37	26.04				
Toplam	100.00	100.00	100.00				

6. SONUÇ

Deponi alanı tabakalarında kullanılacak olan malzemeler için $PI < \%50$ olması istenmektedir (Daniel ve Wu, 1993, Özdemir, 2004). Seçilen zeolit + (%30) sepiyolit karışımının PI'sı %8-23'tür ve bu koşulu karşılamıştır. Serbest basınç mukavemet değerinin ise 200 kPa değerinden büyük yada ona eşit olması gerekmektedir. Karışımının serbest basınç değeri 250 kPa'dır. Geçirimsiz malzemenin permeabilite değerinin literatüre göre $\leq 1,0 \times 10^{-7}$ cm/s kriterini sağlaması gerekmektedir. Karışımın permeabilite değeri $0,75-3,5 \times 10^{-8}$ cm/s arasında bulunmuştur, dolayısıyla bu kriter de sağlanmıştır. Zeminin pH değeri genellikle kirliliğin zemin içinde ilerlemesini azaltmak veya durdurmak için minimum 6 ile 8 arasında olmalıdır. Bulunan pH değerleri bu aralıktadır. Zemindeki tuz oranı elektriksel iletkenlikle belirlenir. Elektriksel iletkenlik değeri 4 miliSiemens/cm (4000 mikroSiemens/cm) değerinden fazla ise zemin tuzludur. Deneyler sonucunda bulunan elektriksel iletkenlik değerleri 4 miliSiemens/cm değerinin altındadır. Zemin tuzlu değildir. Yapılan ağır metal analizleri sonucunda elde edilen değerler, yönetmeliklerde verilen kriterlerin altında çıkmıştır. Minyatür deponi tankındaki numunelerin katyon değişim kapasiteleri 55-64

meq/100gr arasında değişmektedir. Bu değer atıklarda bulunan ağır metallerin tutulmaları için yeterlidir.

Tüm bu sonuçlara bakılarak, yüksek kasyon değişim ve ağır metal tutma kapasitesine sahip, stabilite koşullarını sağlayan ve belirtilen tasarım kriterlerini karşılayan, zeolit + (%30) sepiyolit karışımların tehlikeli deponi atık alanı dizaynında kullanılabileceği belirlenmiştir. Bu çalışmanın sonucunda önerilen deponi dizaynı Şekil 10.1’de verilmiştir.

KAYNAKLAR

1. AKPINAR, K., "Sepiyolit ve Zeolit Karışımların Tehlikeli Deponi Atık Alanı Dizaynında Kullanılması", Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Müh. A.B.D., Yüksek Lisans Tezi, 2005.
2. USEPA, "Charecterization of Municipal Solid Waste in the USA": 1990 update, Öfke of Solid Waste&Energy Response, EPA/530-SW-90-042, Washington, D.C., USA, (1990).
3. SARIKAVAKLI, A., "Bor İşletmesi Konsantratörü Atık Suyu Deponi Alanındaki Geçirimsizlik Tabakasının Oluşturulması", Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Müh. A.B.D., Yüksek Lisans Tezi, 2003, 62 syf.
4. DANIEL, D.E., "Early Days of Enviromental Geotechnology, pp 3-14, Geotechnical Practice for Waste Disposal", Edited by Daniel, D.E., Chapman&Hall Publ., London, UK., (1993).
5. ÖZDEMİR, A., H., V., "Sepiyolitin Çöp Deponi Tabakalarında Kullanılabilirliğinin Belirlenmesi" , Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Müh. A.B.D., Yüksek Lisans Tezi, Haziran (2004).
6. T.C. Çevre ve Orman Bakanlığı, Tehlikeli Atıkların Kontrolü Yönetmeliği, (RG: 27.08.1995 ve Sayı: 22387)
7. T.C. Çevre ve Orman Bakanlığı, Türkiye Çevre Atlası, Ankara (2003)
8. DPT, Sekizinci Beş Yıllık Kalkınma Planı, Madencilik Özel İhtisas Komisyonu Raporu "Endüstriyel Hammaddeler Alt Komisyonu Genel Endüstri Mineralleri Iı (Mika-Zeolit-Lületaşı) Çalışma Grubu Raporu", Ankara (2001)
9. Toprak Kirliliğinin Kontrolü Yönetmeliği (RG: 10.12.2001 ve Sayı: 24609)
10. KABAKÇI, E., M., "Atık Depolama Alanlarının Tabanlarında Kullanılması Öngörülen Sepiyolit/Zeolit Karışımının Geoteknik Özelliklerinin Belirlenmesi", Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Müh. A.B.D., Yüksek Lisans Tezi, 2004, 115 syf.
11. Su Kirliliği Kontrolü Yönetmeliği (RG: 04.09.1988 ve Sayı: 19919)

ABSTRACT

In this study, the possibility of using sepiolite and zeolite mixtures in the design of the hazardous landfill waste areas was investigated. In the experiments, the mixture of zeolite + sepiolite (30%) was used. The biggest difficulty for storing the hazardous wastes is to prevent the leakage from the impervious layer to the environment. In this stage, determining the impermeable layer and in-situ application becomes very important. The geotechnical and physico-chemical properties of the materials were determined in the laboratory. It was investigated that whether the materials can be used as an impermeable layer under the criteria given by the relevant regulations.