

GEOTEKNİK TASARIM DERSİ ÜZERİNE BAZI DÜŞÜNCELER

SOME THOUGHTS ON GEOTECHNICAL DESIGN COURSE

Erdal ÇOKÇA¹

ABSTRACT

As stated by ABET (Accreditation Board for Engineering and Technology) and MÜDEK (Accreditation Board for Engineering), a civil engineering student, immediately after his/her graduation, should be able to: a) appropriately model the civil engineering problems with mathematics through differential equations, science, and engineering, b) use systematic, modern step-by-step problem solving approach while identifying, formulating and solving engineering problems, c) use the techniques, skills, and modern engineering tools (computer programs) necessary for civil engineering practice, and d) should be able to design a simple civil engineering structure. In this paper, some thoughts on geotechnical design course which also covers the above items are presented.

Keywords: Geotechnical Engineering, Education, Design

ÖZET

ABET (Accreditation Board for Engineering and Technology, ABD) ve MÜDEK (Mühendislik ve Eğitim Programları Değerlendirme ve Akreditasyon Derneği) tarafından belirtildiği üzere, bir inşaat mühendisliği öğrencisinin mezuniyetinden hemen sonra aşağıda belirtilen hususları yapabilmesi beklenmektedir: a) gerçek inşaat mühendisliği problemlerini matematik, diferansiyel denklemler, temel bilim ve mühendislik bilgisi kullanarak modelleyebilmeli, b) mühendislik problemlerini tanımlarken, formüle ederken ve çözerken sistematik, adım adım problem çözme yaklaşımını gösterebilmeli, c) mühendislik pratiğinde gerekli teknikleri, becerileri ve bilgisayar programlarını kullanabilmeli, d) basit bir inşaat mühendisliği yapısını tasarlayabilmeli. Bu bildiriye, yukarıdaki hususları da kapsayan geoteknik tasarım dersi hakkındaki bazı düşünceler sunulmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Geoteknik mühendisliği, Eğitim, Tasarım

¹ Prof. Dr. O.D.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü 06531 Ankara
Email: ecokca@metu.edu.tr

1. GİRİŞ

ABET (Accreditation Board for Engineering and Technology) ve MÜDEK (Mühendislik Eğitim Programları Değerlendirme ve Akreditasyon Derneği) tarafından yapılmakta olan inşaat mühendisliği programları değerlendirmelerinde, ders programının kapsamlı bir tasarım deneyimiyle tamamlanıp tamamlanmadığına bakılmaktadır. Bu kapsamlı tasarım deneyimi önceki derslerde kazanılan bilgi ve becerilere dayanmaktadır. Mezunların matematik, fen ve mühendislik bilgilerini uygulama becerisini, gereksinimlere uygun bir sistemi, parçayı ya da süreci tasarlama becerisini, mühendislik uygulamalarında gereken teknik ve araçları kullanma becerisini kazandığının gösterilmesi beklenmektedir. Burada önce ülkemizdeki geoteknik eğitimi hakkında kısa bilgi verilmekte ve geoteknik tasarım dersi üzerine bazı düşünceler belirtilmektedir.

Türkiye'de, 39'u kamu, 5'i vakıf üniversitesi olmak üzere toplam 44 üniversitede İnşaat Mühendisliği bölümü bulunmakta, 39 kamu üniversitesinin 14'ünde ayrıca ikinci öğretim kaydı alınmaktadır. İnşaat mühendisliği bölümlerinde toplam (2007 YÖK verilerine göre) 19 bin 239 öğrenci kayıtlıdır. İnşaat mühendisliği bölümlerinde, bir öğretim üyesi/öğretim görevlisine ortalama 22 öğrenci düşmektedir. Bu oran Almanya'da 8, Japonya'da 10, Portekiz'de 20, Belçika'da 10, İngiltere'de 14, Polonya'da 10'dur. (TMMOB İMO raporu, 2008).

İyi bir geoteknik mühendisliği lisans eğitimi verebilmek için belirli faktörlerin biraraya gelmeleri gereklidir:

1. Öğrencilerin temel bilgileri iyi olmalıdır.
2. Geoteknik derslerini verecek öğretim üyelerinin düzeyi iyi olmalıdır.
3. Öğrenim ortamı iyi olmalıdır.

İyi bir geoteknik mühendisliği eğitimi için gerekli olan laboratuvar, kütüphane, bilgisayar imkanları bulunmalıdır. Öğrencilerin deneysel çalışmalar yapması ve bu şekilde teorik bilgilerini zemin davranışını görerek geliştirmeleri önemlidir. Öğrencilerin öğretim üyelerinden faydalanabilmeleri için rahat bir çalışma ortamının olması gereklidir.

4. Geoteknik derslerinin programları, ülkenin ihtiyaçları da göz önünde tutularak hazırlanmalıdır.

Öğrencilere, verdiğimiz geoteknik bilgilerini ne kadar öğrendikleri değişik değerlendirme teknikleri ile ölçülmelidir, örneğin öğrencilere, mezunlara, işverenlere, öğretim üyelerine yapılan anketlerin sonuçları değerlendirilerek, varsa geoteknik derslerinin verilmesi ile ilgili konulardaki aksaklıklar giderilmelidir.

Günümüzde yurtdışı üniversitelerle ilişkiler giderek artmaktadır. Örneğin, lisans öğrencileri eğitimlerinin bir yılını isterlerse Avrupa'da başka bir ülkede yapabilmektedirler (2004 yılında uygulama başlamıştır). Aynı şekilde Avrupa'da herhangi bir ülkede üniversitede lisans eğitimi almakta olan bir öğrenci de Türkiye'ye gelip eğitiminin bir yılını burada yapabilmektedir. Bu amaçla, Türkiye'deki üniversitelerde alınmış olan derslerin ve kredilerin diğer ülkenin üniversitesince de tanınması için bir kredi transfer sistemi geliştirilmiştir (ECST 2001 Raporu). Dolayısıyla, Türkiye'de herhangi bir üniversitede verilmekte olan geoteknik eğitimi AB ülkelerinde verilmekte olan geoteknik eğitimi seviyesinden aşağı olmamalıdır.

Son yirmi beş yılda bilgisayar teknolojisinde ve iletişiminde çok büyük gelişmeler olmuştur. Artık bilgisayar aracılığı ile dünyanın herhangi bir ülkesindeki bilgiye kolayca ulaşmak mümkündür. Birçok geoteknik probleminin çözümü, gelişmiş bilgisayar yazılımları ile yapılmaktadır. Bu gelişmelerin geoteknik mühendisliği eğitimine yansıtılması gerekmektedir.

2. MEVCUT DURUM

Pek çok inşaat mühendisliği bölümünde, bölüme yeni gelen 1. sınıf öğrencilerine verilmekte olan İnşaat Mühendisliğine Giriş dersinde, yaklaşık 2 saatlik bir süre içinde, geoteknik mühendisinin uğraş alanları slayt makinesi ve datashow cihazı kullanılarak görsel olarak anlatılmaktadır.

Yurt dışındaki üniversitelerde ve yurdumuzdaki üniversitelerde, inşaat mühendisliği eğitimi içinde geoteknik eğitimi, temel bilimler dersleri (matematik, fizik, kimya, vb.) ve temel mühendislik dersleri (statik, mukavemet, dinamik, vb) tamamlandıktan sonra, genellikle 3. ve 4. sınıfta zemin mekaniği ve temel mühendisliği olarak verilmektedir. Ayrıca 4. sınıfta seçmeli geoteknik mühendisliği dersleri (toprak yapılar, zemin dinamiğine giriş, zemin iyileştirme yöntemleri, temel mühendisliği II, vb.) verilmektedir. Bu dersler genelde haftada 3-5 saattir.

Zemin Mekaniği dersinde aşağıdaki konular verilmektedir (ODTÜ Kataloğu 2007-2009) : Zeminle ilgili mühendislik problemlerinin tanıtılması, Zeminlerin temel özellikleri, Zeminlerin sınıflandırılması, Zeminlerin sıkıştırılması, Efektif gerilme prensibi, Zeminlerin geçirimsizliği, Zemin içinden su akımı, Zeminlerin kayma mukavemeti, Şev stabilitesi, Yanal toprak basınçları, Konsolidasyon teorisi.

Bu derste haftada toplam olarak 5 saat ders yapılmakta (14 hafta), laboratuvarlar başladıktan sonra haftada 3 saat teorik ders, ve 2 saat laboratuvar (6 hafta boyunca) yapılmaktadır. Laboratuvarlarda öğrenciler derslerde gördükleri konularla ilgili deneyleri 5-6 kişilik gruplarda yapmaktadırlar. Öğrencilerden yaptıkları laboratuvar deneyleri ile ilgili raporu (deneyin yapılış şekli, hesaplar, grafikler, vb.) yazmaları ve bunu bir sonraki laboratuvarda teslim etmeleri istenmektedir.

Ayrıca öğrencilere derslerde gördükleri konularla ilgili problemler verilmekte ve bunların çözümlerini bir sonraki derste vermeleri istenmektedir. Öğrencilerin başarıları iki ara sınav ve bir dönem sonu sınavı ile test edilmekte ve öğrencinin ödevleri, laboratuvar çalışmaları, sınavları gözönünde bulundurularak notu verilmektedir.

Temel Mühendisliği dersinde ise aşağıdaki konulara değinilmektedir (ODTÜ Kataloğu 2007-2009):

Arazi çalışmaları, Dayanma yapıları, Kazılar, Sığ temeller, Taşıma gücü, Oturma hesapları, Zeminde gerilme dağılımı, Ani oturma, Konsolidasyon oturması, Müsaade edilebilir oturma, Kazıklı temel tipleri, Derin temel tasarımı, Kazıklı temellerin taşıma gücü ve oturma hesapları.

Temel Mühendisliği dersinde haftada 2 saat teorik ders ve 2 saat problem saati olarak kullanılmaktadır. Problem saatlerinde öğrencilere pratikte karşılaşılabilecekleri türden problemler çözdürülmektedir. Ayrıca öğrencilere derslerde gördükleri konularla ilgili problemler verilmekte ve bunların çözümlerini bir sonraki derste vermeleri istenmektedir. Öğrencilerin başarıları iki ara sınav ve bir dönem sonu sınavı ile test edilmekte ve öğrencinin ödevleri ve sınavları gözönünde bulundurularak notu verilmektedir.

3. GEOTEKNİK TASARIM DERSİ

Aşağıda bahsedeceğim Geoteknik Tasarım Dersi yurdumuzdaki bazı üniversitelerde, değişik şekillerde uygulanmaktadır.

Bu ders 4. Sınıfta teknik seçmeli ders olarak konulabilir. Burada amaç öğrencinin öğrenmiş olduğu temel geoteknik bilgilerini gerçek bir projeye uygulamasıdır. Mümkünse uygulanmış veya uygulanmakta olan bir geoteknik projenin tamamı veya bir kısmı (projenin büyüklüğüne göre) öğrencilere yaptırılır. Bu derste, bir projeye nasıl karar veriliyor, bir projenin aşamaları nelerdir anlatılır. Arazi çalışmasının planlanması, sondaj yerleri, derinlikleri, araziden numune alımı ve deney yapımı, laboratuvar deney programı yapılması, laboratuvar deney sonuçlarının değerlendirilmesi, arazi deney sonuçlarının (SPT, CPT vb.) değerlendirilmesi, parametrelerin tayini, zemin profilinin çıkartılması, gerekli hesaplamaların yapılması, elle ve bilgisayar programları ile analiz yapımı, tasarım yapılması, raporun yazılması ve sunulması öğrenciden istenir.

Bu derste, dönemin başında profesyonel mühendisten projeyi tanıtmayı istenir (14 haftalık dönemin başında bir veya iki hafta, haftada 3 saat yeterli olabilir). Daha sonra ders, profesyonel mühendisin de katkılarıyla, bir öğretim üyesi ile birlikte yürütülebilir. Dönem başında belirlenen gün ve saatte her hafta öğrencilerle bir araya gelinerek projenin ilerlemesi kontrol edilir ve öğrencilerin soruları cevaplanır, tasarım ile ilgili yönlendirme yapılır.

Mümkün olursa projenin bir kısmını öğrenciler proje bürosunda yapabilirler.

Proje konusuna benzer bir şantiye uygulaması yakında varsa, gidilip yerinde görülebilir.

3.1. Örnek (ankrajlı istinat duvarı):

3.1.1. Mevcut bir uygulamanın tanıtımı,

Öğrencilerin tasarlayacakları duvarın yapımı hakkında bilgi sahibi olmaları için mevcut bir uygulama tanıtılır. Doğru ve yanlış yapılmış projeler gösterilir.

3.1.2. Ankrajlı istinat duvarı projesinin öğrencilere yaptırılması

Aşağıdaki hususlar öğrencilere hatırlatılır:

- a. Geoteknik etüdün bir zemin parçası için değil, bu zeminde yapılacak bir yapının analizi ve tasarımı için gerekli olduğu,
- b. Duvar için yapılması planlanan analiz ve bu analiz için gerekli zemin parametreleri belirleneceği, bunu yaparken işverenin talepleri, şartnamelerin ve standartların göz önünde bulundurulması gerektiği,
- c. Geoteknik mühendisinin yukarıdaki hususları göz önünde bulundurarak, sondaj programına, sondajların yeri, sayısı, arazi deneyleri, laboratuvar deneylerine karar vereceği. Aksi takdirde eksik parametreler ile analiz ve tasarım yapılmak durumunda kalınacağı.
- d. Bazı parametrelerin literatürde bulunan korelasyonlardan elde edilebileceği vb.

Duvara gelecek basınçların hesabı ve ankraj kuvvetlerinin hesabı öğrencilere hatırlatılır.

Proje hakkına genel bilgiler verilir.

İlk önce, yapılmış olan, araziye ait zemin araştırması ve geoteknik rapor incelenir. Ankrajlı istinat duvarı yapılacak alanın planı incelenir ve sondaj yerlerine nasıl karar veriliyor belirtilir.

Sondajlara, arazi ve laboratuvar deneylerine dayanarak, zemin profili ve özellikleri belirtilir.

Analizlerde kullanılacak olan, zemine ait parametrelerin tesbiti yapılır.

Duvarın analizler için çizimi yapılır.

Duvar modellenir ve duvarın analizi yapılır.

Duvarın tasarımı yapılır (donatılarının hesabı vb.)

Duvarın çizimleri yapılır (Autocad programı ile yapılabilir). Kazık donatılarının çizimi vb yapılır.

Duvarın maliyet hesabı yapılır.

4. SONUÇLAR

Türkiye'deki bir üniversitede verdiğimiz geoteknik eğitiminin Avrupa'da ve diğer gelişmiş ülkelerde verilen geoteknik eğitimden aşağı olmaması gerekmektedir.

Geoteknik tasarım dersinde amaç öğrenciye zemin mekaniği dersindeki gibi problem çözdürmek değil, gerçek hayatta karşılaşılabilecekleri türden ucu açık problem karşısında düşünmesini ve tasarım yapmasını sağlamaktır.

Geoteknik tasarım derslerine gereken önem verildiğinde sınırlı kaynaklar, öğrencilerimizin geoteknik konusunda yetiştirilmesinde daha verimli bir şekilde kullanılmış olacak ve üniversitelerimizin mezunlarını istihdam eden kamu kuruluşları ve inşaat firmaları da daha iyi yetişmiş eleman çalıştırabileceklerdir.

Üniversitelerimizde geoteknik derslerini vermekte olan öğretim üyelerinin, uygulamada çalışan geoteknik mühendislerinin ve öğrencilerin katkılarıyla yazıda ana hatlarıyla önerilen sistemlerin ayrıntıları tartışılıp en iyi hale getirilebilir.

KAYNAKLAR

European Credit Transfer System (ECTS) Ocak 2001 Raporu, T.C. Yüksek Öğretim Kurulu.

İnşaat Mühendisliği Eğitiminde Türkiye Gerçeği, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Raporu, 24 Eylül 2008.

MÜDEK, Mühendislik Programlarının Değerlendirme Ölçütleri, 2008.
(<http://www.mudek.org.tr/>)

Orta Doğu Teknik Üniversitesi 2007-2009 Katoloğu s.514-544.

ADANA – GOKSU ALIŞVERİŞ MERKEZİ TEMEL KAZISI İKSA PROJESİ ve İMALATLARI FORE KAZIK, JET ENJEKSİYONU ve SU ÇEKME TECRÜBELERİ

DEEP EXCAVATION PROJECT FOR ADANA - GOKSU
SHOPPING CENTER
EXPERIENCE OF PILE WALL, JET GROUTING AND DEWATERING

Mustafa Serdar NALÇAKAN¹

ABSTRACT

The excavation for the Shopping Center in Adana - Göksu, 100x160m. in dimensions having a depth of approximately 16.0 – 17.0m., was performed in cohesionless sandy and gravel soils under very high ground water table. Impervious pile walls were constructed using 80cm. diameter reinforced concrete piles and jet – grouting system in between. Three level of ground anchorages were used. Excavation was monitored using inclinometers placed inside the piles. Test excavation , approximately 300m² basement area, was performed to see the need for jet grouting base plug for the leakage of water from the bottom. Due to conglomerate type of base soils there will be no need for this operation. Excavation was completed successfully using effective dewatering system in 6 months. Observed pile wall displacements were in the order of 2-3 milimeters.

Keywords: Deep Excavation, Piles, Jet-grouting, Anchorages, Monitoring, Dewatering

ÖZET

Adana ili Yüreğir ilçesinde 16.0 – 17.0m. derinliğinde ve 100 x 160m. boyutlarındaki kazı çukuru yüksek yeraltı su seviyesi ve geçirimli kohezyonsuz kum – çakıl zeminler içerisinde başarı ile tamamlanmıştır. Temel kazısı İksa sistemlerinde araları jet kolonlar ile geçirimsiz hale getirilmiş 80cm. çapında fore kazıklar ve üç sıra öngermeli zemin ankrajı uygulaması yapılmıştır. Tabandan gelecek sular için öncelikle büyük kazı çukuru içerisinde köşede 300m² taban alanlı bir deneme çukuru açılmış ve tabandan gelecek suların pompajla yenilebileceği ve tabanda geçirimsizlik jet enjeksiyonu tapa uygulaması yapılması gerekmediğine karar verilmiştir. İksa çukuru kazık içerisine yerleştirilen inklinometreler ile gözlenmiş ve deplasmanlar 2-3mm. mertebesinde gerçekleştirilerek kazı çukuru 6 ay sürede tamamlanmıştır.

Anahtar Kelime: Derin Kazı, Kazık, Jet Enjeksiyonu, Ankraj , Gözlem , Su Çekme

¹Dr, İnşaat Yüksek Mühendisi , KILCI Mühendislik Ltd. Şti. , e-mail : msn@kilci.com.tr

1. GİRİŞ

Adana ili Yüreğir ilçesinde Seyhan Nehrine yaklaşık 50m. mesafede yüksek yeraltı su seviyesi ve geçirimli kohezyonsuz kum – çakıl zeminler ile tabanda yer alan konglomera kayaçları içerisinde derin bir kazı çukuru çalışması yapılmış ve kazı çukuru 2008 yılında başarı ile tamamlanmıştır. Temel kazısı yaklaşık 100 x 160m. boyutlarında olup yüzeyden 16.00 - 17.00m. derinliğe kadar geçirimsiz bir iksa sistemi (fore kazık - jet kolonlar ve ankraj desteği) ve başarılı bir pompaj ve su çekme projesi ile 6 ay süre içerisinde tamamlanmıştır.

Tabandan gelecek sular için öncelikle büyük kazı çukuru içerisinde kazı alanı köşesinde bir deneme çukuru (iksa duvar köşesi ve jet enjeksiyonu ile şevli geçirimsiz kazı) açılmış ve tabandan gelecek suların pompajla yenilebileceği ve tabanda geçirimsizlik jet enjeksiyonu tapa uygulaması gerekmediğine karar verilmiştir.

İksa çukuru kazıklar içerisine yerleştirilmiş 4 adet inklinometre ile kazı kademesi, su çekme ve ankraj uygulaması aşamalarına bağlı olarak gözlenmiştir. Kazı son aşmasında meydana gelen deplasmanlar 2-3mm. mertebesinde gerçekleşmiş olup kazı çukuru başarı ile tamamlanmıştır.

2. ZEMİN DURUMU

Etüd alanı zemin durumunu tespit etmek için klasik zemin etüd sondajları yapılmış , çok sayıda numune üzerinde laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir. Daha sonra su çekme işlemi ve temel taban zeminlerinin permeabilite ve geçirimsizlik oranlarının tespiti amacıyla sahada su pompaj deneyleri ve gözlem çukurları açılarak çok sayıda permeabilite deneyi yapılmıştır.

Temel zeminleri özet olarak Seyhan nehrinin taşımış olduğu alüvyonlar ile kaplıdır. Araştırmalarda yüzeyden 6.00m. derinliğe kadar kahverenkli yer yer az ince kumlu ve kalker konkresyonlu Siltli KİL zeminler (CH) ile 6.00 – 9.00m. arasında Çakıllı KİL (CH) ve Killi ÇAKIL , 9.00-16.00/17.00m. derinlikler arasında (bazı seviyelerde 20.00-21.0m.'ye kadar) yer yer ince kum bantlı ve iri çakıllı ve bloklu KUM-ÇAKIL (GW, GP-GM) zeminlerden oluşmaktadır. Kum-çakıl zeminler içerisinde yer yer ara konglomera tabakalarına da rastlanmıştır. Sondajlarda ve kuyu gözlem ile pompaj deneylerinde yüzeyden 16.00/21.00m. derinliklerden sonra KONGLOMERA (Yer yer zayıf çimentolaşmış , yer yer Kumtaşı ara tabakalı ve iri bloklu seviyeler içeren) kayaçlarına girilmiştir. Konglomera kayaçları çok zayıf çimentolaştığından dolayı genelde kum-çakıl gibi gözlemlenebilmektedir. Zayıf çimentolu Konglomeraların 40m. derinliklere kadar devam ettiği tespit edilmiştir. Yeraltı su seviyesine yüzeyden sondaj kotlarına bağlı olarak 7.00 - 8.50m. derinlikler arasında rastlanmıştır.

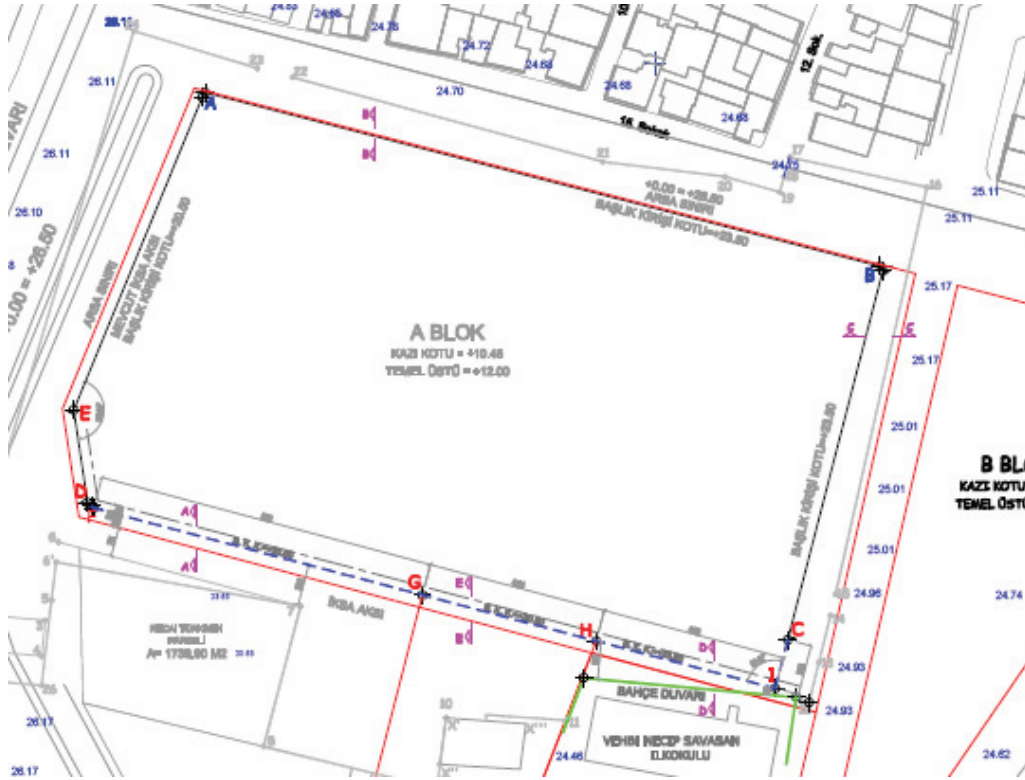
Proje sahasında en üstte bulunan KİL/Çakıllı KİL/Killi ÇAKIL zeminlerde geçirimsizlik çok azdır ve yeraltısuyu gözlenmemiştir. Ancak etüd alanına hakim zemin birimi olan KUM ve ÇAKIL birimler ile KONGLOMERA kayaçları oldukça geçirimlidir ve yeraltısuyu gözlenmektedir. Sahada yapılan permeabilite ve pompa deneylerinde bu birimlerin bol miktarda yeraltısuyu rezervine sahip olduğu gözlenmiştir.

3. İKSA SİSTEMİ

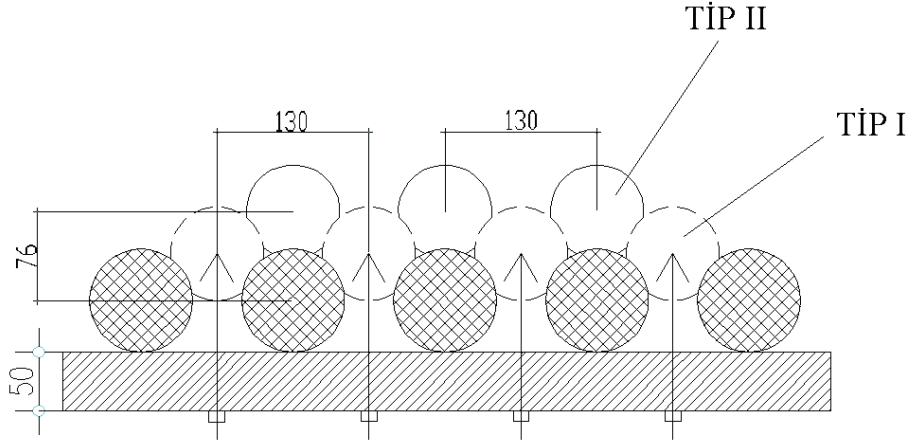
Temel kazısı yaklaşık 100 x 160m. boyutlarında olup yüzeyden 16.00 - 17.00m. derinliğe kadar yüksek yeraltı su seviyesinden dolayı geçirimsiz bir iksa sistemi olarak yapılmıştır. Şekil.1

İksa sistemi olarak 80cm. çapında ve merkezden merkeze 130cm. mesafe ile fore kazıklar teşkil edilmiştir. Kazık arkalarına geçirimsizliği sağlamak amacıyla 80cm. çapında jet kolonlar oluşturulmuştur. Ekonomik çözümler sağlamak amacıyla ve su çekme işlemi sırasında pompaj işlemlerini kolaylaştırmak ve su akım ağlarının uzatılması elde etmek için kazıklar arası jet kolonlar (Tip-I) ve kazık arkası jet kolonlar (Tip-II) farklı boylarda yapılmıştır. Şekil.2.

Zemin yapısından ve çalışma mesafesi olmasından dolayı yüzeyden (0.00 kotundan) 6.00m. derinliğe kadar H:V = 1:1 şev oranı ile serbest kazılar yapılmış , kazık imalatlarına -6.00 kotundan itibaren başlanmıştır. Zemin yapısından dolayı kazık imatlarında tam boy muhafaza borusu kullanılmıştır.



Şekil 1. ADANA Göksu Alışveriş Merkezi Genel Vaziyet Planı



Şekil 2. Adana – AVM İksa Sistemi – Fore Kazık - Jet Kolon Geçirimsizlik Perdesi

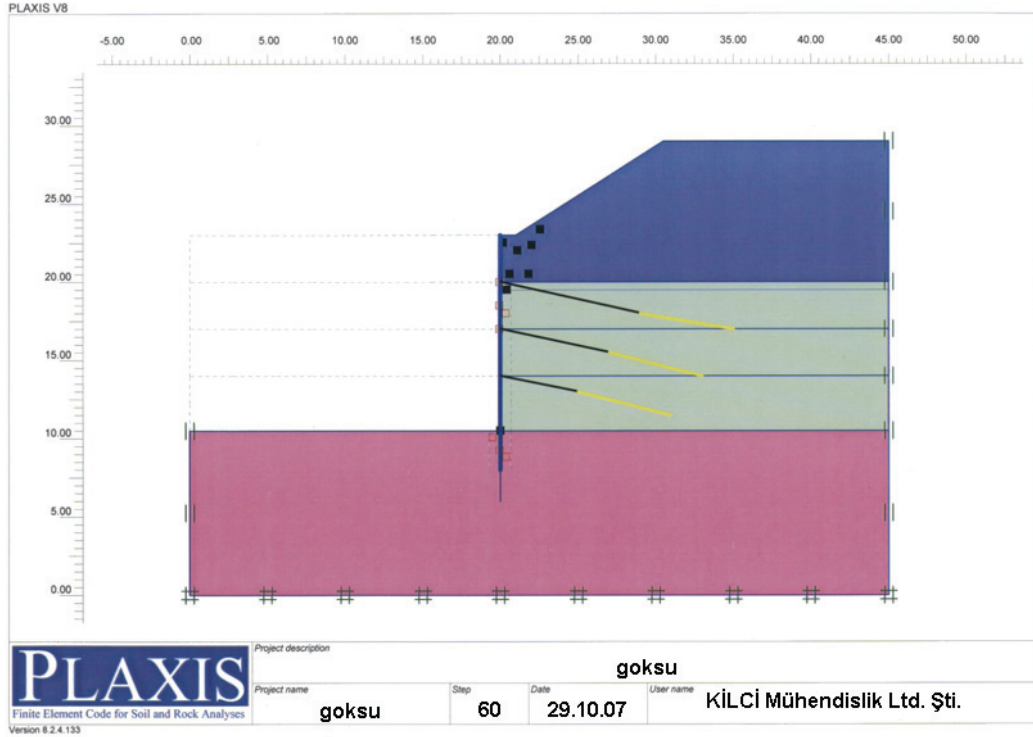
Kazıklar arazi ve kazı taban kotlarına bağlı olarak 15.0 - 18.0m. boyunda yapılmış olup tabana 3.0 ila 5.0m. mertebesinde soketlenmiştir. Fore kazık ve araları jet kolonlar ile geçirimsiz bir duvar haline getirilmiş iksa sistemi 3 sıra öngermeli zemin ankrajı ile desteklenmiştir. Kazık arkası jet kolon boyları su çekmede su akım ağı boyunu uzatmak ve taban konglomeralara biraz daha fazla soketlemeyi sağlamak amacıyla kazık boylarından 3.00 ila 5.00m. daha fazla derinliklere kadar devam ettirilmiştir (Tip-II). Ankraj boy hesabı ile test kriterlerinde İngiliz Ankraj Şartnamesi BS-8081’de önerilen kriterler göz önüne alınmıştır. Adana – Göksu AVM kazısındaki ankraj boy, kot ve ara mesafeleri Tablo.1’de verilmiştir.

Tablo 1. Ankraj Kot, Boy ve Ara Mesafeleri

Ankraj No	Kot	Toplam Boy	Ara Mesafe
1	-9.00	17.00m.	2.00m.
2	-12.00	16.00m.	2.00m.
3	-15.00	14.00m.	2.60m.

Sahada iksa imalatlarına başlanmadan önce jet kolon denemeleri yapılmış ve 80cm. jet kolon çapı elde edebilmek için gerekli basınç - çekme hızı ve çimento miktarları tespit edilmiştir. Jet kolon denemelerinde jet enjeksiyonu pompa üretici firmasının (Tecniwell) Melegani (2008) tarafından hazırlanan teknik dökümanlarından yararlanılmıştır.

İksa sistemleri çözümleri PLAXIS sonlu elemanlar yazılımı ile yapılmış ve kazı kademelerine bağlı olarak ankrajlara gelen yükler, kazık momentleri, kesme kuvvetleri ve deplasmanları tahmin edilmiştir. PLAXIS çözümleri her kesit için ayrı ayrı kademeli çözümler üretilerek yapılmıştır. PLAXIS çözümlerinde zemin yapısı yüzeydeki çakıllı kil zeminler, kazı taban kotlarına kadar çakıl zeminler ve tabanda konglomera kayaları olacak şekilde idealize edilmiştir (Şekil.3).



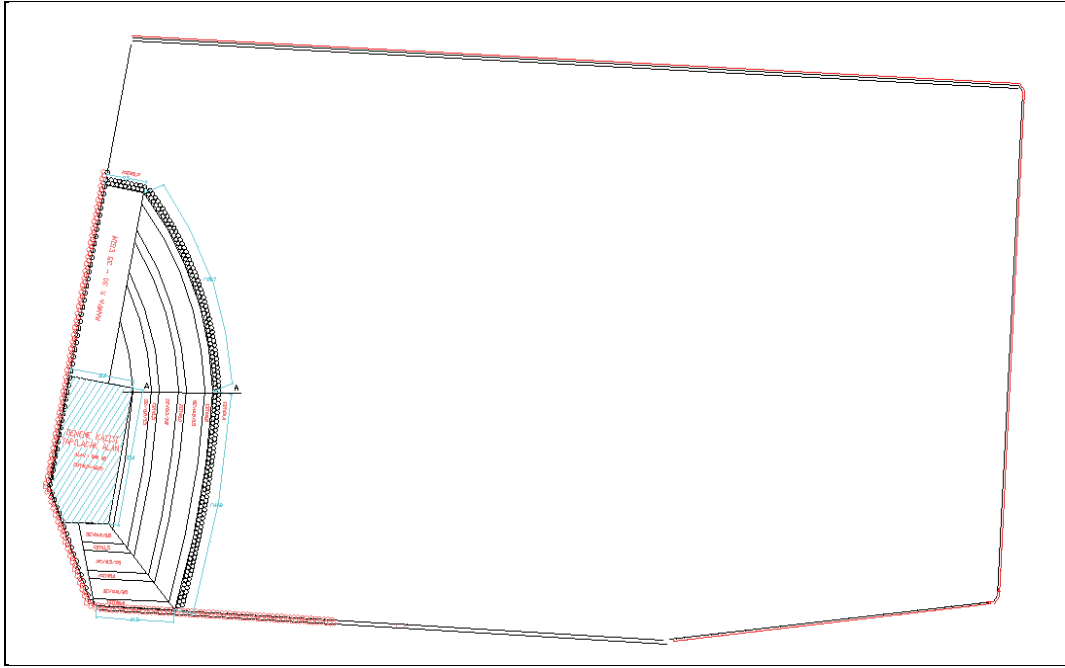
Şekil 3. ADANA Göksu Alışveriş Merkezi PLAXIS Çözümleri

Çözümler sonucunda ankrajlara gelen yükler ankraj ve kazı taban kotlarına bağlı olarak 1. sıra ankrajlarda 44.0 – 50.0 ton, 2.sıra ankrajlarda 34.0 – 42.0 ton, 3.sıra ankrajlarda ise 32.0 – 38.0 ton olarak bulunmuştur.

Bütün ankrajlar proje yüklerinin %125'ine test edilmiş, iksa cephelerine bağlı olarak proje yüklerine veya proje yüklerinin %80'ine kitlenmiştir. Ankrajlardan yük alma zemin yapısından dolayı çok başarılı olmuştur. Örneğin, iksa cephesine bağlı olarak test edilen 121 adet ankrajdan sadece 6 tanesinde problem gözlenmiş bu ankrajlar daha düşük yüklerde kitlenmiştir. Tüm proje genelinde problemlilikli ankraj sayısı %4 mertebesinde kalmıştır.

4. SU ÇEKME İŞLEMLERİ VE GÖZLEMLER

Kazı çukurundan su çekme işlemlerinin başarı olup olmayacağını tespiti amacıyla kazı çukurunun Seyhan Nehri köşesinde bir test çukuru açılarak pompaj ile kazı taban kotlarına inilmesi hedeflenmiştir. Bu amaçla tabanda 300m² bir alan oluşturularak deneme kazısı yapılmıştır. Deneme çukurunda kazı alanının iki cephesinde mevcut kazıklı iksa sistemi kullanılmış, kazı alanı tarafında ise iki sıra jet kolonları ve şevli kazı yapılarak tabanda 300m² alan elde edilmiştir. Şevli kazı yapılırken H:V=1:1 şev oranı seçilmiş ve iki kademedede 1.50m. genişliğinde palye uygulanmıştır. Deneme çukuru kazı alanı tarafında jet kolonlarına -6.00 kotundan başlanmış (kazık üst kotu ile benzer kotlar) ve kolonlar 20.0m. boyunda yapılmıştır. Şekil.4.

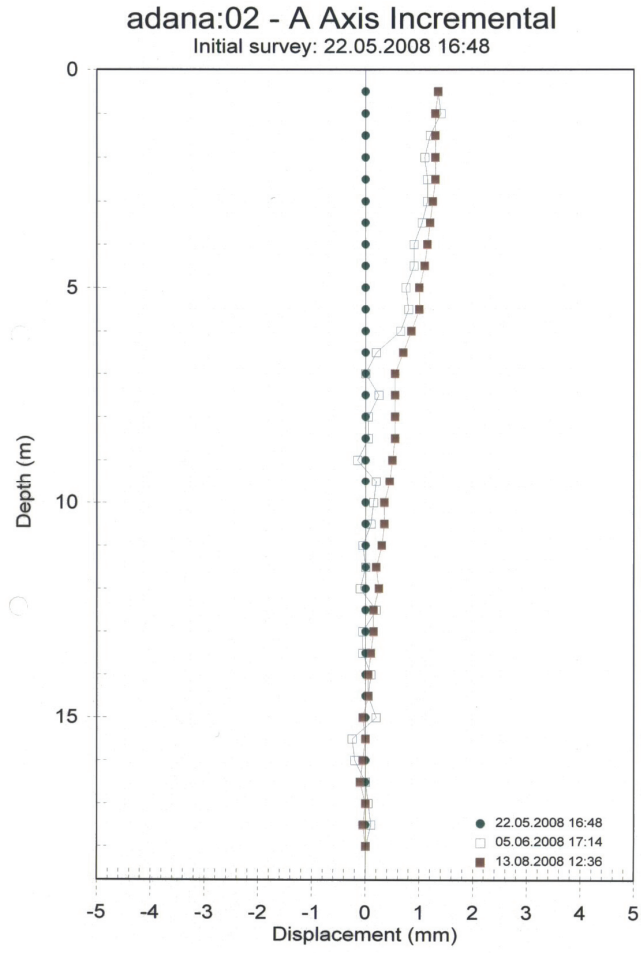


Şekil 4. Adana – Göksu Alışveriş Merkezi Temel Kazısı Deneme Çukuru

Deneme çukurunda kazı başarı ile tamamlanmış ve tabandan ve çevreden gelen sular pompaj ile rahatlıkla yenilmiştir. Kazı çukurundan su çekme işlemlerinde esas olarak tabandan gelen sular yerine konglomera ve bloklu seviyelerde oluşturulamayan jet kolonlardan (kazıklar arası su gelmesi) gelen suların çekilmesi gerekmiştir. Tabandan gelen sular konglomera kayaçlarının varlığından dolayı çok fazla olmamış ve projede kazı tabanında jet kolonlar ile geçirimsizlik perdesi (tapa) oluşturulmasına gerek olmadığı tespit edilmiş ve projede çok ciddi bir ekonomi sağlanmıştır.

Adana – Göksu Alışveriş Merkezi temel kazısı iksa sistemleri kazı alanının dört cephesinin ortasında yer alan kazıklar içerisine yerleştirilmiş inklinometre okumaları ile düzenli olarak kontrol edilmiştir. İnklinometre okumaları kazı kotlarına, ankrajların yapılması ve kitlenmesi ile su çekme işlemlerine bağlı olarak belirli zaman aralıkları ile alınmıştır. İnklinometre okumalarında 2-3mm. mertebesinde deplasmanlar gözlenmiş ve deplasmanların çok makul mertebelerde olduğu tespit edilmiştir. Şekil.5.

Seyhan Nehrine yaklaşık 50m. mesafede yüksek yeraltı su seviyesi ve geçirimli kohezyonsuz kum – çakıl zeminler ile tabanda yer alan konglomera kayaçları içerisinde 16.0 - 17.0m. derinliğindeki kazı çukuru tabanda jet kolon tapa uygulaması yapılmadan yüksek kapasiteli pompalar ile su çekilerek 2008 yılında başarı ile tamamlanmıştır. Şekil.6.



Şekil 5. Adana – Göksu Alışveriş Merkezi Kazık İçi İnklinometre Deplasman Profilleri



Şekil 6. Adana – Göksu AVM Kazı Çukurunun Tamamlanmış Hali

5. SONUÇLAR

Adana ili Yüreğir ilçesi Seyhan Nehri kıyısında yüksek yeraltı su seviyesi ve geçirimli kohezyonsuz kum – çakıl zeminler ile tabanda yer alan konglomera kayalar içerisinde 16.00 - 17.00 m. derinliğindeki ve 100x160m. boyutlarındaki derin kazı çukuru tabanda jet kolon tapan uygulaması yapılmadan başarı ile 6 ay süre içerisinde tamamlanmıştır.

Başarı ile tamamlanan, kazı taban kotlarında tesviye kazıları ve drenaj uygulaması tamamlanan ve yalıtım aşamasına getirilen kazı çukuru projesi yatırımcının projeyi bir müddet ertelemesinden dolayı durdurulmuştur. Bekleme süresi belli olmadığından su çekme işlemlerine ara verilmiş ve iksa sisteminin uzun süre açık kalması uygun görülmemekle pompaja son verilmiş ve kazı çukurunun statik seviyesine kadar su ile dolmasına izin verilmiştir.

Makalenin hazırlanmış olduğu Ekim 2009 ayı başlarında su çekme işlemlerine tekrardan başlanacağı ve kazı işlemlerine devam edileceği öğrenilmiş ancak makale hazırlanma aşamasında su çekme işlemlerine henüz başlanmamıştır. Dolayısıyla yaklaşık bir yıl süre ile su dolu olarak bekletilen kazı çukurunun bekleme süresi sonundaki deplasman veya jet kolon davranışları tespit edilememiştir.

KAYNAKLAR

- YERBİL Sondaj Mühendislik Bürosu (Eylül 2007), “Adana İli Yüreğir İlçesi Göksu Alışveriş Merkezi Zemin Etüd Raporu”
- TOKER Sondaj ve İnşaat Ltd. Şti. (Ocak 2008), “ Adana Hilton Oteli Yanı İnşaat Çalışmalarına Yönelik Su Pompaj ve Gözlem Kuyuları Açılması İşi Arazi Çalışmaları Raporu”
- KILCI Mühendislik Ltd. Şti. (Ekim 2007-Ocak 2008), “ Adana İli Yüreğir İlçesi 5161 Ada ve 10924 Ada/1 Parsel Göksu Alışveriş Merkezi Projesi , Temel Kazısı İksa Projesi ve Raporları
- KILCI Mühendislik Ltd. Şti. (Ağustos 2008), “ Adana İli Yüreğir İlçesi Göksu Alışveriş Merkezi Projesi , İnklinometrik Gözlem Raporları
- BSI, British Standard Institution (1989) “ BS8081, British Standard Code of Practice for Ground Anchorages”
- Melegari Cesare (2007) “Introduction to the Jet – Grouting Method, Tecniwell Publication”

DSİ-BOĞAZIÇI TÜNELİ VE GEOTEKNİK UYGULAMALARI

DSI-BOSPHORUS TUNNEL AND GEOTECHNICAL APPLICATIONS

Adem COŞKUN¹

Pervin KÜÇÜKÖZEN²

A. Cüneyt GEREK³

ABSTRACT

This paper contains the findings obtained during the boring operations and before the construction operations of the tunnel named as Melen Water Supply Project, Bosphorus Tunnel constructed by General Directorate of Hydraulic Works. 5551 meter-long Bosphorus Tunnel, that has been designed in order to transfer the water supplied from Melen River from Asia to Europe, passes through 135 meters below of the level of sea surface. Operations before the construction period started with feasibility researches, and then continued with geophysical researches between Tarabya and Beykoz, and basic soundings both on land and sea. As a result of this investigations, a bathimetric hole that was almost at 200 meters depth had been discovered in the research area, therefore the alignment was moved to the North with a curve of 600 meters in radius. There are almost 70 meter-thick water mass, maximum 35 meters naval alluvion, and minimum 30 meters parent rock (limestone and shale) through the tunnel route. The route of tunnel was passed through the main rock because of the fact that tunnel would stay under water. Boring operation of the tunnel was performed with a specially designed Tunnel Boring Machine in order to get rid of possible risks more easily. The digging operation of the tunnel was carried out without accident by improving the conditions of ground state systematically and with respect to investigation results.

Keywords: *TBM, Probe Drill, Grouting, deluge and geophysics research.*

ÖZET

Bu bildiri, DSİ Genel Müdürlüğü tarafından yapılan Melen İçme suyu Projesi - Boğaziçi Tünelinin, inşaat öncesi hazırlıkları ve tünel kazısı sırasında yapılan çalışmalardan elde edilen bulguları ve değerlendirmeleri kapsamaktadır. Melen nehrinden temin edilen suyu Asya'dan Avrupa'ya taşımak için tasarlanan 5551 m uzunluğundaki tünel deniz seviyesinin 135 m altından geçmektedir. 1991 yılında başlayan fizibilite etütleri ile inşaat öncesi çalışmalar başlamış olup Tarabya-Beykoz arasında yapılan jeofizik etütler ve karada ve denizde yapılan temel sondajları ile devam etmiştir. Bu araştırmalar sonucu fizibilite güzergahı üzerinde 200 m derinliğe varan batimetrik çukur tespit edilerek proje 600 m yarı çaplı kurb ile daha kuzeye kaydırılmıştır. Tünel güzergahında, boğazın maksimum su seviyesi yaklaşık 70m kalınlığında su kütlesi, maksimum 35m denizel alüvyon (siltli, killi kavkılı çakıl-kum) ve minimum 30m anakaya (kireçtaşı ve şeyl) bulunmaktadır. Tünelin su altında kalma riskine karşın güzergah ana kayadan geçirilmiştir. Tünel kazısı, muhtemel risklerin daha kolay üstesinden gelebilmek için özel olarak tasarlanmış Tünel Delme Makinesi ile yapılmıştır. Kazı aynası önünde sistematik bir şekilde ileri araştırma sondajları ile bu araştırma neticelerine göre zemin iyileştirmeleri yapılarak tünel kazısı hiçbir iş kazası yaşanmadan tamamlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: *Tünel Delme Makinesi, İleri Araştırma Delgisi, Enjeksiyon, Su Baskını ve Jeofizik Etüt..*

¹ İnşaat Mühendisi / Boğaziçi Tüneli Kontrol Mühendisi, DSİ XIV. Bölge Müdürlüğü, ademcoskun@dsi.gov.tr

² İnşaat Mühendisi / Boğaziçi Tüneli Proje Mühendisi, DSİ XIV. Bölge Müdürlüğü, pkucukozen@dsi.gov.tr

³ İnşaat Yük. Mühendisi / DSİ XIV. Bölge Müdürü, DSİ XIV. Bölge Müdürlüğü, cuneytgerek@dsi.gov.tr

1. GİRİŞ

Bu çalışmada, DSİ 14. Bölge Müdürlüğü tarafından yürütülen ve İstanbul şehrinin uzun vadeli içme ve kullanma suyu ihtiyacını karşılamak amacıyla geliştirilen Melen Sistemi kapsamında inşa edilen 5551 m uzunluğundaki **Boğaziçi Tüneli İnşaatının** kısaca tanıtımı ve bu tünel açımı sırasında yapılan geoteknik çalışmalara değinilecektir. Deniz seviyesinin 135 m altından geçen Boğaziçi Tüneli eksenini, kiltası ve kireçtaşı ardalanmalı yer yer volkanik sokulumlarla kesilmiş bir litoloji içerisindedir. Tünel güzergâhı, esas olarak kaya içinden geçmekle birlikte, fay zonları, zayıf çatlaklı zemin ve karstik zonlara sahiptir. Tünel üzerinde bulunan 135 m'lik su sütunu sonucu tünel su baskını riski ile karşı karşıyadır. İnşaat esnasında karşılaşılabilecek muhtemel bu riskin üstesinden gelebilmek için özel olarak tasarlanan TDM ve kazı aynası önünde sistematik bir şekilde yapılan ileri araştırma sondajları ile bu araştırma neticelerine göre uygulanan zemin iyileştirmeleri bu çalışmanın ana konuları arasındadır.

2. MELEN PROJESİ

İstanbul'un uzun vadeli içme ve kullanma suyu ihtiyacını karşılamak amacıyla 3 aşamalı olarak geliştirilen Melen Sisteminin tamamlanmasının ardından İstanbul'a yılda 1,077 milyar m³ su temin edilerek, 2040 yılında 18,7 milyona ulaşacak İstanbul nüfusunun su ihtiyacı karşılanmış olacaktır.

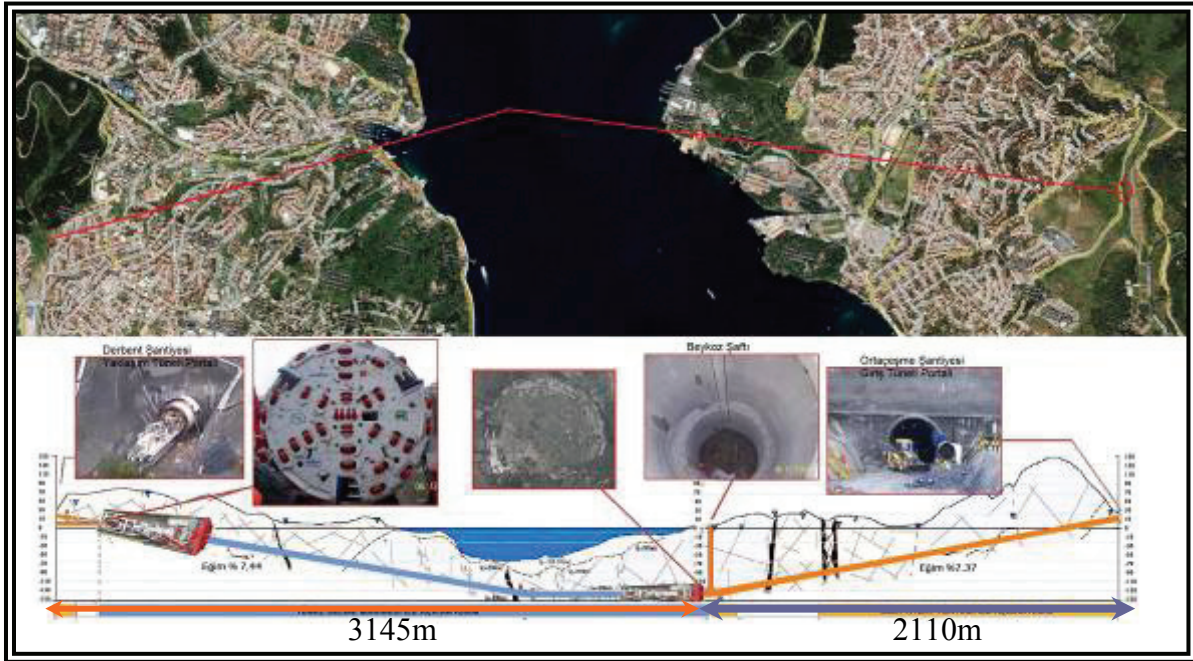


Şekil 1. Melen Sistemi Planı

I. Aşamada, Düzce ili sınırları içerisinde bulunan Melen Çayının denize çıkış ağzı yakınına yapılan regülatör ile alınan su, Terfi Merkezinde 196 m yüksekliğine basılarak terfi deposuna, oradan da 130 km uzunluğunda ve 2,5m çapındaki çelik borular ve 3,7 km uzunluğundaki Şile-Alaçalı Tüneli ile Alaçalı vadisine aktarılacaktır. Alaçalı Vadisini 5,5 km Konduvi ile geçen ve 8 km uzunluğundaki Alaçalı-Hamidiye tüneli vasıtası ile cazibeyle alınan su, 9 km uzunluğundaki çelik borulardan oluşmuş isale hattı ile 720 bin m³/gün kapasiteli Cumhuriyet arıtma tesisine iletilecektir. Arıtılan su terfi merkezinde 96 m yüksekliğe basılarak 6 km 'si tünel toplam 12,3 km isale hattı ile Boğaz geçişine ulaşacaktır. İstanbul boğazını toplam uzunluğu 5,5 km olan tünel ile geçerek Avrupa yakasına ulaşan su, 4,7 km'si tünel toplam 8 km uzunluğundaki isale hattı (toplam 182 km) ile Kağıthane deposuna iletilecektir. 1. Aşama kapsamındaki konduvi ve tüneller 3 aşamayı geçirebilecek kapasitede, isale hatları ise tek aşamaya göre boyutlandırılmıştır. 2. ve 3. aşamalarda 3 m çapında borular kullanılacak olup Regülatör membaında baraj inşa edilecektir.

3. BOĞAZIÇI TÜNELİ İNŞAATI

Melen Projesi tamamlandığında $32,5 \text{ m}^3/\text{sn}$ (1077 hm^3) bir başka deyişle günde ortalama yaklaşık 3 milyon m^3 suyu Avrupa yakasına taşıyacak olan Boğaziçi Tüneli inşaatı, deniz seviyesinin 135 m altından geçen uzunluğu 5551 m olan tünel ve 145 m derinliğindeki, inşaat sırasında Tünel Delme Makinesini Tünel dışına çıkarmak için, inşaat sonrası ise su hattında bakım yapılabilmesi için, hattan suyu boğaza boşaltmak maksadıyla kullanılacak olan Beykoz Şaftı'ndan oluşmaktadır.



Şekil 2. Boğaziçi Tüneli Boykesiti ve Planı

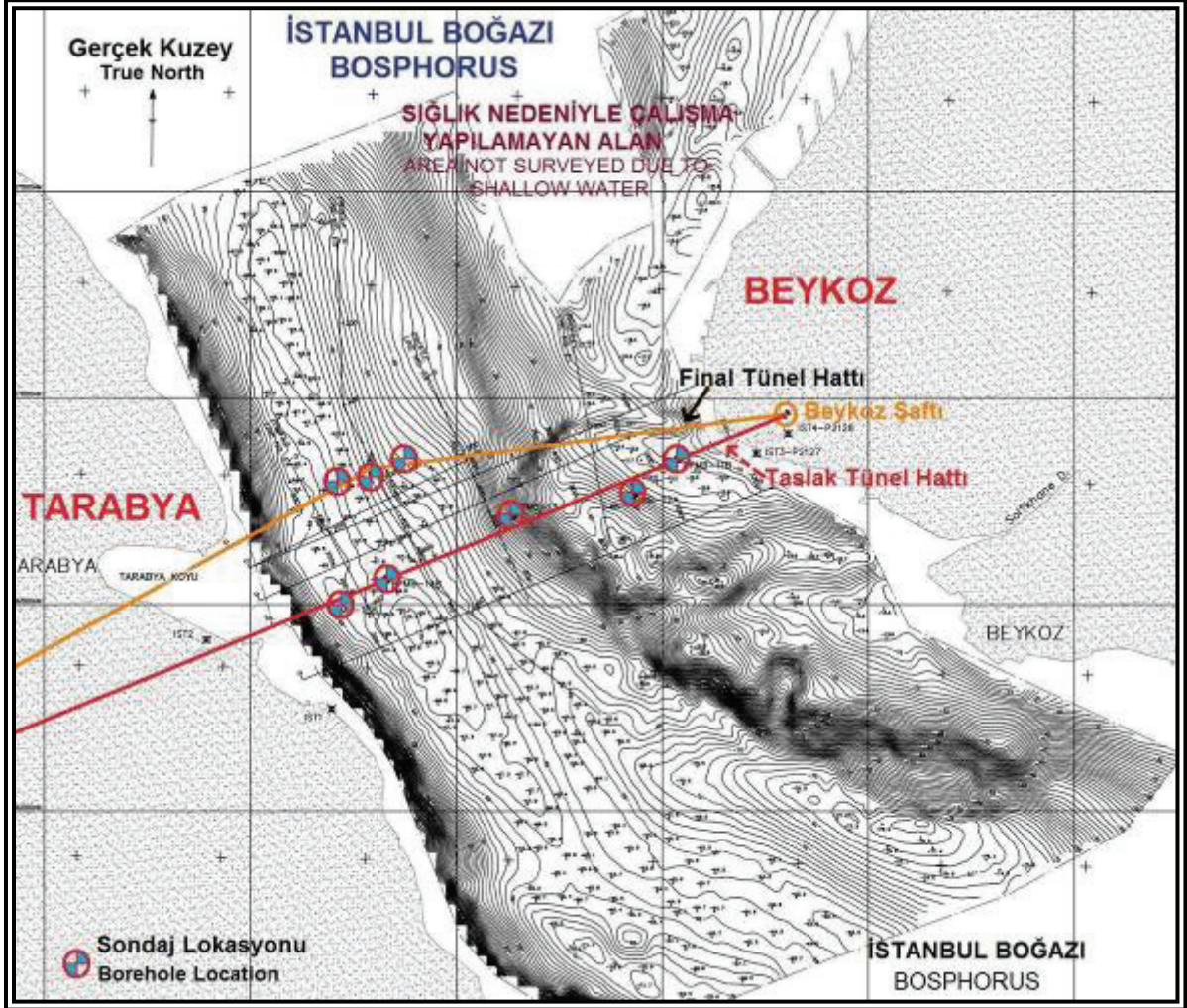
İnşaat öncesi Boğaziçi'nde yapılan jeolojik ve jeofizik araştırma sonuçları, gerek geçirimsizlik gerekse duraylılık problemi ile karşılaşılmayacağını gösterse de tünel üzerinde 135 metre su sütunu bulunmaktadır. Bu 13,5 atm'lik su basıncı, inşaat öncesi tünelin yapımı için en büyük risk olarak görülmekteydi. Bu sebeple, Derbent-Beykoz arasındaki tünelin, bu tehdidin üstesinden gelebilmesi için, jeofizik ve temel araştırma sondajları sonuçlarına göre özel olarak dizayn edilmesi ve kazı aynası önünde sistematik bir şekilde zemin iyileştirmesi yapabilecek, Tünel Delme Makinesi ile açılması planlanmıştır. 6,15 m kazı çapında açılan tünel, 3145 m uzunluğunda (yaklaşık %7,4 eğimle 2005 m ve % 0,14 eğimle 1140 m) ilerleyerek -140 m kotunda Beykoz'da bulunan su boşaltım şaftı birleşmiş ve TDM, sökülerek, 8 m çapındaki bu şaft'tan dışarı çıkarılmıştır.

Asya yakasında ise Ortaçeşme- Beykoz arasındaki tünel, del patlatı metodu ile 5,35 m çapında, 2110 m uzunluğunda ve %7,38 eğimle açılacak ve Beykoz Şaftı ile birleşecektir.

3.1. İnşaat Öncesinde Yapılan Çalışmalar

1991 yılında hazırlanan fizibilite etüt raporu için güzergahın karada kalan kısmı yürüyerek etüt edilmiş ve Boğaz'ın mevcut jeolojik ve jeofizik bilgileri derlenmiş; Boğazın genel jeolojisini ve jeolojik oluşumunu anlamada yardımcı olacak şekilde değerlendirilmiştir. Bu aşamada, özellikle 1977 yılında İstanbul Boğazında Deniz Kuvvetleri Komutanlığı, Seyir,

Hidrografi ve Oşinografi Dairesince yapılan ve İTÜ tarafından yorumlanan jeofizik etütlerden faydalanılmıştır. Hazırlanan fizibilite raporunda taslak tünel güzergahı ve yapılacak ilave araştırmalar ayrıntılı olarak planlanmış, sondajların ve deneme çukurlarının lokasyonları belirlenmiştir.

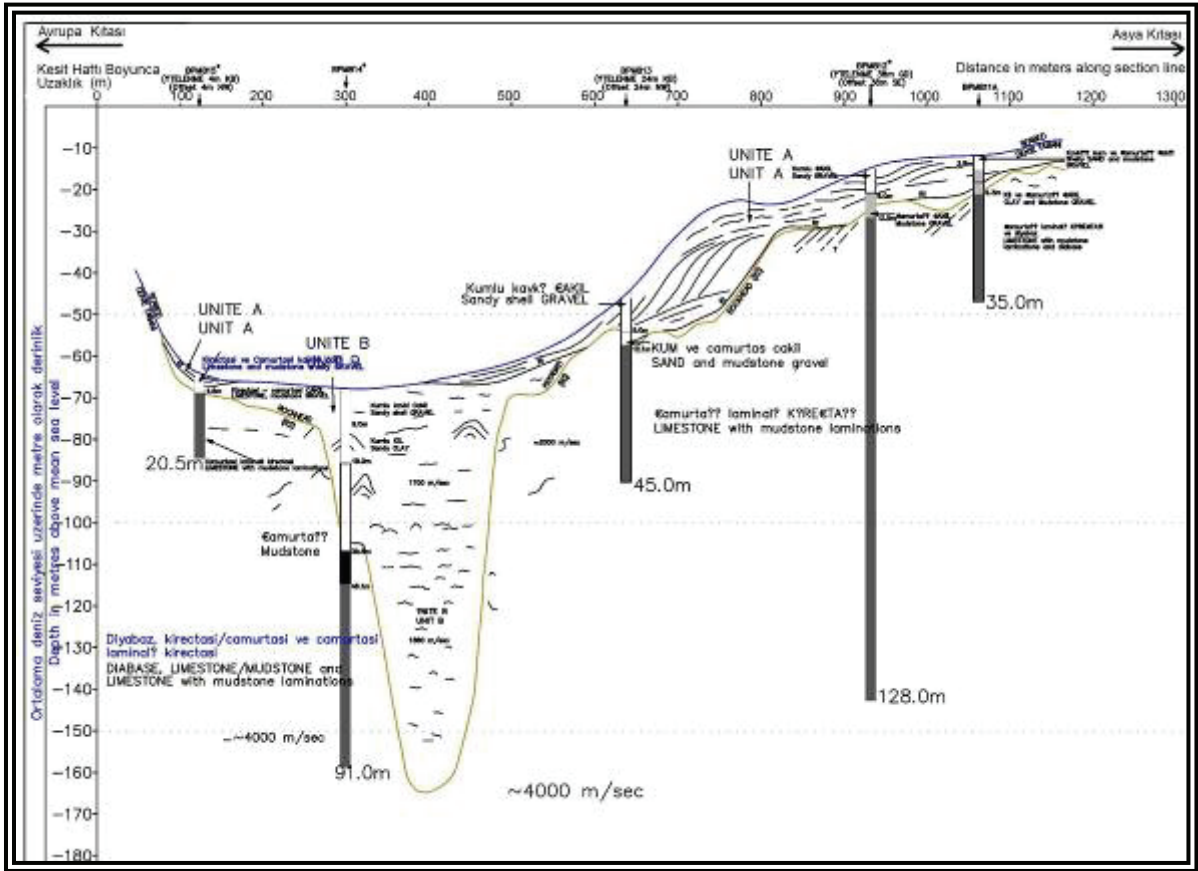


Şekil 3. Boğaziçi Tüneli, Deniz Jeofiziği Batimetrik Haritası – Sondaj Yerleri

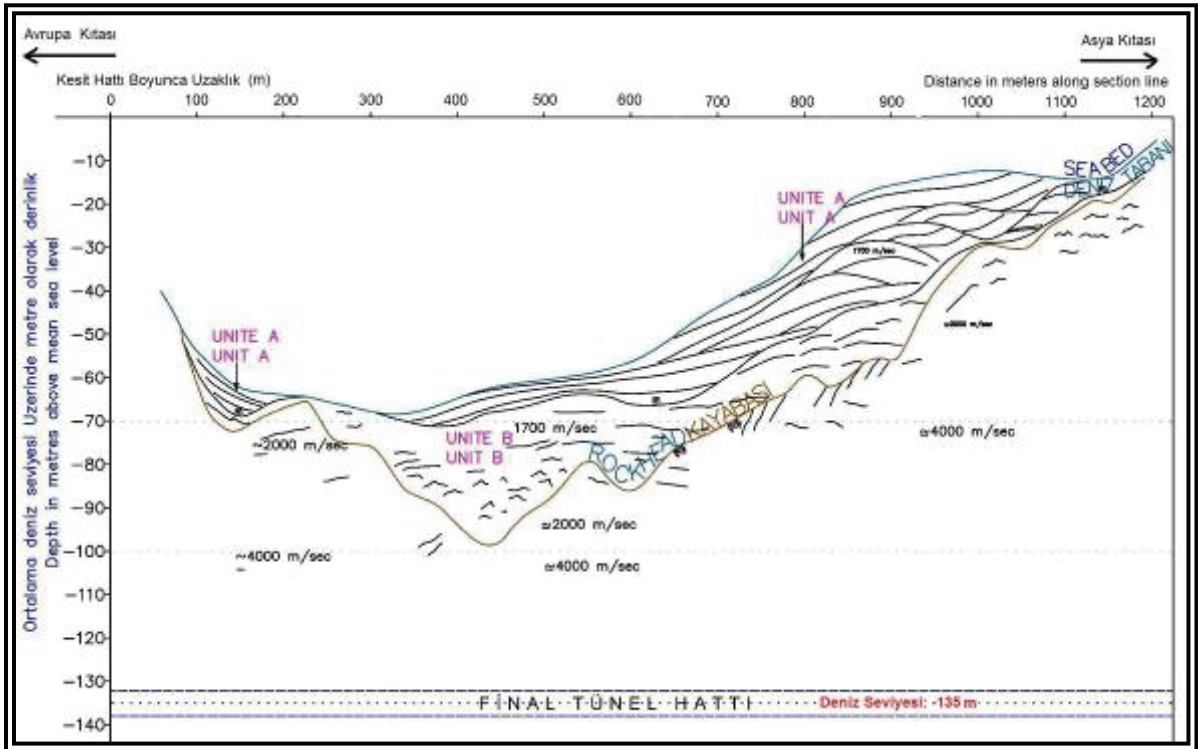
1994 ve 1996 yıllarında Dokuz Eylül Üniversitesi, Deniz Bilimleri Enstitüsüne fizibilite etüt güzergahı boyunca su üstünde jeofizik araştırmalar yaptırılmıştır. (Şekil 3) Güzergahın 250'şer metre her iki tarafında tam olarak elde edilen kısımlardan kaya sınırını gösteren bir harita oluşturulmuş ve bu harita, referans (Datum) seviyesinin 175 m altında dairesel bir alüvyal çukur bulunduğunu göstermiştir. (Şekil 4)

Jeofizikle saptanmış jeolojik profillere tam güven; ancak doğrulayıcı sondajlarla sağlanabilirdi. Bu sebeple 1997 yılında, Sismik ölçümü kalibre etmek ve Alüvyon / kaya sathı dokanak derinliğini tespit etmek, tünelin geçeceği kayanın yapısı, tabakaların eğimi, faylanmanın özelliği ve gidişi, muhtemel kötü zemin zonları hakkında bilgi edinmek için Boğaz'da **taslak tünel hattı** üzerinde (Şekil 3-4) Beş lokasyonda oniki su üstü sondaj kuyusu açılmıştır. Bunlardan bir tanesi batı kıyısına bitişik sığ derinlikte, üç adedi doğudaki kıyıyı sınırlayan sığ sulardaki geniş alanda ve beşincisi de (ve en önemlisi) jeofizik araştırmaların gösterdiği alüvyonun en derin kısmındadır. Sondaj kuyularının logları yapılmış, numuneler alınmış ve kara tünel sondajları için belirlenen usullere göre

kayada deney yapılmıştır. Alüvyonda sınırlı miktarda numune alınmış ve SPT deneyi yapılmıştır.



Şekil 4. İstanbul Boğazı, Deniz Jeofiziği, Taslak Tünel Hattı Jeolojik Kesiti



Şekil 5. İstanbul Boğazı, Deniz Jeofiziği, Final Tünel Hattı Jeolojik Kesiti

Kuyu içi sismik yansıma jeofizik verisini değerlendirme parametreleri elde etmek amacıyla, su üstü sondajlarında kuyu içi jeofizik ölçümleri de yapılmıştır.

Boğaz üzerinde yapılan jeofizik etüt ve temel sondajlar neticesine göre belirlenen yeni tünel hattı üzerinde yukarıda belirtilen çalışmalardan faydalanılmış ve 2002 yılında üç adet temel sondajı ve kuyu jeofiziği ile desteklenmiştir. (Şekil 3-5)

3.2. Proje Aşamasında Yapılan Çalışmalar ve Alınan Önlemler

3.2.1. Güzergah Değişikliği

Alüvyonun derinliği, su altı tünelinin genel tasarımı, yapılabirliği ve emniyeti için kritiktir. Tünel tavanına kadar güvenlik sınırı oluşturacak bir et kalınlığı kalacak şekilde tünelin kayada kazılması gerektiği anlaşılmıştır. İnşaat öncesi yapılan çalışmalar sonucu tespit edilen derinliği 200 m'ye yaklaşan batimetrik çukur sebebiyle tünel güzergahı, 600 m yarı çaplı yatay kurb ile boğazın daha kuzeyine taşınarak kaya yüzeyinin daha sığ olduğu yerde yeniden belirlenmiştir. Tünel güzergahının boykesitinde, maksimum boğaz derinliği 70 m, maksimum alüvyon zemin 35 m ve minimum kaya kalınlığı ise 30 m olarak tespit edilerek, tünelin daha güvenli bir zeminde açılması ve daha ekonomik olması sağlanmıştır.

3.2.2. İnşaat Planlaması ve İş Programı

5551 m uzunluğundaki Boğaziçi Tüneli, Derbent girişinden Tünel Delme Makinesi ile (3145 m), Ortaçeşme girişinden (2110m) ve Beykoz Şaftından (145 m) del patlat yöntemiyle açılması planlanmıştır. (Şekil 2)

Boğaz geçişinin de içinde bulunduğu 3145 m uzunluğundaki tünel, karşılaşılabilecek her türlü probleme karşı teçhiz edilecek Tünel Delme Makinesi ile konvensiyonel metoda göre iş güvenliği ve işçi sağlığı bakımından çok daha güvenli, aynı zamanda daha hızlı olarak Beykoz Şaftına kadar açılması planlanmıştır. Konvensiyonel Metod ile tünel açımı, TDM ile tünel açımına göre daha yavaş olmasına karşın TDM'in üretim, nakliye ve montaj süreleri ile tünel uzunlukları ve işin maliyeti de dikkate alınarak, Ortaçeşme-Beykoz Şaftı arasında kalan ve tünel açımı daha risksiz olan 2110 m uzunluğundaki tünelin klasik metodlarla açılarak TDM ile eş zamanlı olarak Beykoz Şaftı'nda buluşulması planlanmıştır.

3.2.3. Tünel Delme Makinesi Dizaynı

3.2.3-I Güzergah boyunca değişken litolojilerden, ayrışma derecesindeki farklılıklardan ve faylanmadan dolayı zemin koşulları değişebileceği, kazının, çok sağlam, aşındırıcı ve masif kireçtaşlarından ileri derecede kırıklı zayıf kaya ve faylı bölgelerde kil içeren zonlara kadar değişik ortamlarda yapılabileceği, bu sebeplerle TDM bu değişken koşulların üstesinden gelebilecek, zayıf zeminde veya çatlaklı kaya arasında sıkışıp kalmayı önleyici tedbirler ile teçhiz edilmiştir.

3.2.3-II Tünel Delme Makinesi tasarımında tünel çevresindeki su basınçları ve muhtemel su gelirleri dikkate alınmıştır. TDM üzerinde rutin olarak İleri Araştırma Delgisi yapmak üzere yatay ve açılı olmak üzere iki sondaj makinesi yerleştirilmiştir. Sondaj Makineleri, TDM önünde kontrol ve enjeksiyon için delgi yapabilecek şekilde teçhiz edilmiş olup bu işlemler dışarı doğru 7,5° ve yatay açılar ile işinsal olarak tüm ayna çevresinde uygulanabilecek şekilde TDM projelendirilmiştir. Kontrol delgilerinin tüm

tünel uzunluğu boyunca en az 5m lik bindirmelerle uygulanması; bu delgiler ile gelen su miktarlarının ölçülmesi, ve delgi sırasında uygun elektronik teçhizat ile ayna önündeki zemin koşullarının incelenmesi tavsiye edilmiştir.

3.2.3-III İleri araştırma delgileri sonucunda zeminin zayıf ya da limitlerin üzerinde su gelişi olması durumunda TDM, kapalı konuma geçip, hiçbir durumda içeri su almaması düşünülerek projelendirilerek, bu esnada Makine üzerinde bırakılan özel deliklerden, kazı aynası önünde fisür enjeksiyonu yapılarak zemin iyileştirilmesi ve daha sonra kazıya devam edilmesi öngörülmüştür. TDM, delgilerde sorunlu zeminden şüphe edilmesi halinde büyük çaplı karot alınabilmesini sağlayacak ekipman ile desteklenmiştir.

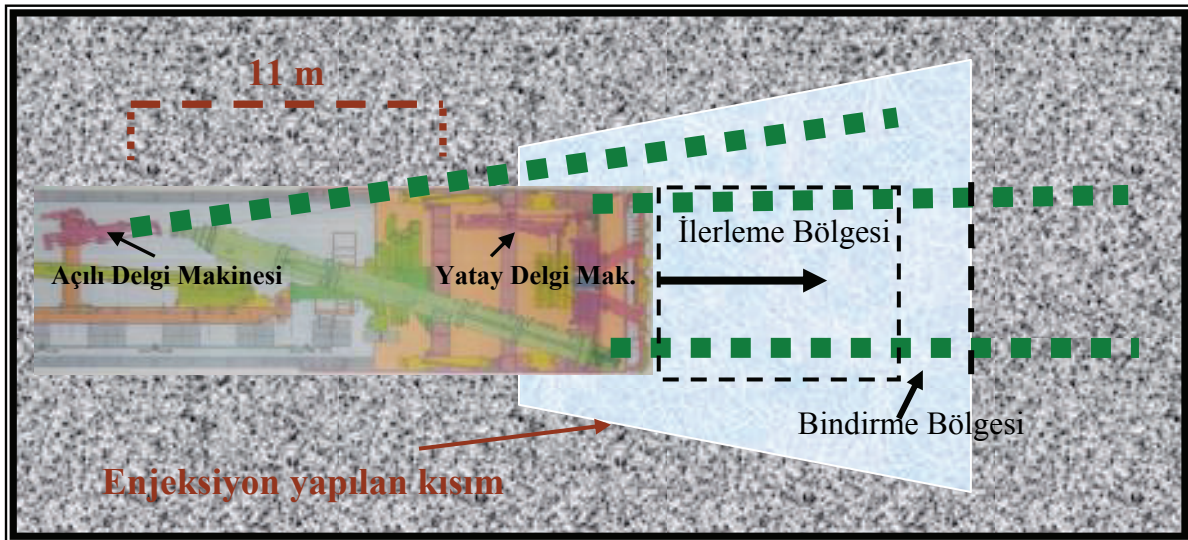
3.2.3-IV TDM kesici başlığı ve kesicilerin bakım onarım gereksinimleri için aynaya ulaşım sağlayacak düzenekler kurulmuştur.

3.2.3-V Zayıf zeminde zeminin sıkışması veya göçmesi riski en aza indirmek için segment kaplama yerleştirilmesinden hemen sonra çeper enjeksiyon yapılmalıdır. Bu enjeksiyon 200-400 m geriden yapılacak ilave enjeksiyonla pekiştirilmiştir.

3.2.3-VI Tünel açılacak kaya ortamının dayanım ve süreksizlikleri kazı ve hafriyat performansı açısından dikkate alınması ve kazı hızı ve alınan hafriyat oranları izlenmeli ve makinanın ayna ile sürekli temas halinde olmasına dikkat edilmesi istenmiştir.

3.3. İnşaat Aşaması ve Alınan Önlemlerin Uygulanabilirliği

3.3.-I Boğazın 135 m altından geçmek üzere alınan ve planlanan en önemli önlem olarak düşünülen Tünel Delme Makinesi Almanya'da bu projeye özel olarak dizayn edilmiş ve 10 ayda üretimi gerçekleştirilerek 2 aylık nakliye süresinin ardından Derbent Şantiyesi'ne getirilmiştir. 2 ay süren montajın ardından 157 m uzunluğunda ve 600 ton ağırlığındaki TDM kazıya başlamıştır. (TDM kazıya başladığında Ortaçesme tarafından açılan tünelin 650 m si kazılmış durumdaydı.)

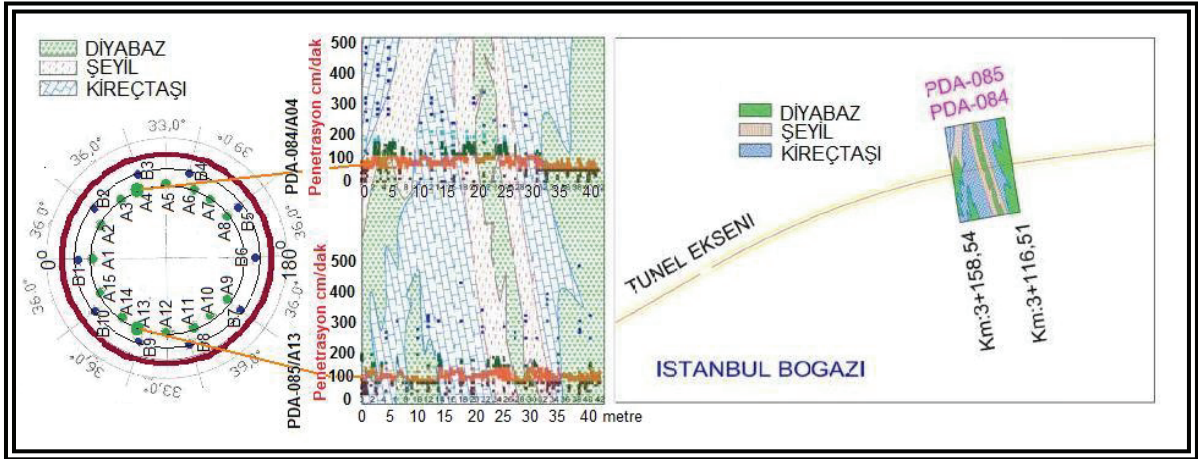


Şekil 6. TDM ile kazı- Sondaj Makineleri, İleri Delgi ve Enjeksiyon

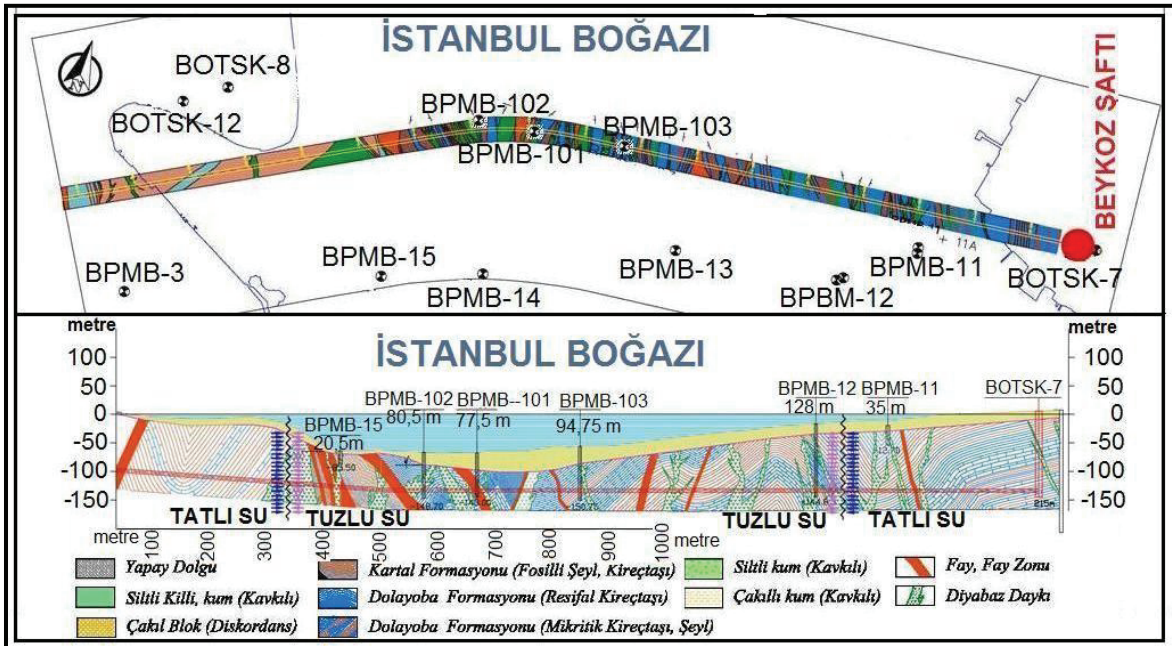
3.3.-II Makinenin kuyruk kalkanına, ileri araştırma yapmak üzere yerleştirilen 7,5° açılı sondaj makinesi, sondaj makinesi ve zemin arasındaki mesafenin uzunluğundan dolayı tijlerin sehim yapmasına sebep olmuş bu sebeple sağlıklı olarak kullanılamamıştır. (Şekil 6)

Yatay olarak, Jeolojik koşullardaki değişimi saptamak ve gaz veya su depolanmalarının yerini tespit etmek üzere TDM'nin ön kalkanı içerisine, kazı aynasının 2 m önüne yerleştirilen sondaj makinesi, 3145 m'lik kazı sırasında 139 defa kullanılarak toplam 4010 m uzunluğunda ileri araştırma delgisi açılmıştır. Özellikle ana kayanın minimum olduğu, kılavuz sondaj sırasında entrüsf kayalar kesilmesi halinde ve **Tablo 1'de** belirtilen miktardan fazla su akımının gelmesi durumunda, uygun bir konumda ilave bir sondaj deliği daha açılmıştır.

Yapılan her bir delgi sonucunda; birim ilerleme için gerekli uç baskısı ve tork değişimleri ile gözlemsel bulgular değerlendirilerek geçilen litolojiler tanımlanmış, su gelirine yönelik gözlem ve değerlendirmeler yapılmıştır. Ayrıca kazı odasına girilerek kazı aynasının görülebilen alanlarında fotoğraf çekimleri gerçekleştirilmiş, çatlak sistemleri ve tabaka konumları belirlenmeye çalışılmıştır. İleri araştırma delgileri esnasında kaydedilen veriler kullanılarak derinliğe bağlı penetrasyon, baskı, tork ve su basıncı değişim grafikleri elde edilmiş, oluşturulan bu grafikler yardımı ile geçilen ortamı karakterize eden zonlar ile fay ve ezik kısımlar belirlenmiş, su gelirine yönelik değerlendirmeler ve yorumlar yapılmıştır.



Şekil 7. Perimtrik haritanın oluşturulması ve bu haritanın tünel güzergahında ait olduğu yere yerleştirilmesi



Şekil 8. Kazı sonrası tünel boy kesiti

Delgi sonucu elde edilen tüm veriler ve grafiklerin değerlendirilmesi ile jeolojik modeller oluşturulmuştur. Bu modellerden hareketle zonların istatistik analizleri yapılarak, perimtrik haritalar üretilmiştir. (Şekil-7) Ortalama her 40 metre için oluşturulan bu harita parçaları CBS tekniği kullanılarak tünel ekseninde ait olduğu yere yerleştirilmiştir. Bu şekilde, tünel eksenini boyunca, ortalama 40 m'lik anolar şeklinde çizilmiş olan, tüm yatay delgi açılımları birleştirilerek tünel açılım haritası (Perimetri haritası) elde edilmiştir. Bütün bu veriler ve önceki sondaj bilgileri ve ek çalışmalar kullanılarak DSİ-Boğaziçi Tüneli' nin kazı sonrası jeolojik boy kesiti elde edilmiştir. (Şekil -8)

3.3.-III Zemin mukavemetinin artırılması gerektiğinde veya delgi sondajı sırasında Tablo 1'de belirtilenler miktarlardan fazla önemli su akımlarının olduğu tespit edilen yerlerde kazı aynasının ilerisinde, kayadan tünel kazısına giren fazla suyu kesmek, kazıdan önce suyollarını tıkamak ve tünel aynasının önündeki zeminin mukavemetini artırmak için fisür enjeksiyonu yapılmıştır. Her 40 m'lik ileri araştırma delgisinden sonra TDM 33 m ilerletilmiş ve her durumunda makine önünde 7 m'lik bilinen, güvenli bir zemin tabakası kalması sağlanarak yeni 40 m'lik ileri araştırma delgileri ve fisür enjeksiyonu rutin bir şekilde tekrarlanmıştır. 3145 m uzunluğundaki tünel boyunca 5 noktada fisür enjeksiyonuna ihtiyaç duyulmuş ve yatay olarak 12 delikten fisür enjeksiyonu yapılarak kazı aynası önündeki zemin iyileştirilmiştir. Maksimum 15 bar basınç ile yapılan enjeksiyonlarda su ve çimento karışımı yeterli gelmiş olup daha fazla suyun gelmesi durumunda çift bileşenli su ile temas halinde prizini alabilen reçinelerin kullanılması planlanmıştır.

3.3.-IV

Tablo 1. Fisür Enjeksiyon Yapma Koşulları

Koşul	Maksimum Akım litre/dak.
Bir pilot sondaj deliğinden gelen maksimum akım	25
İki pilot sondaj deliğinden gelen maksimum akım	40
Tüm pilot sondaj deliklerinden gelen mutlak maksimum akım	50

3.3.-V TDM ile kazının güvenli bir ortamda ilerleyebilmesi için segment montajı ile beraber kuyruk kalkanından segment ile zemin arası, su, çimento, kum (0-2mm) karışımından oluşan çeper enjeksiyonu ile doldurulmuştur. Yaklaşık 150 ring sonra çeper enjeksiyonu kontrolü yapılarak, gereken bölgelere, maksimum 6 bar basınç ile su ve çimento karışımından oluşan pekiştirme enjeksiyonu doldurulmuştur.

4. BULGULAR

1. Tünel güzergahında, Erken Silüriyen –Devoniyen yaşlı İstanbul Zonuna ait kireçtaşları (Dolayoba formasyonu) ile yer yer kireçtaşı arakatlı şeyller (Kartal formasyonu) bulunmaktadır. Bu formasyonlar yer yer diyabaz dayk vesilleri ile kesilmiş durumdadır. Birimler aşırı kıvrımlı, kırıklı ve faylanmış durumdadır. Formasyonlar arası dokanaklar genelde tektoniktir. Tünel açılımı sırasında pek çok kıvrım, fay, ezilme zonu ve diyabaz daykları ile karşılaşmıştır.

2. Proje kapsamında açılmış olan araştırma sondajlarında gerçekleştirilmiş olan basınçlı su testleri sonuçları, ortamın genel olarak geçirimsiz olduğunu göstermiştir. Ancak, mağmatik daykların ve fay zonlarının tünel kazısı sırasında su akışına neden olabileceği

ifade edilmiştir. Kazı sırasında Tünele gelen suyun diyabaz dayklarının çatlaklar ve fay zonları boyunca geldiği anlaşılmıştır.

3. Toplam 3145m lik tünel boyunca geçilen litolojilerin kalınlıkları ve % dağılımları: 2138 m (%68) Kartal formasyonu, 598m (%19) dolayoba formasyonu, 250m (%8) Diyabaz ve yaklaşık 160m (%6) fay zonu olarak gerçekleşmiştir.

4. Özellikle tünelin, boğazın tam altına gelen kısmında yapılan ileri araştırma delgilerinde ortalama 4 lt/ dak tuzlu su gelirine rastlanırken, tünelin boğaz dışında kalan kısmında yapılan ileri araştırma delgilerinden gelen su miktarı ortalama 18,3 lt/dak ve tatlı sudur.

5. 3145 m uzunluğunda ve 6,15 m kazı çapındaki boğaziçi tüneli kazısı, rutin olarak ileri araştırma delgileri yapılarak, TDM ile yaklaşık 13 ayda hiçbir iş kazası yaşanmadan tamamlanmıştır.

5. SONUÇ

Boğaziçi Tüneli inşaatı ve alınan önlemler incelendiğinde, inşaat öncesi ve proje aşamasında yapılan başarılı çalışmalar ile en uygun güzergahın seçildiği bu sebeple kazı aynasının önünün enjeksiyon yapmak suretiyle iyileştirilmesine ihtiyaç duyulmadığı görülmüştür. Buna ilave olarak zemin ile tam bir uyum içinde çalışan Hard Rock / EPB tipi Tünel Delme Makinesinin seçimindeki isabet, tünelin, programlanan kazı süresinin altında bir zamanda tamamlanmasında etkili olmuştur.

İleri araştırmaların montaj ve delgi süreleri zaman kaybına yol açmakta ve kazı ortalamaları düşmektedir. Buna karşın, tünel kazısı sırasında yapılan ileri araştırma delgiler, en riskli bölgelerde bile kazı aynası önü için bilgi verdiği için tünel kazısının daha güvenli ortamda yapılmasını sağladığı görülmüştür. Ancak ileri araştırma delgisi için TDM içerisine yerleştirilen açılı sondaj makinesinin kazı aynasına daha yakın ve 360° dönebilecek şekilde projelendirilmesi, ileri delgilerin ve enjeksiyonların daha başarılı olmasını sağlayacaktır. Bunun için yatay sondaj makinesinin, açılı sondajı da yapabilecek şekilde tek olarak kazı aynasına yakın olarak dizayn edilmesi bu problemi çözecektir.

Bu çalışma, inşaat sırasında karşılaşılabilecek muhtemel risklere karşı alınabilecek en önemli tedbirin, inşaat öncesinde yapılan ciddi araştırmalar sonucu doğru projeler yapmak ve doğru inşa yöntemini kullanmak olduğunu bir kez daha göstermiştir. DSİ tarafından yapılan Boğaziçi Tüneli, İstanbul boğazı altından, başta su tüneli olmak üzere, karayolu ve demiryolu tünellerinin de güvenli bir şekilde açılacağı göstermiştir.

KAYNAKLAR

Mart 1999 İstanbul İçmesuyu II. Merhale Projesi, Melen Sistemi, Genel Jeoteknik Raporu

2005, İstanbul İçmesuyu II. Merhale Projesi, Melen Sistemi SP-7 Boğaziçi Tüneli İnşaatı, Sözleşme Dokümanları (Teknik Şartnameler, Projeler, Jeoteknik Araştırma ve Raporlar)

2008, İstanbul İçmesuyu II. Merhale Projesi, Melen Sistemi SP-7 Boğaziçi Tüneli İnşaatı, TDM ile Kazı Yöntem Raporu

2008-2009, İstanbul İçmesuyu II. Merhale Projesi, Melen Sistemi SP-7 Boğaziçi Tüneli İnşaatı, İleri Araştırma Delgi ve Enjeksiyon Kayıtları

İ.ERİŞ, A.BAKIR Eylül 2009, İstanbul İçmesuyu II. Merhale Projesi, Melen Sistemi SP-7 Boğaziçi Tüneli İnşaatı, TDM kazı sonrası Jeolojik Rapor

ŞİŞEN ZEMİNE OTURAN PLAK TASARIMI

DESIGN OF SLAB-ON-EXPANSIVE SOIL

Mustafa AYTEKİN¹

S. Banu İKİZLER²

ABSTRACT

In the present study, an investigation has been performed on proposed design methods of slab-on-expansive soils in available literature. Also a research has been done about what method is suitable for the conditions of Turkey. In the most of the methods, two cases are considered. One of them is edge heave of the slab, and second is center heave under the slab. These are called as “edge heave”, and “center heave”, respectively. A method proposed by Post-Tensioning Institute, PTI, is found to be suitable. This study, several modifications were made on PTI method and modified method was explained in detail for usage of engineers working in industry.

Keywords: Post-Tensioning Institute method, expansive soil, slab design.

ÖZET

Bu çalışmada, şişen zeminlere oturan plak tasarımı için önerilen yöntemler incelenmiş ve Türkiye koşullarına hangi yöntemin daha uygun olacağı araştırılmıştır. Yöntemlerin çoğunda şişen zeminlere oturan plakların altındaki zemin kabarmaları iki durum için incelenmektedir. Bunlardan biri plak'ın altında iç kısımlarda oluşan merkezi bir kabarma, diğeri ise plak kenarlarına yakın bölgelerde meydana gelen kabarmadır. Bunlar sırasıyla “merkez kabarması” ve “kenar kabarması” olarak adlandırılmaktadır. Mevcut yöntemlerden Post-Tensioning Institute (PTI), tarafından önerilen yöntemin uygun olduğu görülmüştür. Son olarak çalışmada, yöntem üzerinde bazı modifikasyonlar yapılarak detaylı bir biçimde sunulmuş ve uygulamada çalışan mühendislerin yararlanabileceği bir kaynak ortaya konulmuştur.

Anahtar kelimeler: Post-Tensioning Institute yöntemi, şişen zeminler, plak tasarımı.

1. GİRİŞ

Zeminler üzerine inşa edilen döşeme, beton yol kaplaması, ince radye temeller ve benzeri yapıları *plak* olarak adlandırmak mümkündür. Plakların ön tasarımında zemin özelliklerinin, üst yapı için izin verilebilir oturma ve tolere edilebilir çatlama sınırlarının bilinmesi gereklidir. Seçilen plak sistemi üst yapı ile uyum içinde olmalıdır. Plak sistemi seçildikten sonra, zeminin şişen türden olması halinde su içeriğinin en fazla olduğu bir dönemde inşa edilmesinde fayda vardır. Plak altında oluşabilecek su birikintilerini

¹ Prof. Dr. Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, aytekin@ktu.edu.tr

² Uzm.Dr. Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, banuh@ktu.edu.tr

uzaklaştırmak için iyi bir drenaj sistemi yapılmalıdır. Plak taban basıncının mümkünse zemine ait şişme basıncından daha büyük ama zemin emniyet gerilmesinden de fazla olmaması sağlanmalıdır. İşte bu koşulların sağlanabilmesi için şişen zeminler üzerine radye tipi yüzeysel temeller inşa edilmesi genelde kullanılan bir çözüm olmaktadır. Şişen zeminlere oturan plakların tasarımı normal zeminlere göre farklılıklar göstermektedir. Bu tür zeminlere oturan plakların tasarımında iklim koşulları, yapı boyutları, plak'ın kenar kabarması ve merkez kabarması modları dikkate alınmalıdır.

Bu çalışmanın amacı, şişen zeminlere oturan plak tasarımı için önerilen yöntemlerin belirlenmesi ve ülkemiz koşullarına hangi yöntemin daha uygun olacağını araştırılmasıdır. Uygun yöntem bulunduktan sonra ise gerekmesi durumunda modifikasyonların yapılmasından sonra yöntemin detaylı bir biçimde sunulması ile uygulamada çalışan mühendislerin yararlanabileceği bir kaynak ortaya konulacaktır.

2. PLAK TASARIM YÖNTEMLERİ

Zeminler üzerine inşa edilen döşeme, beton yol, hava alanı veya araç parkı alanlarının kaplaması, kalın olmayan radye temeller ve benzeri yapıları plak olarak adlandırmak mümkündür. Plakların tasarımında, oturduğu ortam çok önemli olmaktadır. Zeminlere oturan plak tasarımı için önerilmiş birçok model bulunmaktadır. Bu modeller (Winkler modeli, Vlasov modeli, Modifiye Vlasov modeli vb.) zemini genel olarak yarı sonsuz ve elastik bir ortam olarak dikkate almışlardır. Bu kabul hacim değişimi özelliği olmayan zeminler için kabul edilebilir olmakla birlikte, şişen türden zeminler için gerçekçi bulunmamaktadır.

Konuyla ilgili literatür incelendiğinde, şişen zeminlere oturan plakların tasarımı için en az bir düzine tasarım yönteminin önerildiği görülmektedir (Wray, 1978; Hollond ve Lawrance, 1980; Wray ve Lytton, 1980; Wire Reinforcement Institute, 1981). Bu yöntemler isim olarak BRAB (1968), Lytton (1970), Walsh (1974), Fraser ve Wardle (1975), Post Tensioning Institute (PTI) (Wray ve Lytton, 1980) ve diğer yöntemler olarak sıralanabilir. Önerilen yöntemlerin ortak özelliği plak inşa edilecek bölgenin ikliminin, zemin parametrelerinin ve yapıyla ilgili parametrelerin tasarımda dikkate alınmasıdır. Bu parametreler;

- A. İklim
- B. Zemin parametreleri
 - a. Şişme modu
 - b. Kenar nem değişim mesafesi (kenar nem penetrasyon mesafesi)
 - c. Farklı zemin hareketi (kabarma veya oturma, çökme)
 - d. İklimle ilgili olmayan diğer etkenler
- C. Yapı parametreleri
 - a. Plak'ın uzunluğu
 - b. Rijitleştirici kirişlerin aralıkları
 - c. Yükleme durumu
 - d. Rijitleştirici kirişlerin derinliği (yüksekliği)
 - e. Rijitleştirici kirişlerin genişliği

Şişen zeminlere oturan plak tasarımı için önerilen yöntemler incelendiğinde PTI yönteminin en yaygın olarak kullanılan yöntem olduğu görülmektedir. Bu yöntemlerin

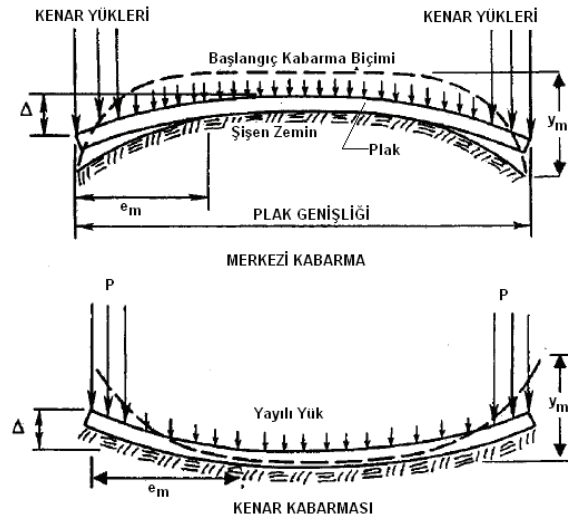
çoğunda şişen zeminlere oturan plakların altındaki zemin kabarmaları iki durum için incelenmektedir Bunlardan biri plak'ın altında iç kısımlarda oluşan merkezi bir kabarma, diğeri ise plak kenarlarına yakın bölgelerde meydana gelen kabarmadır. Bunlar sırasıyla "merkezi kabarma" ve "kenar kabarması" olarak adlandırılmaktadır. Bu kabarma durumlarında zeminin ve plak'ın aldığı şekiller ve kullanılan notasyon şekil 1'de görülmektedir.

2.1. Post-Tensioning Institute (PTI) Tasarım Yöntemi

Post-Tensioning Institute (PTI) tasarım yöntemi yarı sonsuz elastik bir ortam üzerine oturan plak analizine dayanır. Tasarımdaki genel yaklaşım aşağıdaki adımlardan oluşur:

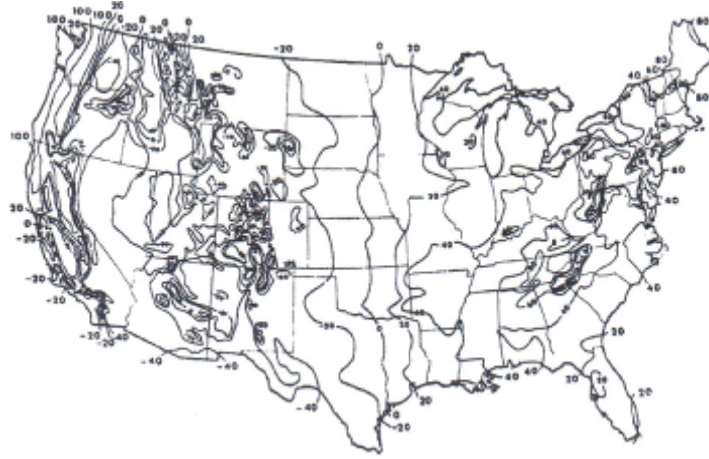
1. Tasarım verilerinin elde edilmesi

- Thornthwaite Nem İndisi (TNI)'nin belirlenmesi (Şekil 2 vb.)
- Zemine ait emniyet gerilmesinin tayin edilmesi, q_{em} (kN/m²)
- TNI değerinden yararlanarak kenar nem değişim mesafesinin belirlenmesi, e_m (cm) (şekil 3)
- PTI tasarım el kitabını kullanarak farklı zemin hareketinin (y_m) belirlenmesi (el kitabında verilen değerler ft olup cm'ye dönüşüm yapılmalıdır)
- Plak ile zemin arasındaki sürtünme katsayısının (μ) belirlenmesi
- Plak uzunluğunun seçilmesi, L (m)
- Plak kenarlarına etkiyen yüklerin belirlenmesi, P (kN/m)
- Rijitleştirici kiriş aralıkları (S) nin belirlenmesi (m) (genellikle 3.5-6.0 m)

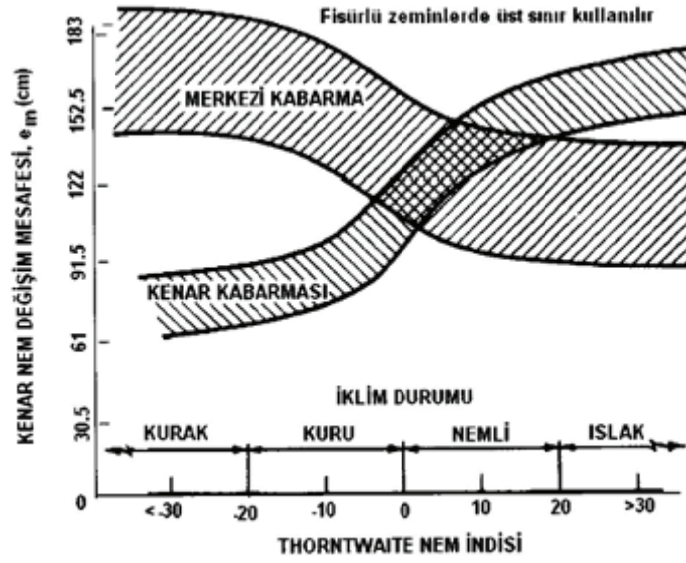


Şekil 1. Şişen zemine oturan plaklarda kabarma modları (El-Garhy ve Wray, 2004)

- Rijitleştirici kirişin derinliği (d) nin belirlenmesi (cm)
 - Kullanılan betonun basınç dayanımının belirlenmesi, f_{ck} (kN/m²)
 - Kullanılan betonun izin verilebilir çekme dayanımının belirlenmesi, f_{ctd} (kN/m²)
 - Kullanılan betonun izin verilebilir basınç dayanımının belirlenmesi, f_{cd} (kN/m²)
 - Öngerilme donatısının tipi, kalitesi ve dayanımının belirlenmesi
 - Gerekliyse geleneksel betonun kalite ve dayanımının belirlenmesi
- olarak sıralanabilir. Tüm bağıntılarda yukarıdaki birimler kullanılmalıdır.



Şekil 2. ABD için Thornthwaite Nem İndisi Haritası

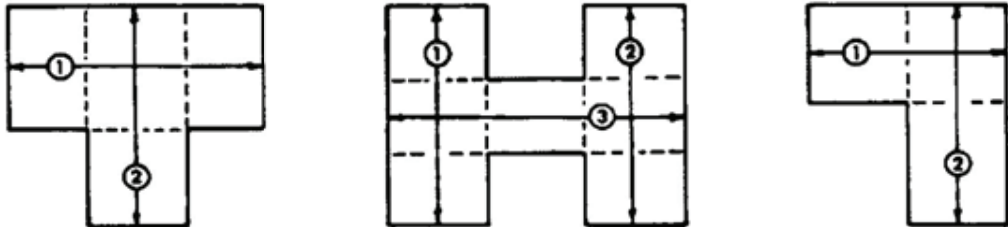


Şekil 3. Thornthwaite Nem İndisi ile kenar değişim mesafesi arasındaki ilişki (Wray, 1989)

2. Düzensiz geometrik şekle sahip plaklar Şekil 4’de görüldüğü gibi dikdörtgen parçalara ayrılarak, her bir parça ayrı ayrı tasarlanır.

3. İki doğrultuda da aşağıda açıklandığı gibi kesitler alınır.

- Kiriş derinliği ve aralıkları seçilir (kiriş aralıkları sabit değilse, en geniş olanı dikkate alınır)



Şekil 4. Düzensiz plakların dikdörtgen parçalara ayrılması (Wray, 1978).

İzin verilebilir farklı oturma veya kabarmalar aşağıdaki gibi hesaplanır.

- L veya 6β değerlerinden küçük olanı belirlenir. Relatif rijitlik boyu β 'nin başlangıç değeri olarak 2.5 m veya eşitlik (1) den bulunan değer kullanılabilir.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_c I}{E_s}} \quad (1)$$

Burada relatif rijitlik boyu (uzunluğu) β (m), betonun sünme elastisite modülü E_c (kN/m²), zeminin elastisite modülü E_s (kN/m²) ve kesitin atalet momenti I (m⁴) olarak alınmalıdır.

- İzin verilebilir deformasyon oranı aşağıdaki gibi seçilir:

Merkez kabarması için;

$$\frac{\Delta}{L \text{ veya } 6\beta} = \frac{1}{360} \quad (2)$$

Burada Δ (cm), merkez kabarmasıdır.

Kenar kabarması için;

$$\frac{\Delta}{L \text{ veya } 6\beta} = \frac{1}{1700} \quad (3)$$

Burada Δ (cm), kenar kabarmasıdır.

- Kiriş genişliği seçilir ve kiriş yüksekliği, d (derinliği) hesaplanır:

Merkez kabarması için;

$$X = \frac{(Y_m L)^{0.205} \cdot (S)^{1.059} \cdot (P)^{0.523} \cdot (e_m)^{1.296}}{407.05\Delta} \quad (4)$$

$$d = 2.54X^{0.824} \text{ (cm)} \quad (5)$$

Kenar kabarması için;

$$X = \frac{(L)^{0.35} \cdot (S)^{0.88} \cdot (Y_m)^{0.76} \cdot (e_m)^{0.74}}{5.55\Delta(P)^{0.01}} \quad (6)$$

$$d = 2.54X^{1.176} \text{ (cm)} \quad (7)$$

olarak elde edilir.

- b. Atalet momenti, kesit modülü, plak'ın enkesit alanı, ve ön germe kuvvetinin dışmerkezliği belirlenir:

Atalet momenti kesitin her iki doğrultusu için hesaplanabilir ya da Şekil 5'den yararlanılarak elde edilebilir.

- Plak'ın altına yapılacak kirişin enkesit alanı, A_{bm} (cm²) aşağıdaki gibi belirlenebilir.

$$A_{bm} = nbd \quad (8)$$

Burada; n:Kiriş sayısını
b: Bir kirişin genişliğini
d: Kirişin derinliğini göstermektedir.

- Plak'ın en kesit alanı, A_{s1} , eşitlik (9)'dan hesaplanır:

$$A_{s1}=(12W-nb)t \quad (9)$$

Burada w:Plak parçasının toplam genişliği,
t:Plak parçasının kalınlığıdır.

- Alan oranı (r_1) eşitlik (10) ile hesaplanır:

$$r_1 = \frac{A_{s1}}{A_{bm}} \quad (10)$$

- Plak kalınlığının kiriş derinliğine oranı (t/d) eşitlik (11)'den bulunur.

$$\frac{t}{d} = \frac{\text{plak kal.}}{\text{kiriş derin.}} \quad (11)$$

Atalet momenti; I , eşitlik (12) ile elde edilir.

$$I = ng \frac{bd^3}{12} \quad (12)$$

Burada g :Atalet momenti oranı olup Şekil 5'den alınabilir.
En üstteki lif için kesit modülü eşitlik (13)'den elde edilir.

$$S_T = n f_T b d^2 \quad (13)$$

Burada S_T :En üstteki lif için kesit modülü
 f_T :Şekil 6'dan alınabilecek olan kesit modülü faktörüdür.

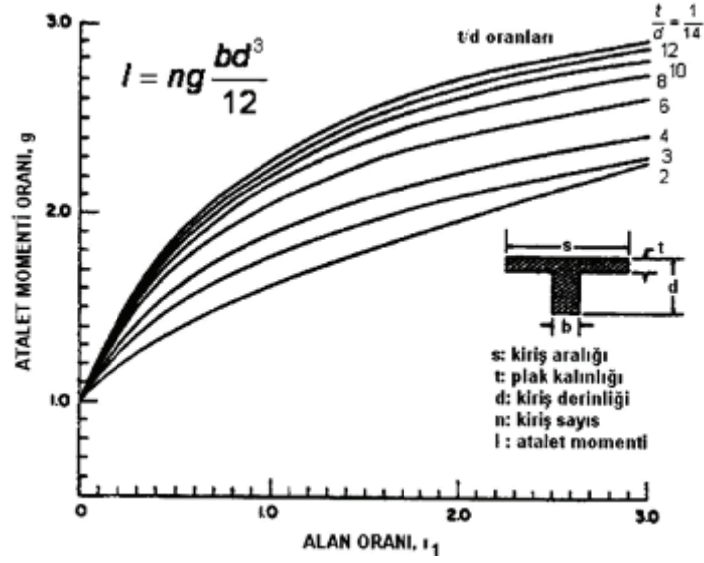
En alttaki lif için kesit modülü eşitlik (14)'den elde edilir.

$$S_B = n f_B b d^2 \quad (14)$$

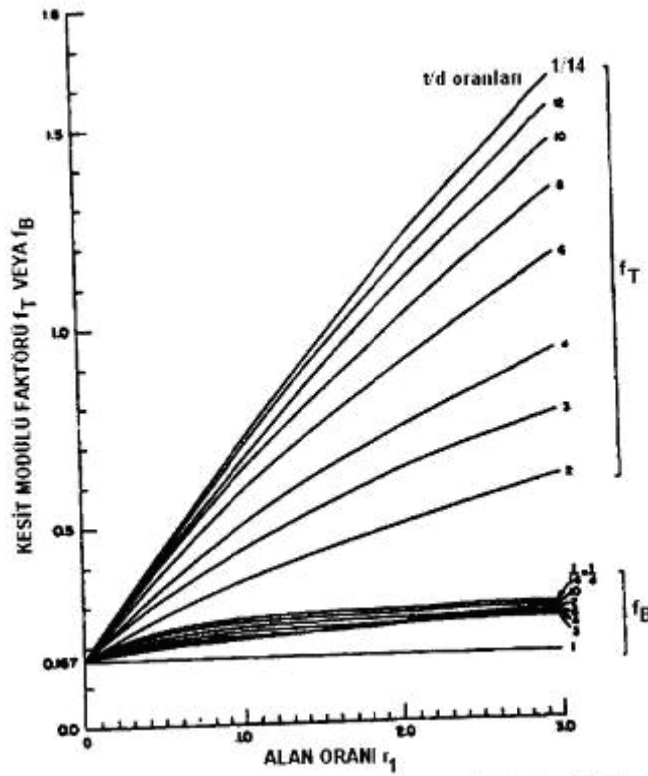
Burada S_B :en alttaki lif için kesit modülü
 f_B :Şekil 6'dan alınabilecek olan kesit modülü faktörüdür.

En kesit alanı eşitlik (15)'den bulunur:

$$A = nbd + (12W - nb)t \quad (15)$$



Şekil 5. Alan oranının (r_1) ve plak kalınlığının kiriş derinliğine oranının fonksiyonu olarak atalet momenti değerleri (Lytton, 1972)



Şekil 6. alan oranı r_1 ve plak kalınlığının kiriş derinliğine oranının fonksiyonu olarak kesit modülü faktörü değerleri (Lytton, 1972)

Öngerilme dış merkezliği (eksantrisitesi) eşitlik (16)'dan hesaplanır:

$$e = c_g - c' \quad (16)$$

Burada c_g : en üst lif ile kesitin ağırlık merkezi arasındaki mesafe ($c_g = kd$)
k: derinliğin tarafsız eksene oranı olup, Şekil 7'den alınabilir.

İzin verilebilir çekme gerilmeleri;

Merkez kabarmaları için:

$$f_t = 2\sqrt{f'_c} \quad (17)$$

Kenar kabarmaları için:

$$f_t = 6\sqrt{f'_c} \quad (18)$$

Tahmin edilen çekme çatlaması gerilmeleri; f_{cr} eşitlik (19)'dan elde edilebilir:

$$f_{cr} = 6\sqrt{f'_c} \quad (19)$$

İzin verilebilir basınç gerilmesi;

$$f_c = 0.45f'_c \quad (20)$$

İzin verilebilir kayma gerilmesi;

$$v_c = 1.5\sqrt{f'_c} \quad (21)$$

1. Beklenen servis momentleri iki doğrultu için hesaplanır:

Uzun doğrultuda beklenen merkez kabarması momenti, M_l ;

$$M_l = A_0[B(e_m)1.238 + C] \quad (22)$$

$$A_0 = \frac{1}{727} \left[(L)^{0.013} \cdot (S)^{0.306} \cdot (d)^{0.688} \cdot (P)^{0.534} \cdot (y_m)^{0.193} \right] \quad (23)$$

Kenar nem mesafesi $0 \leq e_m \leq 5.0m$ arasında ise $B=1$ ve $C=0$, $e_m > 5.0$ ise

$$B = \frac{y_m - 1}{3} \text{ ve } C = \left[8 - \left(\frac{P - 613}{255} \right) \left(\frac{4 - y_m}{3} \right) \right] \text{ alınır.}$$

Kısa doğrultuda beklenen merkez kabarması momenti, M_s ;

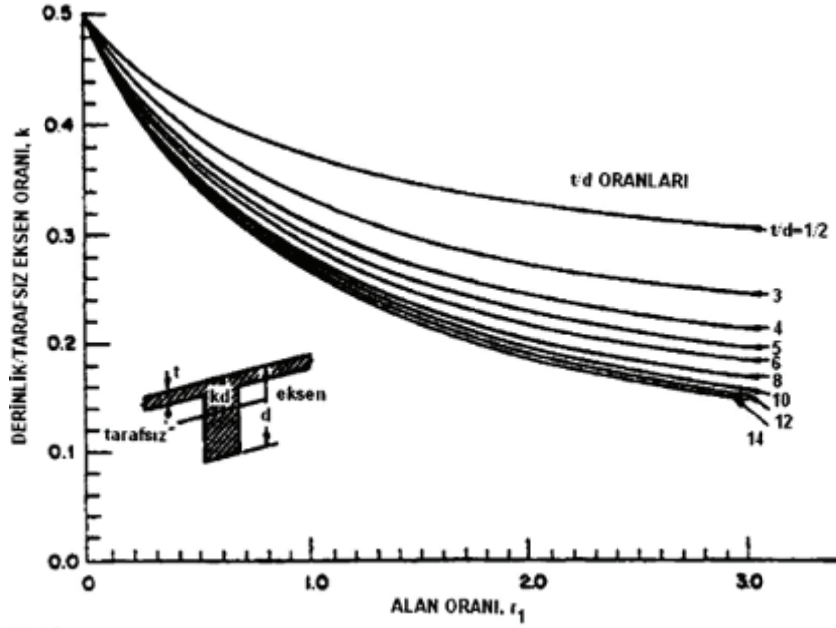
$$M_s = \left[\frac{58 + e_m}{60} \right] M_l \quad (24)$$

Uzun doğrultuda beklenen kenar kabarması momenti, M_l ;

$$M_l = \frac{(S)^{0.10} \cdot (de_m)^{0.78} \cdot (y_m)^{0.66}}{7.2(L)^{0.0065} \cdot (P)^{0.04}} \quad (25)$$

Kısa doğrultuda beklenen kenar kabarması momenti, M_s ;

$$M_s = (d)^{0.35} \frac{(19 + e_m)}{57.75} M_l \quad (26)$$



Şekil 7. Alan oranı ve kalınlık/derinlik oranının (t/d) fonksiyonu olarak derinlik/tarafsız eksen oranı

- Seçilen kesitin izin verilebilir ve çatlama moment kapasitesinin belirlenmesi ve 1. adımda hesaplanan servis momentleri ile kıyaslanması:

Negatif eğilme momenti, $_nM$:

Üst lifteki çekme:

$$_nM_t = S_T \left(\frac{P_r}{A} + f_t \right) + P_r e \quad (27)$$

Burada S_T üst lif için kesit modülü, P_r ön gerilme kuvveti, f_t izin verilebilir çekme gerilmesi, e ön gerilme kuvvetinin dış merkezliği, A en kesit alanı, W plak'ın ağırlığıdır.

Alt lifteki basınç:

$$_nM_c = S_B \left(f_c - \frac{P_r}{A} \right) + P_r e \quad (28)$$

Burada S_B alt lif için kesit modülü, f_c izin verilebilir basınç gerilmesidir.

Pozitif eğilme momenti, ${}_pM$:

Alt lifteki çekme:

$${}_pM_t = S_B \left(\frac{P_r}{A} + f_t \right) - P_r e \quad (29)$$

Üst lifteki basınç:

$${}_pM_c = S_T \left(f_c - \frac{P_r}{A} \right) - P_r e \quad (30)$$

Negatif eğilme momenti eşitlik (31)'den hesaplanabilir:

$${}_nM_{cr} = S_T \left(\frac{P_r}{A} + f_{cr} \right) + P_r e \quad (31)$$

Pozitif eğilme momenti ise eşitlik (32)'den hesaplanabilir:

$${}_pM_{cr} = S_B \left(\frac{P_r}{A} + f_{cr} \right) - P_r e \quad (32)$$

3. Öngerilme olmaksızın iki doğrultuda da beklenen farklı deformasyonların belirlenmesi:

Merkez kabarması için

$$\Delta_0 = \frac{(Y_m L)^{0.205} \cdot (S)^{1.059} \cdot (P)^{0.523} \cdot (e_m)^{1.296}}{407.05(d)^{1.214}} \quad (33)$$

Kenar kabarması için;

$$\Delta_0 = \frac{(L)^{0.35} \cdot (S)^{0.88} \cdot (Y_m)^{0.76} \cdot (e_m)^{0.74}}{5.55(d)^{0.85} (P)^{0.01}} \quad (34)$$

Plak öngerilmeli olarak imal edilmişse farklı deformasyonlarda bir miktar azalma olabilir. Şöyle ki;

$$\Delta = \Delta_0 \left(\frac{100 - \Delta_c}{100} \right) \quad (35)$$

Burada Δ : Beklenen farklı deformasyon

$\Delta_c = e \sqrt{\frac{6400}{9L}}$ yüzde olarak farklı deformasyon düzeltmesidir.

4. İzin verilebilir farklı deformasyonların belirlenmesi ve 6 nolu adımda elde edilen beklenen farklı deformasyonlarla kıyaslanması

Merkez kabarması için;

$$\Delta_{izinver.} = \frac{(L \text{ veya } 6\beta)}{360} \quad (36)$$

Burada L:Plak'ın toplam uzunluğu

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_c I}{E_s}} : \text{Relatif rijitlik boyu}$$

E_c : Betonun sünme elastisite modülü (kN/m²)

E_s : Zeminin elastisite modülü (kN/m²) ve

I: Kesitin atalet momenti (m⁴) olarak alınmaktadır.

Kenar kabarması için;

$$\Delta_{izinver.} = \frac{(L \text{ veya } 6\beta)}{800} \quad (37)$$

5. Seçilen kesitin iki doğrultusu için beklenen kesme kuvvetinin belirlenmesi:

Merkez kabarması için;

Boyuna doğrultu için kesme kuvveti;

$$V_l = \frac{1}{1940} \left[(L)^{0.09} \cdot (S)^{0.71} \cdot (d)^{0.43} \cdot (P)^{0.44} \cdot (y_m)^{0.10} \cdot (e_m)^{0.93} \right] \quad (38)$$

Enine doğrultu için kesme kuvveti;

$$V_s = \frac{1}{1350} \left[(L)^{0.19} \cdot (S)^{0.45} \cdot (d)^{0.20} \cdot (P)^{0.54} \cdot (y_m)^{0.04} \cdot (e_m)^{0.97} \right] \quad (39)$$

Kenar kabarması için kesme kuvveti;

$$V = \left[\frac{(L)^{0.07} \cdot (d)^{0.4} \cdot (P)^{0.03} \cdot (e_m)^{0.16} \cdot (y_m)^{0.67}}{3.0(S)^{0.015}} \right] \quad (40)$$

6. İki doğrultuda da maksimum izin verilebilir kayma kapasitesinin ve toplam tasarım kayma gerilmesinin belirlenmesi ve birbirleriyle kıyaslanması:

Enine ve boyuna doğrultular için izin verilebilir kayma gerilmesi;

$$v_c = 1.5 \sqrt{f'_c} \quad (41)$$

Boyuna doğrultuda toplam tasarım kayma gerilmesi;

$$v = \frac{VW}{nbd} \quad (42)$$

Burada V: kesite etkiyen toplam kesme kuvvetidir.

7. Tersine şişme koşullarında 4 ve 9 numaralı adımlar tekrarlanır.

8. Eğer 10 numaralı adımda yapılan işlemler sonucunda tasarım değişiklikleri olmuşsa gerekli düzenlemelerin yapılması için şişme veya kenar kabarması koşulları kontrol edilir.

9. Plaklar ile zemin arasındaki sürtünme etkisi ile her bir plak merkezinde iki doğrultuda da 345 kPa kalıcı basınç gerilmesi oluşturulduğunun kontrol edilmesi.

10. Plak üzerindeki yüksek değerli tekil yüklerden dolayı oluşan gerilmeler hesaplanır ve gerekli görülmesi halinde yük transferindeki detaylar gösterilir.

3. SONUÇ ve ÖNERİLER

Şişen zeminlere oturan plakların tasarımında en uygun yöntem olarak düşünülen PTI yöntemi, üzerinde yapılan değişikliklerden sonra detaylı olarak sunulmuştur. Ancak, yöntemle ilgili olarak yapılması gereken ilave çalışmaların olduğu da görülmüştür. Bu anlamda sunulan tasarım yöntemi, geliştirilmesi gereken bir yöntem olup ayrıca yöntemin kullanılmasında gerekli olan veriler için ülke ya da bölgesel özelliklerden olan sıcaklık ve yağışa bağlı olarak hesaplanan Thornthwaite Nem indisi (TNI) haritasına ihtiyaç duyulmaktadır. Günümüzde Batı ülkelerinin bir çoğunda TNI haritaları yapılmış ve projelendirmelerde kullanılmaktadır. Ancak, Türkiye’de bu anlamda kullanılan böyle bir harita henüz yapılmamıştır. Türkiye TNI haritasının yapılması, çalışmada sunulan tasarım yönteminin yaygın olarak kullanılmasına yardımcı olacağı düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- Building Research Advisory Board (BRAB). (1968), "Criteria for selection and design of residential slabs-on-ground" National Academy of Sciences Rep. No. 33 to Federal Housing Administration, Publ. 1571, NTIS No. PB-261 551, Washington, D.C.
- El-Garhy, B. M. ve Wray W. K. (2004), "Method for Calculating the Edge Moisture Variation Distance," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.9, 945-955.
- Fraser, R. A., ve Wardle, L. J. (1975), "The Analysis of Stiffened Raft Foundations on Expansive Sods," Symposium on Recent Developments in the Analysis of Soil Behavior and their Application to Geotechnical Structure. Universty of New South Wales, Australia, July, 89-98.
- Holland, J. E., ve Lawrance, C. E. (1980), "Seasonal Heave of Austrahan Clay Soils" Proceedigns. 4th Intemational Conference on Expansive Sods." Denver, CO, Vol.1., June, 302-321.
- Lytton, R. L. (1972), "Design Methods for Concrete Mats on Unstable Soils," 3rd International American Conference on Materials Technology, Rio de Janiero, Brazil, 171-177.
- Lytton, R. L., ve Ramesh, K. K. (1970), "Prediction of moisture movement in expansive clays," Research Report 118-3. Center for Highway Research, University of Texas at Austin.
- Walsh, P. F. (1984), "The Design of Residential Slabs-on-Ground," CSRIO Austrahan Division Building Research Technology, No. 5, 1-15.
- Wire Reinforcement Institute, (1981), "Design of Slab-on-ground Foundations" Wire Reinforcement Institute, McLean, YA, USA.
- Wray, W. K. (1978), "Development of a Design Procedure for Residential and Light Commercial Slabs-on-Ground Constructed Over Expansive Sods," Ph.D. dissertation. Department of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, TX, USA.
- Wray, W. K., ve Lytton, R. L. (1980), "Design and Construction of Post-Tensioned Slab on Grade" Post-Tensioning Institute, Phoenix.
- Wray, W. K. (1989), "Mitigation of damage to sttaictures supported on expansive soils," Final Report, NSF Critical Engineering systems Natural and Man-Made Hazard Mitigation, Washington, D.C, Vol.1, 249-271.

SIĞ TEMELLER İÇİN GELENEKSEL İLE GÜVENİLİRLİĞE DAYALI TASARIM ARASINDA BİR KARŞILAŞTIRMA

A COMPARISON BETWEEN TRADITIONAL AND RELIABILITY- BASED DESIGN FOR SHALLOW FOUNDATIONS

Sami Oğuzhan AKBAŞ¹

ABSTRACT

In this study, a comparison was made between the traditional and reliability-based design of shallow foundations, focusing on the ultimate limit state. For a footing on a cohesionless soil with a typical mean internal friction angle of 35° and a COV between 5 and 20%, resistance factors were calculated using Monte Carlo simulation method, assuming that the load and resistance are lognormally distributed and statistically independent. Design bearing capacities calculated using these resistance factors were compared to those that are estimated based on a factor of safety approach. The results were used to assess the effect of design parameter variability on the performance of traditional allowable stress design methodology.

Keywords: Shallow foundations, reliability-based design, bearing capacity

ÖZET

Bu çalışmada yüzeysel tekil temellerin taşıma gücü tasarımı için, güvenlik katsayılarına dayanan geleneksel yöntem ile dayanım katsayılarının güvenilirliğe dayalı tasarım metodu ile belirlendiği LRFD (yük ve dayanım katsayılarıyla tasarım) yöntemi karşılaştırılmıştır. Yük ve dayanımın lognormal dağılıma sahip ve istatistiksel olarak bağımsız rastsal değişkenler olduğu kabulü yapılarak, ortalama değeri 35° olan ve değişim katsayısı tipik olarak % 5 ile % 20 arasında değişen içsel sürtünme açısına sahip kohezyonsuz bir zemin üzerinde inşa edilecek yüzeysel temel için, Monte Carlo simülasyonu yardımıyla dayanım katsayıları belirlenmiştir. Bu dayanım katsayıları ile hesaplanan tasarım taşıma gücü, güvenlik katsayıları kullanılarak hesaplananlarla karşılaştırılarak, tasarım parametrelerinin değişkenliğinin geleneksel tasarımın başarısı üzerindeki etkisi incelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Yüzeysel temeller, güvenilirliğe dayalı tasarım, taşıma kapasitesi

¹ Yrd. Doç. Dr., Gazi Üniversitesi, soakbas@gazi.edu.tr

1. GİRİŞ

İnşaat mühendisliği uygulamalarında başlıca iki tür tasarım felsefesi öne çıkmaktadır. Bunlardan ilki güvenlik gerilmeleri ile tasarım (Allowable Stress Design -ASD), diğeri ise yük ve dayanım katsayılarıyla tasarım (Load and Resistance Factor Design - LRFD) olarak adlandırılmaktadır. Yapı mühendisliğinin aksine, geoteknik mühendisliği tasarım hesaplarında güvenlik gerilmeleri esasına dayanan yöntemler günümüzde halen sıkça kullanılmaktadır. Bununla birlikte, son yıllarda olasılık teorisi kullanılarak, hedeflenen güvenilirlik derecesine ulaşmayı sağlayan dayanım katsayılarının belirlenmesini içeren LRFD yöntemleri özellikle temel sistemlerinin tasarımını düzenleyen standartlarda artan sıklıkla gündeme gelmektedir. Örneğin, Amerika Birleşik Devletlerinde Federal Highway Administration (FHWA) ve American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) gibi tüm ülkedeki ulaşım yapılarının inşasını düzenleyen etkili kuruluşlar, 1 Ekim 2007 tarihinden itibaren, geoteknik uygulamalar da dahil olmak üzere tüm tasarımların ASD yöntemi terk edilerek LRFD ile gerçekleştirilmesini kararlaştırmıştır (Dasenbrock vd., 2009). Güvenilirliğe dayalı tasarım ve buna bağlı olarak LRFD, Avrupa’da Eurocode 7 (EN 1997-1, 2004) ve Japonya’da JGS4001 (JGS, 2004) ile temel mühendisliği uygulamalarında etkin hale gelmektedir.

Bu gelişmeler ışığında, bu çalışmada, sıkça rastlanılan bir geoteknik mühendisliği uygulaması olan kohezyonsuz zeminler üzerindeki sığ temellerin tasarımında, taşıma sınır durumu için, güvenlik katsayısına dayanan geleneksel tasarım yöntemi ile dayanım katsayılarının güvenilirliğe dayalı tasarım kullanılarak elde edildiği LRFD yöntemlerinin, ortaya çıkan sonuçlar bazında bir karşılaştırması yapılmıştır. Öncelikle, LRFD yönteminden kısaca bahsedilmiş, ardından sığ temel tasarımı için olasılık teorisine dayanan metodlar kullanılarak dayanım katsayılarının elde edilişi ayrıntılı biçimde sunulmuştur. Son olarak, zemin parametrelerinin değişkenlik derecesinin, ASD yöntemi ile yapılan tasarımın güvenli olup olmamasında ne oranda önemli bir rolü olduğu vurgulanmıştır.

2. GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ UYGULAMALARINDA LRFD

Tek bir güvenlik katsayısı (FS) kullanımını içeren güvenlik gerilmeleri ile tasarımın aksine, LRFD yükler ve dayanımın çeşitli bileşenlerindeki değişik düzeydeki belirsizlikleri, onlara ayrı katsayılar atayarak göz önüne alır. LRFD terimi bu çalışmada, sınır tasarım durumlarını belirli katsayılar içeren bir tasarım formatı ile kontrol eden tüm metodları içerecek şekilde kullanılmaktadır. Bunun sebebi A.B.D., Kanada ve Avrupa’da, aynı felsefeye sahip olmasına rağmen, LRFD’nin farklı olarak adlandırılabilmesidir. Örneğin Kanada’daki uygulamalarda eşdeğer isim “Limit State Design” olarak yer almaktadır.

LRFD’de taşıma sınır tasarım durumu için, yapı veya temel sistemine uygulanan yük ve dayanımın karşılaştırılması aşağıda verilen genel eşitlik ile gerçekleştirilir (Withiam vd, 1997):

$$\Psi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (1)$$

Burada R_n nihai dayanım, Q_i yük veya gerilme etkisi, Ψ dayanım katsayısı, ve γ_i yük katsayısıdır.

Her ne kadar yaklaşık 60 yıl kadar önce Taylor (1948) tarafından dolguların stabilitesinin kontrolünde zemin mukavemet parametreleri olan kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) için farklı güvenlik faktörlerinin kullanımı önerildiyse de, LRFD'nin geoteknik mühendisliği uygulamalarında yerini alması yapı mühendisliğine oranla oldukça yavaş bir seyir izlemiştir. Hatta, daha da ileri gidilerek bu metodolojinin uygulamalarımızda kısmen de olsa yer alabilmesinin, özellikle tasarım esnasındaki uyumun sağlanması amacıyla, yapı mühendisliğindeki meslektaşlarımızın zorlaması ile gerçekleştiği söylenebilir. Günümüzde geoteknik mühendisliğinde LRFD uygulamaları sığ ve derin temeller ile istinat yapılarında yoğunlaşmış bulunmaktadır (örn. Danish Code of Practice for Foundation Engineering, 1985; Canadian Foundation Engineering Manual, 1992; Eurocode 7, 2004). Dolgu ve yeraltı yapılarının tasarımında ise temel mühendisliğine kıyasla geniş uygulama alanı bulmuş değildir.

3. DAYANIM KATSAYILARININ BELİRLENMESİ

Her hangi bir tasarım durumunda yük ve dayanım katsayılarının belirlenmesi için iki temel yöntem mevcuttur. Bunlardan ilki, Eşitlik 1'in geçmiş tecrübelerden yararlanarak, yani güvenlik gerilmeleri ile tasarımda (ASD) kullanılan tipik güvenlik katsayılarına göre kalibrasyonunu içerir. Bu yöntem genellikle Eşitlik 1'in olasılık metodları ile optimizasyonu için yeterince istatistiksel veri bulunmadığı durumlarda başvurulur. Bu durum matematiksel olarak basitçe aşağıdaki biçimde gösterilebilir:

$$\Psi \geq \frac{\sum \gamma_i Q_i}{FS \sum Q_i} \quad (2)$$

Söz konusu durumda sadece ölü ve hareketli yükler mevcutsa, Eşitlik 2 şu şekilde de ifade edilebilir:

$$\Psi = \frac{\gamma_D Q_D + \gamma_L Q_L}{FS(Q_D + Q_L)} \quad (3)$$

Eşitlik 3'te γ_D ve γ_L sırası ile ölü ve hareketli yük katsayılarını, Q_D ve Q_L ise ölü ve hareketli yükleri ifade etmektedir. Eşitlik 1 ile genel olarak ifade edilen LRFD yönteminin Eşitlik 3'te belirtilen şekilde kalibrasyonu yük ve dayanım belirsizliklerinin daha açık bir biçimde ayrıştırılmasını sağlasa da, ASD ile kıyaslandığında olasılık teorisine dayalı yöntemler kullanılmadığından, tasarım sonuçları ve ortaya çıkan temel sisteminin güvenilirliği açısından herhangi bir iyileştirme ya üstünlük sağlayamaz.

Herhangi bir sınır tasarım durumu için dayanım katsayısının seçimi, zemin parametrelerindeki değişkenliği, dayanımı tahminde kullanılan eşitliklerin güvenilirliğini, işçilik koşulları dolayısı ile ortaya çıkabilecek belirsizlikleri, zemin etüt kapsamını ve tasarım başarılığının ortaya çıkaracağı sonuçları göz önüne almalıdır. Eşitlik 1, nihai dayanım, R_n , beklenen değer, $E[R]$, ve istatistiksel meyil, λ_R , cinsinden ifade edildiğinde aşağıdaki biçime dönüşür:

$$\Psi \geq (\lambda_R / E[R]) \sum \gamma_i Q_i \quad (4)$$

Hem yük hem de dayanımın lognormal dağılıma sahip ve istatistiksel olarak bağımsız olduğu kabulü yapılırsa, tasarım güvenlik sınırını aşağıdaki şekilde belirtmek matematiksel olarak kullanışlı olacaktır:

$$\ln R - \ln Q = 0 \quad (5)$$

Bu noktada, güvenilirlik indeksi β da aşağıdaki şekilde tanımlanır:

$$\beta = \frac{E[\ln R] - E[\ln Q]}{\sqrt{\text{Var}[\ln R - \ln Q]}} \quad (6)$$

Burada Var kısaltması varyansı temsil etmektedir. ASD yöntemi kullanılarak tasarlanan temellerin nominal göçme olasılıklarının 0.0001 ile 0.01 arasında olduğu belirlenmiştir (Meyerhof, 1994). Bu da yaklaşık olarak 2.5 ile 3.5 arasında değişen güvenilirlik indekslerine karşılık gelmektedir. Modern temel mühendisliği standartlarında, yapının önemi ve tasarımın yedekliliğine bağlı olarak 2.0 ile 3.5 arasında hedef güvenilirlik indekslerine rastlamak mümkündür. Phoon (1995) temel tasarımında taşıma ve kullanma (servis) sınır durumları için hedef güvenilirlik indeksi olarak sırasıyla 3.2 ve 2.6'yı seçmiştir.

Eşitlikler 4-6, lognormal ve normal dağılımlar arasındaki matematiksel ilişkilerle birlikte kullanıldığında, dayanım katsayısının belirlenmesi için aşağıdaki eşitlik elde edilir: (Barker vd., 1991):

$$\Psi = \frac{\lambda_R (\sum \gamma_i Q_i) \sqrt{\left[\frac{1 + \text{COV}(Q)^2}{1 + \text{COV}(R)^2} \right]}}{E(Q) \exp \left\{ \beta \sqrt{\ln \left[\frac{1 + \text{COV}(R)^2}{1 + \text{COV}(Q)^2} \right]} \right\}} \quad (7)$$

Eşitlik 7'de COV değişim katsayısını (standart sapmanın ortalamaya oranı) temsil etmektedir. Ölü ve hareketli yükler ayrı olarak ele alındığında Eşitlik 8 aşağıdaki şekilde ifade edilebilir (Yoon ve O'Neill, 1997):

$$\Psi = \frac{\lambda_R (\gamma_D E(Q_D) / E(Q_L) + \gamma_L) \sqrt{\left[\frac{1 + \text{COV}(Q_D)^2 + \text{COV}(Q_L)^2}{1 + \text{COV}(R)^2} \right]}}{(\lambda_{Q_D} E(Q_D) / E(Q_L) + \lambda_{Q_L}) \exp \left\{ \beta \sqrt{\ln \left[\frac{1 + \text{COV}(R)^2}{1 + \text{COV}(Q_D)^2 + \text{COV}(Q_L)^2} \right]} \right\}} \quad (8)$$

Eşitlik 8'de λ_R , λ_{QD} ve λ_{QL} sırasıyla dayanım, ölü yük (Q_D) ve hareketli yük (Q_L) için meyili, γ_D ve γ_L ise ölü ve hareketli yük faktörlerini temsil etmektedir.

Eşitlik 8 kullanılarak çeşitli hedef güvenilirlik indeksleri (β_T) için dayanım katsayıları elde edilebilir. Bu çalışmada, diğer bir çok araştırmada olduğu gibi beklenen ölü yükün beklenen hareketli yüke oranı [$E(Q_D) / E(Q_L)$] 2.0 olarak kabul edilmiş, yük katsayıları için

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications dökümanında sunulan 1. Limit Durum'da belirlenen değerler baz alınmıştır (Tablo 1). Yine Tablo 1'de görülebileceği üzere, yük meyil ve COV değerleri için ise Nowak (1995) tarafından önerilen tipik katsayılar kullanılmıştır.

Tablo 1. Ölü ve hareketli yükler için istatistikler

Yük Tipi	Meyil, λ	COV (%)	AASHTO LRFD Yük Katsayısı, γ
Ölü Yük	1.05	10	1.25
Hareketli Yük	1.15	18	1.75

Yüklere ait istatistiksel veriler yapı mekaniğine ait çalışmalardan alınmış olduğundan, geoteknik mühendisliği açısından LRFD uygulamalarında asıl önemli olan dayanıma ait istatistiksel tanımlamalar olan meyil (λ_R) ve COV (R)'nin doğru biçimde tespiti. Kohezyonsuz bir zemin üzerinde inşa edilen yüzeysel bir tekil temel için bu değerlerin belirlenmesi bir sonraki bölümde incelenmiştir.

4. YÜZEYSEL BİR TEMEL İÇİN TAŞIMA SINIR DURUMU İÇİN DAYANIMDAKİ BELİRSİZLİKLERİN TESPİTİ

Kohezyonsuz zeminler üzerindeki sığ temellerin tasarımında taşıma kapasitesi (Q_{tcp}) aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$Q_{tcp} = A_f q_{ult} = (0.5 B \bar{\gamma} N_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma r} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g} + \bar{\gamma} D N_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qr} \zeta_{qi} \zeta_{qt} \zeta_{qg}) A_f \quad (9)$$

Burada A_f temel alanı, B temel genişliği, D temel derinliği, $\bar{\gamma}$ zemin efektif birim ağırlığı, N_γ ve N_q taşıma kapasitesi faktörleri, ζ_{xy} ise modifikasyon faktörleridir. Modifikasyon faktörlerinin altında bulunan harfler hangi taşıma kapasitesi faktörü ile ilişkili olduklarını (N_γ ya da N_q) ve ne tür bir modifikasyonu içerdiklerini (r -zemin rijitliği, s - temel şekli, d - temel derinliği, i -yük eğikliği, t - temel tabanının eğikliği ve g - zeminin eğikliği) belirtir. Eşitlik 9, yüzeysel bir temel ($D = 0$) için aşağıdaki biçimde ifade edilebilir:

$$Q_{tcp} = A_f q_{ult} = 0.5 B \bar{\gamma} N_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma r} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g} A_f \quad (10)$$

N_γ ve N_q Eşitlik 10 ve Eşitlik 11'de verilmiştir:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi / 2) \quad (11)$$

$$N_\gamma \approx 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (12)$$

Eşitlik 9 veya 10 ile hesaplanan taşıma gücü, Vesic (1975) ve Hansen (1970)'in çalışmalarına dayanır. Bu eşitlik ve modifikasyon faktörleri ile ilgili detaylı bilgi Kulhawy vd. (1983)'de bulunabilir.

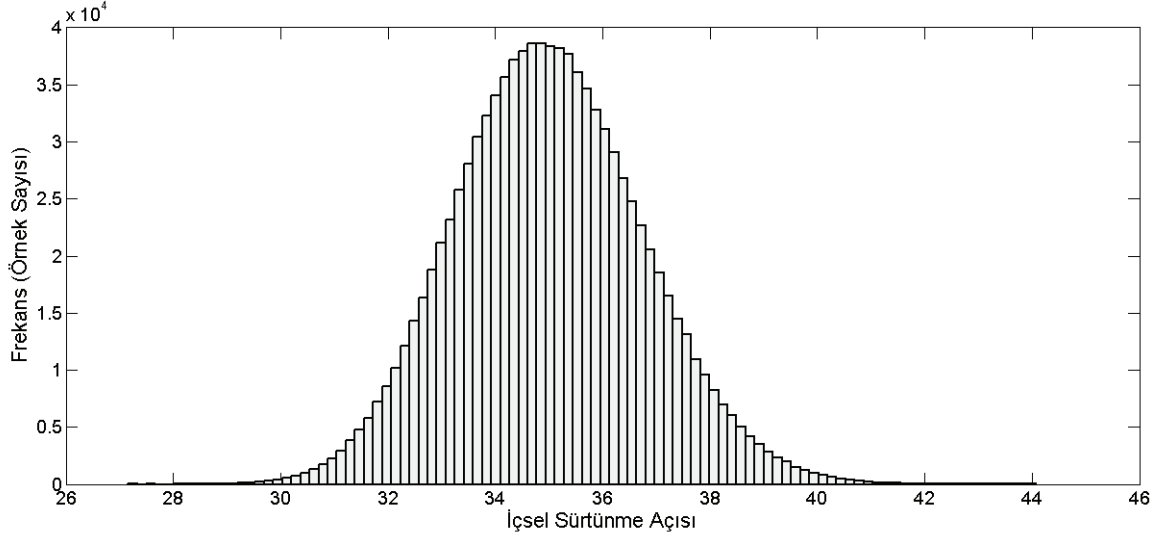
Eşitlikler 10-12 incelendiğinde yüzeysel temel dayanımında belirsizliklerin içsel sürtünme açısı ϕ , zemin efektif birim ağırlığı $\bar{\gamma}$ ve temel boyutlarındaki değişkenliklerden kaynaklanabileceği görülebilir. Geometrik ölçülerde, tasarlanan ile sahada inşa edilen temel boyutları arasında bazı farklar oluşabilse de, güvenilirliğe dayalı tasarımda bu belirsizlikler genellikle ihmal edilir. Phoon (1995), Lacasse ve Nadim (1996) ve Lumb (1974) $\bar{\gamma}$ için COV değerinin genellikle % 10'dan düşük olacağını belirtmişlerdir. Zemin efektif birim ağırlığındaki değişkenliklerden dolayı ortaya çıkan güvenilirlik farkları da genellikle LRFD kullanılan temel tasarımlarında ihmal edilmektedir.

Yüzeysel temel taşıma sınır durumunda ortaya çıkabilecek belirsizliklerin en önemli kaynağı içsel sürtünme açısı ϕ 'den kaynaklanabilecek değişkenliklerdir. Tasarımda kullanılan ortalama ϕ , gerçek değerden zeminin doğasında olan değişkenlik, saha ve laboratuvar ölçümlerindeki yetersizlik veya hatalar, ya da herhangi bir korelasyon kullanılması durumunda, korelasyon modelinden kaynaklanan sistematik yanlışlar sebebi ile farklılık gösterebilir. Oldukça geniş bir veri tabanı kullanan Phoon (1995), laboratuvarda ölçülen içsel sürtünme açısı COV değerinin % 6 ile % 21 arasında değişebileceğini belirtmiştir. Baecher vd. (1983) de atık baraj dolguları üzerinde yaptıkları çalışmada COV(ϕ) için % 5 ile % 20 aralığını tespit etmiştir. Baecher ve Christian (2003) ϕ için COV'nin çok farklı değerler alabileceğini ve bu değerlerin özellikle killerde % 40'a kadar ulaşabileceğini belirtmiştir. Fakat Baecher ve Christian (2003) da diğer zemin türleri için % 2 ile % 20 arasını işaret etmiştir. Bu araştırmaların ışığında, bu çalışmada kohezyonsuz zeminlerin COV değerleri % 5 ile % 20 arasında alınmıştır.

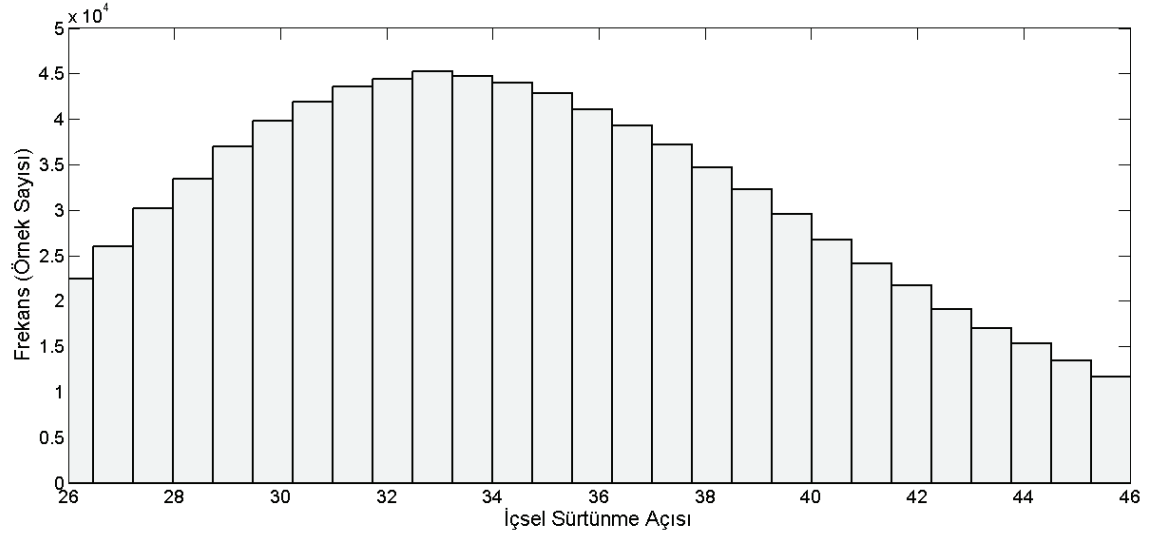
İçsel sürtünme açısı ϕ 'nin olasılık dağılımı lognormal olarak kabul edilmiştir. Bunun sebebi (a) birçok zemin parametresinin olasılık dağılımının lognormal dağılıma uygun olması (Spry vd., 1988) ve (b) ϕ 'nin negatif değer alma şansı olmamasıdır. % 5 ve % 20 COV için, ortalama değeri 35° olan ϕ 'nin Monte Carlo simülasyonu ile 1,000,000 örnek oluşturularak elde edilen histogramları Şekil 1'de gösterilmiştir.

Yine Monte Carlo simülasyonu Eşitlikler 11 ve 12 ile birlikte kullanılarak, N_q ve ardından N_γ 'nin, yani dayanımın istatistiksel dağılım özellikleri [COV(R)] ϕ 'nin alabileceği çeşitli COV değerleri için belirlenmiştir. Şekil 2, % 5 COV'ye sahip ve ortalama değeri 35° olan ϕ için, N_γ 'nin dağılımını göstermektedir. Bu durum için COV(N_γ) % 29'dur. Burada dikkat edilmesi gereken bir nokta, Eşitlik 10'da verilen diğer değişkenler deterministik olduğundan, bu değerlerin aynı zamanda COV(R)'ye eşit olduğudur.

Bir sonraki aşama olarak, % 5 ile % 20 arasında değişen içsel sürtünme açısı COV değerleri için Eşitlik 8 kullanılarak, hedef güvenilirlik indeksi 2.0 için dayanım katsayıları Ψ belirlenmiştir (Tablo 2). Eşitlik 8'in kullanılabilmesi için Monte Carlo simülasyonu ile elde edilen N_γ dağılımının lognormal olup olmadığının belirlenmesi gerekir. Bunun için elde edilen her N_γ dağılımına Kolmogorov-Smirnov hipotez testi uygulanmıştır. 0.05 ağırlık düzeyinde N_γ 'nin lognormal dağılıma sahip olduğu hipotezi bu çalışmada incelenen hiçbir durum için reddedilmemiştir. Dayanımdan kaynaklanan meyil, taşıma gücü formülünün genel başarısı da göz önüne alınarak ihmal edilmiş, yani λ_R 1 alınmıştır. Genel olarak geoteknik alanında kullanılan birçok formülün konservatif olduğu düşünüldüğünde, bu kabulün ortaya çıkaracağı sonuçların güvenli tarafta olacağı beklenebilir.

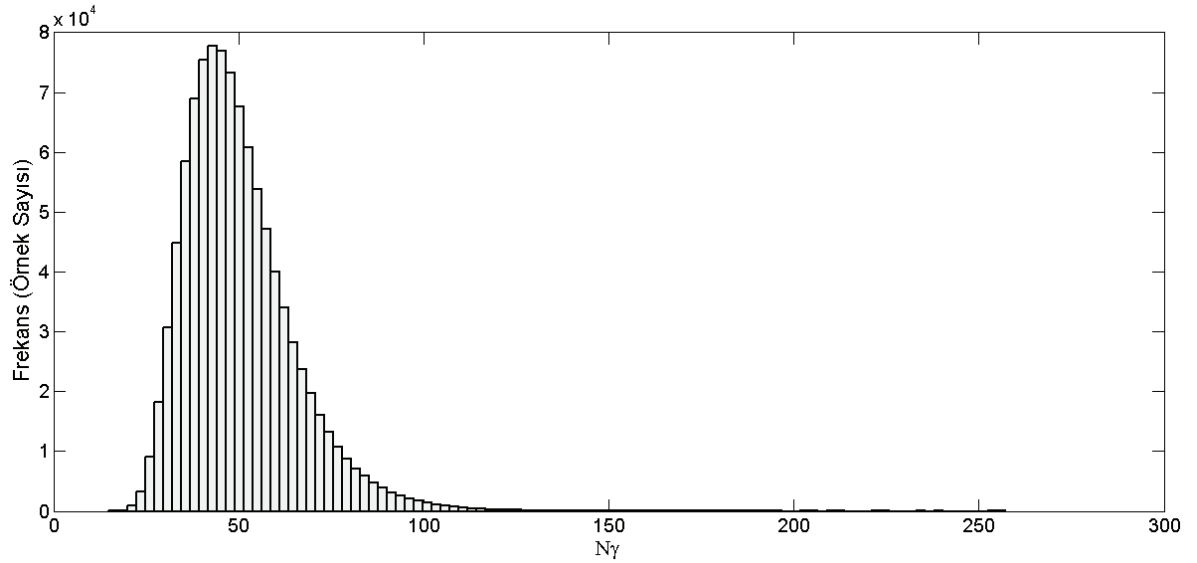


(a)



(b)

Şekil 1. $E(\phi) = 35^\circ$ ve (a) $COV = 5\%$ ve (b) $COV = 20\%$ için histogramlar



Şekil 2. $E(\phi) = 35^\circ$ ve $COV = 5\%$ için N_γ dağılımını gösteren histogram

Tablo 2. $\phi = 35^\circ$ ve $\beta_T = 2.0$ için dayanım katsayıları

COV(ϕ) (%)	Ψ
5	0.65
10	0.34
15	0.24
20	0.21

5. GELENEKSEL İLE GÜVENİLİRLİĞE DAYALI TASARIMIN KARŞILAŞTIRILMASI

Bir önceki bölümde hesaplanan dayanım katsayıları yüzeysel bir şerit temel için geleneksel ile güvenilirliğe dayalı tasarımın sonuçları açısından karşılaştırılması amacıyla kullanılmıştır. Temel genişliği (B) 2 m olan bir şerit temel için, efektif birim ağırlığı ($\bar{\gamma}$) 18 kN / m^3 ve içsel sürtünme açısı (ϕ) 35° olan bir kohezyonsuz zeminde taşıma kapasitesi Eşitlikler 10-12 kullanılarak yaklaşık olarak 864 kN / m olarak hesaplanabilir. ASD yönteminde temeller için tipik olarak uygulanan güvenlik katsayıları (FS) 2 ve 3 için izin verilebilir (tasarım) taşıma gücü sırası ile 432 kN / m ve 288 kN / m olarak belirlenecektir. LRFD yöntemi kullanılarak ve Tablo 2’de verilen dayanım katsayıları uygulanarak hesaplanan tasarım taşıma güçleri ve bu değerlerin ASD yöntemi ile elde edilenlerle karşılaştırılması Tablo 3’te gösterilmiştir.

Tablo 3. LRFD ve ASD tasarımlarının karşılaştırılması

COV(ϕ) (%)	LRFD Tasarım Taşıma Gücü (kN/m)	ASD Tasarım Taşıma Gücü (kN/m)	
		FS=3.0	FS=2.0
5	562	288	432
10	294	288	432
15	207	288	432
20	181	288	432

Tablo 3 incelendiğinde açıkça görülebileceği üzere, ASD yönteminin tersine, LRFD yaklaşımı saha koşullarının değişkenliğine bağlı bir tasarım taşıma gücü sunmaktadır. Mühendislik öngörüsüne uygun biçimde, içsel sürtünme açısı hakkındaki bilgimizin kesinliği azaldıkça, ya da diğer bir deyişle COV arttıkça, tasarım taşıma gücü de düşmektedir. Bu çalışmada ele alınan özel örnek için, FS 3.0 değeri kullanıldığında geleneksel tasarım içsel sürtünme açısı COV değerinin yaklaşık olarak % 10’dan düşük olduğu durumlarda güvenli sonuç vermektedir. % 5 gibi düşük COV değerleri için ise ASD kullanılarak gerçekleştirilen temel tasarımlarının oldukça pahalı olacağı söylenebilir. FS 2.0 olarak kabul edilirse, ASD yönteminin kullanımı % 10 COV değeri için bile güvenli olmayan tasarımlara sebep olmaktadır. % 20 COV için ASD yöntemi ile elde edilen taşıma gücü, LRFD ile elde edilenin 2.4 katıdır. Burada unutulmaması gereken bir nokta da hedef

güvenilirlik indeksinin oldukça düşük bir değer olan 2.0 olarak seçilmiş olduğudur. Bu değer yaklaşık olarak % 2.3 göçme olasılığına karşılık gelmektedir. Eğer daha yüksek bir hedef güvenilirlik indeksi seçilmiş olsaydı, geleneksel tasarımın kabul edilebilir olduğu durumlar, içsel sürtünme açısının COV değerinin daha da düşük olduğu haller ile sınırlı olacaktı. Ortaya çıkan bu sonuçlar tasarım parametrelerinin değişkenliğinin temel güvenilirliği açısından ne derece önemli olduğunu ortaya çıkarmaktadır.

6. SONUÇLAR VE ÖZET

Bu çalışmada yüzeysel tekil temellerin taşıma gücü tasarımı için, güvenlik katsayılarına dayanan geleneksel yöntem ile dayanım katsayılarının güvenilirliğe dayalı tasarım metodu ile belirlendiği LRFD yöntemi karşılaştırılmıştır. Dayanım katsayılarının belirlenmesi için ölü yükün beklenen hareketli yüke oranı 2 olarak kabul edilmiş, yük katsayıları için AASHTO LRFD Bridge Design Specifications dökümanında sunulan 1. Limit Durum'da belirlenen değerler baz alınmıştır. Yük meyil ve COV değerleri için ise yine literatürde sıkça yer verilen tipik katsayılar kullanılmıştır. Dayanım incelendiğinde, yüzeysel temel taşıma sınır durumunda değişkenliğin en önemli kaynağı olarak içsel sürtünme açısı belirlenmiştir. İçsel sürtünme açısı ϕ 'nin olasılık dağılımı lognormal, COV değeri ise %5 ile %20 arasında değişecek biçimde kabul edilmiştir. Dayanım istatistiksel verileri Monte Carlo simülasyonu yolu ile belirlenmiştir.

İçsel sürtünme açısı 35° olan bir zeminde inşa edilecek yüzeysel bir tekil temele uygun dayanım katsayıları, % 5 ile % 20 arasında değişen içsel sürtünme açısı COV değerleri ve 2.0'a eşit hedef güvenilirlik indeksi için tespit edilmiştir. Bu katsayılar kullanılarak elde edilen tasarım taşıma güçleri, geleneksel tasarım yönteminde güvenlik faktörü olarak sırası ile 2 ve 3 kullanılarak hesaplananlarla karşılaştırılmıştır. Sonuçlar, saha koşullarının değişkenliğini göz önüne almayan geleneksel tasarım yönteminin özellikle yüksek COV değerleri için güvensiz sonuçlar verdiğini göstermiştir. Yüksek güvenlik katsayısı kullanılan durumlar ise düşük COV değerlerinde ekonomik açıdan başarısız olmaktadır. Tasarım parametrelerindeki değişkenlikleri temel taşıma gücü hesaplarına yansıtma LRFD yöntemine ASD'ye kıyasla büyük bir üstünlük sağlamaktadır.

KAYNAKLAR

- Baecher, G.B. (1983), "Professional Judgement and Prior Probabilities in Engineering Risk Assessment", 4th International Conference on Applications of Statistics and Probability to Structural and Geotechnical Engineering, Bologna, 635-650.
- Baecher, G.B. ve Christian, J.T. (2003), "Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering", Wiley, England, 605 p.
- Barker, R.M., Duncan, J.M., Rojiani, K.B., Ooi, P.S., Tan, C.K. ve Kim, S.G. (1991), "Manuals for the Design of Bridge Foundations and Commentary", Transportation Design Board, Washington, DC
- Danish Geotechnical Institute (1985), "Danish Code of Practice for Foundation Engineering", DGI, Copenhagen, 53 p.
- Dasenbrock, D., Budge, A. ve Paikowsky, S. (2009), "LRFD Implementation Effects on Geotechnical Investigation and Design", Contemporary Topics in In-Situ Testing, Analysis, and Reliability of Foundations (GSP 186), ASCE, 450-457.
- EN 1997-1 (2004), "Eurocode 7, Geotechnical Design – Part 1: General Rules", CEN

- Hansen, J.B. (1970), "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity." Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 5-11.
- JGS (2004), "Principles for Foundation Design Grounded on Performance Based Design Concept", JGS4001-2004
- Kulhawy, F.H., Trautmann, C.H., Beech, J.F., O'Rourke, T.D., McGuire, W., Wood, W.A., ve Capano, C. (1983), "Transmission line structure foundations for uplift - compression loading." Report EL-2870, Electric Power Research Institute, Palo Alto, 412 p.
- Lacasse, S. ve Nadim, F. (1996), "Uncertainties in Characterizing Soil Properties", Uncertainty in the Geologic Environment, ASCE, Madison, 49-75.
- Lumb, P. (1974), "Application of Statistics in Soil Mechanics", Soil Mechanics: New Horizons, Newnes-Butterworth, London, 44-112.
- Meyerhof, G.G. (1994), "Evolution of Safety Factors and Geotechnical Limit State Design", Spencer J. Buchanan Lecture, Texas A&M University, College Station
- Nowak, A.S. (1995), "Calibration of LRFD Bridge Code", Journal of Structural Engineering, Vol 121 (8), 1245-1251
- Phoon, K.K. (1995), "Reliability-Based Design of Foundations for Transmission Line Structures", Doktora Tezi, Cornell Üniversitesi, Ithaca, NY, A.B.D.
- Spry, M.J., Kulhawy, F.H. ve Grigoriu, M.D. (1988), "Reliability-Based Foundation Design for Transmission Line Structures: Geotechnical Site Characterization Strategy" Report EL-5507 (1), Electric Power Research Institute, Palo Alto, 142 p.
- Taylor, D.W. (1948), "Fundamentals of Soil Mechanics", New York, John Wiley and Sons
- Technical Committee on Foundations (1992), "Canadian Foundation Engineering Manual", Canadian Geotechnical Society, Richmond, 512 p.
- Vesić, A.S. (1975), "Bearing Capacity of Shallow Foundations", Foundation Engineering Handbook, Ed. by H. Winterkorn ve H.Y. Fang, Van Nostrand Reinhold, New York, 121-147.
- Withiam, J.L., Voytko, E.P., Barker, R.M., Duncan, M.J., Kelly, B.C., Musser, C. ve Elias, V. (1997), "Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures", Federal Highway Administration, Washington, DC
- Yoon, G.M. ve O'Neill M.W. (1997), "Resistance Factors for Driven Piles from Experiments", Transportation Research Record 1569, Transportation Research Board, Washington, DC

DİYAFRAM DUVAR HENDEKLERİNİN KAZI VE BETONLAMA AŞAMALARINDAKİ STABİLİTE ANALİZİ

STABILITY ANALYSIS OF DIAPHRAGM WALL SLURRY TRENCHES DURING EXCAVATION AND CONCRETING PHASES

Ali Candoğan¹

ABSTRACT

Two critical stability phases of diaphragm wall slurry trenches are excavation and concreting. This article comprises of a modeling and analysis procedure of slurry trenches during their excavation and concreting phases. First, a simple equilibrium study has been presented with no static underground water, no concrete pressure reduction, no bentonite filtration and thixotropy, but which takes into account the trench length and depth, plus slurry depth and pseudo pressure. Then, a more sophisticated equilibrium study has been presented to take into account the effects of static underground water, concrete pressure reduction, bentonite's slurry filtration cake and membrane forming effects, in addition to the priorly configured parameters.

Keywords: Diaphragm wall, stability analysis.

ÖZET

Diyafram duvar slöri hendeklerinin stabilitelelerindeki iki kritik aşama kazı ve betonlamadır. Bu makale slöri hendeklerin kazı ve betonlama aşamalarını modelleyen ve analiz eden bir prosedür tanıtılmaktadır. Önce, yer altı suyu olmayan ortamda, beton basınç azaltmasız, bentonit filtrasyonsuz ve tiksotropi etkileri gözletilmeden, fakat, hendek boyu ve derinliği ile slöri derinliği ve kuramsal ağırlığı göz önünde bulundurulan bir denge analizi sunulmaktadır. Sonra, yer altı suyu olan ortamda ve önceki analiz parametrelerine ek olarak beton basınç azaltması, bentonit slöri filtrasyon keki ve mambran oluşturma etkileri göz önünde tutularak yapılan daha kapsamlı bir çalışma sunulmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Diyafram duvar, stabilite analizi.

1. GİRİŞ

Yerinde dökme diyafram duvar slöri hendeklerinin stabiliteleleri bentonit ve su karışımı ile elde edilen tiksotropik özellikli ve bulamaç kıvamlı süspansiyonlar ile sağlanmaktadır. Hendeklerin kazı ve betonlama aşamalarındaki stabiliteleleri zemin mekanik özellikleri, yer altı su seviyesi, hendek boyu ve derinliği, süspansiyon mekanik özellikleri ve derinliği, ve sıvı halindeki betonun mekanik özellikleri gibi çok sayıda değişken parametreye bağlıdır. Bu parametrelerin bir kısmı mahaldeki zeminin, kullanılan bentonitin ve yapının geometrik

¹ Dr, İnş Y Müh - Öğretim Görevlisi, Boğaziçi Üniversitesi, acandogan@hotmail.com

verileri olup, bir kısmı da mühendislerce belirlenecek duvar kalınlığı, topuk derinliği, panel boyu, vb. uygulama parametreleridir. Bu bildiride, bu tür analizlerde kullanılmak üzere geliştirilen iki modelleme ve yöntem sunulmaktadır.

2. YERALTI SUYU VE BETON BASINÇ AZALTMASIZ ANALİZ

Bu bölümde yeraltı suyu olmayan bir ortamda beton basınç azaltması kullanılmadan yapılan basit bir modelleme ve analiz sunulmaktadır.

2.1. Kazı Sırasındaki Stabilite Modellemesi ve Analizi

Kazı sırasında slöri hendeğin stabilitesi zeminin aktif yatay basıncı ile bentonit slörünün karşı basınç oluşturması arasındaki dengeye bağlıdır. Bu aşamada, zeminin uygulayacağı aktif basıncın slöri hendeğin sağladığı kuramsal pasif basınçtan az olması (Bakınız, Şekil 1a) ve zeminin sağlayacağı pasif basınç direncinin slörünün kuramsal aktif basıncından az olması gereklidir. Bu aşamadaki kritik durum birinci haldir. Şöyle ki

$$P_{ts} = K_{as} \times H (q + \gamma_s \times H/2) \leq K'_{pb} \times \gamma_b \times (H')^2 / 2 = P_{pb} \quad (1)$$

burada, P_{ts} = slöri hendek duvarını (*shd*) etkileyen toplam zemin yükü,

K_{as} = $n \times K_a$ burada, K_a = aktif zemin basınç katsayısı,

n = önerilen slöri hendek boyu ile ilgili zemin kemerleme faktörü,

= ~ 0.8 hendek boyu ≤ 3 m durumunda,

= ~ 1.0 hendek boyu = 6 m, (3.0 - 6.0 m için interpolate edilecek),

q = sürşarj basıncı,

γ_s = zeminin birim hacim ağırlığı,

H = slöri kazısının çalışma platformuna olan derinliği,

K'_{pb} = bentonit süspansiyonunun kuramsal pasif basınç katsayısı (*),

γ_b = bentonit süspansiyonunun birim hacim ağırlığı,

H' = bentonit süspansiyonunun yüksekliği, ve

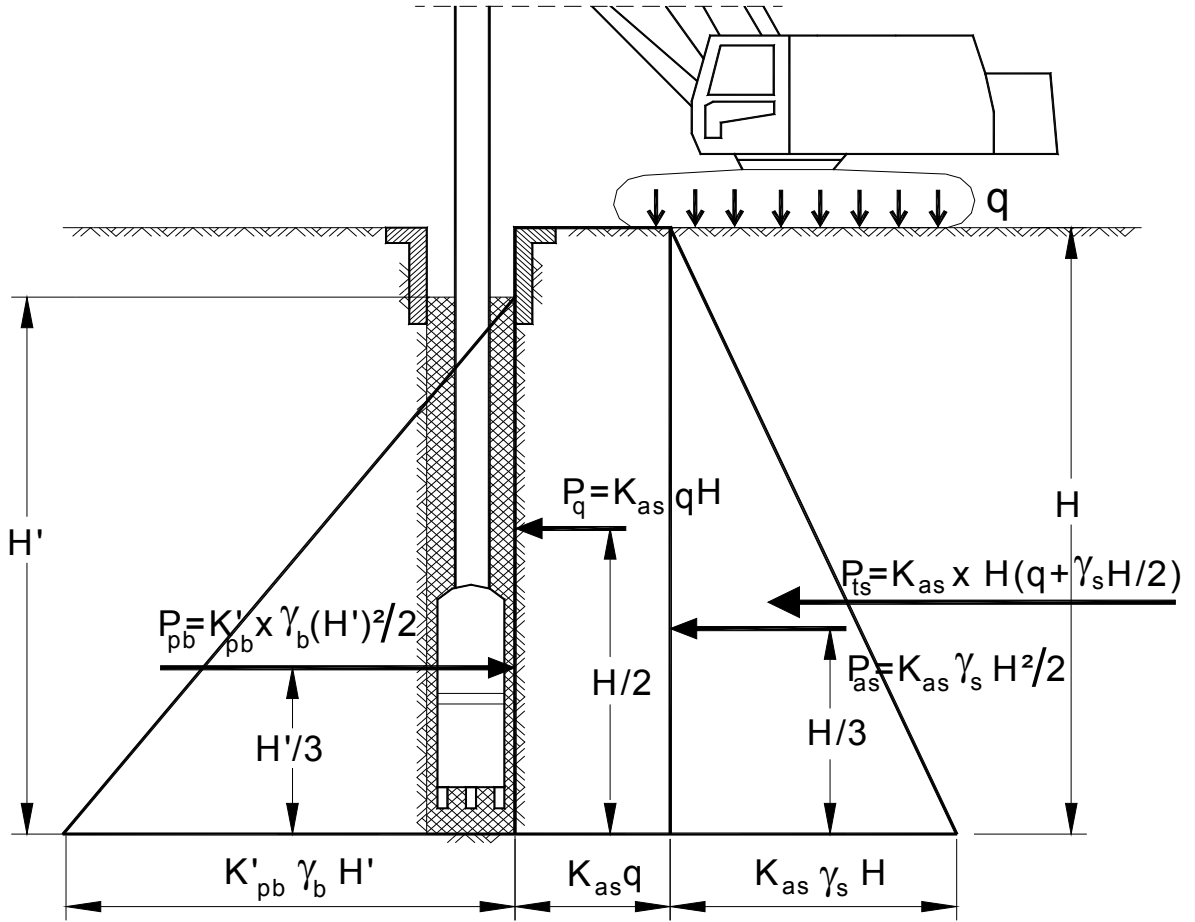
P_{bp} = *shd* üzerindeki bentonit süspansiyonunun pasif yük kapasitesi' dir.

(*) = işaretinin konulması bentonit slörünün tixotropi (jellerin yarı katı cisim gibi davranma) özelliğinin ve *shd* boyunca çamur-keki oluşturmasının slöri hendeğin stabilitesinde rolü olduğunu vurgulamaktır. Bu gibi etkenleri göz önüne almayarak, $K'_{pb} = 1$ kabulünü yapınca emniyetli tarafta kalırız.

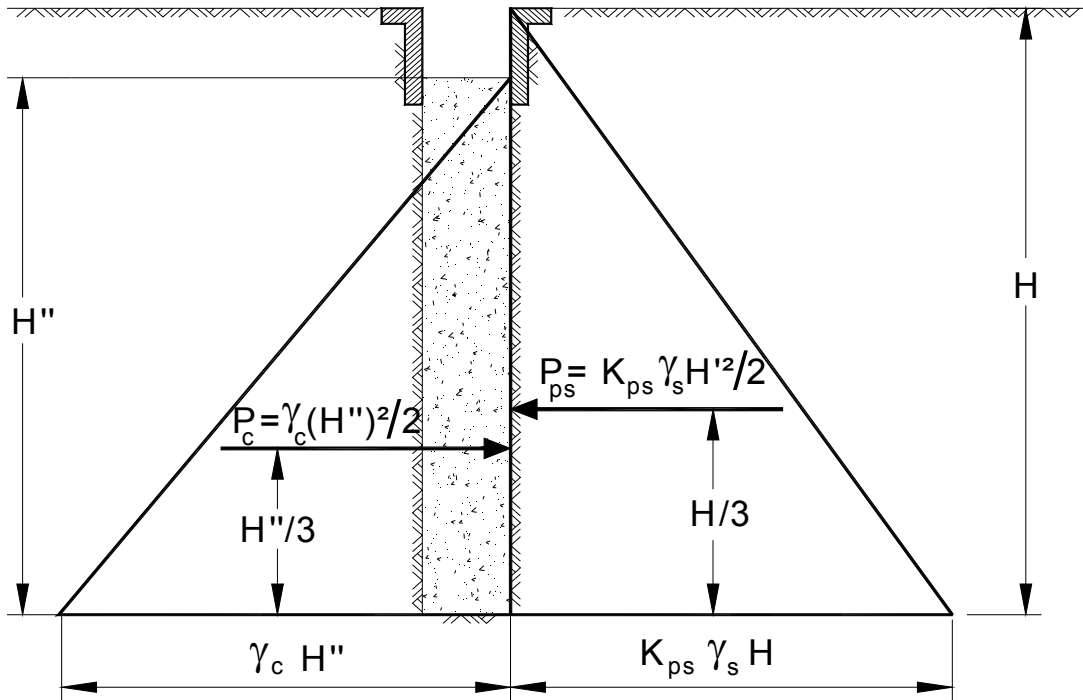
2.2. Betonlama Sırasındaki Stabilite Modellemesi ve Analizi

Betonlama sırasında slöri hendeğin stabilitesi beton süspansiyonunun ağır sıvı basıncı ile zeminin yatay pasif basıncı arasındaki dengeye bağlıdır. Bu aşamada, zeminin pasif basınç direnç basıncının betonun sıvı basıncından yüksek olması (Bakınız, Şekil 1b) ve zeminin neden olacağı aktif basıncın beton bulamacının kuramsal pasif basıncından az olması gereklidir. Bu aşamadaki kritik durum da birinci haldir. Şöyle ki

$$P_{ps} = K_{ps} (\gamma_s \times H^2) / 2 \geq \gamma_c \times (H'')^2 / 2 = P_c \quad (2)$$



SLÖRİ HENDEĞİN KAZI AŞAMASINDAKİ STABİLİTESİ



SLÖRİ HENDEĞİN BETONLAMA AŞAMASINDAKİ STABİLİTESİ

Şekil 1. Dıyafram Duvar Slöri Hendeklerinin Yeraltı Suyu Olmayan Durumlarda ve Beton Basınç Azaltması Yapılmadan Modellenmesi ve Analizi (Candoğan, A - 2009)

burada, P_{ps} = *shd* üzerindeki pasif yük kapasitesi,
 K_{ps} = pasif zemin basınç katsayısı,
 γ_c = ıslak betonun birim hacim ağırlığı,
 H'' = ıslak betonun yüksekliği, ve
 P_c = *shd* üzerindeki ıslak betonun ağır sıvı basıncı'dır.

2. YERALTI SUYU, BETON BASINÇ AZALTMASI, ÇAMUR KEKİ MAMBRAN VE TİKSOTROPİK ETKİLİ ANALİZ

Bu bölümde, yukarıdaki analiz modeline ek olarak, yeraltı suyu, beton basınç azaltması (Ng, Simons ve Menzies, 2007), filtrasyon keki ve membran oluşturma ile tiksotropi etkileri gözetilerek yapılan daha karmaşık bir modelleme ve analiz sunulmaktadır.

2.1. Kazı Sırasındaki Stabilite Modellemesi ve Analizi

Birinci bölümde yapılan denge analizi Şekil 2a'daki durumu almaktadır. Şöyle ki,

$$P'_{ts} = K_{as} \{Hq + \gamma_s H_1 (H_1 / 2 + H_2) + \gamma'_s (H_2)^2 / 2\} + \gamma_w (H_2)^2 / 2 \quad (3)$$

$$P'_{ts} \leq K'_{pb} \times \gamma_b \times (H')^2 / 2 + k_{bmc} \times H' = P_{pb} \quad (4)$$

burada, P'_{ts} = *shd*'ni etkileyen toplam zemin ve su yükü,
 H_1 = zemin suyu seviyesinin derinliği,
 H_2 = $H - H_1$,
 γ'_s = zeminin etki birim hacim ağırlığı,
 γ_w = suyun birim hacim ağırlığı, ve
 K'_{pb} = $(1 + k_{bt})$, burada
 k_{bt} = teklif edilen bentonite (ve diğer mineral) slörilerinin tiksotropik jelleşme özeliğini simüle eden katsayı. Şöyle ki,
= ~0.1, standard bentonit kullanılarak standard karıştırma ve şişirme yöntemleri ile hazırlanan slöriler için,
= ~0.3, yüksek nitelikli bentonit kullanılarak hızlı forse karıştırma ve şişirme yöntemleri ile hazırlanan slöriler için,
 k_{bmc} = teklif edilen *shd* boyunca filtrasyon nedeni ile oluşan çamur kekini simüle eden yay katsayısı. Şöyle ki,
= ~0.0, kohezyonlu ve geçirimsiz zeminler için, ve
= zamana, zeminin geçirimliliğine (k) ve slöri basıncına bağlı olarak belirlenecek olan bir katsayıdır (Bakınız, Şekil 3,4).

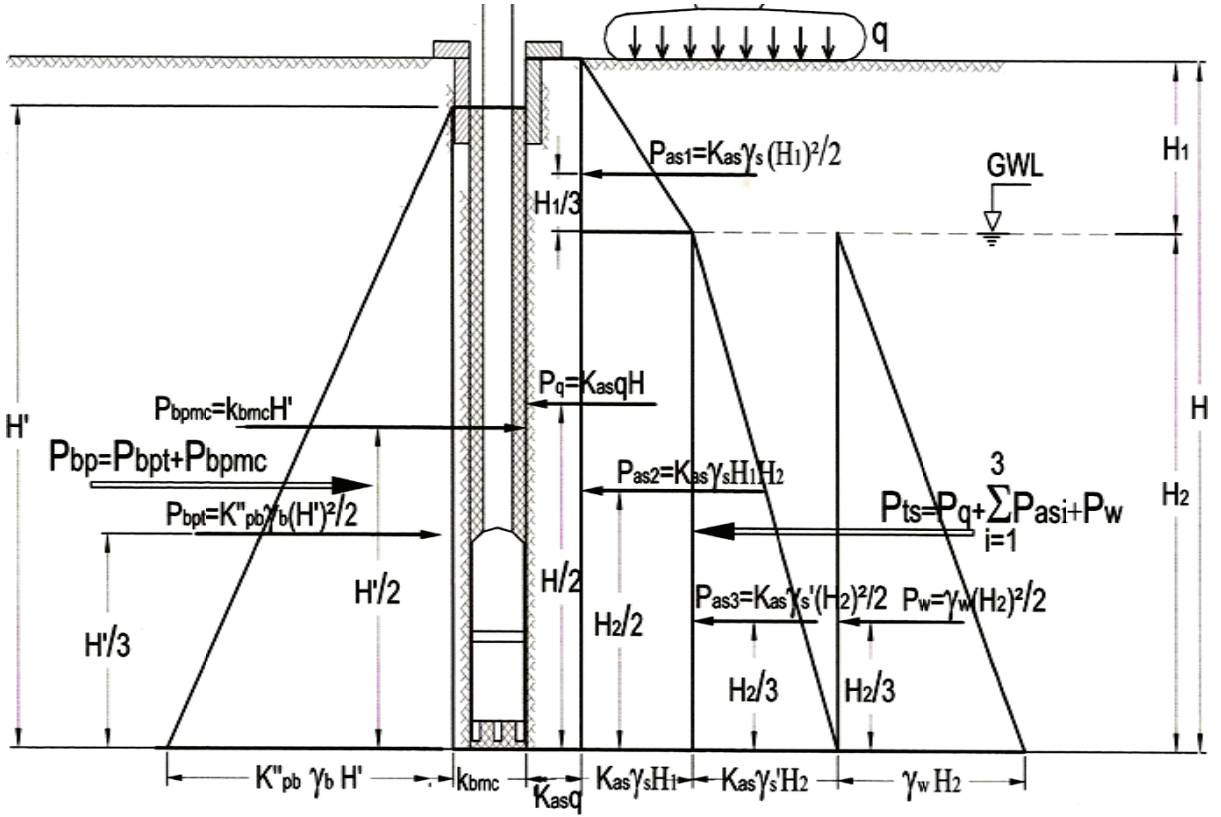
2.2. Betonlama Sırasındaki Stabilite Modellemesi ve Analizi

Birinci bölümde yapılan denge analizi Şekil 2b'daki durumu almaktadır. Şöyle ki

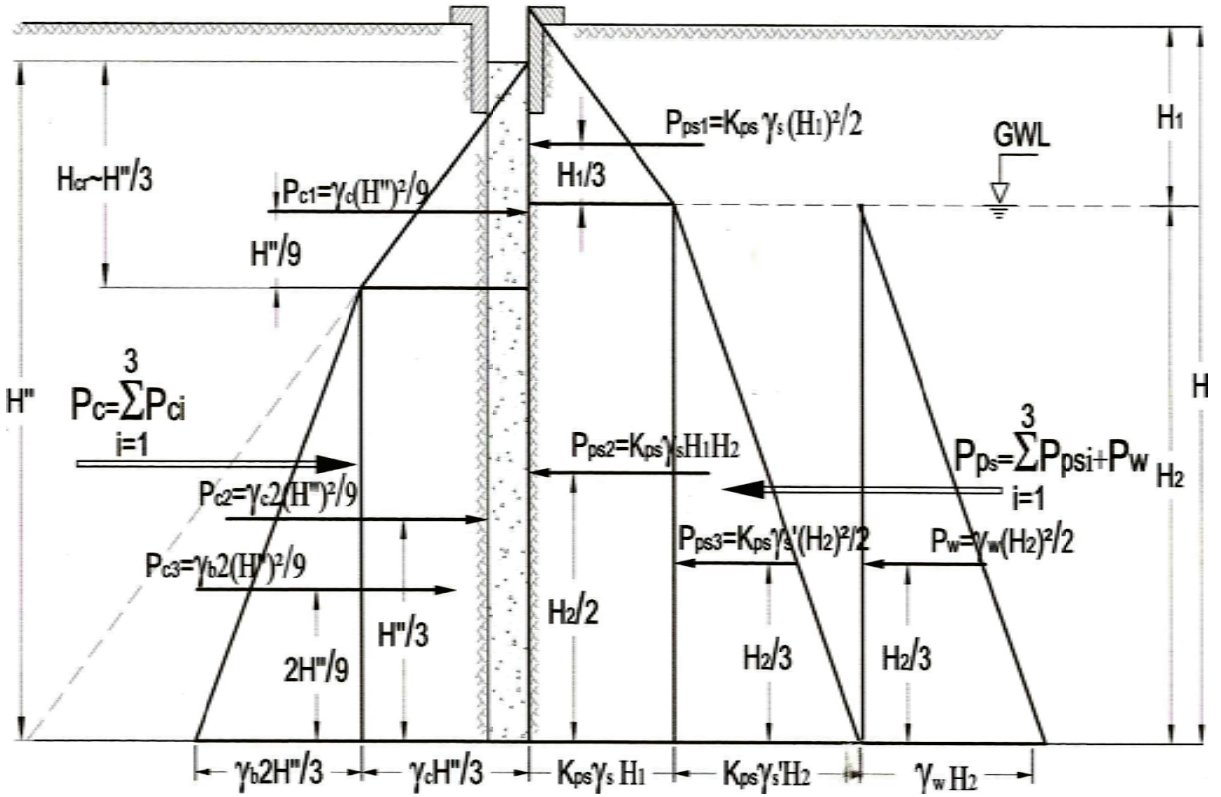
$$P'_{ps} = K_{ps} \{\gamma_s H_1 (H_1 / 2 + H_2) + \gamma'_s (H_2)^2 / 2\} + \gamma_w (H_2)^2 / 2 \quad (5)$$

$$P'_{ps} \geq \gamma_c H_{cr} (H'' - H_{cr} / 2) + \gamma_b \times (H'' - H_{cr})^2 / 2 = P_c \quad (6)$$

$$P'_{ps} \geq \gamma_c \times 5 (H'')^2 / 18 + \gamma_b \times 2 (H'')^2 / 9 = P_c \quad (6a)$$

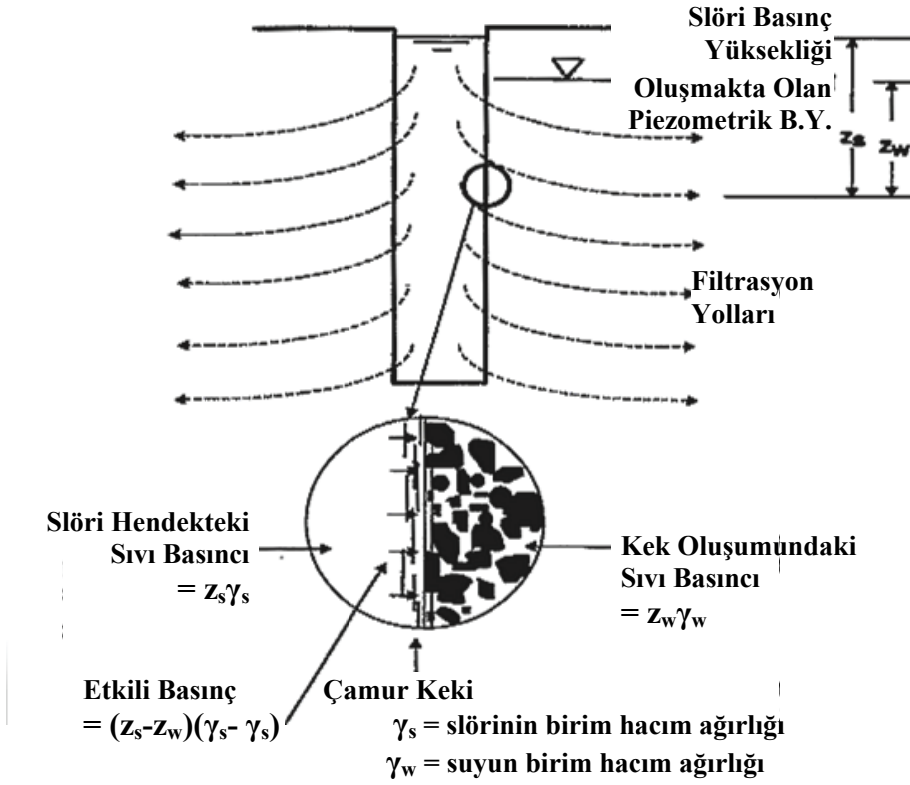


SLÖRİ HENDEĞİN KAZI AŞAMASINDAKİ STABİLİTESİ

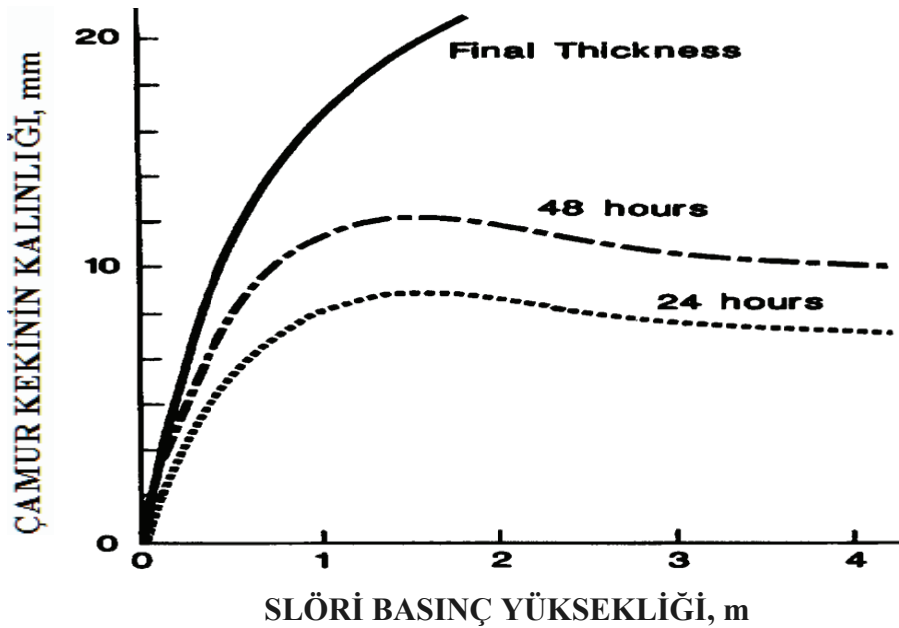


SLÖRİ HENDEĞİN BETONLAMA AŞAMASINDAKİ STABİLİTESİ

Şekil 2. Yeraltı Suyunu, Beton Basınç Azaltmasını, Tiksotropiyi ve Çamur Keki Etkisini Gözeterek Modelleme ve Analiz (Candoğan, A - 2009)



Şekil 3. Geçirimli Zeminde Çamurkekinin Oluşumunun Bentonit Slöri Basıncındaki Faydalı Etkisi (O'Neill & Reese, 1999)



Şekil 4. Farklı Slöri Basınç Yüksekliklerinde Bentonit Filtrasyonu ile Oluşan Çamur Keki Kalınlığının Zamanla Gelişmesi (Wates & Knight, 1975)

burada, P'_{ps} = zeminin ve zemin suyunun *shd* üzerindeki pasif basınç direnci, v
 H_{cr} = yatay beton basıncının yatay bentonit basıncına dönüştüğü kritik derinlik, ($\sim H^{2/3}$)'tir (Ng, Simons ve Menzies, 2004).

4. SONUÇLAR VE ARAŞTIRMA ÖNERİLERİ

1. Yukarıda sunulan teorik ve ampirik bazlı modelleme ve analiz teknikleri ile diyafram duvar hendeklerinin kazı ve betonlama aşamalarındaki stabiliteilerinin kaba veya hassas hesaplanması yapılabilmektedir.
2. Böylece, slöri duvar hendek boyunun ve bentonit bulamaç dizayn parametrelerinin optimal belirlemesini yapmak sureti ile sahada daha randımanlı ve güvenli bir çalışma mümkün olabilmektedir.
3. Diğer zemin analiz yöntemlerinde olduğu gibi bu analiz yöntemindeki bulguların da sahada yapılacak tam ölçekli deneylerle doğrulanması gereklidir.
4. Sahada ve laboratuvarında yapılacak deneysel araştırmalarda elde edilecek veriler ile, sunulan modelleme ve analizde kullanılan katsayıların belirleme hassasiyetinin artırılabilir olması, yüksek lisans ve lisans üstü programları olan inşaat bölüm ve fakültelerimizce değerlendirilmesi önerilmektedir.
5. Benzer şekilde, tremi tekniği ile slöri ortam içinde dökülen farklı beton karışımlarının slump, priz, vb mekanik özelliklerine zaman boyutunu katarak oluşacak beton basınç dağılımları üzerinde yapılabilecek deneysel araştırmalar da, benzer bir şekilde, akademik kuruluşlarımızca araştırma ve tez potansiyeleri yönünden değerlendirilebilecektir.

KAYNAKLAR

- Candoğan, A. (2009), "The Art and Practice of Foundation Engineering - An Illustrated Manual", Bookibook, 728p.
- Ng, C.W.W., Simons, N. ve Menzies, B. (2004), "Soil Structure Engineering of Deep Foundations, Excavations and Tunnels", Thomas Telford, 408p.
- O'Neill, M.W. ve Reese, L.C. (1999), "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods", FHWA-IF-99-025.
- Wates, J.A. ve Knight, K. (1975), "Effect of Bentonite on Skin Friction in Cast-in Place Piles and Diaphragm Walls", Procs VI Reg Conf for Africa on SMFE, pp183-188.

NATM YÖNTEMİYLE İNŞA EDİLEN BİR TÜNELDE ZEMİN YER DEĞİŞTİRMELERİNİN SAYISAL ANALİZLERLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF SOIL DISPLACEMENTS WITH NUMERICAL ANALYSIS IN A TUNNEL CONSTRUCTED BY NATM

Sevinç Şehnaz AKTAŞ¹

İ. Kutay ÖZAYDIN²

ABSTRACT

Due to growth in population and scarceness of available land, the use of underground as well as ground surface is becoming more demanded. Rapid developments in technology led to development of new solutions and methods of construction in civil engineering works. One of the fields in which these new developments have been widely used is in the construction of underground facilities and employment of tunnelling solutions. In transportation engineering passing of railway and highway routes partly underground through tunnels is one of these solutions. In the modelling and analysis of new methods of construction the use of computer aided design methods enabled to reach rapid and accurate solutions which made these new technologies more easily applicable and controllable. In this study Kağıthane- Piyalepaşa twin highway tunnels project contracted by Istanbul Greater Metropolitan Municipality is studied.

The finite element analyses of the tunnels constructed by NATM method have been executed. Through the finite element analysis performed with PLAXIS 3D TUNNEL commercial computer code the effects of several parameters relevant to tunnelling are studied and the results of analysis are evaluated with respect to assessment of major parameters known to affect the safety of tunnels.

Keywords: Tunnels, New Austrian Tunnelling Method (NATM), Rock Classification System, Finite Element Analysis of Tunnels.

ÖZET

Günümüzde; nüfus artışının neden olduğu kullanım alanlarının daralması problemi, yer üstünün olduğu kadar yeraltının da kullanımını kaçınılmaz kılmaktadır. Teknolojide meydana gelen hızlı gelişmeler, inşaat sektöründe uygulanan yöntemlerin ve çözüm yollarının da gelişmesini sağlamıştır. Bu gelişmelerin en etkili olduğu alanlardan birisi de yeraltı yapıları ve tünelcilik çözümleri olmaktadır. Ulaşım sektöründe karayolu ve demiryolu güzergâhlarının bir kısmının tüneller ile yeraltından geçirilmesi bu çözümler içersinde yer almaktadır. Eski sistemlere kıyasla daha uygulanabilir ve denetlenebilir olan bu sistemlerin modellenmesinde ve çözümlenmesinde çeşitli bilgisayar programlarından yararlanılmakta, böylelikle sonuçlara daha hızlı ve doğru şekilde ulaşılmaktadır.

Bu çalışmada İstanbul Büyük Şehir Belediyesi tarafından inşa ettirilen “Kağıthane-Piyalepaşa Tünelleri” incelenmiştir. Öncelikle tünel güzergahı jeolojik ve geoteknik açıdan değerlendirilmiştir. Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi esasları gözetilerek inşa edilen

¹ İnş.Yük. Müh.- Hrt.Müh , EMAY Uluslararası Müh. Müş. ve Tic.Ltd.Şti. Üsküdar-İstanbul 0216 492 19 40

² Prof. Dr, YTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü İstanbul , ozaydin@yildiz.edu.tr, 0212 383 52 20

bu tünellerin sonlu elemanlar yöntemi yardımıyla analizleri yapılmıştır. Farklı değişkenlerin tünel ve çevresine etkilerini incelemek için oluşturulan modeller üzerinde PLAXIS 3D TUNNEL sonlu elemanlar programı ile yapılan analiz sonuçları değerlendirilerek tünellerin güvenli bir şekilde açılmasında önemli yer tutan parametrelerin olası etkileri ortaya konmuştur.

Anahtar Kelimeler: Tünel, Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM), kaya kalite sınıflamaları, sonlu elemanlar yöntemi ile tünel analizi.

1. GİRİŞ

Hızla çoğalan nüfusun aksine şehir içinde bulunan mevcut alanların yetersizliği bu artışı karşılayamamaktadır. Kullanım alanlarının daralması problemi yeraltının da kullanımını gündeme getirmiştir. Yeraltı yapıları ulaşım, enerji tesisleri, çeşitli atıkların veya kaynakların depolanması, madencilik gibi alanlarda birçok açıdan büyük önem taşımaktadır. Teknolojiden geri kalmamak ve çağın gereklerine ayak uydurmak için inşaat sektöründe de uygulanan yöntemler ve çözüm yollarında çeşitli yeniliklere gidilmiştir. Bu yeniliklerin en çok uygulandığı alanların başında ise yer altı yapıları ve tünelcilik çözümleri gelmektedir. Karayolu ve demiryolu güzergahlarının bir kısmının tüneller ile yeraltından geçirilmesi bu çözümlerin başlıcalarındandır. Makine sanayinin gelişmesi ile birlikte mekanize tünel açma yöntemleri önemli gelişmeler kaydetmiş; hızlı, ekonomik ve güvenli tünel açma imkânı doğmuştur. Kaya mekaniğinde ve zemin mekaniğinde yapılan araştırmalar klasik tünelcilik anlayışını değiştirmiş, yaklaşık elli yıldır birçok projede başarılı bir şekilde uygulanmış olan Yeni Avusturya Tünel Açma Yönteminin (NATM) doğmasını sağlamıştır.

Sonuçlara daha hızlı ve doğru şekilde ulaşabilmek amacıyla çeşitli bilgisayar programlarından faydalanılarak, eski sistemlere göre daha uygulanabilir ve denetlenebilir olan bu sistemlerin modellenmesi ve çözümlenmesi yapılmaktadır.

Hazırlanmış olan bu çalışma İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından inşa ettirilen "Kağıthane-Piyalepaşa Tünelleri" projesini kapsamaktadır. Bu tünellerin Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi esasları dikkate alınarak inşa edildiği gözönünde bulundurularak tünellerin sonlu elemanlar metoduyla analizleri yapılmıştır. Yapılmış olan analizler sonucunda zemin yer değiştirmelerindeki değişimler belirli değişkenlere bağlı olarak bulunmuştur.

2. KAĞITHANE – PİYALEPAŞA TÜNELLERİNİN GEOTEKNİK DEĞERLENDİRİLMESİ VE SEM ANALİZLERİ

Çalışma kapsamında yapılanlar iki aşamadan oluşmaktadır. Bunlardan ilki Kağıthane-Piyalepaşa tünellerinin inşaat mühendisliği ve geoteknik açıdan etüdü, tünellerde uygulanan Yeni Avusturya Tünel Açma Yönteminin incelenmesi ve elde edilen verilere bağlı olarak tünellerde uygulanan destekleme, sağlamlaştırma ve iyileştirme yöntemlerinin sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmesidir. İkinci aşama çalışmalar ise analizler neticesinde elde edilen zemin yer değiştirmesi değerlerinin belirli değişkenlere göre değişiminin incelenmesidir.

2.1. Kağıthane – Piyalepaşa Tünellerinin Geoteknik Değerlendirilmesi

İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından inşa ettirilen Kağıthane-Piyalepaşa Tünelleri 9 m çaplı karayolu tünelleridir. Sağ tüp (1+744.563) gidiş, sol tüp (1+730.756) geliş, toplam 3475,3 m olan tüneller Kağıthane ilçesinden başlayarak Piyalepaşa Feriköy spor tesislerinde son bulmaktadır. Tünellerin derinliği Okmeydanı Kavşağı'nda (KM 1+000–1+060) 67 m ile en fazla, Öztoprak Mahallesi'nde (KM 0+580–0+600) ise 14 m ile projenin en sığ yerini teşkil etmekte ve iki tüp arası mesafe ise 15,5 m'yi bulmaktadır (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 Güzergahın yer bulduru haritası

Kağıthane-Piyalepaşa Tünelleri morfolojik açıdan orta engebeli bir arazi profilinden geçmektedir. Tünel güzergahında; Trakya Formasyonu Küçükköy tabakaları'nın hakim olduğu tespit edilmiştir. Trakya Formasyonu-Küçükköy tabakaları alttan üste doğru türbidit, kumtaşı, silttaşı, şeyl, kiltası, çamurtaşı, grovak, iri kumtaşı tabakalarından oluşmaktadır.

Kağıthane-Piyalepaşa Tünelleri güzergahında gerçekleştirilen saha çalışmaları, mekanik sondaj çalışmaları ve laboratuarda sahadan alınan karotlar üzerinde yapılan deneyler sonucunda elde edilen veriler ışığında Q-Barton ve RMR kaya kalite sınıflamaları yapılmıştır. Bu çalışmalar ile kaya kalite sınıflamalarıyla tünellerde kullanılacak destek sistemleri belirlenebilmektedir.

Hoek ve Brown tarafından geliştirilen yöntem esaslarına göre çalışan RocLab 1.0 programı kullanılarak kayaların yerinde mekanik dayanımları hesaplanmış ve teorik yöntemlerle elde edilenler ile karşılaştırılmıştır.

Kağıthane Piyalepaşa tünelleri güzergahı jeoloji, mühendislik jeolojisi ve jeomorfoloji açısından değerlendirilerek ve örtü kalınlığı, kaya kalitesi ve kaya türleri göz önüne alınarak 5 homojen bölgeye ayrılmıştır

Q- Barton ve RMR kaya kalite sınıflamalarına göre NATM sınıflandırmaları yapılmıştır. NATM sınıfları her homojen bölge için ilgili sondaj verileri incelenerek seçilmiştir. Bu sonuçlar ışığında güzergah boyunca B2 ve B3 NATM sınıflarının hakim olduğu görülmüştür.

Belirlenen NATM sınıflamalarına göre “KGM, NATM Uygulamalı Yer Altı Tünel İşleri Teknik Şartnamesi” ‘ne dayanılarak destekleme elemanları önerilmiştir. Fakat tünel güzergahının tamamıyla yerleşim alanları altından geçiyor olması ve yüzey oturmalarının sorunlara yol açabileceği düşüncesi ile yapım esnasında daha rijit destekleme sistemleri kullanılmıştır.

Güzergahta kullanılan destekleme sistemlerine göre tüneller tranzisyon, rakortman ve standart tip kesitlerine ayrılmıştır. Yapılan sonlu eleman analizlerinde bu destekleme sistemleri kullanılarak hesaplar yapılmıştır. Güzergahta kullanılan destekleme elemanları Tablo 2.1’de gösterilmiştir.

Tablo 2.1 Güzergahta kullanılan destekleme elemanları

Tip Kesit	Uygulanan Kilometre Aralığı		Uygulanan Destekleme Elemanları			
	T1	T2	Püskürtme Beton (cm)	Çelik İksa	Hasır Çelik	Bulon (4 m, Ø26)
Tranzisyon	0+105.000-0+139.650	0+105.000-0+125.000	30	I 160	2 kat	17
	1+581.000-1+611.000	1+602.000-1+622.000				
Rakortman	0+139.650-0+317.500	0+125.000-0+312.000	25	I 160	2 kat	17
	1+476.000-1+581.000	1+497.000-1+602.000				
Standart	0+317.500-1+476.000	0+312.000-1+497.000	25	I 160	1 kat	17

2.2. Yapılan Analizlerin Amacı ve Hesap Yöntemi

Bu çalışma kapsamında Kağıthane – Piyalepaşa tünellerinin sayısal analizi için üç farklı değişken belirlenerek, bu değişkenlerin deplasmanlar üzerindeki etkileri incelenmiştir. İlk değişken kaya ortamı, ikinci değişken üç boyutlu modelde kullanılacak tünel boyu ve üçüncü değişken kazı ilerleme adıdır. Analizlerde kullanılacak kesitler örtü kalınlığına göre seçilmiştir. Sığ tünel, orta derin tünel ve derin tünel kesimlerini temsilen seçilen kesitlerde örtü kalınlıkları sırasıyla 15m, 45m ve 65 metredir. Belirlenen bu üç kesitin homojen ve tabakalı kaya ortamındaki davranışını incelemek için ayrı modellemeler yapılmıştır. Tabakalı durumu belirlemek için ilgili sondaj kesitlerinden yararlanılmıştır. Model uzunluğunun analizlerdeki etkisini belirlemek için 15 ve 45 metre örtü kalınlığında homojen kaya ortamında bulunan kesitlerin 6 ve 12 metre uzunluğunda modelleri yapılmıştır. Güzergah üzerinde bulunan Kumtaşı ve Siltaşı birimleri orta ve zayıf kaliteli olmak üzere değerlendirilmiş ve hesaplara esas teşkil eden zemin parametreleri belirlenmiştir. Oluşturulan modellere ait özet bilgiler Tablo 2.2’de verilmiştir.

2.3. Tünel Analizleri

Kağıthane – Piyalepaşa tünellerinin değişik kesimlerini temsil eden modeller üzerinde gerçekleştirilen analizler sonucunda tünel çevresinde oluşması beklenen deplasman değerlerinin kazı aşamalarına ve farklı değişkenlere bağlı olarak değişimi ayrıntılı olarak incelenmiştir. Modellerde hesap aşamaları aşağıdaki sıralamaya göre gerçekleştirilmiştir.

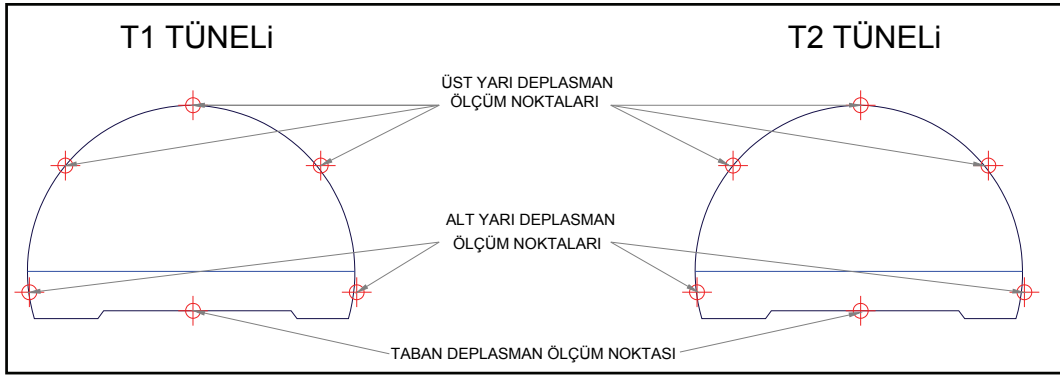
- Birincil gerilme durumunun oluşturulması,
- Sol tüp üst yarı kazısı,
- Sol tüp üst yarı desteklemesi,

Tablo 2.2 Oluşturulan modellere ait özet bilgiler

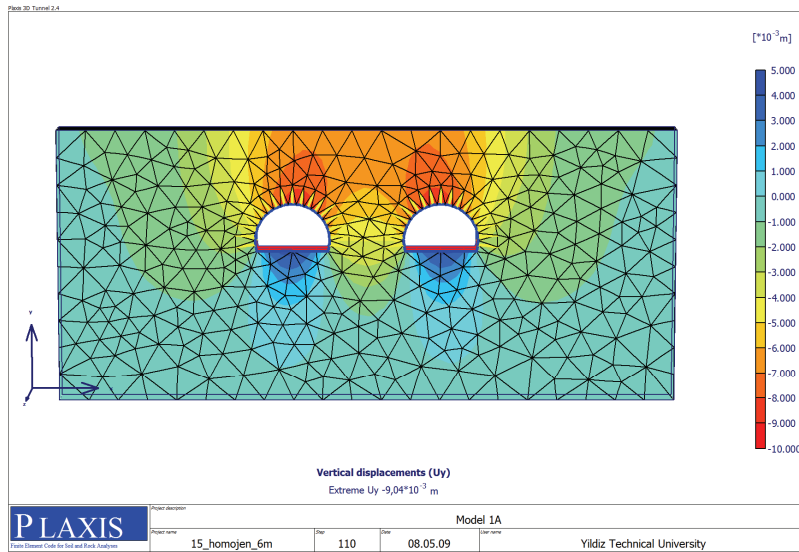
MODEL İSMİ	KESİT KM'Sİ	ÖRTÜ KALINLIĞI	LİTOLOJİ	KAYA KALİTESİ	SEÇİLEN PARAMETRELER							KAYA ORTAMI	MODEL BOYU	İLERLEME BOYU	
					γ_d (kN/m ³)	γ_k (kN/m ³)	ν	ϕ (°)	c (kN/m ²)	Elastisite Modülü (kN/m ²)	ÜST YARI			ALT YARI	
Model-1A					25	23	0,28	52	200	1 000 000	Homojen	6 m			
Model-1B	0+580.000	15 m	KUMTAŞI	ORTA KALİTE	25	23	0,28	40	200	400 000	Tabakalı	6 m			
Model-1C					25	23	0,28	50	200	900 000					
Model-2A					25	23	0,28	52	200	1 000 000	Homojen	12 m	1,5 m	3 m	
Model-2B	0+820.000	45 m	SİLT TAŞI	ZAYIF KALİTE	27	25	0,28	40	180	300 000	Homojen	6 m			
Model-2C					26	24	0,28	35	160	250 000	Tabakalı	6 m			
					27	25	0,28	40	180	300 000					
Model-3A					27	25	0,28	40	180	300 000	Homojen	12 m	3 m	6 m	
Model-3B	1+020.000	65 m	KUMTAŞI	ZAYIF KALİTE	25	23	0,28	40	200	400 000	Homojen	6 m			
					23	21	0,28	30	160	300 000	Tabakalı	6 m	1,5 m	3 m	
					24	22	0,28	35	180	350 000					
					25	23	0,28	40	200	400 000					

- Sol tüp alt yarı kazısı,
- Sol tüp alt yarı desteklemesi,
- Sağ tüp üst yarı kazısı,
- Sağ tüp üst yarı desteklemesi,
- Sağ tüp alt yarı kazısı,
- Sağ tüp alt yarı desteklemesi

Yapılan hesaplar neticesinde tünel kazısının bitirilip, destek elemanlarının konulmasının ardından tünelde ve etrafındaki kayalarda oluşması beklenen deplasmanlar her model için belirlenmiştir. Şekil 2.2’de modeller üzerinde deplasman değerlerinin hesaplandığı noktalar gösterilmiştir. Şekil 2.3’de ise Model 1A için hesaplanan düşey deplasman dağılımı gösterilmiştir.



Şekil 2.2 Modeller üzerinde deplasman değerlerinin hesaplandığı noktalar



Şekil 2.3 Model 1A’da hesaplanan düşey deplasman dağılımı

Bütün modellerde maksimum düşey ve yatay yer değiştirmelerin iki tünelin de inşasının bitirildiği son kazı aşaması için hesaplandığı görülmüştür. Yatay deplasman değerleri düşey değerlere göre ihmal edilebilir düzeydedir. Son kazı aşamasının tamamlanması ile tünellerde hesaplanan maksimum düşey deplasman değerleri Tablo 2.3’de özetlenmiştir. Tablo incelendiğinde maksimum düşey deplasman değerlerinin tünel tepe noktasında meydana geldiği görülmektedir. Tabloda koyu renk ile işaretlenen deplasman değerleri o model için meydana gelen maksimum düşey deplasman değerini ifade etmektedir.

Tablo 2.3 Modellerde oluşan maksimum düşey deplasman değerleri

		<i>Düşey Deplasmanlar (mm)</i>							
		<i>Model/Maksimum Düşey Deplasmanın Hesaplandığı Kazı Aşaması</i>							
<i>Deplasman Ölçüm Noktası</i>	<i>Tünel</i>	<i>Model 1A (15)</i>	<i>Model 2A (15)</i>	<i>Model 3A (15)</i>	<i>Model 1B (15)</i>	<i>Model 2B (15)</i>	<i>Model 3B (15)</i>	<i>Model 1C (23)</i>	<i>Model 2C (15)</i>
<i>Tünel Tepe Noktası</i>	<i>T1</i>	-8,94	-77,9	-75,7	-10,0	-85,4	-82,2	-8,9	-79,1
	<i>T2</i>	-9,04	-75,4	-73,7	-10,0	-81,0	-74,9	-9,0	-76,8
<i>Sol Üst Yarı</i>	<i>T1</i>	-6,34	-61,4	-60,3	-7,1	-67,8	-66,7	-6,2	-62,5
	<i>T2</i>	-7,60	-65,2	-62,8	-8,4	-70,2	-67,4	-7,4	-66,5
<i>Sağ Üst Yarı</i>	<i>T1</i>	-6,34	-68,2	-62,5	-8,5	-73,9	-72,3	-7,5	-69,3
	<i>T2</i>	-6,40	-58,9	-57,9	-7,1	-64,1	-61,4	-6,3	-60,2
<i>Sol Alt Yarı</i>	<i>T1</i>	-2,18	1,8	-26,5	-2,4	-36,4	-26,6	-2,3	-25,5
	<i>T2</i>	-3,53	-35,8	-32,2	-3,9	-40,3	-34,0	-3,6	-33,9
<i>Sağ Alt Yarı</i>	<i>T1</i>	-3,52	-35,3	-30,2	-3,9	-40,1	-30,5	-3,6	-33,3
	<i>T2</i>	-2,27	-28,9	-26,1	-2,4	-35,2	-27,1	-2,4	-26,9
<i>Tünel Taban Noktası</i>	<i>T1</i>	4,41	28,6	27,1	4,6	21,8	30,2	2,0	28,3
	<i>T2</i>	4,32	31,7	27,8	4,5	31,3	34,6	4,3	27,6

2.3. Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

2.3.1. Kaya Ortamının ve Örtü Kalınlığının Etkisi

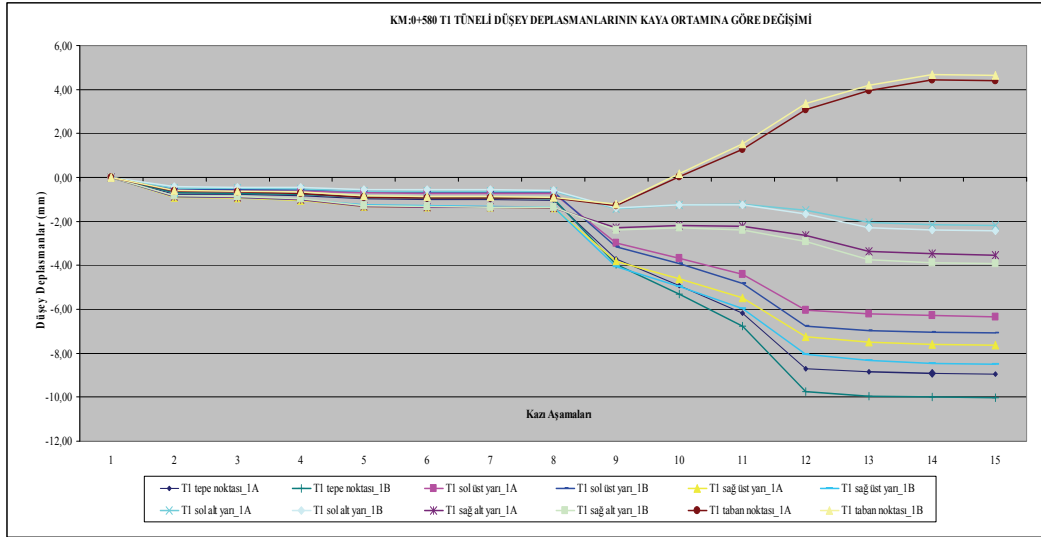
Kaya ortamının tünel davranışı üzerindeki etkisini incelemek amacıyla; 15 m, 45 m ve 65 m örtü kalınlığına sahip üç adet kesit için önce jeolojik ortamın tek bir birimden (incelenen kesitteki hakim formasyondan) oluştuğu varsayılan homojen kaya ortamlarını temsil eden modeller (1A, 2A ve 3A modelleri) kullanılarak sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Ardından bu üç kesitin civarında yapılan sondajlar incelenerek jeolojik birimleri temsil eden tabakalar belirlenmiş ve gerçek duruma daha yakın tabakalı modeller (1B, 2B ve 3B modelleri) için analizler yapılmıştır.

Jeolojik ortamın ve örtü kalınlığının etkisini belirlemek için, sayısal analizler sonucunda kaya ortamında ve açılan tünel çevresinde oluşacağı hesaplanan yer değiştirmeler karşılaştırılmıştır. Modellenen ikiz tünellerin (T1 ve T2 tünelleri) tepe noktaları, üst yarı noktaları, alt yarı noktaları ve taban noktalarında kazı aşamalarına bağlı olarak oluşacağı hesaplanan düşey değiştirmeler karşılaştırıldığında aşağıdaki hususlar gözlemlenmiştir.

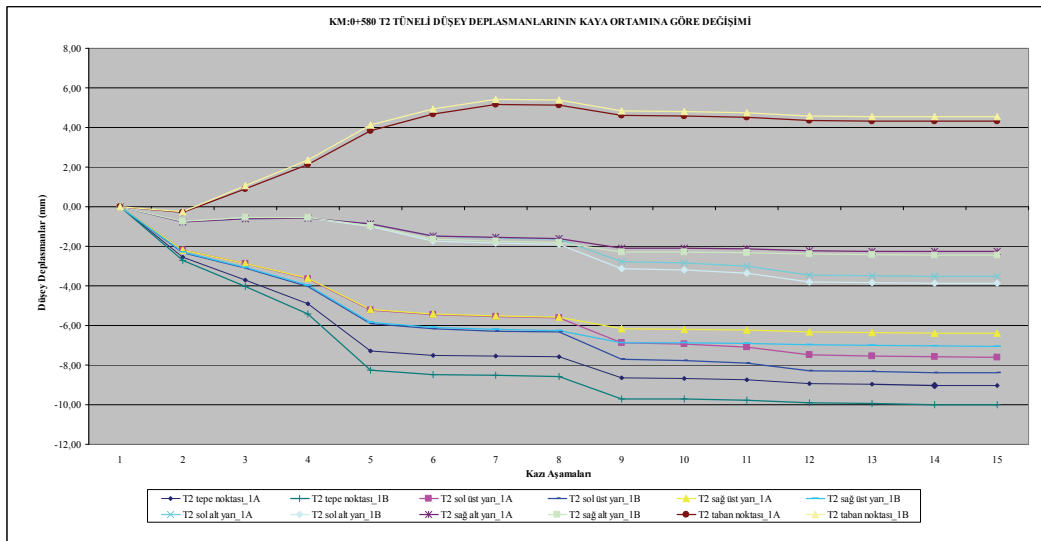
a) Ortamın tek bir jeolojik birimden oluşması veya tabakalı bir yapıya sahip olması durumları için hesaplanan düşey yer değiştirmeler, T1 ve T2 Tünelleri için 15 m örtü kalınlığına sahip kesit için Şekil 2.4 ve Şekil 2.5’de karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir. Benzer davranış diğer modeller için de hesaplanmıştır. Tablo 2.3’de özetlenen düşey değiştirme değerleri incelendiğinde, homojen ve tabakalı ortamlar için hesaplanan değerlerin birbirine oldukça yakın olduğu, bununla birlikte gerçek duruma daha yakın olan tabakalı modellerdeki düşey değiştirme miktarlarının homojen modellerdeki düşey yer değiştirme miktarlarına göre biraz daha yüksek olduğu görülmektedir. Maksimum düşey yer değiştirmelerin hesaplandığı tünel tepe noktaları için değerler arasında jeolojik ortamın özelliklerine ve örtü kalınlığına bağlı olarak 1-10 mm arasında fark olduğu gözlenmektedir.

b) İncelenen kesitlerdeki jeolojik ortam farklılıklarından dolayı, hesap sonuçlarından örtü kalınlığının etkisini tam olarak gözlemlenememesiyle birlikte, hesaplanan değerler incelendiğinde en küçük tepe noktası ve taban kabarması düşey yer değiştirmelerinin örtü kalınlığı 15 m olan kesit(sığ tünel) için hesaplandığı, örtü kalınlığı 45 m ve 65 m olan kesitlerde (orta ve derin tünel) tepedeki maksimum düşey yer

değiştirme ve taban kabarması değerlerinin oldukça birbirine yakın ve sığ tünel için elde edilen değerlerden 7-8 kat daha fazla olduğu gözlenmektedir. İncelenen kesitlerin aynı bölgesel jeolojik ortamda ve benzer birimler içinde yer aldığı dikkate alındığında, sayısal analiz sonuçlarının örtü kalınlığının etkisi konusunda önemli ipuçları verdiği söylenebilir. Arazide doğal jeolojik ortamda tünel inşası esnasında karşılaşılması olası ezik zon, faylı kesim, örselenme durumu veya daha farklı durumların sayısal modellere tam olarak yansıtılmasında zorluklar olduğu açıktır. Sayısal analizler ile kullanılan modelin arazi koşullarını ile benzeşimi oranında gerçekçi sonuçlar elde edilebilmektedir. Bununla birlikte, jeolojik ortamın homojen olarak kabul edildiği basitleştirilmiş modeller ile oluşması beklenilebilecek yer değiştirmelerin mertebesinin gerçeğe oldukça yakın tahmin edilebileceği görülmektedir. Tünelin ön tasarım işlemlerinde, jeolojik ortamın hakim karakterinin doğru seçilmiş geomekanik parametrelerle göz önüne alınması durumunda, homojen modeller kullanılarak yapılacak sayısal analizlerin, yer değiştirmelerin mertebesinin daha hızlı bir şekilde belirlenmesi açısından oldukça yararlı sonuçlar verebileceğine inanılmaktadır.



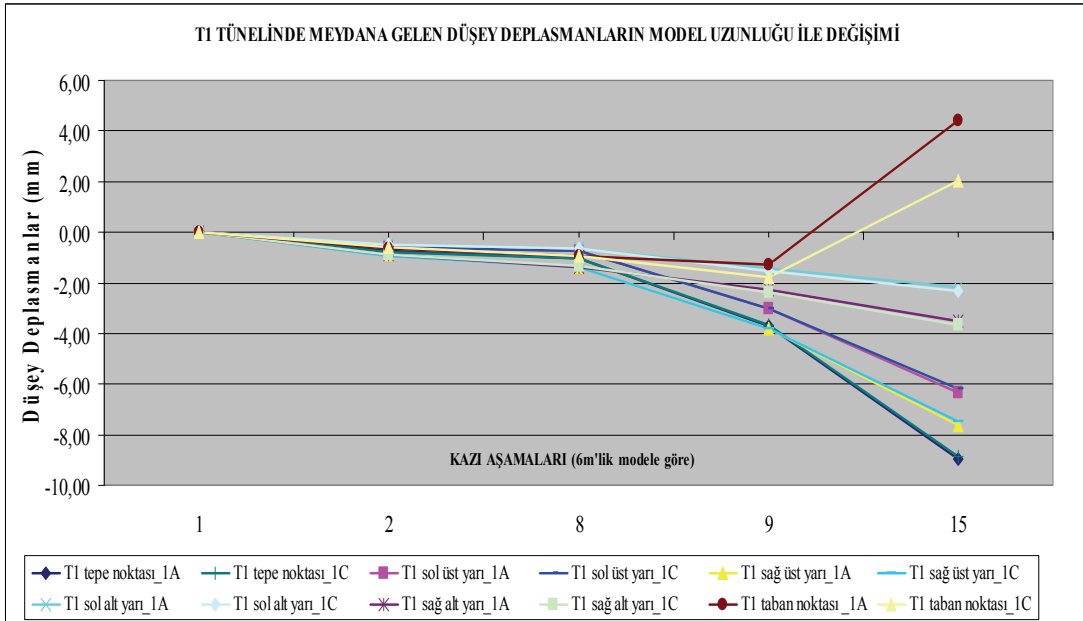
Şekil 2.4 Model 1A ve Model 1B için hesaplanan T1 tüneli düşey yer değiştirmelerinin karşılaştırılması



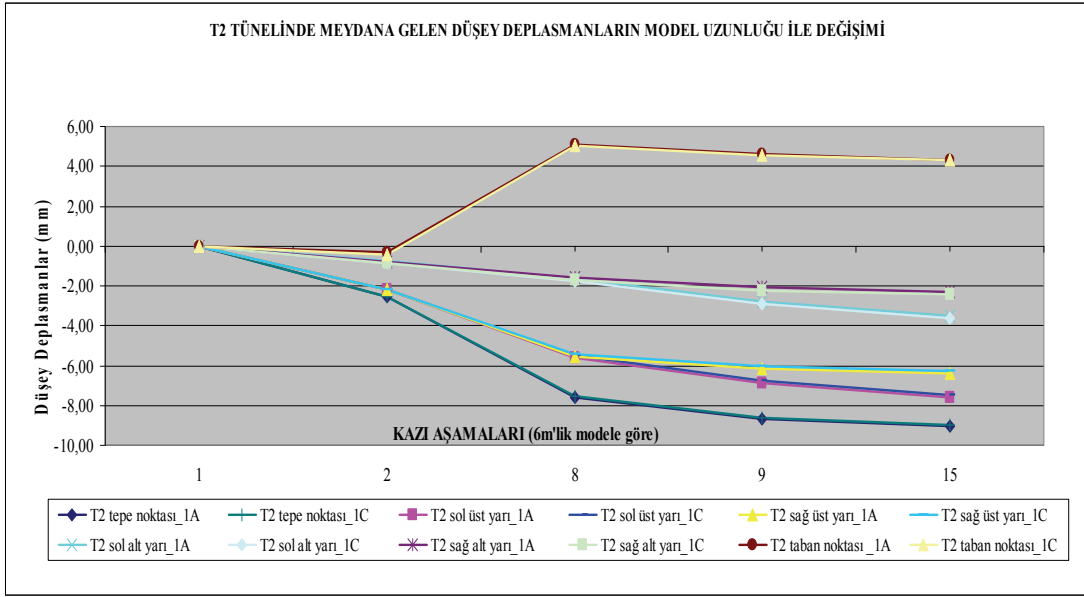
Şekil 2.5 Model 1A ve Model 1B için hesaplanan T2 tüneli düşey yer değiştirmelerinin karşılaştırılması

2.3.2. Model Uzunluğunun Etkisi

3D sonlu eleman modellemelerinde seçilen model boyu uzunluğunun analiz sonuçları üzerindeki etkisini incelemek amacıyla; 15 m örtü kalınlığına sahip tünel kesiti için model uzunluğunun 6m ve 12 m olarak alındığı iki model (sırası ile Model 1A ve Model 1C) için elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Örtü kalınlığının eşit ve jeolojik ortamın homojen ve aynı olduğu bu modellerde üst yarı kazı ilerleme boyları 1,5 m, alt yarı kazı ilerleme boyları 3m alınmıştır. Buna göre, Model 1A'da 4, Model 1C'de ise 8 dilim bulunmaktadır. İki modelde hesap aşamaları farklı olduğundan hesaplanan düşey yer değiştirme değerlerinin karşılaştırılması, tünel yapımının eşdeğer aşamalarına karşılık geldiği düşünülen, kazı öncesi durum, sağ tünel 1. dilim üst yarı kazısı, sağ tünel inşası sonu, sol tünel 1. dilim üst yarı kazısı ve sol tünel inşası sonu aşamaları için yapılmıştır. Şekil 2.6 ve Şekil 2.7'de sırası ile T1 ve T2 tünelleri için, model boyunun 6m ve 12 m alındığı Model 1A ve Model 1C modelleri kullanılarak gerçekleştirilen sayısal analizler sonucunda, tünellerin tepe noktaları, üst yarı noktaları, alt yarı noktaları ve taban noktaları için hesaplanan düşey yer değiştirme değerlerinin kazı aşamaları ile gelişimi karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir. Bu grafiklerin incelenmesinden, hesaplanan yer değiştirme değerlerinin modelin üçüncü boyutunun (boyunun) iki kat uzatılmasıyla neredeyse hiç değişmediği gözlenmektedir. Bu çalışmada göz önüne alınan jeolojik ortamlar için, 3D modelin uzunluğunun (incelenen aralık içinde) analiz sonuçları üzerinde önemli bir etkisi olmadığı görülmektedir. Böyle durumlarda 3D modellerde model uzunluğunun artırılması hesap adımlarını fazlalaştırdığından gereksiz zaman kaybına neden olmaktadır. Aynı hesabın, kazı aynasında stabilite sorunu beklenen bir ortamda yapılması durumunda ise üçüncü boyut önem kazanmaktadır. Örneğin zemin ortamı veya gevşek kaya ortamında açılan bir TBM tüneline aynada uygulanan destek basıncının belirlenmesi amacıyla yapılacak modellemelerde veya dokanak sınırında açılacak tünellerin modellenmesinde üçüncü boyut etkisinin önemli olduğu bilinmektedir.



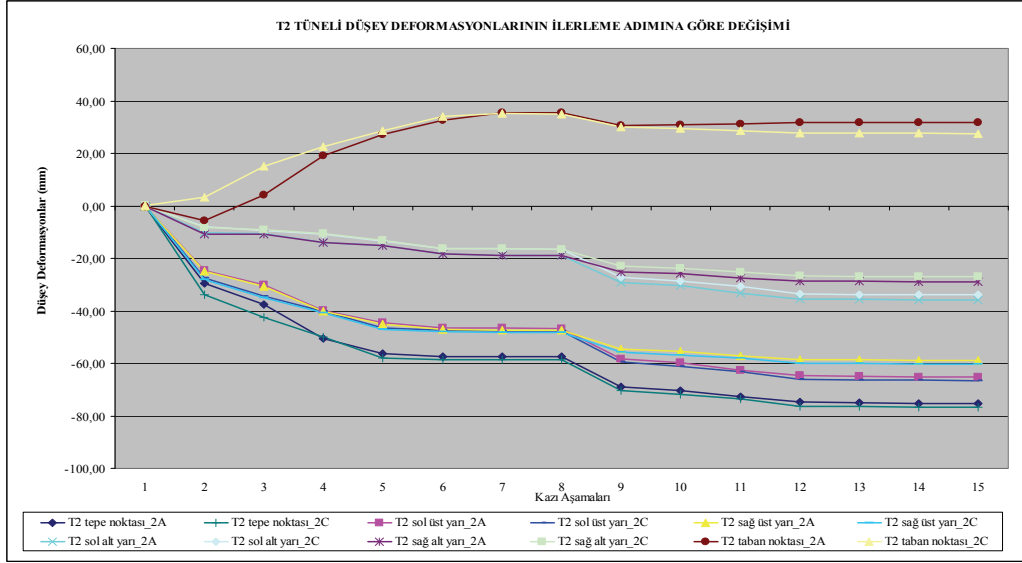
Şekil 2.6 Model 1A ve Model 1C için hesaplanan T1 tüneli düşey yer değiştirmelerinin karşılaştırılması



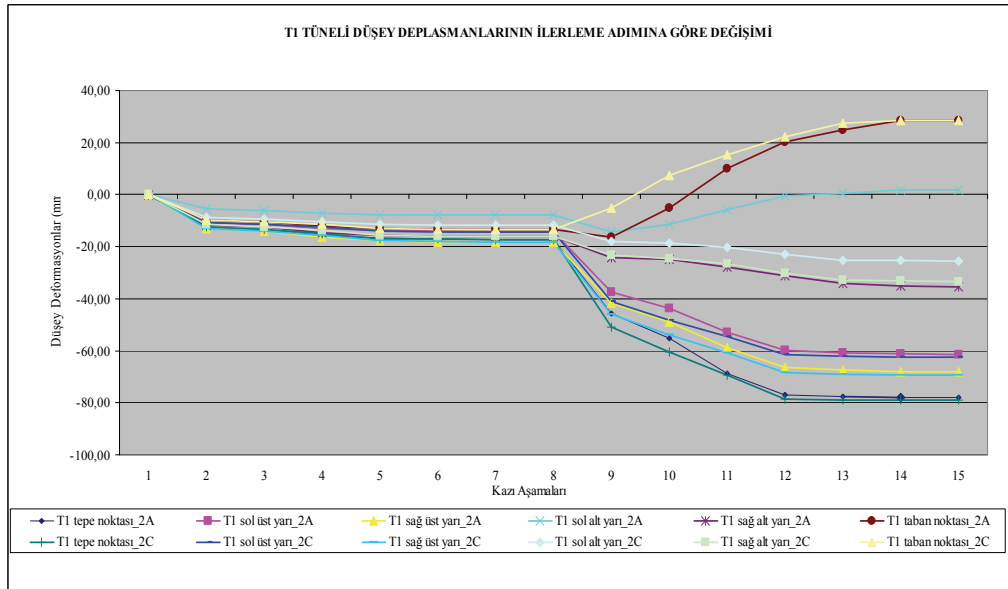
Şekil 2.7 Model 1A ve Model 1C için hesaplanan T2 tüneli düşey yer değiştirmelerinin karşılaştırılması

2.3.3. Kazı İlerleme Adımı Uzunluğunun Etkisi

Tünel yapımının sayısal analizler ile incelendiği bu çalışmada Kağıthane-Piyalepaşa karayolu tünellerinin değişik kesimlerini temsil ettiği düşünülen 3 adet kesit farklı şekillerde modellenerek analizler gerçekleştirilmiştir. Sayısal analizlerde 3D modelleme yapılmış ve model boyu genellikle 6 m olarak seçilmiş ve tünel kazısı 15 ilerleme adımı ile modellenmiştir. Gerçekleştirilen 2 adet analizde ise model boyu 12 m olarak seçilmiş, kazı bunlardan birinde (Model 1C) ilerleme adımları uzunluğu diğer modellerle aynı olması için 23 ilerleme adımı ile diğerinde ise (Model 2C) 15 ilerleme adımı ile modellenmiştir. Kazı ilerleme adımının etkisini incelemek amacı ile örtü kalınlığı 45 m olan kesit için uzunluğu 6 m ve 12 m olan iki modelde(Model 2A ve 2C) kazı adımı sayısı eşit tutularak farklı uzunlukta fakat eşit sayıda dilim (4 dilim) oluşturulmuştur. Model 2A'da kazı ilerleme adımı uzunluğu üst yarı için 1,5 m iken, model 2C'de bu değer 3 m alınmıştır. Alt yarı kazı ilerleme boyları sırasıyla 3 m ve 6 m'dir. Analizlerde boyuna doğrultuda jeolojik ortamda değişiklikler olmadığının varsayıldığı göz önüne alınmalıdır. Şekil 2.8 ve Şekil 2.9'da kazı aşama sayısı aynı olan bu modeller kullanılarak, sırası ile T1 ve T2 tünelleri için hesaplanan düşey yer değiştirme değerleri, tünellerin tepe noktaları, üst yarı noktaları, alt yarı noktaları ve taban noktaları için karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir. Analiz sonuçları incelendiğinde ilerleme adımı boyunun hesaplanan düşey yer değiştirme değerleri üzerinde çok etkili olmadığı, 2 kat artırılmasıyla birlikte düşey yer değiştirmelerin biraz arttığı gözlenmektedir. Bununla birlikte şehir içi tünellerinde, boyuna doğrultuda jeolojik ortamda önceden öngörülemez değişiklikler olabileceği göz önüne alınarak, ilerleme mesafesine sınırlamalar getirilmiştir. İlerleme mesafesi için tecrübeler neticesinde NATM sınıflamalarına bağlı olarak önerilen değerler Karayolları Genel Müdürlüğü "NATM Uygulamalı Yer Altı Tünel İşleri Teknik Şartnamesi"nde yer almaktadır.



Şekil 2.8 Model 2A ve Model 2C için hesaplanan T1 tüneli düşey yer değiştirmelerinin karşılaştırılması



Şekil 2.9 Model 2A ve Model 2C için hesaplanan T2 tüneli düşey yer değiştirmelerinin karşılaştırılması

3. SONUÇLAR

Yapılan analizler neticesinde hesaplanan deplasmanların incelenmesiyle çeşitli bulgular elde edilmiştir. Bunlar aşağıda sıralanmıştır.

1. Araziye doğal jeolojik ortamda tünel inşası esnasında karşılaşılabilecek olası ezik zon, faylı kesim, örselenme durumu veya daha farklı durumların sayısal modellere tam olarak yansıtılmasında zorluklar olduğu açıktır. Sayısal analizler ile kullanılan modelin arazi koşullarını ile benzeşimi oranında gerçekçi sonuçlar elde edilebilmektedir. Bununla birlikte, jeolojik ortamın homojen olarak kabul edildiği basitleştirilmiş modeller ile oluşması beklenilebilecek yer değiştirmelerin mertebesinin gerçeğe oldukça yakın tahmin edilebileceği görülmektedir. Tünellerin ön tasarım işlemlerinde, jeolojik ortamın hakim karakterinin doğru seçilmiş geomekanik parametrelerle göz

- önüne alınması durumunda, homojen modeller kullanılarak yapılacak sayısal analizlerin, yer değiştirmelerin mertebesinin daha hızlı bir şekilde belirlenmesi açısından oldukça yararlı sonuçlar verebileceğine inanılmaktadır.
2. Hesaplanan yer değiştirme değerlerinin modelin üçüncü boyutunun (boyunun) iki kat uzatılmasıyla neredeyse hiç değişmediği gözlenmektedir. Bu çalışmada göz önüne alınan jeolojik ortamlar için, 3D modelin uzunluğunun analiz sonuçları üzerinde önemli bir etkisi olmadığı görülmektedir. Böyle durumlarda 3D modellerde model uzunluğunun artırılması hesap adımlarını fazlalattığından gereksiz zaman kaybına neden olmaktadır. Aynı hesabın, kazı aynasında stabilite sorunu beklenen bir ortamda yapılması durumunda ise üçüncü boyut önem kazanmaktadır. Örneğin zemin ortamı veya gevşek kaya ortamında açılan bir TBM tüneline aynada uygulanan destek basıncının belirlenmesi amacıyla yapılacak modellemelerde veya dokanak sınırında açılacak tünellerin modellenmesinde üçüncü boyut etkisinin önemli olduğu bilinmektedir.
 3. İlerleme adımı boyunun hesaplanan düşey yer değiştirme değerleri üzerinde çok etkili olmadığı, 2 kat artırılmasıyla birlikte düşey yer değiştirmelerin biraz arttığı gözlenmektedir. Bununla birlikte şehir içi tünellerinde, boyuna doğrultuda jeolojik ortamda önceden öngörülemeyecek değişiklikler olabileceği göz önüne alınarak, ilerleme mesafesine sınırlamalar getirilmiştir. İlerleme mesafesi için tecrübeler neticesinde NATM sınıflamalarına bağlı olarak önerilen değerler Karayolları Genel Müdürlüğü "NATM Uygulamalı Yer Altı Tünel İşleri Teknik Şartnamesi"nde yer almaktadır.

KAYNAKÇA

- Aktaş S.Ş., (2009), "Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi İle İnşa Edilen Bir Tünelin Sonlu Elemanlar Yöntemi Kullanılarak Analizi ve Değerlendirilmesi", Yüksek Lisans Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Karagöz S.D., (2007), "Kağıthane-Piyalepaşa Tünelleri Mühendislik Jeolojisi Çalışması", Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Yıldırım M., Savaşkan E., (2003), "İstanbul Bölgesi Tersiyer Çökellerinin Stratigrafisine Yeni Bir Yaklaşım ve Çökellerin Mühendislik Özellikleri", İstanbul'un Jeolojisi Sempozyumu Bildiriler Kitabı.
- Emay Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Tic. Ltd. Şti., (2005), "Dolmabahçe-Dolapdere-Piyalepaşa-Kağıthane tünelleri inşaatı Piyalepaşa-Kağıthane Tüneli Derin Tüneli Kesim, Tünel Hesap Raporu", Üsküdar, İstanbul.
- Brinkgreve R.B.J., Broere W., (2004), "PLAXIS 3D TUNNEL- Version 2 Manuel", Delft University of Technology & Plaxis B.V., The Netherlands.
- Akçelik N., Solak T., Mucukgil R., (1999), "NATM Uygulamalı Yer Altı Tünel İşleri Teknik Şartnamesi ve Tünel Yapımında Karşılaşılan Problemler Semineri", TCK Genel Müdürlüğü, Ankara, 8-12 Kasım, 13-21.
- Öztürk H. T., Durmuş A., (2008), "Tünellere Toplu Bir Bakış ve Savunma Tünellerinin Türkiye İçin Önemi", İMO İstanbul Bülten, Sayı 96 , 11-17.

TEŞEKKÜR

Yazarlar; konusu geçen proje ile ilgili verilere ulaşılması sırasında desteklerini esirgemeyen EMAY Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Tic. Ltd. Şti.'ye teşekkürlerini sunar.

BAKÜ FLAME TOWERS PROJESİ İKSA SİSTEMİ VE TEMEL KAZISI ÜZERİNE BİR İNCELEME

A CASE STUDY ON BAKU FLAME TOWERS PROJECT RETAINING WALL SYSTEM AND FOUNDATION EXCAVATION

Ahmet SAĞLAMER¹

H. Anıl AFATOĞLU²

Hakan DİNÇ³

ABSTRACT

Flame Towers of Baku, consisting of three high rised towers, a shopping mall and an underground car park have been rising, in Baku, Azerbaijan. Investigation area is in the downtown of Baku, where is surrounded by National Assembly of Azerbaijan Building, General Staff Building, Central Clinic Hospital, Şehitler and Parliament Boulevards. The soil profile consists of fill and slope debris on the surface, very stiff – hard clayey silt stratum below fill layer, and poorly cemented weak rock under these strata according to the soil borings conducted. In order to achieve foundation excavation safely, a retaining wall which has a variable height from 2.0m to 29.0m had been designed and constructed successfully. Geotechnical evaluations considering the geological properties of investigation area, design of different structural elements of retaining system by means of data gained from site investigation, inspections during the construction, proof tests and monitoring studies are mentioned within this article.

Keywords: Retaining system, anchorage, pile, pile load test

ÖZET

Azerbaycan'ın Bakü şehrinde, üç adet yüksek kuleden ve kulelerin çevrelediği oturma alanı boyunca yeraltı otoparkı ve alışveriş merkezinden oluşan Flame Towers Projesi inşa edilmektedir. İnceleme alanı şehir merkezinde bulunmakta olup; Milli Meclis binası, Genelkurmay Hizmet Binası, Merkezi Klinika Hastanesi ile Şehitler ve Parlamento Bulvarları ile çevrelenmektedir. Oldukça eğimli bir topografyaya sahip olan inşaat alanında zemin profili, genel anlamda yüzey topografyasına paralellik göstermektedir. Yapılan sondajlar neticesinde elde edilen zemin profili, yüzeyde dolgu ve yamaç molozu, altında çok katı – sert kıvamlı killi silt ve en altta ise zayıf çimentolu çok zayıf kaya tabakalarından oluşmaktadır. Flame Towers Projesi dâhilinde, inşa edilecek olan kulelere ait derin temel kazılarının güvenli bir şekilde yapılabilmesi amacıyla yüksekliği 2.0 ilâ 29.0m arasında değişen iksa sistemi tasarlanmış ve başarı ile inşa edilmiştir. Bu bildiri kapsamında, inceleme alanının jeolojik özelliklerine bağlı olarak iksa sistemi ve temel

¹ Profesör Doktor, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Geoteknik Anabilim Dalı, 34469 Ayazağa – İstanbul, asaglamer@itu.edu.tr

² İnşaat Yüksek Mühendisi, ENAR Müh. Mim. ve Dan. Ltd. Şti., 34340 I.Levent – İstanbul, haafatoglu@enargeo.com

³ İnşaat Mühendisi, ENAR Müh. Mim. ve Dan. Ltd. Şti., 34340 I.Levent – İstanbul, hdinc@enargeo.com

kazısının geoteknik açıdan irdelenmesine, proje verilerinin dikkate alınarak iksa sistemine ait farklı yapısal elemanların boyutlandırılmasına, imalat aşamasında yapılan kontrollere, kabul testlerine ve periyodik yapılan aletsel gözlemlere değinilmiştir.

Anahtar kelimeler: İksa sistemi, ankraj, kazık, kazık yükleme deneyi

1. GİRİŞ

İnşaatı sürmekte olan Flame Towers Projesi, Azerbaycan'ın başkenti Bakü'deki önemli yatırımlardan birisidir. Proje; gerek konumu, gerek mimari konsepti, gerekse yatırım hacmi açısından şehirde sürmekte olan inşaat yatırımları arasında öne çıkmaktadır. Geoteknik mühendisliği açısından birçok farklı imalat kalemini ve metodunu da içeren proje bu anlamda da farklı ve incelenmeye değer bir yapı halini almıştır.

Proje sahası ve çevresinin jeolojik geçmişinde şev stabilitesi problemi olduğu öğrenilmiş ve arazi gözlemleri yürütülmüştür. Ayrıca potansiyel stabilite riski olup olmadığının tespiti için şev stabilitesi analizleri yapılmış ve arazinin risk taşımadığı görülmüştür. İnşaat alanının yaklaşık 28.000m² olduğu inceleme alanı, bütünüyle bir iksa sistemi ile çevrelenmiştir. Eğimli topografya nedeniyle farklı boylarda ve çaplarda imal edilen iksa sistemini oluşturan fore kazıklar, yatayda geçici zemin ankrajları ile desteklenmiş, bazı kesimlerde iksa kazıklarının konsol çalışması öngörülmüştür. İdealize zemin profiline bağlı olarak ankraj karelağı ve ankraj yük kapasiteleri hesaplanmıştır. Proje ankrajları sahada kabul deneyleri ile teslim alınmış, kabul kriterlerinin dışında kalan ankrajlar reddedilerek yerlerine yeni ankrajlar yapılmıştır. İksa sisteminin yatay deplasmanları inklinometreler ve optik reflektörler marifetiyle periyodik olarak kontrol edilmiştir. Kazıklı radye temel olarak yapılması öngörülen kule temelleri için, farklı kazık taşıma kapasiteleri belirlenmiş, imalatların ve tasarımın kontrolü amacıyla imal edilen iki test kazığı üzerinde yükleme deneyleri yapılmıştır.

Sonuç olarak gerek iksa sistemi inşaatı bitiminde elde edilen deplasman değerleri, gerekse temel altı kazıklarında başarıyla sonuçlandırılan yükleme deneyleri, iksa sistemi ve derin temel inşaatının yeterli güvenlikle tamamlandığını göstermiştir.

2. ZEMİN İNCELEMELERİ

Azerbaycan'ın başkenti Bakü'de, inşaatı devam etmekte olan Flame Towers Projesi arazi incelemeleri Mart 2007'de başlatılmıştır. Tasarlanan yapılara ait temel sistemlerinin değerlendirilmesi ve iksa sisteminin tasarımı kapsamında sahada zemin araştırma çalışmaları yürütülmüştür. Bu çalışmalar dâhilinde toplam uzunluğu 380m olan dokuz adet zemin araştırma sondajı yapılmış ve farklı zemin tabakalarından örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınmıştır. Sondajlar esnasında her 1.5m'de bir standart penetrasyon deneyi yapılmıştır. Mevcut sondaj çalışmalarına ilave olarak yerel otorite olan Devlet Lahiya Enstitüsü tarafından da ilave 25 adet sondaj yaptırılmıştır. Söz konusu sondajların yanı sıra sahada sismik kırılma ve arazi permeabilite deneyleri de yürütülmüştür. Bu bağlamda inceleme alanında 4 serim sismik kırılma deneyi yapılmış, piyezometre tesis edilen iki sondaj kuyusunda geçirimsizlik deneyleri yapılmıştır. Permeabilite deneyleri kapsamında, THEIS su yükselmesi yöntemine göre elde edilen grafikler ile pompaj debilerinin yardımıyla permeabilite katsayıları elde edilmiştir. İnceleme alanının genel görünüşü Şekil 1'de gösterilmiştir.



Şekil 1. İnceleme Alanı

2.1. Zemin Sondajları ve Arazi Deneyleri

Sahada yapılan zemin araştırma sondajlarından elde edilen SPT-N değerlerinin derinliklere göre değişimi, örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri değerlendirilmiş ve inceleme alanı için idealize zemin profili oluşturulmuştur. Zemin profilinde karşılaşılan ve başlıca dört grupta toplanan zemin tabakalarının mühendislik özellikleri aşağıdaki paragraflarda açıklanmış ve Tablo 1’de özetlenmiştir.

Sondajlarda, üstte kalınlığı 3.50m – 9.00m arasında değişen yapay dolgu tabakası ve yamaç molozu ile karşılaşmıştır. Bu tabakalar heterojen bir yapıya sahip olup, kil boyutundan çakıl boyutuna kadar malzeme içermektedir.

Zemin yüzeyinde yer alan dolgu tabakası ve yamaç molozunu takiben yaklaşık 20.0m kalınlıkta çok katı - sert kıvamda, kum ara bantları içeren, killi Silt tabakası ile karşılaşmıştır. Kahve renkli, derinlemesine siyah, gri, koyu kahve renklidir.

Bu tabaka üst kotlarda genelde % 2-3 çakıl, %20-40 kum, %60-80 silt+kil boyutunda dane içermektedir. Kil boyutundaki dane yüzdesi % 20 dolayındadır. Likit limit ve plastik limit değerleri sırasıyla % 30 ve % 15 dolayında olup plastisite indisi $I_p = \%12-15$ dolayındadır. Bu birim düşük plastisiteli kil (CL) veya düşük plastisiteli kil-düşük plastisiteli silt (CL-ML) olarak sınıflandırılmıştır. Derinlemesine sert kıvam kazanan ve rengi siyahlaşan silt tabakasında yer yer % 5-9 oranında çakıl tespit edilmiştir. Kum yüzdesi ise %15 ile %50; silt + kil yüzdesi ise %50-%85 arasında değişmektedir. Kil yüzdesi genelde % 20-25 dolayındadır. Bu birimdeki kıvam limitleri $w_L = 0.30$, $w_P = 0.15$, $I_P = 0.15$ olup CL veya CL-ML olarak sınıflandırılmıştır.

İksa sistemi hesaplarında yüzeye yakın zonlarda karşılaşılan çok katı ve daha derinlerde karşılaşılan sert az killi, kumlu, silt tabakaları için ayrı parametreler tanımlanmıştır.

Silt tabakasının altında, saha yüzeyinden yaklaşık 25.0–30.0m arasında derinliklerden itibaren 10m – 20.0m kalınlığında, beyaz renkli, yarı sedfli, zayıf çimentolu, çok zayıf kaya özellikleri gösteren kavkı tabakasına rastlanılmıştır. Tüm sondajlarda karşılaşılan bu tabakanın altında her ne kadar tekrar silt tabakasına girilmekte ise de, iksa sisteminin yapısal elemanları bahse konu tabakaya girmediği için bu tabaka iksa sistemi hesaplarında dikkate alınmamıştır. İksa sistemi analizlerinde kullanılan zemin parametreleri Tablo 1’de özetlenmiştir.

Tablo 1. **Zemin Tabakalarına Ait Mühendislik Parametreleri**

Zemin Tabakası	Dolgu – Yamaç Molozu	Çok Katı Silt	Sert Silt	Kavkılı-Çimentolu Zon
Doğal Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_n = 18 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_n = 19 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$
SPT Darbe Sayısı	$N_{30} = 20$ - Refü	$N_{60} = 20 - 25$	$N_{60} = 30 - 35$	$N_{30} > 50$
Kohezyon	$c_u = 5 \text{ kPa}$	$c_u = 20 \text{ kPa}$	$c_u = 35 \text{ kPa}$	$c_u = 5 \text{ kPa}$
Kayma Mukavemeti Açısı	$\phi = 28^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 32^\circ$	$\phi = 40^\circ$
Elastisite Modülü (Boşaltma Koşulu)	$E_{ref} = 90000 \text{ kPa}$	$E_{ref} = 45000 \text{ kPa}$	$E_{ref} = 60000 \text{ kPa}$	$E_{ref} = 45000 \text{ kPa}$
Poisson Oranı	$\nu = 0,30$	$\nu = 0,33$	$\nu = 0,33$	$\nu = 0,25$

Bunun yanı sıra, yer altındaki tabakalaşmanın teyidi ve yüzeydeki dolgu tabakasının kalınlığının tespiti amacıyla dört serim sismik kırılma deneyi yapılmıştır. Sismik kırılma deneylerinde ölçülen enine ve boyuna dalga hızlarının, seçilen zemin parametrelerini doğrular nitelikte olduğu belirlenmiştir.

Ayrıca SK1 ve SK3 no.lu sondaj kuyularında arazi permeabilite deneyi yapılmış ve arazi permeabilite değeri

$$K=T/h=(1.8 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sn}) / 10 \text{ m} = 1,8 \times 10^{-7} \text{ m/sn} \quad (1)$$

olarak hesaplanmıştır. Kum ara bantlı ve az killi silt tabakası için hesaplanan bu değer literatürde bahse konu zemin tabakaları için tavsiye edilen permeabilite katsayısı aralıkları içinde yer almaktadır.

2.2. Şev Stabilitesi İncelemeleri

İnceleme alanının şev kayması riski taşıdığı gerek hazırlanan geoteknik raporda belirtilmiş, gerekse yerel otoritelerce ifade edilmiştir. Bu bilgiler ışığında Ulusal Şehitlik’i de içine alan söz konusu şev bölgesinin incelenmesine yönelik bir saha incelemesi gerçekleştirilmiştir. Saha incelemesi neticesinde elde edilen bulgular, şev stabilitesini konu alan ayrı bir değerlendirme raporunda paylaşılmıştır. Raporda risk taşıyan bölgenin güneydoğusunda 1997’de yaşanan şev kaymasının başlıca nedeninin, inceleme alanının oldukça dik olan morfolojisi olduğu ifade edilmiştir. Aynı raporda, proje sahasında herhangi bir sünme hareketi veya ayrılma belirtisinin gözlenmediği ve kulelerin yapılacağı arazinin şev kaymasının olduğu Ulusal Şehitliğin güneydoğu kesimine nazaran dik bir morfolojiye sahip olmadığı; bu sebeplerden ötürü de herhangi bir potansiyel tehlike oluşturmadığı belirtilmiştir.

Proje sahası şev stabilitesi riski taşımamasına rağmen, risk potansiyelinin tayini amacıyla kapsamlı şev stabilitesi analizleri yapılmıştır. Statik ve sismik stabilite analizlerinde GeoStudio SLOPE/W 2007 yazılımından faydalanılmıştır. Stabilite analizlerinde, yayınlanan Geoteknik Değerlendirme Raporu'na sadık kalınmış ve 7,8 ve 2 no.lu zemin sondajları dikkate alınmıştır. Sismik analizlerde yatay sismik katsayı (azami yer ivmesinin yarısı olan 0.4g) $k_h = 0.2$ kabul edilmiştir. Düşey sismik etki, daha konservatif durumların oluşabileceği ihtimali göz önünde bulundurularak ihmal edilmiştir. Minimum güvenlik katsayıları statik ve sismik yükleme koşulları için sırasıyla $F_s = 1.50$ ve $F_s = 1.01$ seçilmiştir. Stabilite analizlerinde kazı öncesindeki ilk durum, kazı esnasındaki durum ve son olarak kazı sonrasında tüm inşaatın sonlanması durumlarının tümü ayrı ayrı dikkate alınmıştır. Stabilite analizlerinin sonuçları Tablo 2'de özetlenmiştir.

Tablo 2. Şev Stabilitesi Analiz Sonuçları

	Statik Yükleme Hali (F_s)	Sismik Yükleme Hali (F_s)
Kazı Öncesi	6.403 - 8.131	1.870 - 2.656
Kazı Sonrası	8.598 - 8.652	2.987 - 3.079

Tablo 2'de görüldüğü gibi, potansiyel kritik kayma düzlemlerinin statik ve sismik analiz sonuçlarında elde edilen güvenlik katsayıları, önceki paragrafta verilen minimum güvenlik katsayılarından büyüktür. Buna göre gerek kazı esnasında, gerekse tüm binaların inşaatının tamamlanması sonrasında herhangi bir potansiyel şev kayması riski bulunmamaktadır.

3. İKSA SİSTEMİ VE DERİN TEMEL İNŞAATI

Temel kazısı metodu ve iksa sistemi tasarımı, inceleme alanındaki zemin şartları göz önüne alınarak seçilmiştir. Bu noktada, söz konusu tasarımın

- Rijit bir sistem olması ve çevre yapıları en az etkilemesi
- Belirli sınırlar dahilinde deplasman yapabilmesi
- Ekonomik ve uygulanabilir olması
- Şev stabilitesi açısından risk oluşturmaması

amaçlanmıştır.

Bu doğrultuda iksa sistemi, muhtelif uzunluktaki ankrajlar ile yatayda desteklenen $D=80\text{cm}$ ve $D=100\text{cm}$ çapında fore kazıklardan oluşturulmuştur.

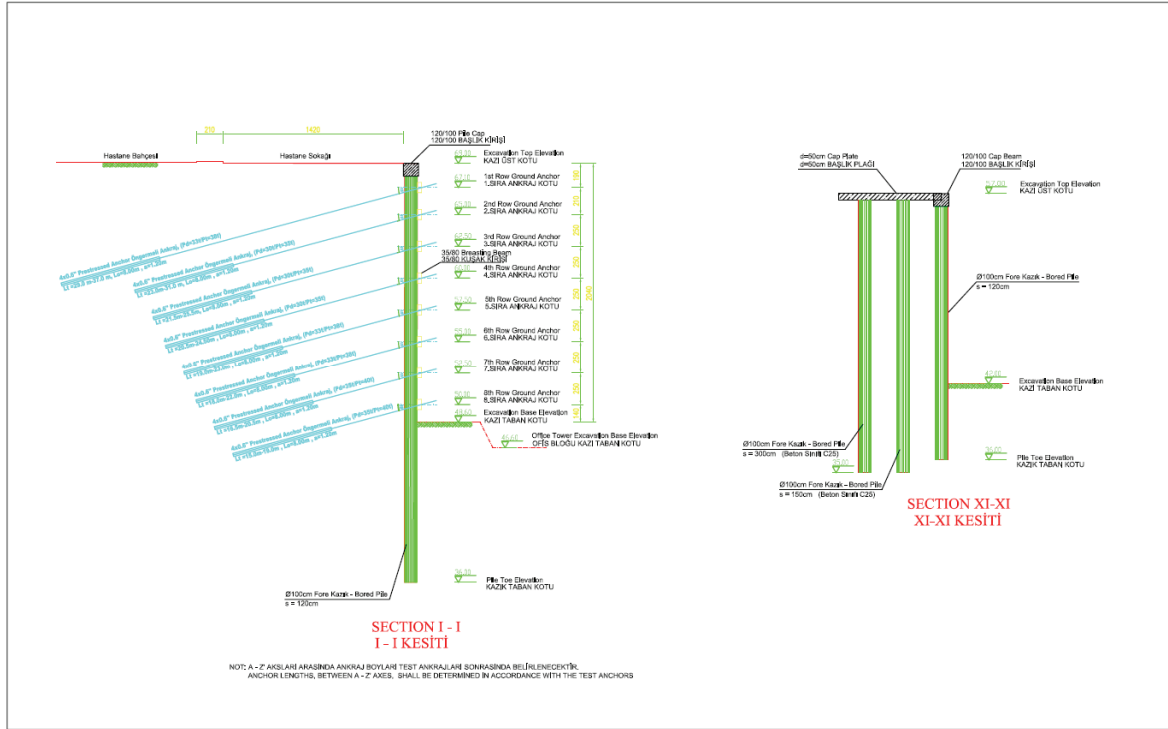
Projelendirme esnasında belirleyici rol oynayan başlıca durumlar,

- Kot farkının 30.0m'ye ulaştığı bölgede yapılacak temel kazısı sonrasında, yamacın genel stabilitesinin bozulması riski
- İnceleme alanındaki zemin profilinin düşük kohezyonlu az killi, kumlu silt birimlerden oluşması ve kazı ile birlikte dökülme eğilimi göstermesi
- Kazı sonrası silt birimlerde gözlenebilecek ferahlama etkisi
- Siltli birimler içerisinde imal edilecek zemin ankrajlarının öngerme kapasitelerinin düşük olması

şeklinde sıralanabilir.

Bu bağlamda, özetlenen hususlardan hareketle, Flame Towers projesi temel kazısının yapılabilmesi için inşa edilecek iksa sisteminin rijit olması gözetilmiştir. Ankraj yüklerinin izin verilebilen limitlerin altında kalması için iksa sisteminin çok destekli olarak projelendirilmiştir. İksa sistemi düşey yapısal elemanlarını oluşturan kazıkların silt

birimlerde meydana gelebilecek dökülmeleri önlemesi açısından mümkün olduğu kadar sık aralıklı olarak imal edilmesi öngörülmüştür. İksa sistemi arkasındaki zeminin akması ve toptan göçme olasılığının önüne geçilebilmesi adına, dökülme gözlenecek kazık açıklıklarının püskürtme beton ile kaplanması önerilmiştir. İksa sistemi, arazi güncel topografyasının eğimli olması sebebiyle 15 farklı kesit ile çözülmüştür. Örnek hesap kesitleri Şekil 2’de gösterilmiştir.



Şekil 2. İksa Sistemine Ait Örnek Hesap Kesitleri

İncelemeye konu sahadaki zemin profilini oluşturan az killi, kumlu silt birimler içerisinde imal edilecek öngermeli ankrajlara verilebilecek maksimum öngermeye yükü aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

“FHWA-IF-99-015 Ground Anchors and Anchored Systems” uyarınca, az kumlu siltli birimler için, enjeksiyon ile zemin birim arasında en elverişsiz durumda alınabilecek adhezyon değeri $0.25\text{MPa} = 250\text{kPa}$ ’dır. Bu değerden yola çıkarak ankraj kök boyunun $L_{\text{kök}} = 8.0\text{m}$ seçilmesi durumunda, ankrajların taşıyabilmeleri öngörülen maksimum yük, $D = 125\text{mm} = 0.125\text{m}$ delgi çapı için aşağıda hesaplanmıştır:

$$T_{\text{maks}} = 8.0\text{m} * (0.125 * 3.14 * 250) / (2) = 390\text{kN} \approx 40\text{ton} \text{ (F.S. = 2.0 güvenlikle)} \quad (2)$$

Bu hesaptan da anlaşılacağı üzere, iksa sisteminin yatay desteklerini oluşturan öngermeli ankrajlar 40ton’dan daha yüksek yüke çalıştırılmamaktadır. Buradan hareketle, iteratif olarak ön hesaplar yapılmış ve ankraj yüklerinin 40ton değerleri civarında kalabilmesi için yaklaşık kesitler oluşturulmuştur. Kazı derinliğinin 29.0m – 16.0m arasında değiştiği, Parlamento Bulvarı’na ve Hastaneye komşu cephelerde her 3.0m^2 ’de bir ankraj, Şehitler Bulvarı cephesinde, kazı derinliğinin 16.0m – ile 5.0m arasında kaldığı bölgede her 4.5m^2 ’de bir ankraj ile iksa sisteminin desteklenmesi durumu için ankraj yüklerinin arzu edilen değerleri aşmadığı tespit edilmiştir.

Kazı yüksekliğinin 5.0m'den daha sığ olduğu bölgelerin ise konsol çalışan fore kazıklar ile tutulmasına karar verilmiştir. Projelendirme esnasında, yukarıda verilen sıklıklardaki ankraj karelajının sağlanması ve kazının yüksek olduğu bölgedeki iksa sistemi düşey yapısal elemanlarının nispeten rijit olması amaçlanmıştır. Parlamento Bulvarı'na komşu cephenin tamamı ile Hastaneye Komşu cephenin büyük bir kısmında iksa sistemi düşey yapısal elemanlarını $s = 120\text{cm}$ aralıklı, kazı tabanının altına 5.0m soketlenen, $D = 100\text{cm}$ çapında fore kazıklar oluşturmaktadır. İksa sisteminin geriye kalan bölgesi $D = 80\text{cm}$ çapında, $s = 90\text{cm}$ aralıklı ve kazı tabanına 3.0m soketli fore kazıklar ile imal edilmiştir.

İksa sisteminin XI numaralı kesitinde ise iki cephenin birbirini 90° 'lik dışbükey açı ile takip etmesi sebebiyle, ankrajların köklerinin içice geçmesi söz konusu olmuştur. Bunun önlenmesi için, ilgili cephede iksa sistemi destek elemanı olarak öngermeli ankraj yerine $D = 80\text{cm}$ çapında, $t = 14\text{mm}$ et kalınlığına sahip ST 37 çeliğinden üretilmiş boru destekler kullanılması öngörülmüştür.

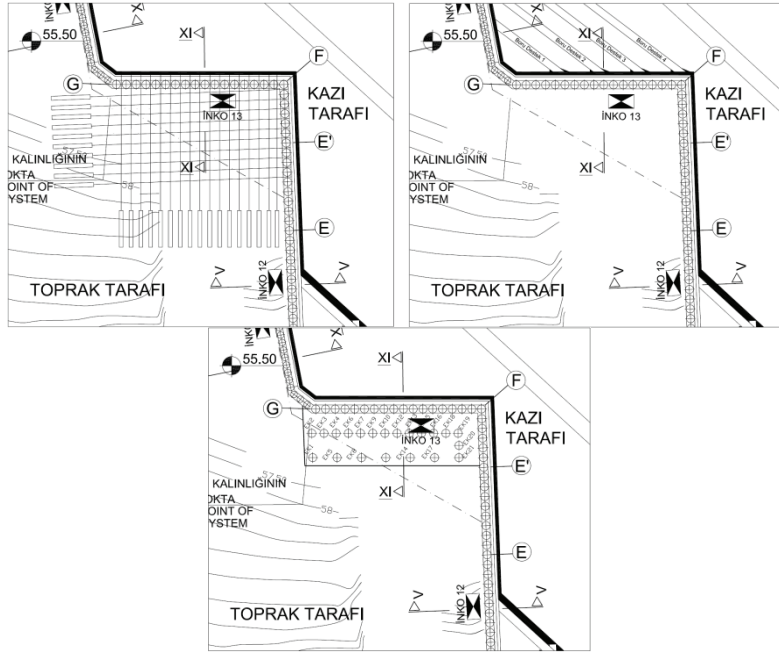
Ankraj yatay aralıklarının, özellikle kazı derinliğinin yüksek olduğu kesitlerde 1.20m kadar yakın olması sebebiyle aynı sıradaki ankrajlar bir uzun bir kısa olarak imal edilmesi öngörülmüştür. Böylelikle ankraj kök bölgelerinin birbirinden uzaklaştırılması ve öngerme verilmesi sonrasında ankraj köklerinde oluşacak gerilme soğanlarının girişim yapması önlenmiştir.

Bu doğrultuda; proje kapsamında $D=80\text{cm}$ çapında 337, $D=100\text{cm}$ çapında 327 fore kazık iksa sisteminin düşey yapısal elemanları olarak imal edilmiştir. Kazıklar, sahanın eğimli topoğrafyası gereği farklı boylarda imal edilmiştir. Sahada imalatı tamamlanan fore kazık metrajı yaklaşık 13.233m'dir.

İksa sisteminin yatay destek elemanları, daha önce belirtildiği üzere, geçici zemin ankrajlarıdır. Proje kapsamında toplam 39.122m uzunluğunda geçici zemin ankraji imal edilmiştir. İmal edilen ankrajların ispat yükünü taşıdığına gösterilmesi, görünen ankraj boyunun belirlenmesi, proje kilit yükünün sağlanması ile sünme ve yük kaybı karakteristiklerinin tayini için her bir proje ankraji, kabul testine tabi tutulmuştur ve danışman mühendis nezaretinde proje yüküne kilitlenmiştir. Sıralanan kriterleri sağlamayan ankrajlar proje ankraji olarak kabul edilmemiş ve yüklenici firma tarafından danışman firma tarafınca kabul edilen bölgelerde yenisi imal edilmiştir.

Uygulama aşaması süresince mimari sınırların değişimi ve kazı kademelerinin güncellenmesi, iksa sisteminde altı kez revizyon yapılmasını gerekli kılmıştır. İksa kazıklarının tamamlanmasını müteakip yapılan önemli bir revizyon neticesinde, mimari tasarım değişmiş, +41.00m olan temel alt kotu +48.00m'ye çekilmiştir. Söz konusu revizyonun yapıldığı esnada iksa sistemine ait fore kazık imalatı tamamlanmış olduğu için, iksa sistemi projesinde yalnızca ankraj kotları ve ankraj taşıma kapasiteleri revize edilmiştir. +42.00m, +45.00m ve +47.50m kotlarındaki ankraj sıraları ise tamamen iptal edilmiştir.

İksa sisteminin F-G-H aksları arasındaki kesiminin; bahse konu bölgede imal edilecek ankrajların kesişmemesi adına, yatay iksa boruları ile desteklenmesi öngörülmüştür. Ancak yatay boru desteklerin yerleştirileceği birinci sıra kuşak kirişi imalatının sürdüğü esnada, teknik nedenler nedeniyle söz konusu bölgede sistem revize edilmiştir. Buna göre boru desteklerin yaslanacağı içbükey cepheyi oluşturan iksa kazıklarının arkasına iki sıra daha kazık yapılması ve bu kazıkların rijit bir betonarme plak (başlık kirişi) ile üstten bağlanması öngörülmüştür. Ağırlık tipi istinat duvarı şeklinden çalışması öngörülen sistem, modellenerek bir sonlu elemanlar programı ile analiz edilmiş ve değerlendirilerek uygun bulunmuştur. Söz konusu bölgedeki imalat bu şekilde tamamlanmıştır. Projelendirme aşamaları Şekil 3'te görülmektedir.



Şekil 3. E-F-G Aksları Projelendirme Aşamaları

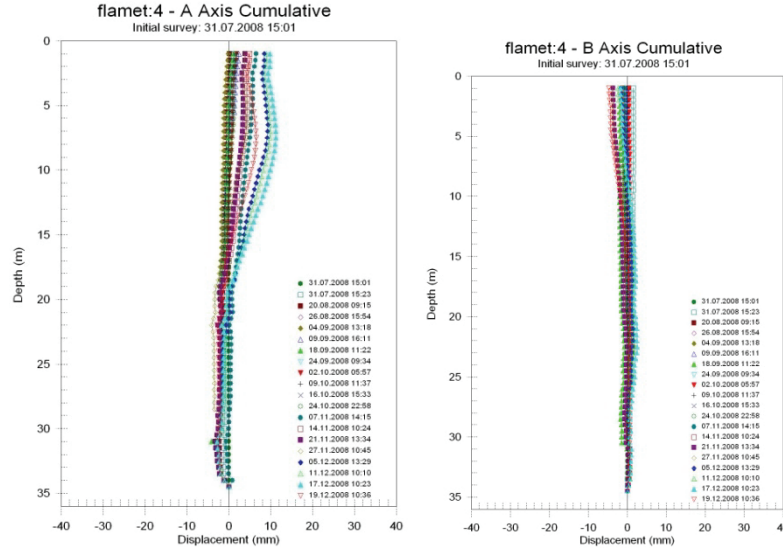
3.1. Yer Altı Suyu Durumu

Kazı esnasında karşılaşılan zemin profili, geoteknik raporda verilen zemin profili ile pratik anlamda aynıdır ve gerek raporda öngörüldüğü üzere, gerekse kazı esnasında fiilen yer altı suyu ile karşılaşılmamıştır. Bunun yanı sıra, yağışlar ve yüzey suları neticesinde özellikle arazi kotlarının yükseldiği bölgelerde kazık aralarında sızıntılar gözlenmiştir. Bu duruma, isale hatlarındaki sızıntıların da neden olduğu düşünülmektedir. Ancak mevsimsel yağış miktarındaki değişim ile kazık aralarından sızan suyun debisindeki değişimin doğru orantılı olması, söz konusu sızıntının esas sebebinin yüzey suları olduğuna işaret etmektedir.

3.2. İksa Sistemine Ait Aletsel Gözlemler

İksa sisteminde meydana gelebilecek yatay deplasmanların gözlenebilmesi ve oluşan deplasmanların kabul edilebilir limitlerin içinde kalıp kalmadığının kontrol edilebilmesi için, iksa sistemi çevresine toplam 15 inklinometre tesis edilmiştir. İnklinometrelere ek olarak, iksa sisteminin Parlamento ve Hastane cephelerindeki başlık kirişi üzerine optik reflektörler yerleştirilmiştir. Yapılan hafriyat ve kazı işleri süresince gerek inklinometrelerden, gerekse optik reflektörlerden haftalık bazda okumalar alınmış ve bu okumalar değerlendirilmiştir. Yapılan inklinometre ölçümlerine ait bir örnek Şekil 4'te verilmiştir.

Yapılan inklinometre okumalarına göre inceleme alanındaki hafriyat işleri boyunca iksa sistemi toplam 11.0mm yatay deplasman yapmıştır. Bu değer, iksa sistemi analizlerinde sistemde oluşması beklenen yatay deplasman değerinin çok altında kalmıştır. Bunun yanı sıra, iksa sisteminin kendisinde ve çevre yapılarında da herhangi bir hasar kaydedilmemiştir.



Şekil 4. Örnek İnklinometre Okuma Sonuçları

3.3. Temel Altı Kazıkları ve Kazık Yükleme Deneyleri

Flame Towers projesi kapsamında yapılmakta olan otel, ofis ve konut kulelerinin her üçünün de kazıklı radye temellere taşınması planlanmıştır. Bu bağlamda, her bir kule için temel zeminini oluşturacak tabakaların zemin parametrelerini ve bu tabakalarda imal edilecek muhtelif çap ve boydaki fore kazıkların kapasitelerini içeren birer Kazık Taşıma Kapasitesi Raporu hazırlanmıştır. İnceleme alanındaki zemin profili, pratik anlamda homojen olmasına rağmen; gerek kulelerin temel altı kotlarının, gerekse yapı yüklerinin farklı olması nedeniyle, tüm kulelere ait değerlendirmelerin ayrı yapılması uygun bulunmuştur. Hazırlanan raporlarda verilen kazık taşıma kapasiteleri, statik proje müellifince değerlendirilmiş ve her bir kule yapısı için esas olacak kazık çapları, boyları ve karelaajları seçimi statik proje müellifince yapılmıştır. Temel altı kazığı olarak proje süresince toplam 654 adet D=120cm fore kazık imalatı gerçekleştirilmiştir. Temel altı kazığı imalatları esnasında gözlemlenen zemin profilinin, kazık taşıma kapasitesi raporlarında öngörülen zemin profili ile büyük ölçüde örtüştüğü görülmüştür.

Temel altı kazık tasarımının kontrolü ve kazık taşıma kapasitelerinin teyidi amacıyla, temel altı proje kazıkları üzerinde toplam üç adet kazık yükleme deneyi yapılmıştır. Kazıklardaki görece yüksek test yüklerinin sağlanması amacıyla, kazık yükleme deneylerinin Osterberg hücresi kullanılarak yapılması tavsiye edilmiştir. Osterberg yükleme deneyi ile ilgili teknik şartnameler, deneyden sorumlu alt yüklenici Load Test firmasınınca hazırlanmış ve onaya sunulmuştur. Uygun bulunan test metodu kabul edilmiş ve iki adet kazık yükleme deneyi Osterberg hücresi kullanılarak yapılmıştır.

Temel altı kazık imalatlarının devam ettiği Ofis ve Konut kuleleri altında imal edilen deney kazıkları üzerinde yapılan iki yükleme deneyi de başarı ile sonuçlandırılmış ve kazıkların test yüklerini güvenle taşıdıkları gösterilmiştir.

4. SONUÇLAR

Bakü Flame Towers Projesi dahilinde inşa edilecek kulelere ait temel kazılarının güvenli bir şekilde yapılabilmesi amacıyla düşeyde D=80cm ve D=100cm çapında fore kazıklardan oluşan ve yatayda öngermeli ankrajlarla desteklenen bir iksa sistemi inşa edilmiştir. Sahanın genel jeolojik ve morfolojik özellikleri, bölgede risk oluşturan bir şev kayması

durumunu işaret etmektedir. Ancak gerek yapılan şev stabilitesi tahkikleri, gerekse hafriyat ve inşaat süresince inceleme alanında yapılan görsel – aletsel gözlemler, temel kazısı ve iksa işlerinin söz konusu muhtemel kayma kamasının aktif hale geçirmedeğini göstermiştir.

İnceleme alanını çevreleyen azami önem düzeyindeki kamu yapıları (Parlamento Binası, Genelkurmay Binası) kazının deplasman kontrollü olarak yapılmasını bir zaruret haline getirmiştir. Zira inşaat sürecinde bahse konu edilen yapılar ve bu yapılar çevresindeki yollar, lokal otoritelerce sürekli olarak kontrol edilmiştir. Kazı metodu ve hafriyat planı ile ilgili olarak, proje süresi boyunca ilgili yükleniciler ile sürekli koordinasyon sağlanmış, aletsel gözlemler ışığında hafriyat planı şekillendirilmiştir. İksa sistemi analizlerinde en elverişsiz kesit çözümünde, sistemde oluşması beklenen deplasman 67.0mm iken, inşaat sonrasında ölçülen deplasman değeri, beklenen miktarın yalnızca %16'sı olmuştur. Bu farklılığın oluşma sebebi, revize edilen temel alt kotları nedeniyle kazı derinliğinin düşürülmesi olarak gözükmektedir.

İksa sistemine ait öngermeli ankrajların tamamı kabul testine tabi tutulmuş ve teslim alınmıştır. Ayrıca temel altı kazıklarının imalatları süresinde her bir kazık için kazık sicil formu hazırlanmış ve imal edilen kazıklar yetkili mühendislerce teslim alınmıştır. Kazıklar yerinde dökme olarak projelendirilmiş, foraj burgulu fore kazık makineleri ile yapılmıştır. Gerekli yerlerde kazık dip temizliği için kova kullanılmıştır.

Projelendirme aşamasında kazık aralarındaki zemin boşalmalarının engellenmesi adına, kazık aralarının püskürtme beton ile kaplanması tasarlanmıştır. Ancak kemerlenme neticesinde dökülmeler oldukça düşük düzeyde kalmıştır. Kademe kazıları sonrasında zemin akmalarıyla seyrek olarak karşılaşmıştır. Özellikle silt birim içerisindeki bölgelerde kısmi boşalmalar gözlenmiştir. Zemin taşınması ve kazık arkalarının boşalmasının önlenmesi için bu bölgeler kalıpla kapatılarak betonlanmıştır.

Sahanın en düşük kotlarında bulunan Otel kulesi, üst yapı inşaatına başlanan ilk yapı olmuş, daha sonrasında ise sırasıyla Konut ve Ofis kulelerinin üst yapı inşaatları başlatılmıştır. Üst yapı inşaatının ilerlemesi ve kat döşemeleri ile bodrum perdelerinin imatlarının tamamlanmasını takiben iksa sistemi ile binalar arasındaki yan dolgular yapılmaya başlanmıştır.

Proje kapsamında yer alan üç adet kule ve alışveriş merkezi ile otopark yapılarının inşaatına bu bildirinun sunulduğu tarihlerde devam edilmektedir.

KAYNAKLAR

ENAR Müh. Mim. Dan. Ltd. Şti. (2007), “DİA Holding FZCO Azerbaycan Bakü Flame Towers Projesi Hakkında Geoteknik Rapor”

ENAR Müh. Mim. Dan. Ltd. Şti. (2007), “DİA Holding FZCO Azerbaycan Bakü Flame Towers Projesi Temel Kazısı İksa Sistemi Hakkında Proje Hesap Raporu”

Fevkalade Haller Nazırlığı (2008), Tikintide Tehlukesizliyi Nezaret Dövllet Agentliyi Geoteknik Değerlendirme Raporu

Sabatini, P.J., Pass, D.G., and Bachus R.C. (1999). “Ground Anchors and Anchored Systems,” Geotechnical Engineering Circular No. 4, Publication FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

TS EN 1537-1. (2001). “Özel Joteknik Uygulamalar-Zemin Ankrajları”, Türk Standardları Enstitüsü, Necatibey Caddesi No.112 Bakanlıklar, Ankara.

DONATILI ZEMİN DUVARLARININ OTURMA ANALİZLERİ

SETTLEMENT ANALYSES OF REINFORCED SOIL RETAINING WALLS

Halil Murat ALGIN¹

ABSTRACT

The closed-form solutions for the elastic and ultimate primary consolidation settlements under the linear foundation pressures of Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) walls with flexible facing are presented in this paper. The solutions can be readily implemented into the limit equilibrium design methods currently used for GRS walls. Unlike the conventional settlement calculation methods used in the current practice, the presented expressions adequately take into account the linear foundation pressure assumed in the limit equilibrium design procedures. The practical closed-form solutions for angular distortion, deflection ratio, rotation and tilt are thereby developed and presented in this paper. The common assumption of flexible linear plain strain bearing pressure at the foundation level of GRS walls is adopted for the solutions and their applicability to the current limit equilibrium design methods is demonstrated.

Keywords: GRS walls; Elastic settlement; Consolidation settlement; Angular distortion; Rotation; Limit equilibrium method.

ÖZET

Geosentetik donatılı zemin (GDZ) istinat duvarı tasarımındaki dışsal stabilite hesaplamalarının önemli bir adımı olan oturma tahkikleri, istinat yapısı temel seviyesinde olduğu kabul edilen lineer taşıma basıncına yönelik pratik oturma bağıntılarının literatürde verilmemesi nedeniyle, limit denge yaklaşımı temelinde yapılamamaktadır. Bu bildiri, esnek yüzlü geosentetik donatılı zemin istinat duvarları konusunda literatürdeki bu eksikliği gidermeyi hedefleyerek, bu oturma tahkiklerinin yeterli doğrulukta ve pratik olarak yapılabilmesi amacıyla analitik bağıntılar vermektedir. Ayrıca, bu istinat yapısı altında oluşan, dönme ve sapma açıları gibi oturma parametreleri için de analitik bağıntılar sunulmaktadır. CPT gibi arazi test sonuçlarına bağlı olarak, hem elastik ve ana nihai konsolidasyon oturmalarının, hem de bu oturmalarla alakalı oturma parametrelerinin birlikte hesaplanabileceği, çok tabakalı zeminler için bir analiz yöntemi de bu bildiride önerilmektedir. Sayısal örnekler verilmiş ve türetilen bağıntıların etki faktörleri grafiksel olarak sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Geosentetik donatılı zemin istinat duvarları; Elastik oturma; Konsolidasyon Oturması; Açısal sapma; Dönme; Limit denge metodu.

¹ Yrd. Doç. Dr., Harran Üniversitesi, Müh. Fak. İnşaat Müh. Böl., hmalgin@harran.edu.tr

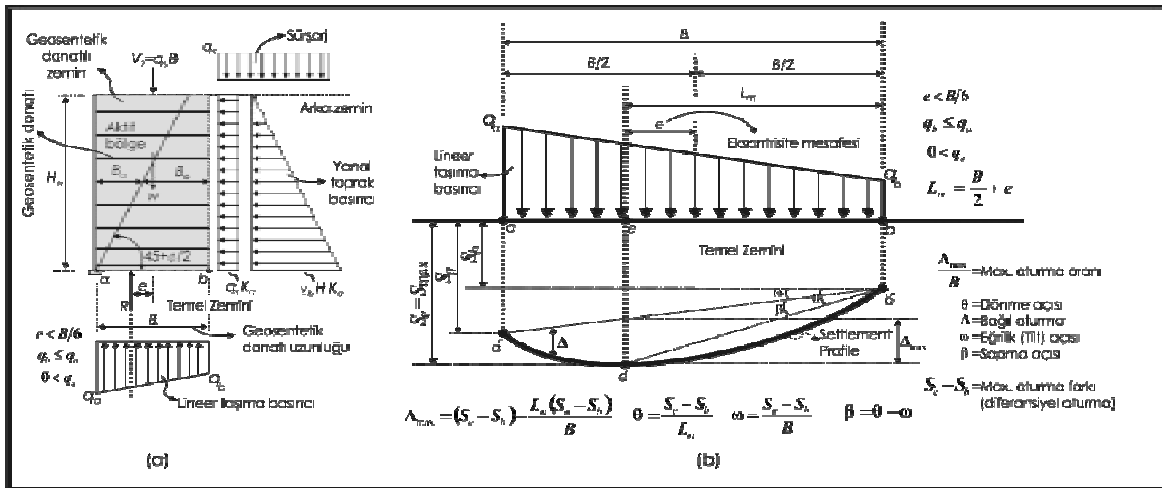
1. GİRİŞ

Bu bildiride, esnek yüzlü geosentetik donatılı zemin (GDZ) istinat duvarları altında temel seviyesinde oturma tahkikleri için analitik bağıntılar verilerek, bu tahkiklerin daha pratik yapılabilmesi amaçlanmaktadır. GDZ duvarlarının inşası ve kullanımı sırasında yük altında sergiledikleri davranış karmaşık olup halen pek çok yeni araştırmaların konusudur. Bu nedenle, pratik uygulamalardaki limit denge yaklaşımı temelinde dış stabilite analizlerinde, güçlendirilen zemin bölgesinin bir bütün olarak hareket ettiği düşünülerek, klasik istinat duvarları hesaplamalarındaki gibi tahkikler yapılmaktadır. Bu hesaplamalar için literatürde pek çok rehber çalışma mevcuttur (örneğin FHWA, 2001; AASHTO, 2002; NCMA, 2002; NCHRP, 2006, vb.). GDZ duvarları için oturma tahkiklerinin yapılması gerektiği bilinmesine ve vurgulanmasına rağmen, Bilgin (2009), FHWA (2001), AASHTO (2002), NCMA (2002) ve FHWA (1998) çalışmaları diğer tüm tahkikleri açıkladıkları halde, oturma tahkikini izah etmemişlerdir. Bu oldukça önemli bir eksikliklerdir. Zira uygulamada pratik bir oturma analizi verilmediğinden, zorunlu olan oturma tahkikleri limit denge metodu temelinde yapılamamaktadır. Ayrıca, bu durum birçok araştırmanın da eksik yapılmasına yol açmaktadır. Örneğin, Bilgin (2009) tüm dışsal stabilite tahkiklerini araştırma kapsamına almış ancak faydalı çalışmasında oturma tahkikini analizin dışında tutmuştur. NCHRP (2006) çalışması oturma bağıntıları için Terzaghi ve Peck (1967), Perloff (1975) ve Poulos (2000) kaynaklarını referans etmektedir. Ancak, bu kaynaklarda verilen oturma hesaplamaları temel seviyesindeki lineer taşıma basıncını kapsamamaktadır. NCHRP (2006) ve FHWA (1998) rehberleri geosentetik donatılı istinat duvarı altında oturma analiz edilmesi gerektiğini belirtmekte ve temel mühendisliğinde kullanılan klasik oturma bağıntılarından yararlanılabileceğini vurgulamaktadır. Ayrıca, hesaplanan oturma değerinin projede istenenden büyük olması durumunda temel zeminin iyileştirilmesi zorunluluğu ifade edilmiştir. NCHRP (2006) ve FHWA (1998) rehberleri, modüler blok yüzlü GDZ duvarları altında müsaade edilebilir açılma sapmanın 1/200 olduğunu, ayrıca, sargılı yüzlü GDZ duvarların daha fazla farklı oturmaya tolerans gösterdiğini (açılma sapma 1/50 veya daha büyük) belirtmişlerdir. GDZ duvarlarının oturma analizi ile ilgili hesap prensiplerinin mevcut rehber çalışmalarda (FHWA, 2001; AASHTO, 2002; NCHRP, 2006; NCMA, 2002 ve FHWA, 1998) verilmemesinin nedeni, istinat yapı tabanında tasarımda kabul edilen taşıma basıncının lineer dağılımlı olmasından dolayı olup, geleneksel metotların bu durumu kapsamaması ve dolayısıyla, literatürde bu basınç dağılımına yönelik elastik oturma ve konsolidasyon oturmasında direkt olarak kullanılabilecek pratik bağıntıların bulunmamasıdır. Bu bildiri, literatürdeki bu eksikliği gidermeyi hedefleyerek, esnek yüzlü GDZ duvarların oturma tahkiklerinin yeterli doğrulukta yapılabilmesi amacıyla pratik analitik bağıntılar sunmaktadır.

2. İSTINAT YAPISI TABAN BASINCI VE OTURMA PROFİLİ

Dış stabilite hesaplamalarında yanal yüklemelerden dolayı duvar altında lineer taşıma basıncı oluşması çoğu zaman kaçınılmaz olmaktadır. AASHTO (2002) ve NCHRP (2006) temel seviyesindeki lineer taşıma basıncı durumunda eksantrisite mesafesinin taban uzunluğunun 1/6'sından küçük olmasını ($e < B/6$) önermektedir. Böylece, tarafsız eksenin taban alanı içerisinde oluşması önlenmektedir. Taşıma basıncının lineer olarak kabul edilmesi durumu, taşıma kapasitesi tahkikinde, basınç ve eksantrisite kontrollerinde de kullanılmaktadır. Örneğin taşıma kapasitesi tahkikinde Meyerhof'un efektif alan metodu kullanılmaktadır. Dolayısıyla, dış stabilite tahkiklerinde lineer taşıma basıncı kabulü yaygın bir kabul olup geleneksel istinat duvarı tahkiklerinde olduğu gibi, sistem düzlem

birim uzama durumuna göre analiz edilmektedir. Yang vd. (2009) esnek yüzölçümü GDZ duvarlarında gerçek duruma dayalı ölçümler yapmış ve tabanda yaklaşık lineer bir basınç dağılımı kabulünün yapılabileceğini grafiksel olarak göstermiştir. Benzer şekilde NCHRP (2006) çalışmasında da gerçek ölçümler ve nümerik modelleme sonuçları, esnek yüzölçümü GDZ duvarları altındaki temel taşıma basıncının lineere çok yakın olduğunu göstermiştir. Viswanadham ve König (2009), Reddy vd. (2008), Skinner ve Rowe (2005), McGown ve Brown (2008) tarafından yapılan araştırmalar çanak formundaki oturma profili şeklinin ve lineer taşıma basınç dağılımının geçerliliğini göstermiştir. İç ve dış stabilite hesaplamaları için FHWA(2001), AASHTO(2002), NCMA (2002), NCHRP (2006) gibi rehber ve standartlarda kullanılan tipik bir geosentetik donatılı istinat duvarında yük uygulamaları, şematik olarak Şekil 1(a)'de gösterilmiştir. Pratikte *üniform* taşıma basıncı uygulamalarına yönelik oturma analizlerinde kullanılan birçok bağıntı ve metod mevcuttur (örneğin, Schmertmann vd., 1978; Terzaghi vd., 1996; Meyerhof, 1965; Lee vd., 2008; Burland ve Burbidge, 1984; Bowles, 1987; Mayne ve Poulos, 1999; Berardi ve Lancellotta, 1991; DeBeer, 1965; Janbu, 1963; Terzaghi ve Peck, 1967; Perloff, 1975; Poulos, 2000 vb. Bu metodların özetleri Bowles, 1996; Das, 1999a, Das, 1999b ve Das vd, 2009 kaynaklarında bulunabilir). Bu kaynaklarda verilen oturma bağıntılarının birbirlerine göre üstünlükleri olabilir, fakat bu metodların hiçbiri GDZ duvarları altında oluşan lineer yükleme durumunu kapsamamaktadır; çünkü bu metodlarla verilen oturma bağıntıları *üniform* yükleme durumunu temel almaktadırlar. Dolayısıyla, GDZ duvarları altında tasarım aşamasında kabul edilen lineer taşıma basıncı durumu göz önünde bulundurulduğunda, bu metodların tümü direkt olarak GDZ duvarları için uygulanamazlar. Bu durumda, lineer taşıma basıncını temel alan ve bu bildiride sunulan oturma bağıntılarına ihtiyaç duyulacaktır. Bu lineer taşıma basıncı altında oluşacak oturma profili, istinat yapısı tabanının elastik davrandığı kabulüyle şematik olarak Şekil 1(b)'de gösterilmiştir. İstinat yapısı ve zemin arayüzündeki davranıştan dolayı bu kabulün makul bir doğrulukta sonuç vereceği düşünülmektedir. Şekil 1(b), rehber çalışmalar ve standartlarda verilen farklı oturma limit değerlerinin kıyaslanabilmesi açısından, pratikte kullanılan tüm oturma parametrelerini (oturma oranı, dönme açısı, eğrilik açısı, sapma açısı) tanımlamaktadır.



Şekil 1. Tipik Statik Yük Uygulamaları, Oturma Profili ve Oturma Analizi Parametreleri

3. TÜRETİM

Yazar tarafından son zamanlarda geliştirilen elastik oturma formülleri (Algın, 2009a, Algın ve Algın, 2009b) ve ana nihai konsolidasyon oturma hesapları için ortalama gerilme

bağıntıları (Algın, 2009c), GDZ duvarlarının oturma analizlerinin yapılabilmesi için, düzlem birim uzama durumuna tek tabakalı zemin sistemi koşullarında dönüştürülmüş ve aşağıda sunulmuştur. GDZ istinat yapısı tabanı altında organik zemin bulunmaması durumunda, toplam oturma ve Şekil 1’de verilen toplam oturma parametreleri (oturma oranı, dönme açısı, eğrilik açısı, sapma açısı), sunulan elastik ve ana nihai konsolidasyon oturmaları için aşağıda verilen bağıntılardan ayrı ayrı elde edilerek toplanabilir. Ayrıca, toplam oturma parametreleri eksantrisite, a ve b noktaları altındaki toplam oturmalar belirlendikten sonra da Şekil 1’de gösterildiği gibi hesaplanabilir.

3.1. Elastik Oturma ve Alakalı Oturma Oranı, Dönme, Eğrilik ve Sapma Açıları

Şekil 1’de gösterilen lineer temas basıncının a ve b köşeleri için elastik oturma bağıntıları aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$S_{E(a)} = \frac{Bq_a(1 + \mu_s)}{E_s} (I_{1(a)} + \mu_s I_{2(a)}) \quad (1)$$

$$S_{E(b)} = \frac{Bq_a(1 + \mu_s)}{E_s} (I_{1(b)} + \mu_s I_{2(b)}) \quad (2)$$

Burada; E_s =Elastik modül, μ_s =Poisson oranı, $n = H/B$ ve $t = q_b/q_a$, ayrıca

$$I_{1(a)} = (2n \cot^{-1}(n) + (1+t) \ln(1+n^2)) / 4\pi \quad (3)$$

$$I_{2(a)} = (1/4\pi)(-4n \cot^{-1}(n) + 2n^2(1-t) \ln(\sqrt{1+n^2}/n) - (1+t) \ln(1+n^2)) \quad (4)$$

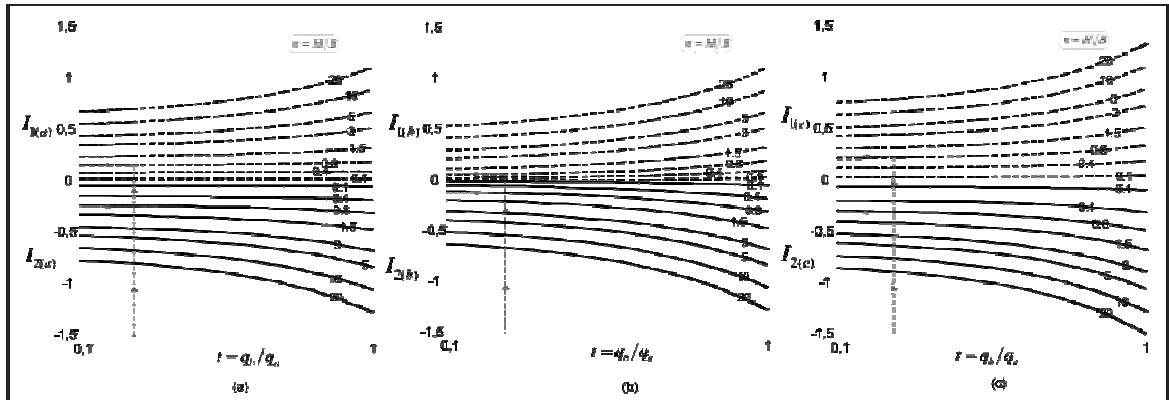
$$I_{1(b)} = (2nt \cot^{-1}(n) + (1+t) \ln(1+n^2)) / 4\pi \quad (5)$$

$$I_{2(b)} = (1/4\pi)(-4nt \cot^{-1}(n) - 2n^2(1-t) \ln(\sqrt{1+n^2}/n) - (1+t) \ln(1+n^2)) \quad (6)$$

Şekil 1’de gösterilen lineer taşıma basıncının e eksantrisite noktası altındaki elastik oturma ile alakalı bağıntı, taşıma basıncının süperpozisyonu ve Denklem (1-6) kullanılarak aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$S_{E(e)} = \frac{Bq_a(1 + \mu_s)}{E_s} (I_{1(e)} + \mu_s I_{2(e)}) \quad (7)$$

Denklem (7)’deki $I_{1(e)}$ ve $I_{2(e)}$ etki faktörleri sembolik çözümlerinin uzun olmasından dolayı bu bildiriye verilmemiştir. Ancak, Denklem (1), (2) ve (7)’de verilen etki faktörleri Şekil 2’de grafiksel olarak gösterilmiştir.



Şekil 2. Denklem (1), (2) ve (7)’de Verilen Etki Faktörlerinin Grafiksel Gösterimi

Şekil 1(b)'de verilen oturma analizi parametreleri Denklem (1), (2) ve (7) kullanılarak türetilmiş ve aşağıda sunulmuştur. Denklem (12-19)'da verilen etki faktörleri grafiksel olarak Şekil 3'te verilmiştir.

$$\text{Maksimum oturma oranı: } \frac{\Delta_{\max(E)}}{B} = \frac{q_a(1+\mu_s)}{E_s} (I_{1(\Delta_{\max E})} + \mu_s I_{2(\Delta_{\max E})}) \quad (8)$$

$$\text{Dönme açısı: } \theta_E = \frac{q_a(1+\mu_s)}{E_s} (I_{1(\theta E)} + \mu_s I_{2(\theta E)}) \quad (9)$$

$$\text{Eğrilik açısı: } \omega_E = \frac{q_a(1+\mu_s)}{E_s} (I_{1(\omega E)} + \mu_s I_{2(\omega E)}) \quad (10)$$

$$\text{Sapma açısı: } \beta_E = \frac{q_a(1+\mu_s)}{E_s} (I_{1(\beta E)} + \mu_s I_{2(\beta E)}) \quad (11)$$

$$\text{Burada; } I_{1(\Delta_{\max E})} = (-I_{1(b)} - 2tI_{1(b)} + 3I_{1(e)}(1+t) - I_{1(a)}(2+t))/3(1+t) \quad (12)$$

$$I_{2(\Delta_{\max E})} = (-I_{2(b)} - 2tI_{2(b)} + 3I_{2(e)}(1+t) - I_{2(a)}(2+t))/3(1+t) \quad (13)$$

$$I_{1(\theta E)} = (-3(1+t)(I_{1(b)} - I_{1(e)}))/(2+t) \quad (14)$$

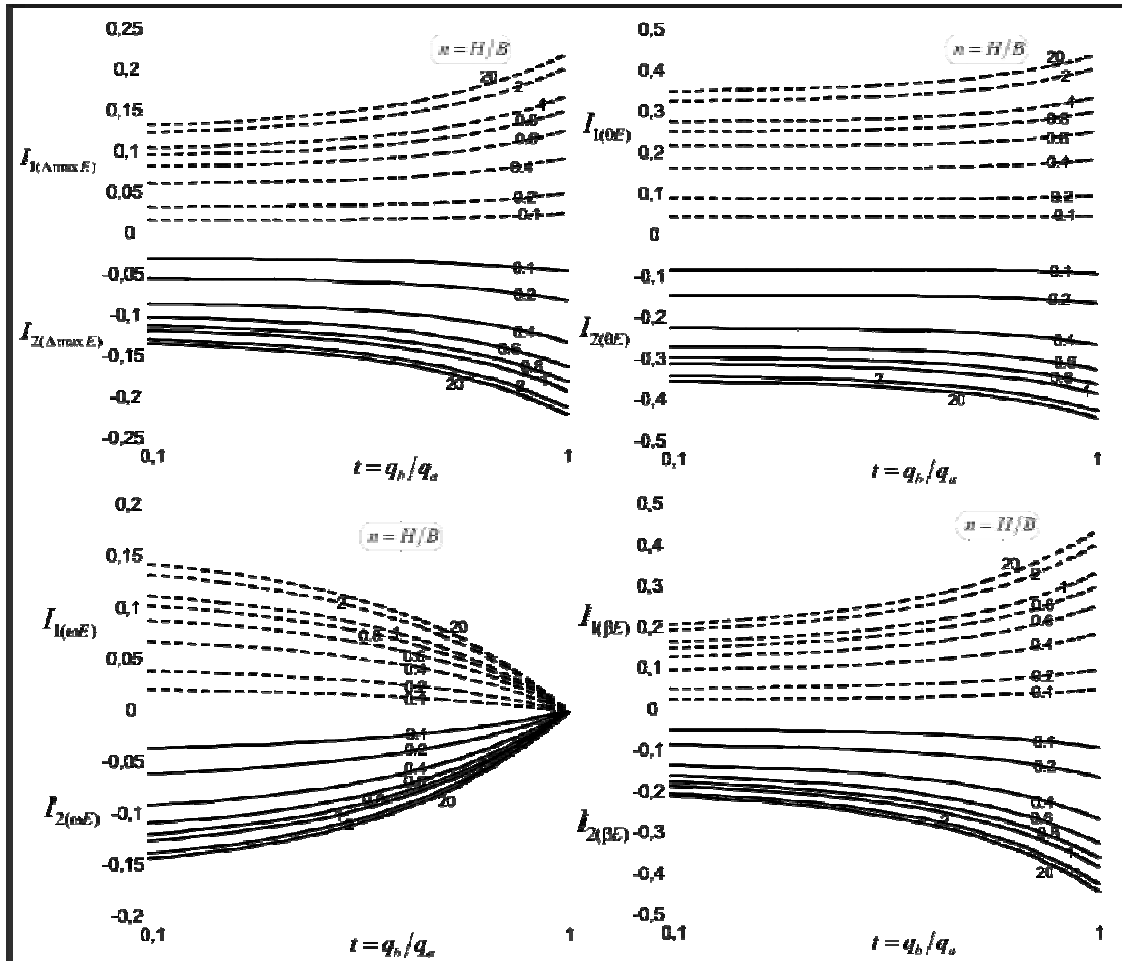
$$I_{2(\theta E)} = (-3(1+t)(I_{2(b)} - I_{2(e)}))/(2+t) \quad (15)$$

$$I_{1(\omega E)} = I_{1(a)} - I_{1(b)} \quad (16)$$

$$I_{2(\omega E)} = I_{2(a)} - I_{2(b)} \quad (17)$$

$$I_{1(\beta E)} = -I_{1(a)} - 2I_{1(b)} + 3I_{1(e)} + 3(I_{1(b)} - I_{1(e)})/(2+t) \quad (18)$$

$$I_{2(\beta E)} = -I_{2(a)} - 2I_{2(b)} + 3I_{2(e)} + 3(I_{2(b)} - I_{2(e)})/(2+t) \quad (19)$$



Şekil 3. Denklem (12-19)'da Verilen Etki Değerlerinin Grafikselsel Gösterimi

3.2. Ana Nihai Konsolidasyon Oturması ve Alakalı Oturma Oranı, Dönme, Eğrilik ve Sapma Açıları

Şekil 1'de gösterilen lineer taşıma basıncının a ve b köşeleri altında ortalama düşey gerilme bağıntıları aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$\sigma_{av(a)} = q_a I_{av(a)} \quad (20)$$

$$\sigma_{av(b)} = q_a I_{av(b)} \quad (21)$$

Burada; $n = H/B$, $t = q_b/q_a$,

$$I_{av(a)} = (2n Csc^{-1}(\sqrt{1+n^2}) + (1+t) \ln(1+n^2))/4n\pi \quad (22)$$

$$I_{av(b)} = (2nt Csc^{-1}(\sqrt{1+n^2}) + (1+t) \ln(1+n^2))/4n\pi \quad (23)$$

Şekil 1'de gösterilen lineer taşıma basıncının e eksantrisite noktası altında ortalama düşey gerilme, taşıma basıncının süperpoze edilmesiyle ve Denklem (20-23) kullanılarak aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$\sigma_{av(e)} = q_a I_{av(e)} \quad (24)$$

Denklem (24)'deki $I_{av(e)}$ etki faktörünün sembolik çözümü kısmen uzun olduğu için bu bildiride verilmemiştir. Bir boyutlu konsolidasyon teorisi kullanılarak ve CPT gibi arazi test sonuçlarına bağlı olarak elde edilen hacimsel sıkışma katsayısı (m_v) yardımıyla, bir boyutlu ana nihai konsolidasyon oturması tek tabakalı sistem için Denklem (20), (21) ve (24) kullanılarak Şekil 1'de verilen taşıma basıncının a ve b köşeleri, ve e eksantrisite noktası için sırasıyla aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$S_{C(a)} = m_v H \sigma_{av(a)} = m_v H q_a I_{av(a)} \quad (25)$$

$$S_{C(b)} = m_v H \sigma_{av(b)} = m_v H q_a I_{av(b)} \quad (26)$$

$$S_{C(e)} = m_v H \sigma_{av(e)} = m_v H q_a I_{av(e)} \quad (27)$$

Burada; H tabaka kalınlığını, q_a ise Şekil 1'de verilen taşıma basıncının maksimum köşe değerini göstermektedir. $I_{av(a)}$, $I_{av(b)}$ ve $I_{av(e)}$ sırasıyla Denklem (20), (21) ve (24)'de verilen etki faktörlerini göstermektedir. Şekil 1(b)'de verilen oturma analizi parametreleri Denklem (25), (26) ve (27) kullanılarak aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$\text{Maksimum oturma oranı: } \Delta_{\max(C)}/B = m_v q_a I_{C(\Delta\max)} \quad (28)$$

$$\text{Dönme açısı: } \theta_C = m_v q_a I_{C(\theta)} \quad (29)$$

$$\text{Eğrilik açısı: } \omega_C = m_v q_a I_{C(\omega)} \quad (30)$$

$$\text{Sapma açısı: } \beta_C = m_v q_a I_{C(\beta)} \quad (31)$$

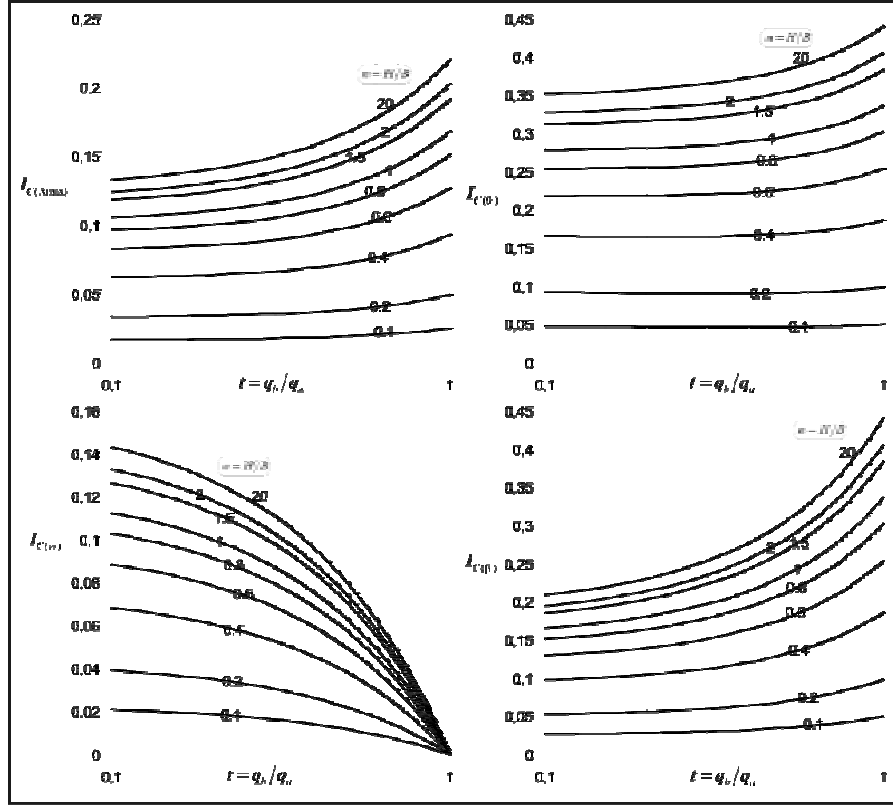
$$\text{Burada; } I_{C(\Delta\max)} = -n(I_{av(b)} + 2tI_{av(b)} - 3I_{av(e)}(1+t) + I_{av(a)}(2+t))/3(1+t) \quad (32)$$

$$I_{C(\theta)} = -3n(I_{av(b)} - I_{av(e)})(1+t)/(2+t) \quad (33)$$

$$I_{C(\omega)} = n(I_{av(a)} - I_{av(b)}) \quad (34)$$

$$I_{C(\beta)} = -n(I_{av(b)} + 2tI_{av(b)} - 3I_{av(e)}(1+t) + I_{av(a)}(2+t))/(2+t) \quad (35)$$

Yukarıda verilen etki faktörleri (Denklem 32-35) grafiksel olarak Şekil 4'de verilmiştir.



Şekil 4. Denklem (33-36)'de Verilen Etki Değerlerinin Grafiksel Gösterimi

4. SUNULAN BAĞINTILARININ ÇOK TABAKALI ZEMİNLERDE KULLANIMI

Schmertmann vd.(1978) tarafından önerilen çözüm yönteminde olduğu gibi, CPT gibi arazi test verileri (koni uç direnci, q_c), zemin sınıfının belli aralıkları için veya zemin profilindeki değişime bağlı olarak uygun aralıklar için sabit kabul edilerek (sayısal ortalaması alınarak), bu tabakalar için elastik modül (E), Poisson oranı (μ) ve hacimsel sıkışma katsayısı (m_v) değerleri literatürde önerilen uygun bağıntılar yardımıyla belirlendikten sonra, Şekil 7'de gösterildiği gibi tabakalı sistem süperpoze edilerek her bir tabakanın zemin özellikleri, elastik ve ana nihai konsolidasyon oturmalarına ve bu oturmalarla alakalı Denklem (8-11, 28-32)'de verilen oturma parametrelerine (oturma oranı, dönme açısı, eğrilik açısı, sapma açısı) etkitilebilir. Bu yaklaşıma benzer bir metot Butler (1975) tarafından elastik oturma için ve Griffiths (1984) tarafından konsolidasyon oturmasında kullanılan ortalama gerilme için önerilmiştir. Şekil 5'te gösterilen yaklaşım kullanıldığında, üniform yükleme durumunda ($q_b \rightarrow q_a$) tüm tabakaların özellikleri dikkate alındığından Schmertmann vd.(1978) ve Bowles (1987) tarafından önerilen elastik oturma yöntemlerinden elde edilen sonuçlara kıyasla çok daha gerçekçi sonuçlar elde edilmiştir, çünkü tüm tabakaların Poisson oranı ve elastik modülü bu yaklaşımda dikkate alınmaktadır. Şekil 5'te gösterilen yaklaşım kuralları Denklem (1,2,7) de verilen elastik oturma bağıntılarına, Denklem (8,9,10,11)'de verilen elastik oturma analizi parametrelerine (oturma oranı, dönme açısı, eğrilik açısı, sapma açısı), Denklem

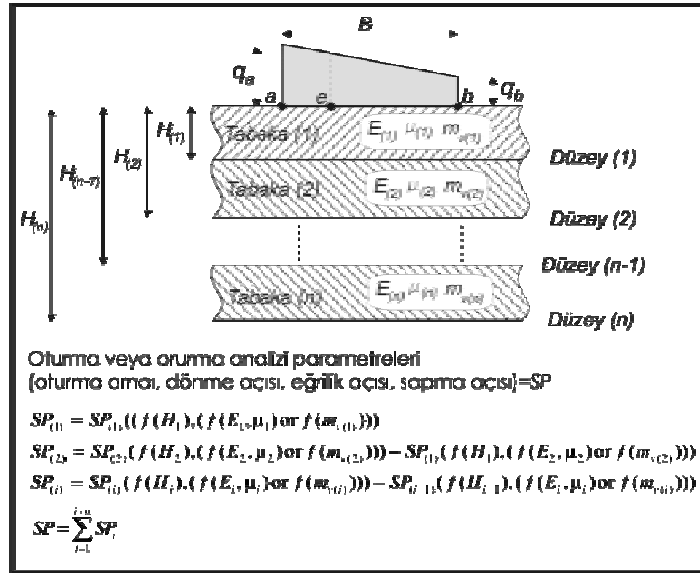
(25,26,27)'de verilen bir boyutlu ana nihai konsolidasyon ifadelerine ve Denklem (28,29,30,31)'de verilen bu oturmayla alakalı oturma parametrelerine uygulanırsa, tabakalı zeminler için sırasıyla aşağıdaki genel formülizasyonlar geliştirilebilir. Sayısal örnekler başlığı altında ikinci örnek bu yaklaşım metodunun uygulamasıyla alakalıdır.

$$S_{E(a,b \text{ veya } e)} = Bq_a \left(\sum_{i=1}^n \frac{(1 + \mu_{s(i)})}{E_{s(i)}} (I_{1(i)} - I_{1(i-1)} + \mu_{s(i)} (I_{2(i)} - I_{2(i-1)})) \right) \quad (36)$$

$$\frac{\Delta_{\max(E)}}{B}, \theta_E, \omega_E \text{ veya } \beta_E = q_a \left(\sum_{i=1}^n \frac{(1 + \mu_{s(i)})}{E_{s(i)}} (I_{1(i)} - I_{1(i-1)} + \mu_{s(i)} (I_{2(i)} - I_{2(i-1)})) \right) \quad (37)$$

$$S_{C(a,b \text{ veya } e)} = q_a \left(\sum_{i=1}^n m_{v(i)} (H_{(i)} I_{av(i)} - H_{(i-1)} I_{av(i-1)}) \right) \quad (38)$$

$$\frac{\Delta_{\max(C)}}{B}, \theta_C, \omega_C \text{ veya } \beta_C = q_a \left(\sum_{i=1}^n m_{v(i)} (H_{(i)} I_{C(i)} - H_{(i-1)} I_{C(i-1)}) \right) \quad (39)$$



Şekil 5. Geliştirilen Bağlıtların Tabakalı Zeminlere Uygulanma Yöntemi

5. SAYISAL ÖRNEKLER

Bu bildiriye sunulan bağıtların pratik uygulamalarda nasıl kullanılabileceği konusunda iki örnek aşağıda verilmiştir.

Örnek 1: NCHRP (2006) rehber çalışmasında önerilen limit denge metodu kapsamında yapılan uygulama örneğinde bir köprü ayağı altına inşa edilen GDZ istinat yapısı göz önünde bulundurulmuştur. Şekil 6'da verilen bu GDZ istinat yapısı temelinin tam esnek davrandığı kabulüyle, eksantrisite (e), a ve b noktaları altındaki temel oturma değerlerini belirleyiniz.

Çözüm 1: NCHRP (2006) tarafından verilen tasarım örneğinde, temel zemin tek tabakalı orta sıkılıkta kum olduğundan, elastik oturma bağıtları direkt olarak kullanılabilir. Lineer taşıma basıncının eksantrisite (e), a ve b noktaları altındaki elastik oturma değerleri

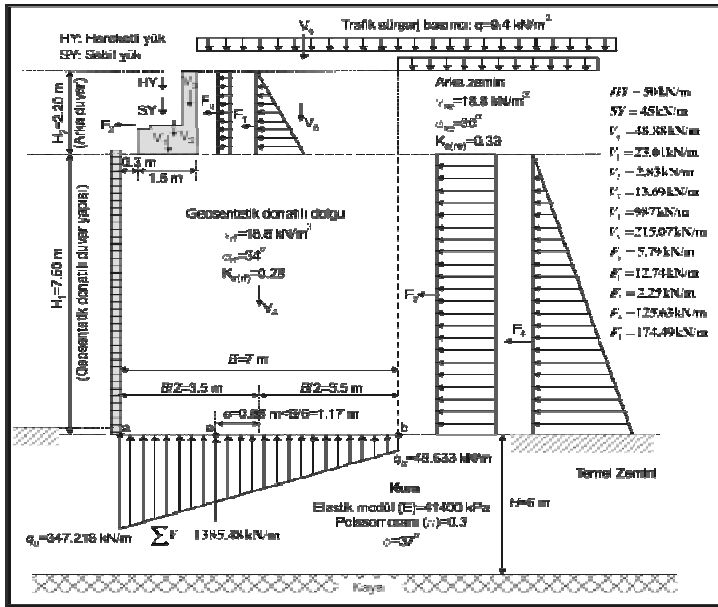
Denklem (1), (2) ve (7) kullanılarak aşağıdaki gibi bulunabilir. İlgili etki faktörleri Şekil 2'den elde edilmiş olup okumalar Şekil 2'de kesik çizgilerle gösterilmiştir. Şekil 6'da verilen veriler kullanılarak, $n = 6/7 = 0.86$, $t = 48.633/347.218 = 0.14$. Şekil 2'den, $I_{e1} = 0.231$, $I_{e2} = 0.315$, $I_{a1} = 0.168$, $I_{a2} = 0.242$, $I_{b1} = 0.066$ ve $I_{b2} = 0.126$. Denklem (1), (2) ve (7) kullanılarak,

$$S_{E(a)} = \frac{Bq_a(1+\mu_s)}{E_s} (I_{1(a)} + \mu_s I_{2(a)}) = \frac{(7)(347.218)(1+0.3)}{41400} ((0.168) + (0.3)(0.242)) = 0.007 \text{ m}$$

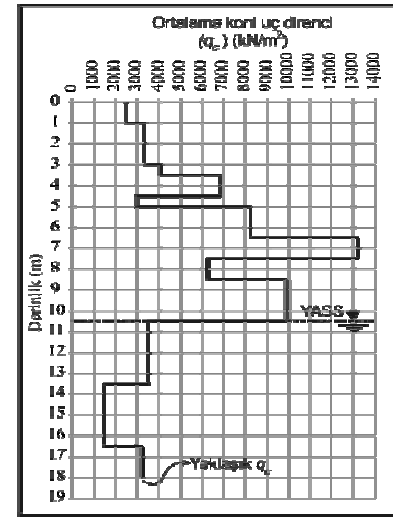
$$S_{E(b)} = \frac{Bq_a(1+\mu_s)}{E_s} (I_{1(b)} + \mu_s I_{2(b)}) = \frac{(7)(347.218)(1+0.3)}{41400} ((0.066) + (0.3)(0.126)) = 0.002 \text{ m}$$

$$S_{E(e)} = \frac{Bq_a(1+\mu_s)}{E_s} (I_{1(e)} + \mu_s I_{2(e)}) = \frac{(7)(347.218)(1+0.3)}{41400} ((0.231) + (0.3)(0.315)) = 0.01 \text{ m}$$

Böylece, eksantrisite (e) noktasında maksimum temel oturması 0.01 m (10mm) olarak bulunur. Bu değer NCHRP (2006) rehberinde verilen maksimum temel oturması sonucuyla aynıdır. Bu yapılan formülizasyonların kısmen doğruluğunu onaylamaktadır.



Şekil 6. NCHRP (2006) Tarafından Verilen Tasarım Örneği



Şekil 7. Örnek 2'de Göz Önünde Bulundurulmuş Ortalama Koni Uç Direncinin Değişimi

Örnek 2: Örnek 1'te göz önünde bulundurulmuş lineer taşıma basıncının Şekil 1(a)'da verilen tipik geoteknik donatılı istinat duvarı altında oluştuğunu düşünelim. Bu istinat yapısına yakın temel zeminde yapılmış olan bir CPT testinden elde edilmiş sonuçlar üzerinde, zemin sınıflamasının yapıldığını ve ortalama koni uç direncinin yaklaşık olarak Şekil 7'de verildiği gibi olduğunu düşünelim. Su tabakasının 10.5 m derinlikte olduğunu, normal konsolide kil tabakasının 13.5 m ve 16.5 m derinliklerde olduğunu ve geri kalan zeminin kum olduğunu düşünelim. Bu GDZ duvarı altındaki, toplam açılma sapmasını (elastik ve konsolidasyon) belirleyiniz.

Çözüm 2: Şekil 5'te tabakalı zeminler için önerilen yöntem temel alınarak ve türetilen Denklem (36-39) yardımıyla istenilen oturma analizi yapılabilir. Tablo 1'de sonuçlar özetlenmiştir. Tablo 1'de Δz her bir tabakanın kalınlığını göstermektedir. H_{alt} yükleme düzlemiyle tabakanın alt tabanı arasındaki yüksekliği, $H_{üst}$ ise yükleme düzlemiyle tabakanın üst yüzeyi arasındaki yüksekliği göstermektedir. Böylece, bu derinliklere bağlı olarak $n=H/B$ değerleri, $n_{alt}=H_{alt}/B$ ve $n_{üst}=H_{üst}/B$ olur. Diğer boyutsuz parametre t ise,

$t=q_b/q_a$ ($= 48.633/347.218= 0.14$) olup her tabaka için sabittir. Kum için $E_s=3.5q_c$ korelasyonu kullanılmıştır. Bu korelasyonun pratik amaçlar için uygunluğu, Bowles (1996), Das (1999a), Das (1999a) ve Das vd. (2009) tarafından belirtilmiş olup, Schmertmann ve Hartman (1978) tarafından şerit temeller için önerilmiştir. Bowles (1996)'ın önerisi dikkate alınarak, kil tabakası için $E_s=6q_c$ korelasyonu kullanılmıştır. Poisson oranları, elastik modül ve zemin cinsine göre Bowles (1996) tarafından verilen tablodan pratik olarak alınmıştır. Elastik oturmayla alakalı açılma sapma (β_E) Denklem (11) kullanılarak her bir tabaka için belirlenmiştir. Tablo 1'de konsolidasyon oturmasıyla alakalı açılma sapma her bir tabaka için Denklem (31) kullanılarak belirlenmiştir. Hacimsel sıkışma katsayısı (m_v) kil için $m_v=1/M=1/(3.15q_c)$ korelasyonundan belirlenmiş olup, bu korelasyon Abu-Farsakh (2003) tarafından Louisiana zeminleri için önerilmiştir. Bu korelasyon sadeliği sebebiyle yazar tarafından tercih edilmiş olup, alternatif bağıntılar okuyucu tarafından kullanılabilir (örneğin, Sanglerat, 1972; Kulhawy ve Mayne, 1990; Mahesh ve Vikash, 1995). Böylece, toplam açılma sapma ($\beta = \beta_E + \beta_C$) 0.00504 olarak elde edilir. Elde edilen açılma sapma değeri 0.00504 ($=1/198.413$) olduğundan, FHWA (1998) ve NCHRP (2006) tarafından modüler blok yüzü duvarlar için önerilen 1/200 değeri küçük bir miktarda aşılmaktadır. Dolayısıyla, bu durumda oturma analizi açısından, ya temel zeminde iyileştirme yoluna gidilmesi veya geosentetik donatı boyunun az bir miktar uzatılması gerektiği söylenebilir.

Tablo 1. Örnek 2 İçin Yapılan Oturma Analizinin Detayları

Δ_z	H_{alt}	H_{ort}	q_c	E_s	μ_r	m_v	n_{alt}	n_{ort}	$\beta_{E(alt)}$	$\beta_{E(ort)}$	β_E	$\beta_{C(alt)}$	$\beta_{C(ort)}$	β_C	β
1	1	0	2470	8645	0.3	—	0.143	0	0.00099	0.00000	0.00099	—	—	—	0.00099
2	3	1	3340	11690	0.3	—	0.429	0.143	0.00245	0.00073	0.00172	—	—	—	0.00172
0.5	3.5	3	4040	14140	0.25	—	0.5	0.429	0.00247	0.00217	0.00031	—	—	—	0.00031
1	4.5	3.5	6850	23975	0.25	—	0.643	0.5	0.00176	0.00146	0.00030	—	—	—	0.00030
0.5	5	4.5	2930	10255	0.3	—	0.714	0.643	0.00420	0.00391	0.00029	—	—	—	0.00029
1.5	6.5	5	8240	28840	0.25	—	0.929	0.714	0.00181	0.00157	0.00024	—	—	—	0.00024
1	7.5	6.5	13200	46200	0.4	—	1.071	0.929	0.00104	0.00097	0.00007	—	—	—	0.00007
1	8.5	7.5	6230	21805	0.3	—	1.214	1.071	0.00256	0.00244	0.00012	—	—	—	0.00012
2	10.5	8.5	9870	34545	0.3	—	1.5	1.214	0.00172	0.00162	0.00011	—	—	—	0.00011
3	13.5	10.5	3540	12390	0.3	—	1.929	1.5	0.00507	0.00481	0.00026	—	—	—	0.00026
3	16.5	13.5	1460	8760	0.5	0.000217	2.357	1.929	0.00599	0.00578	0.00021	0.016	0.015	0.00037	0.00058
1.5	18	16.5	3220	11270	0.3	—	2.571	2.357	0.00579	0.00574	0.00006	—	—	—	0.00006
Toplam:									0.03584	0.03117	0.00467	0.016	0.015	0.00037	0.00504

6. SONUÇLAR

GDZ duvarları için lineer taşıma basıncının herhangi bir noktası altında, genel elastik oturma bağıntıları türetilerek ihtiyaç duyulan oturma parametrelerinin belirlenmesi sağlanmıştır. Geliştirilen bağıntılar elastisite teorisi temelinde tek tabakalı sistem için türetilmiş olup, bu bağıntıların çok tabakalı zemin durumuna nasıl uygulanabileceği açıklanmıştır. Bu oturma bağıntıları için etki faktörleri grafiksel olarak sunulmuştur. Geliştirilen elastik oturmayla alakalı bağıntılar, GDZ duvar tabanının elastik davrandığı kabulü durumunda, rijitlik faktörü olmaksızın direkt olarak kullanılabilir. Ayrıca, duvar tabanının yüzeye yakın olması durumunda da derinlik faktörlerinden bağımsız olarak kullanılabilir. Bu bildiride sunulan bağıntılar yardımıyla, GDZ duvarları altında, maksimum oturma oranı, dönme açısı, bağıl oturma, eğrilik açısı, sapma açısı ve farklı oturma değerlerinin pratik olarak hesaplanabilmesi sağlanmıştır. Böylelikle, proje değerlerinin standart ve rehberlerde verilen değerleri aşıp aşmadığı kontrol edilerek,

FHWA (1998)'nin önerdiği gibi farklı oturma oranının aşıldığı durumda gerekiyorsa zemin tabanında iyileşme yapılması kararının pratik olarak verilebilmesine olanak sağlanmıştır.

SEMBOLLER

B	: Duvar taban genişliği
E_s	: Elastisite modülü
H	: Tabaka kalınlığı
I	: Etki faktörleri
S_E, S_C	: Elastik (ani) oturma, Ana nihai konsolidasyon oturması
q_a, q_b, q_e	: Taşıma basınç değerleri
σ_{av}	: Ortalama düşey gerilme artışı
μ_s	: Poisson oranı
θ	: Dönme açısı
ω	: Eğrilik açısı
β	: Sapma açısı

KAYNAKLAR

- AASHTO, (2002), Standard specifications for highway bridges. 7th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington DC.
- Abu-Farsakh, M., 2003. Evaluation of consolidation characteristics of cohesive soils from piezocone penetration test. LTRC project No.00-3GT, Louisiana Transportation Research Centre.
- Algin, H.M., (2009a), "Elastic Settlement under Eccentrically Loaded Rectangular Surface Footings on Sand Deposits", ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135:10,1499-1508.
- Algin, H.M., Algin, Z., (2009b), "Elastic settlements under linear surface pressures on rectangular areas", Int. Jnl. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 33:8, 1087 – 1108.
- Algin, H. M., (2009c) "Analytical Solutions of Average Pressure Increments for Primary Consolidation Settlement Computations", Proc. of 2nd Int. Conf. on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Near East University, Nicosia, North Cyprus, May 2009, 206-213.
- Bilgin, Ö., (2009), "Failure mechanisms governing reinforcement length of geogrid reinforced soil retaining walls", Engineering Structures, (in press), doi:10.1016/j.engstruct.2009.02.049.
- Bowles, J.E., (1996). "Foundation analysis and design". 5th Edn, The McGraw-Hill Companies, New York.
- Butler, F.G. (1975). "Heavily overconsolidated clays." *Settlement of Structures, British Geotechnical Society Symposium*, Pentech, London, 531–578.
- Das, B.M., (1999a). "Principles of foundation engineering". 4th Edn., PWS Publishing, New York.

- Das, B.M., (1999b). "Shallow foundations: bearing capacity and settlement". 1st Edn., CRC Press LLC, Florida.
- Das, B.M., Atalar, C., Shin, E.C., (2009). Developments in elastic settlement estimation procedures for shallow foundations on granular soil. Proc. 2nd Int. Conf. on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Near East University, Nicosia, North Cyprus, 9-41.
- FHWA, (1998), Report No: DTFH61-93-C-00120, Publication No: FHWA HI-95-038, "Geosynthetic Design & Construction Guidelines", Participant Notebook, Holtz RD, BR Christopher, Berg RR, National Highway Institute Federal Highway Administration, McLean, Virginia.
- FHWA, (2001), Publication No. FHWA-NHI-00-043, "Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes, design and construction guidelines", Elias V, Christopher BR, Berg RR., Federal Highway Administration (FHWA), Washington DC, 2001.
- Griffiths, D.V., (1984), A chart for estimating the average vertical stress increase in an elastic foundation below a uniformly loaded rectangular area. Can Geotech J;21(4):710-713.
- Kulhawy, F.H., Mayne, P.H., (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Institute, EPRI, Palo Alto, CA.
- Mahesh, D., Vikash, J., (1995). State of art of CPT in India. International Symposium on Cone Penetration Testing, Vol.1, pp.87-95, Linköping, Sweden.
- McGown, A., Brown, S.F., (2008), "Applications of reinforced soil for transport infrastructure", Proc. of The 1st Int. Conf. On Transportation, Geotechnics, Nottingham, Uk, 25–27, Advances in Transportation Geotechnics – Ellis, Yu, McDowell, Dawson & Thom (eds), Taylor & Francis Group, London.
- NCHRP, (2006), "Design and construction guidelines for geosynthetic-reinforced soil bridge abutments with a flexible facing", Report No. 556, TRB, National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Washington D.C., USA.
- NCMA, (2002), "Design manual for segmental retaining walls", 2nd ed., Collin (ed), National Concrete Masonry Association, Herndon, VA.
- Reddy, G.V.N., Madhav, M.R., Reddy, E.S., (2008), "Pseudo-static seismic analysis of reinforced soil wall—Effect of oblique displacement", Geotextiles and Geomembranes, 26:5, 393-403.
- Sanglerat, G., (1972). "The penetrometer and soil exploration". Elsevier, Amsterdam, pp. 464.
- Skinner, G.D., Rowe, R.K., (2005), "Design and behaviour of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation", Geotextiles and Geomembranes, 23:3, 234-260.
- Viswanadham, B.V.S., König, D., (2009), "Centrifuge modeling of geotextile-reinforced slopes subjected to differential settlements", Geotextiles and Geomembranes, 27:2, 77-88.
- Yang, G., Zhang, B., Lv, P., Zhou, Q., (2009), "Behaviour of geogrid reinforced soil retaining wall with concrete-rigid facing", doi:10.1016/j.geotexmem.2009.03.001, Geotextiles and Geomembranes (In Press).

YAPAY SİNİR AĞLARI KULLANILARAK KOHEZYONSUZ ZEMİNLER ÜZERİNDEKİ YÜZEYSEL TEMELLERİN OTURMA TAHMİNİ

PREDICTING SETTLEMENT OF SHALLOW FOUNDATIONS ON GRANULAR SOILS USING ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS

Erhan TEKİN¹

Sami Oğuzhan AKBAŞ²

ABSTRACT

The analyses that involve the comparison of measured and calculated settlements of shallow foundations on cohesionless soils indicate a limited success of traditional methods. This fact can be due to the complexity of the shallow foundation settlement behavior, and the intertwined relationship between the affecting factors, which cannot be adequately explained by empirical formulae. This situation led to the use of innovative methods, such as the artificial neural networks for the prediction of shallow foundation settlements. In this study, a neural network model was developed to estimate the settlement of shallow foundations on cohesionless soils, using a database of 426 settlement case histories. The proposed model employs footing width, ratio of footing length to width, ratio of footing depth to width, applied pressure, standard penetration test blow count number, and ground water level as input parameters. The coefficient of determination of the ANN model was obtained to be 0.84. The prediction capability of the ANN model was compared to those of the traditional and other ANN-based methods. It was determined that the ANN model outperforms the traditional method by providing more accurate settlement predictions.

Keywords: Shallow foundation, granular soil, settlement, artificial neural networks.

ÖZET

Ölçülen ve hesaplanan yüzeysel temel oturmalarının karşılaştırmalı analizleri, kohezyonsuz zeminler üzerinde yer alan sığ temellerin oturmalarının hesaplanmasında, geleneksel yöntemlerin çok başarılı olmadığını işaret etmektedir. Bu durum, oldukça karmaşık bir problem olan yüzeysel temellerin oturma davranışının, oturmaları etkileyen faktörlerin ve bunların birbirleriyle olan etkileşimlerinin ampirik formüller ile çok iyi açıklanamamasına bağlı olabilir. Bu noktadan hareketle, son yıllarda yapay sinir ağları temel oturmalarının miktarını tahminde kullanılmaya başlanmıştır. Bu çalışmada, kohezyonsuz zeminler üzerindeki yüzeysel temellerin oturmalarının tahminini gerçekleştirmek için 426 adet oturma verisi kullanılarak bir yapay sinir ağı modeli geliştirilmiştir. Önerilen modelin girdileri temel genişliği, temel uzunluğunun genişliğine oranı, temel derinliğinin genişliğine oranı, uygulanan basınç, standart penetrasyon testi N

¹ İnşaat Yük. Müh., Gazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi, erhantekin@yahoo.com

² Yrd. Doç. Dr., Gazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi, soakbas@gazi.edu.tr

sayısı ve yer altı su seviyesidir. Modelin belirleme katsayısı 0.84 olarak bulunmuştur. Modelden elde edilen sonuçlar, geleneksel yöntemlerden ve literatürdeki diğer yapay sinir ağı modellerinden elde edilenler ile karşılaştırılmıştır. Geliştirilen modelin, geleneksel yöntemlere göre daha doğru oturma tahmini yaptığı görülmektedir.

Anahtar kelimeler: Yüzeysel temel, kohezyonsuz zemin, oturma, yapay sinir ağları.

1. GİRİŞ

Yüzeysel (sığ) temeller taşıma gücü ve oturma kriterlerini sağlayacak şekilde tasarlanır. Taşıma gücü kriteri genellikle taşıma gücü yenilmesine karşı, iki ile üç arasında değişen bir güvenlik katsayısı elde ederek sağlanır (Das ve Sivakugan, 2007). Oturma kriteri ise, oturmanın yapı-temel sistemi için izin verilebilir sınırlar içerisinde kalması olarak tanımlanabilir. Genelde sığ temellerin oturması sıradan yapılar için 25 mm ile sınırlanmıştır (Terzaghi vd., 1996). Kohezyonsuz zeminler üzerinde inşa edilen sığ temeller için, özellikle temel genişliğinin 1.5 m'den büyük olduğu durumlarda, tasarım genellikle oturma kriterine göre şekillenir (Schmertmann, 1970). Bu durum, temel tasarımında oturmaların gerçekçi şekilde tahminini daha önemli bir hale getirmektedir.

Douglas (1986) granüler zeminlerde oturma hesabını gerçekleştiren 40'tan fazla yöntemin bulunduğunu belirtmiştir. Bütün bu yöntemler uygulanan gerilme, zemin rijitliği ve temel genişliğini, granüler zeminlerde oturmaları etkileyen en önemli değişkenler olarak kabul etmiştir. Granüler zeminlerde örselenmemiş numune almanın zorluğu yüzünden, çoğu zaman zemin rijitliği, standart penetrasyon testinden (SPT) elde edilen vuruş sayısı ya da konik penetrasyon testinden (CPT) bulunan uç direnci ile dolaylı olarak ölçülmektedir (Das ve Sivakugan, 2007).

Kohezyonsuz zeminler üzerindeki sığ temeller için varolan oturma tahmini yöntemlerinin güvenilirliği üzerinde yapılan karşılaştırmalı çalışmalar, (Jeyapalan ve Boehm, 1986; Tan ve Duncan, 1991; Wahls, 1997) genellikle bu yöntemlerle hesaplanan oturmaların gözlenenlere oranla oldukça yüksek olduğunu ortaya koymaktadır. Örneğin ülkemizde de sıkça kullanılan Schmertmann (1970) yöntemi, oturmaları ölçülenlerden ortalama olarak %339 daha fazla tahmin etmektedir (Das ve Sivakugan, 2007). Bu sonuç yapılan tasarımların ekonomik olmadığı gerçeğini ortaya çıkartmaktadır. Bu nedenle, sayısı artan oturma ölçümü yapılmış temel vaka analizlerini de kullanarak, tahminlerimizde ilerleme sağlayacak yeni yöntemlerin geliştirilmesinin, mühendislik uygulamalarına büyük katkısı olacağı yadsınamaz bir gerçektir.

Yapay Sinir Ağları (YSA) insan beyni ve sinir sisteminin biyolojik yapısını taklit etmeye çalışan yapay zeka biçimidir (Shakin, 2002). İlk kez 1943 yılında yapay nöronlar olarak tanıtılmasına rağmen; Rumelhart vd. (1986) tarafından ileri beslemeli YSA'lar için geriyayılım öğrenme algoritmasının geliştirilmesiyle YSA uygulama araştırmaları hız kazanmıştır. Yakın zamanda YSA birçok geoteknik mühendisliği problemlerine uygulanmış ve başarılı sonuçlar elde edilmiştir (Goh, 1996; Rizzo ve Dougherty, 1998; Shi vd., 1998; Wang vd., 2005).

Tahmin için ileri beslemeli YSA kullanıldığında model felsefesi geleneksel istatistiksel model gelişiminde kullanılanlarla aynıdır. Her iki durumda da model, girdilere karşılık gelen gerçekleşen çıktılarının ilişkisini yakalamayı amaçlar. Bu durum, modele girdi çıktı

ilişkisini sunan örneklerle ve gerçekleşen sonuçlarla modelin tahmin ettiği sonuçlar arasındaki hata fonksiyonunu küçültmeye çalışan model katsayılarını (bağlantı ağırlıkları) ayarlayarak yapılır.

Bu çalışmanın amacı, YSA yardımı ile, var olan oturma yöntemlerinden daha iyi sonuç verebilen bir oturma tahmini modeli geliştirmektir. Bunu yaparken literatürdeki YSA modellerinden daha fazla veri seti kullanılmasına dikkat edilmiştir. Böylelikle, modelin kullanım aralığı aynı zamanda giriş verilerinin kullanım aralığı olduğundan; geliştirilen model daha geniş geçerliliğe sahip olacaktır. Ayrıca yer altı su seviyesinin (YASS) modele girdi olarak sunulup sunulmamasının oturma tahminindeki etkisini araştırmak amaçlanmıştır. En uygun YSA model geometri ve parametrelerinin belirlemeye çalışmak ise diğer hedeflerdir.

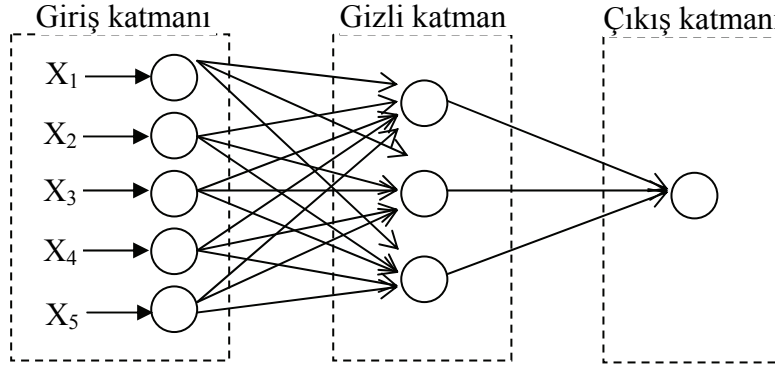
YSA modeli için hangi parametrelerin giriş verisi olarak kullanılacağı literatürde yer bulan diğer önemli çalışmalardan seçilmiştir (Shakin vd. 2002; Das ve Sivakugan, 2007). Giriş ve çıkış verileri normalizasyon işlemine tabii tutulmuştur. Sonrasında ise eğitim, geçerlilik ve test veri grupları için, veri tabanı rastgele üç gruba ayrılmıştır. Ardından, rastgele ilk ağırlık değerleri verilmiştir. Gizli katmandaki nöron sayısı birer birer artırılırken, bu iki işlem birçok defa tekrarlanmıştır. Modelin ürettiği oturma sonuçları, ölçüm yapılmış olan vakalarla karşılaştırılarak, model parametrelerinin performansı değerlendirilmiştir. Regresyon katsayısının yüksek olduğu durumda nihai modele karar verilmiştir. YSA modelinin başarısını ölçmede, geleneksel yöntemlerden Schmertmann (Schmertmann vd., 1978), YSA bazlı yöntemlerden ise 189 adet eğitim verisinin kullanıldığı Shakin vd. (2002) modelleri karşılaştırma amaçlı olarak kullanılmıştır.

2. YSA İLE MODELLEME

YSA iç içe bağlanmış işlem ünitelerinden oluşur. Bu ünitelere nöron denilmektedir. Nöronların ağırlıkla birbirine bağlandığı bir adım ötesindeki nöron birliği veya nörona katman denir. Giriş katmanı, YSA modeline girdilerin sunulduğu, çıkış katmanı ise modelin ürettiği sonucu ortaya koyan işlem yapılarıdır. Bu iki birim arasında kalan katmanlara gizli katman denir (Şekil 1). Katmanlardaki nöronlar bağlı olduğu diğer nörondan girdi sinyali alır. Herbir nöron, bir sonraki katmandaki ünitelere bağlanmıştır. Nöronlarla ilişkilendirilmiş sayısal ağırlıklar vardır. Ağırlıklar nöronlar arasındaki etkinin doğasını ve sağlamlığını belirler. Herbir girdiden gelen sinyaller, girdilerin ağırlıklarının toplamları olarak işlem görür ve diğer nörona aktivasyon fonksiyonu ile aktarılır (Goh, 1994). Şekil 1'de giriş katmanında beş, gizli katmanda üç ve çıkış katmanında bir nörona sahip tipik bir YSA yapısı görülmektedir.

Nöronlar arasındaki ağırlıkların ayarlanmasına öğrenme denir. Bazı çok kullanılan öğrenme algoritmaları Hopfield (1982) modeli, Kohonen (1984) modeli ve geri yayılım (Rumelhart vd., 1986) modelidir.

Bu çalışmada kullanılan öğrenme algoritması geriyayımdır. Öğrenme algoritması desenleri iki aşamada hesaplar. İlk aşamada giriş katmanından alınan veriler çıkış katmanına doğru ileri yönlü işlenir. Her bir çıktı nöronunda istenilenle hesaplanan değerler arasında hata hesaplanır. İkinci aşama ise istenilen ile hesaplanan çıktılar arasındaki farkı



Şekil 1. YSA yapısı

azaltmak için çıktı katmanı ve gizli katmandaki ağırlıkların ayarlanmasıdır. Ağırlıkların ayarlanması genel delta kuralı ile yapılır (Rumelhart vd., 1986). Ağırlıkların yenilenmesi, öğrenme oranı (η) ve momentum katsayısı (α) ile kontrol edilir. Öğrenme, hata kareleri ortalamasının karekökü (E) en küçük değeri alana kadar devam ettirilir (Eş. 1).

$$E = \frac{1}{(pN_t)} \left\{ \sum_{k=1}^{k=p} (D_k - T_k)^2 \right\} \quad \text{Eş. 1}$$

Burada; D_k : istenen çıktı, T_k : Gerçek çıktı p: desen sayısı ve N_t : çıktı nöronlarının sayısıdır. Geri yayılım algoritması ile ilgili daha detaylı bilgi Rumelhart vd. (1986) ve Ghaboussi vd.'den (1991) alınabilir.

YSA modelinin oluşturulmasında MATLAB 7.8 programı ve Neural Networks Araç Kutusu kullanılmıştır. Arazi verilerinden elde edilmiş olan yüzeysel temellerin oturma verileri ile zemin özellikleri Akbaş (2007)'tan alınmıştır. 426 set veri YSA modelinin eğitim, test ve geçerliliğinde kullanılmıştır. Literatürde bu kadar çok sayıda veri seti ile yapılandırılan başka bir YSA modeline rastlanmamıştır. Bu durum çalışmanın önemini artırmasının yanı sıra, YSA modelinin başarısını da etkilemektedir. Veri sayısının çok olması ve bu verilerin temel boyutları, zemin geoteknik özellikleri ve yükler açısından geniş bir aralıkta yayılması, modelin yaygın kullanılabilmesini ve genelleme yapmasını sağlamaktadır. Fakat modelin tahmin yapma başarısı Tablo 1'de sunulan aralıklar içerisinde en yüksek olduğundan, uygulamada mümkün olduğu kadar bu aralıkların dışına çıkılmaması uygun olacaktır.

Temelin etki derinliği boyunca zemin sıkışabilirliği oturmayı etkilemektedir. Kohezyonsuz zeminlerin sıkışabilirliğini ölçmek için kullanılan en yaygın yöntem SPT'dir (D'Appolonia ve D'Appolonia, 1970). Bu çalışmada da SPT zemin sıkışabilirliğinin ölçüsü olarak kullanılmıştır. Geleneksel yöntemlerden Burland ve Burbidge (1985), birçok diğer yöntemde olduğu gibi, oturmayı etkileyen en önemli faktörler olarak temel genişliği (B), temel uzunluğu (L), temele uygulanan basınç (q) ve SPT-N sayısını almıştır. Bu çalışmada ise benzer olarak modele, temel genişliği (B), temel uzunluğunun genişliğine oranı (L/B), temel derinliğinin genişliğine oranı (D_f / B), uygulanan basınç (q), SPT-N sayısı ve YASS olmak üzere 6 adet giriş sunulmuştur. Modelin tek çıktısı ise oturma miktarıdır.

Tablo 1. YSA modelinde kullanılan verilerin aralıkları

Model girdisi	En küçük değer	En büyük değer
Temel genişliği, B (m)	0.25	135.00
Uygulanan basınç, q (kPa)	15.70	4686.20
SPT-N sayısı	2.00	100.00
L / B	1.00	100.00
D _f / B	0.00	12.98
Yer altı su seviyesi (m)	0.00	50.00
Ölçülen oturma (mm)	0.60	232.00

Veri tabanının tümünün model eğitiminde kullanılması, tahmin başarısının ölçülememesine sebep olur. Verilerin sadece eğitim ve test olarak iki gruba ayrılması ise ezberlemeye sebep olabilir. Bundan dolayı, modelde kullanılan veriler, eğitim, test ve geçerlilik olmak üzere üç gruba rastgele şekilde ayrılmıştır. Rastgele ayırmada üç grubun istatistiksel özelliklerinin birbirine yakın olması göz önünde bulundurulmuştur (Tablo 2). Gruplamadan sonra çapraz sağlama (Stone, 1974) durdurma kriteri olarak kullanılmıştır. Eğitim seti ağırlıkları güncellemede kullanılırken, geçerlilik setindeki hata izlenmiştir. Geçerlilik setinde hata arttığında eğitim durdurulmuştur. En son olarak test seti, modelin başarısını ölçmek için kullanılmıştır.

Tablo 2. YSA modelinde kullanılan verilerin istatistiksel özellikleri

		Minimum	Maksimum	Aralık	Ortalama	Standart sapma
Temel genişliği, B(m)	Eğitim	0.25	135.00	134.80	7.11	13.79
	Geçerlilik	0.45	55.00	54.50	5.04	7.65
	Test	0.30	61.00	60.70	7.81	12.54
Uygulanan basınç, q(kPa)	Eğitim	18.30	3000.00	2981.70	229.94	250.22
	Geçerlilik	30.80	4686.20	4655.40	289.93	536.50
	Test	15.70	1755.50	1739.80	221.10	234.00
SPT-N sayısı	Eğitim	4.00	100.00	96.00	24.23	15.54
	Geçerlilik	2.00	100.00	98.00	27.44	19.55
	Test	5.00	100.00	95.00	25.46	15.73
L/B	Eğitim	1.00	13.40	12.40	1.74	1.62
	Geçerlilik	1.00	100.00	99.00	3.55	11.04
	Test	1.00	50.80	49.80	2.65	6.07
D _f /B	Eğitim	0.00	13.00	13.00	0.49	1.27
	Geçerlilik	0.00	1.70	1.70	0.39	0.41
	Test	0.00	4.00	4.00	0.42	0.69
Yeraltı su seviyesi (m)	Eğitim	0.00	50.00	50.00	6.34	6.73
	Geçerlilik	0.00	50.00	50.00	7.08	6.24
	Test	0.00	20.50	20.50	6.22	4.34
Ölçülen oturma (mm)	Eğitim	0.70	232.00	231.3	17.99	31.57
	Geçerlilik	1.50	143.00	141.50	14.17	21.24
	Test	0.60	196.00	195.40	14.44	24.56

Ara katmanların sayısını ve bu katmanlardaki nöron sayılarını belirlemek için belirli bir kural yoktur. Fakat Hornik vd. (1989) sürekli bir fonksiyonu modellemenin yeterli bağlantı ağırlıkları kullanılarak, tek gizli katman ile yapılabileceğini bildirmiştir. Bu çalışmada geri yayılım öğrenme algoritmasına sahip çok katmanlı ağ (ÇKA) için tek gizli katman seçilmiştir. Gizli katman nöron sayısı birer birer artırılmıştır. Model performansı, belirleme katsayısı (R^2) ve ortalama mutlak hata (MAE) ile ölçülmüştür.

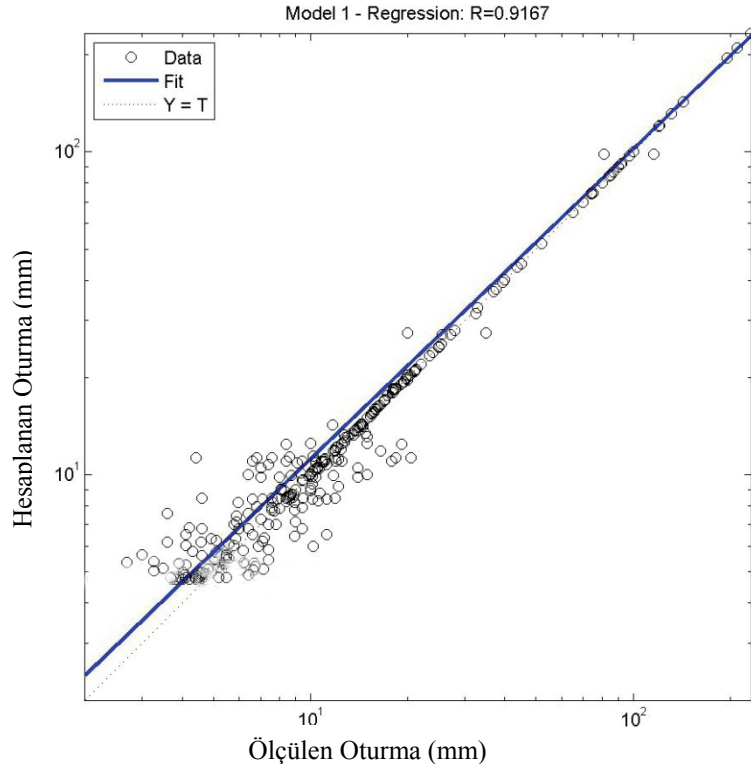
3. VERİ ANALİZİ VE SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışmada YSA modeli üç katmandan oluşmaktadır. Giriş, gizli ve çıkış katmanları sırasıyla altı-yirmi-bir adet nörona sahiptir. Giriş ve gizli katmanda sigmoid aktivasyon fonksiyonu kullanılmıştır. YSA model sonuçları ters normalizasyon işlemine sokularak oturma tahminleri elde edilmiştir.

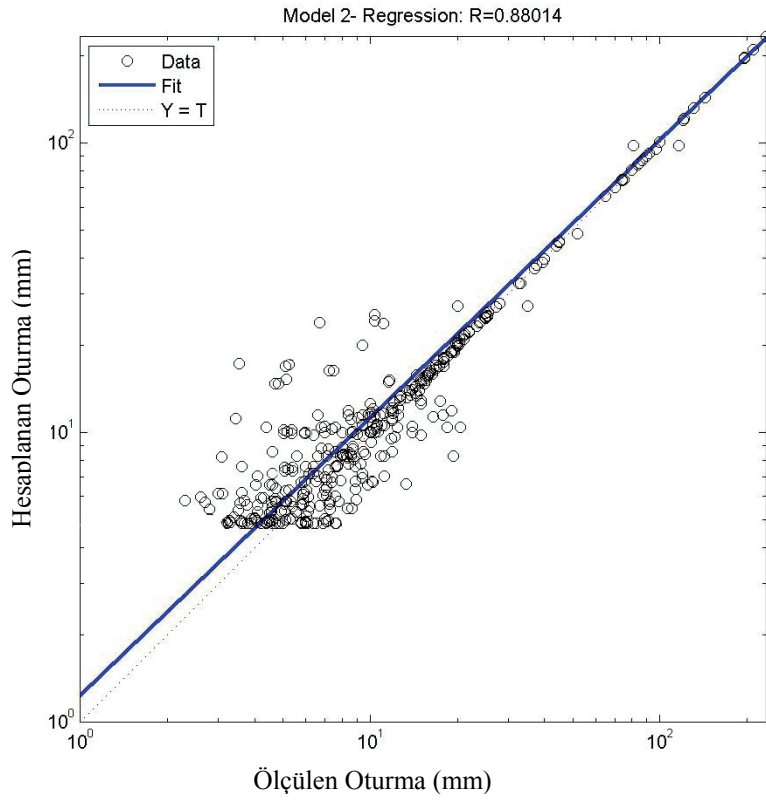
Belirleme katsayısının 1.0 olması durumu mükemmel sonuç üreten bir YSA modelinin varlığına işaret eder. 0.8 ile 1.0 arasındaki belirleme katsayıları için ise tahmin edilen değerlerle ölçülen değerler arasında kuvvetli bir korelasyonun olduğu ortaya konulmuştur (Smith, 1986). Çalışma sonucunda iki adet model geliştirilmiştir. Bunlar YASS ile birlikte 6 adet girişin (B, L / B, D_f / B, q, SPT-N sayısı, YASS) olduğu Model-1 ve YASS verisinin bulunmadığı 5 adet girişe (B, L / B, D_f / B, q, SPT-N sayısı) sahip Model-2'dir. Model-1 için regresyon katsayısı eğitim, geçerlilik ve test gruplarında sırasıyla 0.97, 0.95 ve 0.73 olarak bulunmuştur. Model-2 için ise regresyon katsayısı eğitim, geçerlilik ve test gruplarında sırasıyla 0.88, 0.85 ve 0.93 olarak belirlenmiştir. YSA modeli, toplamda regresyon katsayısı, belirleme katsayısı ve ortalama mutlak hata değerlerini Model-1 için sırasıyla, 0.92, 0.84 ve 5.5 mm; Model-2 için ise sırasıyla 0.88, 0.72 ve 7.8 mm olarak vermiştir (Şekil 2, Şekil 3). Buna göre Model-1'in belirleme katsayısı bire yakın ve MAE'si daha küçük olduğundan Model-2'ye göre daha başarılıdır. Bu durum, YASS verisinin oturma tahminlerinde göz önüne alınması gerektiğini ortaya koymaktadır. Her iki modelin belirleme katsayıları da geri yayılım öğrenme algoritması kullanan yapay sinir ağlarının kohezyonsuz zeminlerde yüzeysel temellerin oturmasını tahin etmede kabul edilebilir doğrulukta sonuçlar verdiğini göstermektedir.

Shakin vd. (2002) tarafından ortaya konulan YSA model sonuçlarında belirleme katsayısı 0.81 iken, bu çalışmada Model-1'in 0.84 gibi biraz daha yüksek bir R^2 değerine sahip olduğu görülmektedir. Fakat, bu durumu değerlendirirken, kullanılan veri sayılarının Model-1'de 426 adet; Shakin vd. (2002)'de ise 186 adet olduğu da göz önüne alındığında, Model-1'in mutlak olarak daha başarılı olduğu söylenebilir.

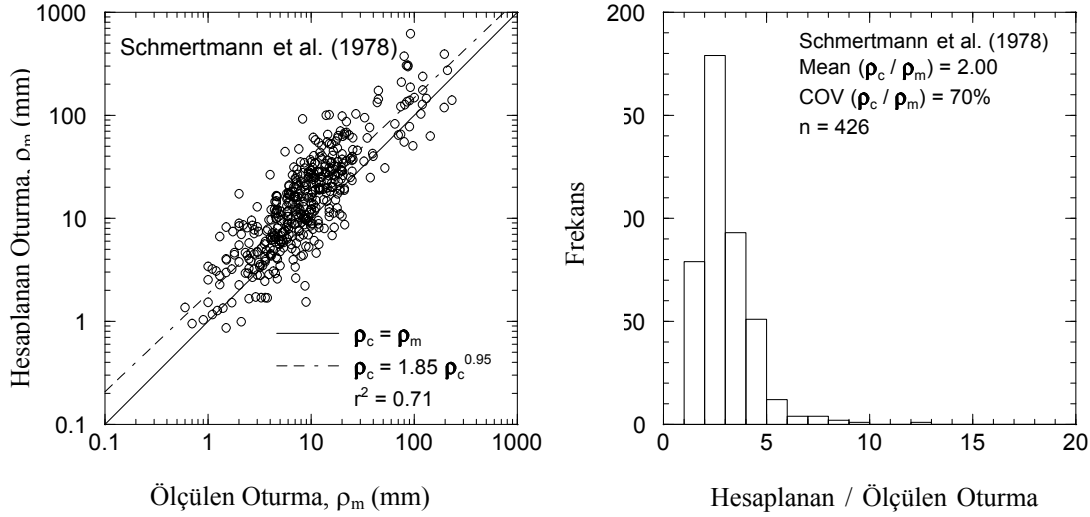
Kum zemin üzerine oturan yüzeysel temellerin oturma hesabında sıklıkla kullanılan önemli bir geleneksel yöntem Schmertmann yöntemidir (Schmertmann vd. 1978). Bu çalışma kapsamında, YSA modeli geliştirmek için kullanılan veri tabanında Schmertmann yöntemi de uygulanarak, hesaplanan ve ölçülen oturma değerleri karşılaştırılmıştır (Şekil 4). Şekil 4 incelendiğinde bu yöntemin genel olarak emniyetli yönde oturma hesabı ortaya koyduğu anlaşılmaktadır. Hesaplanan oturma miktarının ölçülene oranının ortalaması 2.0'dır. Hesaplanan belirleme katsayısı olan 0.71, Schmertmann yönteminin, hem bu çalışmadaki YSA modeli, hem de Shakin vd. (2002) tarafından geliştirilen YSA modelinden daha düşük kesinlikte sonuçlar verdiğini göstermektedir. ANN modelleri Schmertmann yöntemine göre hem daha doğru, hem de ekonomik sonuçlar üretmektedir.



Şekil 2. Altı girişe sahip Model 1'in başarısı



Şekil 3. Beş girişe sahip Model 2'nin başarısı



Şekil 4. Schmertmann yöntemi ile hesaplanan oturma değerlerinin belirleme katsayısı

4. ÖZET

Geleneksel yöntemlerin oturma tahminlerindeki yetersiz başarısı, alternatif yöntemler ile modelleme yoluna gidilmesini doğurmuştur. Bu çalışmada, kohezyonsuz zeminler üzerindeki sıg temellerin oturma tahmini gibi lineer olmayan ve birçok değişkenin etkisinde olan bir problemde YSA uygulamasının geleneksel yöntemlere kıyasla başarılı sonuç verebileceği, geniş bir veri tabanı kullanılarak oluşturulan bir model ile gösterilmiştir. Geliştirilen model, temel geometrik boyutlarını, derinliği, SPT N sayısını, yer altı su seviyesini ve uygulanan yükü girdi olarak kullanmaktadır. Yer altı su seviyesini girdi olarak kullanmayan bir diğer modelin oturma tahmini başarısının büyük ölçüde düştüğü gözlenmiştir. Bu sebeple, temel oturmaları için başarılı bir YSA uygulamasının en az sözü edilen altı değişkeni içermesi gerektiği düşünülmektedir.

YSA modellerinin geoteknik uygulamalarda kullanılmasını halihazırda engelleyen en büyük etken, modelin bir kapalı kutu şeklinde olup formüller ile ifade edilmesinin zorluğudur. Bu problem, özellikle oturma problemi gibi çok sayıda değişkenin girdi olarak kullanılması kaçınılmaz olan problemlerde ortaya çıkmaktadır. YSA modellerinin uygulamada etkin hale gelebilmesi için, formüller ile ifade edilebilmeleri konusunda çalışmalar yapılması büyük önem taşımaktadır.

KAYNAKLAR

- Akbas, S.O. (2007), "Deterministic and Probabilistic Assessment of Settlements of Shallow Foundations in Cohesionless Soils", PhD Thesis, Cornell University, Ithaca, NY, USA.
- Burland, J.B. ve Burbidge, M.C. (1985), "Settlement of Foundations on Sand and Gravel", Proc. Inst. Civ. Eng., Part I, 78(6), 1325–1381.
- D'Appolonia, D.J. ve D'Appolonia, E. (1970), "Use of SPT to Estimate Settlement of Footings on Sand", Proc. Symposium of Foundation Interbedded Sands, Division of Applied Geomechanics, Commonwealth Scientific and Industrial Research

- Organization, Australia and Western Australia of the Australian Geomechanics Society, Perth, 16–22
- Das, B.M. ve Sivakugan N. (2007), “Settlements of Shallow Foundations on Granular Soils - an Overview”, *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 1 (1), 19-29
- Douglas, D.J. (1986), “State-of-the-Art”, *Ground engineering*, Vol. 19(2), 2-6
- Ghaboussi, J., Garrett, J., ve Wu., X. (1991), “Knowledge-Based Modeling of Material Behavior with Neural Networks”, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 117(1), 132-153.
- Goh, A.T.C. (1994), “Seismic Liquefaction Potential Assessed by Neural Network”, *J. Geotech. & Geoenv. Engrg.*, ASCE, 120(9), 1467-1480.
- Goh, A.T.C. (1996), “Pile Driving Records Reanalyzed Using Neural Networks”, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 122(6), 492-495.
- Hopfield, J. (1982), “Neural Networks and Physical Systems with Emergent Collective Computational Abilities”, *Proceedings of the National Academy of Sciences of the USA*, 9(2554).
- Hornik, K., Stinchcombe, M., White, H. (1989), “Multilayer Feedforward Networks are Universal Approximators”, *Neural Networks*, 2, 359–366.
- Jeyapalan, J.K. ve Boehm, R. (1986), “Procedures for Predicting Settlements in Sands”, *Proc., Settlement of Shallow Foundations on Cohesionless Soils: Design and Performance*, Geotechnical Special Publication No. 5, ASCE, Seattle, Wash., 1–22.
- Kohonen, T. (1984), “Self-Organization and Associative Memory”, 3rd edition. Springer, Berlin.
- Rizzo, D.M. ve Dougherty, D.E. (1994), “Application of Artificial Neural Networks for Site Characterization Using Hard and Soft Information”, *Proc., 10th Int. Conf. Computational Methods in Water Resources*, A. Peters et al., eds., Dordrecht: Kluwer Academic, 12, 793-799.
- Rumelhart, D.E., Hinton, G.E. ve Williams, R.J. (1986), “Learning Internal Representation by Error Propagation”, *Parallel Distributed Processing*, Vol. 1, Chap. 8, D. E. Rumelhart and J. L. McClelland, eds., MIT Press, Cambridge, Mass.
- Schmertmann, J.H. (1970), “Static cone to compute static settlement over sand”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 96 (SM3), 7302–1043.
- Schmertmann, J.H., Hartmann, J.P. ve Brown, P.R. (1978), “Improved Strain Influence Factor Diagrams”, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104 (GT8), 1131-1135.
- Shahin, M.A., Maier, H.R. ve Jaksa, M.B. (2002), “Predicting Settlement of Shallow Foundations Using Neural Networks.”, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128(9), 785–793.
- Shi, J., Ortigao, J.A.R. ve Bai, J. (1998), “Modular Neural Networks for Predicting Settlement During Tunneling”, *J. Geotech. & Geoenv. Engrg.*, ASCE, 124(5), 389-395.

- Stone, M. (1974), “Cross-Validatory Choice and Assessment of Statistical Predictions”, Journal of the Royal Statistical Society B, Vol. 36, No. 1., 111-147.
- Tan, C.K. ve Duncan, J.M. (1991), “Settlement of Footings on Sands- Accuracy and Reliability”, Proc., Geotechnical Engineering Congress, Boulder, Colorado, 446–455.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. ve Mesri, G. (1996), “Soil Mechanics in Engineering Practice”, 3rd Edition, John Wiley Sons Inc., New York.
- Wahls, H.E. (1997), “Settlement Analysis for Shallow Foundations on Sand”, Proc., 3rd Int. Geotechnical Engineering Conf., Cairo, Egypt, 7–28.
- Wang, H.B., Xu, W.Y. ve Xu R.,C. (2005), “Slope Stability Evaluation Using Back Propagation Neural Networks”, Engineering Geology, 80(3-4), 302-315.

ZEMİN TAŞIMA GÜCÜNÜN YAPI TEMELLERİNİN MALİYETİNE ETKİSİ

EFFECT OF BEARING CAPACITY VALUES ON FOUNDATION SYSTEM COST

Ömer Faruk ÇAPAR¹

Ozan DEMİRTAŞ²

ABSTRACT

In this study, foundation system costs of 10-storey reinforced concrete building with the total height of 30 m were investigated by means of an earthquake zone, type of soil underneath the foundation and allowable bearing capacity values. Constituted models were solved by using Sta4cad analysis program. At the end of each solution, reinforced concrete, reinforcement and formwork quantities were estimated to obtain the total cost of foundation systems. The aim of the research is to show the effect of geotechnical report prepared incorrectly on foundation system costs. In addition, it is explained that a geotechnical report about bearing capacity of soils needs to be done by using a flow diagram.

Keywords: Allowable bearing capacity, foundation, geotechnical investigation

ÖZET

Bu çalışmada; konut amaçlı kullanılacak olan 10 katlı ve toplam yüksekliği 30m olan bir betonarme binanın temel sistemi maliyetlerinin; deprem bölgesi, yerel zemin sınıfı ve zemin emniyet gerilmesine bağlı olarak değişimleri incelenmiştir. Oluşturulan modeller Sta4Cad analiz programı yardımıyla çözülmüştür. Her bir çözüm sonunda; temele ait; betonarme betonu, donatı ve kalıp metrajları çıkartılarak maliyet hesabı yapılmıştır. Bu çalışmada amaç, zemin etüd raporlarındaki verilerin yanlış hesaplanması halinde yapı ve temel maliyetlerindeki değişimi ortaya koymaktır. Buna ilave olarak taşıma gücü hesabında yapılması gerekenler bir akış diyagramı vasıtası ile anlatılmaya çalışılmıştır.

Anahtar Kelime: Zemin Emniyet Gerilmesi, Temeller, Zemin Temel etüdü,

¹ Yrd. Doç. Dr., Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, ocapar@gmail.com

² İnş. Yük. Müh., Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, ozzan1@gmail.com

1. GİRİŞ

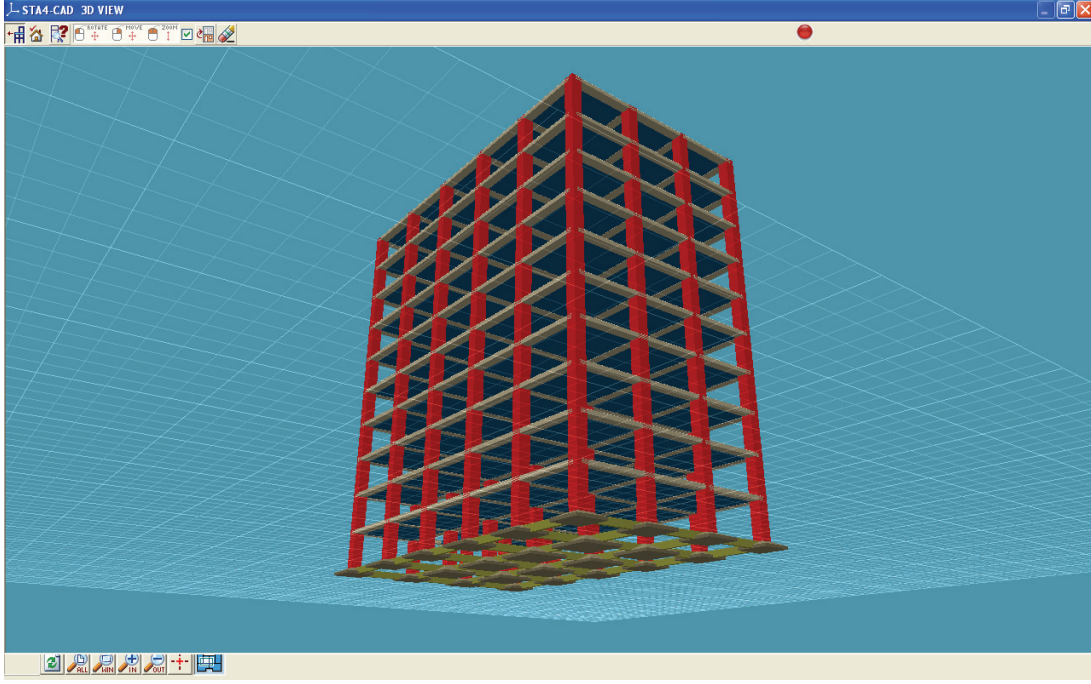
Ülkemizde büyük yerleşim bölgelerinde uzun bir süredir zorunlu olan temel zemin etütleri, özellikle 1999 Kocaeli depremi sonucunda yapıların duraylılığı için ne kadar önemli olduğu ortaya çıkınca, Türkiye genelinde de zorunlu hale gelmiştir. İnşaat mühendisliği bölümü altındaki Geoteknik anabilim dallarında yeterli sayıda eleman yetiştirilemediğinden, bu etütlerin yapılması için gerekli elemanlar, Jeoloji, Maden, Jeofizik ve Hidrojeoloji gibi diğer yerbilimleri ile uğraşan bölümler tarafından sağlanmıştır. Bir müddet sonrada, keyfi ve yanlış hazırlanan yönetmeliklerle bu elemanlar meşrulaştırılmışlardır. Bu konuda, İnşaat mühendisliğinden mezun olmuş ve yapı mühendisliği yapan bazı meslekdaşlarımız da yardımcı olmuşlardır. Kendileri, temel zemin etüt raporlarını bir gereksiz maliyet olarak görmekte ve sadece belediyeden ruhsat almak için gerekli bir evrak olduğunu düşünmektedirler. Bundan dolayı, daha etüt sonuçlarını beklemeden yapıların projelerini bitirmektedirler. Ayrıca, hazırlanan temel ve zemin etüt raporlarında bilgi eksikliği yüzünden birçok hata yapılmaktadır. Bunlardan dolayı, bazı binalar daha imalat aşamasında yapısal sorunlarla karşılaşmakta veya imalat bittikten sonraki yıllarda oturma problemleri yaşamaktadır. Son yıllarda bu problemler artınca, rapor hazırlayan kanunen meşru ama alt yapısı olmayan mühendisler, işin kolayına kaçmakta ve izin verilebilir taşıma gücünü(zemin emniyet gerilmesini) gerçekte çıkması gereken değerlerden çok daha aşağıya çekerek kendilerini güvene almaya çalışmaktadırlar. Özellikle Batı Karadeniz bölgesinde birçok yerleşim bölgesinde zeminler kaya veya bozuşmuş kaya olmasına rağmen 10 ton/m² gibi komik izin verilebilir taşıma gücü(zemin emniyet gerilmesi) değeri vermektedirler. Böyle ucuz ve kolay yaklaşımlarında bir maliyeti olacaktır. Özellikle, imal edilecek yapı yüksek ve servis yükleri fazla ise o zaman kaya zeminde kazıklı temel yapmak gibi yöntemler geliştirilmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada; konut amaçlı kullanılacak olan 10 katlı ve toplam yüksekliği 30m olan bir betonarme binanın temel sistemi maliyetlerinin; deprem bölgesi, yerel zemin sınıfı ve zemin emniyet gerilmesine bağlı olarak değişimleri incelenmiştir. Oluşturulan modeller Sta4Cad V.13.0 analiz programı yardımıyla çözülmüştür. Her bir çözüm sonunda; temele ait; betonarme betonu, donatı ve kalıp metrajları çıkartılarak maliyet hesabı yapılmıştır. Bu çalışmada amaç, zemin etüt raporlarındaki verilerin yanlış verilmesi halinde yapı ve temel maliyetlerindeki değişimi ortaya koymaktır. Buna ilaveten taşıma gücü hesabında yapılması gerekenler bir akış diyagramı vasıtası ile anlatılmaya çalışılmıştır.

2. ÇALIŞMA YÖNTEMİ

2.1. Kullanılan Model ve Özellikleri

Şekil 1 de planı verilen B1 binası konut amaçlı kullanılan bir binadır. 10 katlı ve toplam yüksekliği 30m olan bina İstanbul İli Beşiktaş ilçesinde yer almaktadır. Bina oturma alanı 472 m² dir. X ve Y yönlerindeki toplam aks sayısı sırası ile 9 ve 11 dir. Döşeme sistemi piyasada çok kullanılan 30 cm kalınlığında asmolon döşemedir. Toplam kolon sayısı 38 dir. Betonarme hesabına esas olacak program girdileri Tablo 1 de özetlenmiştir.



Şekil 1. B1 Binasına Ait 3D Taşıyıcı Sistem Görünümü

2.2. Kullanılan Paket Program ve Standartlar

Sta4Cad programı birçok yapı yönetmeliği kullanabilme özelliğine sahip bir programdır. Bu çalışmada TS 500 ve 2007 Türkiye deprem yönetmeliği kullanılmıştır. Kolon, kiriş ve temel boyutları analiz sonuçları yetersiz kaldıkça artırılmıştır. Deprem Yönetmeliğinde belirtilen deprem bölgeleri, Bayındırlık ve İskan Bakanlığınca hazırlanan ve Bakanlar Kurulu kararı ile yürürlükte olan Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasında gösterilmiş bulunan, birinci, ikinci, üçüncü ve dördüncü derece deprem bölgeleridir. Yönetmelik; deprem bölgelerinde yapılacak binalardaki yerel zemin sınıflarını Z1, Z2, Z3, Z4 olarak tanımlamış bulunmaktadır. Bu çalışmada Z1 zemin sınıfı kabul edilmiş ve kullanılmıştır.

Binaların ve bina türü yapıların deprem hesabında, yapıya etkiyecek toplam deprem yükü, yapının bulunduğu deprem bölgesi ve yerel zemin sınıfının yanında, yapının kütlesi ve periyoduna da bağlıdır. Deprem bölgeleri ve yerel zemin sınıfına göre, beklenen deprem şiddeti birbirinden farklı olacağından, yapıya etkiyebilecek deprem yükü de farklı olacaktır. Dolayısıyla yapının taşıyıcı sistemini oluşturan eleman boyutları ve donatıları, buna bağlı olarak da taşıyıcı sistem maliyeti değişecektir.

Bayındırlık bakanlığı tarafından 2007 tarihinde uygulamaya sunduğu DBYBHY 2007 (Deprem Bölgelerin Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik) deprem yönetmeliğine göre birinci derece deprem bölgelerinde taşıyıcı sistemi sadece çerçevelerden oluşan betonarme binalarda, süneklik düzeyi yüksek sistemlerin(R_x/R_y Süneklik Katsayısı = 8) kullanılması zorunludur. Çalışmamızdaki amacın deprem bölgesi, yerel zemin sınıfı ve zemin emniyet gerilmesi değişiminin yapı ve temel maliyetlerine etkisini araştırmak olduğu hatırlanırsa, yapılacak karşılaştırmalarda diğer faktörlerin sabit tutulmasının gerektiği anlaşılır. Bu nedenle, tüm deprem bölgelerinde süneklik düzeyi yüksek çerçeveler kullanılmıştır. Kolon, kiriş ve temel boyutlarının analiz sonuçları yetersiz kaldıkça artırılması yoluna gidilmiştir.

Tablo 1. B1 Binasına Ait Program Giriş Verileri

Deprem Bölge Katsayısı	1. Derece Deprem Bölgeleri
Yapı Önem Katsayısı	1
T_a/T_b	0.10/0.30
Hareketli Yük Katsayısı	0.3
Deprem Yükü Alt Yüksekliği	0 m
Zemin Emniyet Gerilmesi	8-12-16-20-24-28-32-36-40 t/m ²
Hareketli Yük Azaltma Katsayısı	1
Deprem Yükü Eksantrisitesi	0.05
Modal Analiz Min. Yük Oranı	0.9
Zemn. Ger. Deprem Artım Oranı	0.5
Deprem Analizi	Dinamik Analiz
Yapı-Temel Analizi	Yapı Temel Ayrı Statik Analiz
Betonarme Analiz	Taşıma Gücü
Statik Analiz	Perform Analiz
Rüzgar Katsayıları	Rüzgar B. Kats. :0.8 Rüzgar Ç. Kats:0.4
Genleşme Isı Farkı	0
Beton Sınıfı	C30 ($f_{ck}= 300 \text{ kg/cm}^2$)
Çelik Sınıfı	$f_{yk}= 4200 \text{ kg/cm}^2$
Beton Yoğunluğu	2.5 t/m ³
Zemin gerilmesi hareketli yük azaltma değeri	0.60
Zemin gerilmesi deprem artırım oranı	0.50
Zemin gerilmesi rüzgar artırım oranı	0.25
Kolonun oturduğu kiriş tesir çarpanı	1.50
Marley Kaplama Toplam Yükü	0.170 t/m ²
Fayans Kaplama Toplam Yükü	0.212 t/m ²
Karo Kaplama Toplam Yükü	0.532 t/m ²
Düşük Döşeme Tokam Yükü	0.149 t/m ²
Çatı Döşemesi Toplam Yükü	0.192 t/m ²
TEMEL BETONARME OPSİYONLARI	
Paspayı	7 cm
Min. Çekme bölgesi	0.0028
Min. Toplam kesit	0.005
Minimum basınç bölgesi donatı oranı	0.333
Minimum etriye aralığı	10 cm
Maksimum etriye aralığı	20 cm
Maximum etriye genişliği	60 cm
Minimum düz ve montaj demir aralığı	20 cm
Temelde, Kolon donatı filiz boyu	50 cm
Ampatman kenar yüksekliği.(Ha)	20 cm

2.3. Sta4CAD Temel Sistemi Çözüm Yöntemi:

Sta4Cad programında, tekil, mütemadi(sürekli) ve Radye temel sistemleri tanımlanmıştır. Bu elemanlar herhangi bir kısıtlama olmadan birbirleriyle beraber kullanılabilirler. Temel sistemi çözümlerinde *temel hesapları* ve *radye temellerin FEM analiz modülü* olmak üzere iki ayrı modüle sahiptir. *Temel hesapları modülü* üst yapıyla bütünleşik olarak çalışır. Üç değişik seçenikle çözüm yapabilir:

- a) Yapı-Temel ayrı statik analiz: çökmeler etkin
- b) Yapı-Temel birlikte statik analiz: temelde yalnızca dönmeler etkin
- c) Yapı-Temel birlikte statik analiz: temelde dönmeler ve çökmeler etkin

Çalışma konusu gereği temel sistemlerinin maliyet hesabı için, yapı-temel ayrı statik analizi yapılmıştır. Bu modülde, tekil temellerin kesitinin deforme olmadığı fakat temelin çökebileceği varsayılmaktadır. Bu yüzden yapı ve temel ayrı ayrı statik analiz yapılırken tekil temellerin bulunduğu yer mesnet kabul edilir. Birlikte analiz yapılırken ise temel alanı ve zemin yatak katsayısına göre temeli temsil edecek yayın rijitliği bulunur ($\text{Alan}[m^2] \times \text{Yatak katsayısı}[t/m^3] = \text{yay rijitliği}[t/m]$) yani zeminin 1 birim çökmesi için gerekli olan kuvvet elde edilir. Mütemadi temeller ise çubuk eleman olarak statik sistemde temsil edilirler. Her kolon veya temel arası ızgara gibi bir çubuğa bölünür. Yapı-Temel ayrı statik analiz yapılıyorsa kolon altları mesnet gibi olduğu için üst yapıdan gelen yükler temellere tekil yük gibi aktarılır ve temel ayrı çözülür. Radye temellerde ise iki tip kabul söz konusudur; plaklar sistemin çalışmasını etkilemeyecek kadar az rijit olabilir veya temel sistemini etkileyecek kadar rijit olabilir. Eğer plakların rijitliği fazla değilse *temel hesapları modülü* ile çözülür. Bu çözümde plaklar sadece kiriş sisteminin rijitliğini artırır, ayrıca ampatman ile kiriş sisteminin yüzeyini arttırmış olurlar. Bu kısımda üst yapıdaki perdelerin ve temel üstü hatılların rijitliği de hesaplara katılır (Sta4CAD el kitabı 2008).

Radye temellerin FEA analizi modülü ile sadece plaktan ve kirişlerden oluşan ve plakların rijitliğinin önemli olduğu durumlarda kullanılır. Bu kısımda ilk olarak program plak sistemini sonlu elemanlara böler, eğilme plakları oluşturur. Bunların üstüne kirişlerin rijitliğini ifade edecek çubuk elemanları yerleştirir. Benzer şekilde perdelerin de rijitliği sisteme eklenir. Son olarak da üst yapıda elde edilen yükler düğüm noktalarına dağıtılır. Burada üst yapıdaki düğüm noktaları ile temelin düğüm noktaları çakışmak zorunda değildir. Program özel geliştirilen algoritmalar ile enerji kaybı olmadan yük aktarımını yapar. Yükler de aktarıldıktan sonra sistem çözülür ve gerilmeler bulunur. Bulunan gerilmeler zemin gerilmesiyle karşılaştırılır, ayrıca kesit gerilmeleri ile de betonarme tasarım yapılır. Yanı sıra zımbalama tahkikleri de yapılır. Program bütün çözümlerde 16 değişik yükleme kullanır (G,Q ve boş-dolu yüklemeler, ısı farkı, yanal zemin itkisi, deprem ve rüzgar). Betonarme hesabında taşıma gücü katsayıları ile yüklemeleri çarpıp kombinasyonlar üretir. Bu kombinasyonlardan en elverişsizi ile kesit tasarımı yapar. Zemin hesabında ise taşıma gücü katsayılarını kullanmaz, ayrıca depremlili yüklemeye gelen yükleri %50 oranında düşürür (Sta4CAD el kitabı 2008).

2.4. Zemin Emniyet Gerilmeleri Ve Yatak Katsayısının Belirlenmesi

Önceki çalışmalar, Kısıtlı bütçe ve bilgi eksikliği ile hazırlanan temel-zemin etütlerinin temel imalat fiyatlarına ve temel sistemlerine etkileri yüksek olduğunu göstermiştir. (Goldsworthy et al. 2004-a,b). Bu çalışmada temel zemin etütlerinin sadece temel altı zeminlerinin taşıma gücü hesaplamalarındaki kabullerin ve çekincelerin temel sistemine etkileri incelenmiştir. Zemin emniyet gerilmeleri, 40 ton/m² den başlayarak 36, 32, 28, 24, 20, 16, 12 ve 8 ton/m² değerlerine düşürülerek yapıya ait temel sistemi tekrar çözülmüştür. Bu aralığın seçilme sebebi, aslında taşıma gücü yüksek temel zemin değerlerinde, emniyetli olsun diye radikal azaltmaların yapıldığı ve inşaat maliyetine fazladan ilave edilen miktarı hesaplamaktır.

Sta4CAD programının tanıtımında anlatıldığı gibi tekil, sürekli ve radye temel sistem çözümlerinde temel zeminine ait yatak katsayısı (k_s) değerlerinin girilmesi gerekmektedir. Yatak katsayısının doğru bir şekilde hesaplanması oldukça zahmetli bir iştir. Bundan dolayı hesaplanmaları konusunda oldukça fazla çalışmalar yapılmıştır (Kulhawy et al. 1990, Daloğlu et al. 2000, Bowles 1996, Hunt 2007). Bu çözümler sırasında, temel zeminine ait izin verilebilir taşıma gücü (q_a) değerlerinden, Bowles(1996) pratik yaklaşımı (denklem 1) kullanılarak yatak katsayıları (k_s) elde edilmiş ve paket programa giriş değerleri olarak kullanılmıştır. Bu formül, eksik yapılan temel zemin etüt raporlarının birçoğunda tercih edildiğinden dolayı seçilmiştir.

$$k_s = 40 \times (\text{Güvenlik Sayısı}) \times q_a \quad (1)$$

İzin verilebilir taşıma gücü değeri bilindiği gibi, nihai taşıma gücünün 2 ile 5 arasında değişen bir güvenlik sayısına bölünmesi ile bulunmaktadır. Bowles'un tavsiye ettiği denklem için nihai taşıma gücü (q_u) hesaplanırken 1" veya 25,4 mm toplam temel zeminde oluşacak oturma değeri (ΔH) dikkate alınarak yatak katsayısı Denklem 2 yardımı ile bulunur. Denklem 1 ile Denklem 2 bir biri ile bağlantılıdır. Bowles oturma değerlerini 6, 12 veya 20 mm istendiğinde denklem 1 deki 40 sayısını sırası ile 160, 83 ve 50 olarak değiştirebileceğini önermiştir. Bu çalışmada 1" oturma dikkate alınarak hesaplamalar yapılmış ve güvenlik sayısı da 3.5 alınmıştır.

$$k_s = \frac{q_u}{\Delta H} \quad (2)$$

3.BULGULAR VE İRDELEME

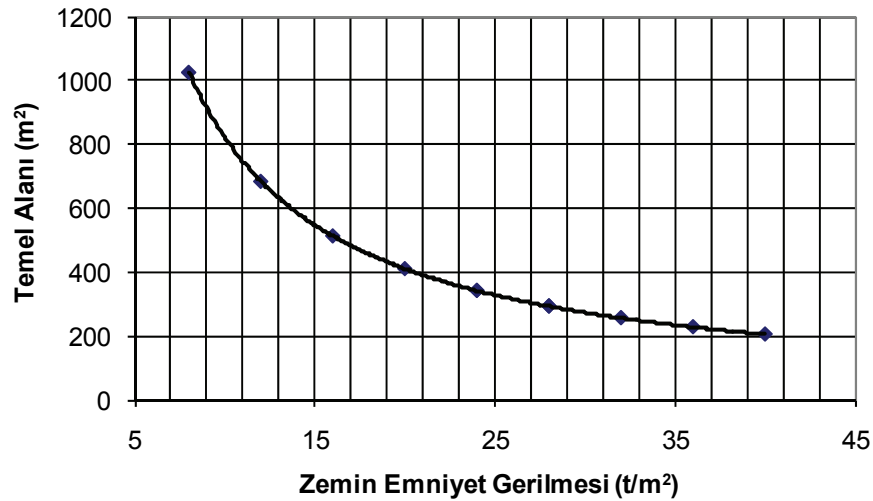
Tablo 2'de temel maliyetinin zemin emniyet gerilmesine bağlı olarak nasıl değiştiği görülmektedir. Temel alanı zemin emniyet gerilmesi 40 ton/m² den 8 ton/m²'ye çekilirse temel alanı 205 m²'den 1027 m² ye, gerekli beton miktarı 97 m³ den 527 m³'e ve gerekli donatı miktarı ise 9 ton dan 39 tona yükselmektedir. Bu değerlerin zemin emniyet gerilmesi değeri ile değişimi ve toplam maliyetine etkileri sırasıyla Şekil 2, 3, 4, 5 ve 6 da sunulmaktadır. Bu sonuçlar göstermektedir ki, gelişi güzel hazırlanmış temel zemin etüt raporlarının ucuz olduğu için seçilmeleri yüksek maliyetlere sebep olabilmektedir.

Tablo 2'de sonuçları verilen 1, 2, 3, 4 ve 5 nolu projelerin çözümünde tekil temel (TT) sistemi ile kullanılmıştır. 4-1 ve 5-2 nolu projelerin çözümleri sırasında, program temel kesitlerinin boyutlarını özellikle ampatmanların büyümesi sonucunda TS 500 standardına uygun olmasına rağmen, temel sistemi, pratikteki uygulamalar da dikkate alınarak tek yönlü mütemadi sisteme çevrilmiş ve bu için 4 ve 5 nolu projeler bir daha çözülmüştür. 6 ve 7 nolu projelerde artık tekil temel sistemi uygun olmadığı için önce tek yönlü daha sonra da çift yönlü mütemadi temel (ÇYMT) sistemi kullanılarak çözülmüştür. 8 ve 9 nolu projelerde zemin emniyet gerilme değerleri çok küçüldüğü için ancak radye temel sistemi kullanılabilmiştir.

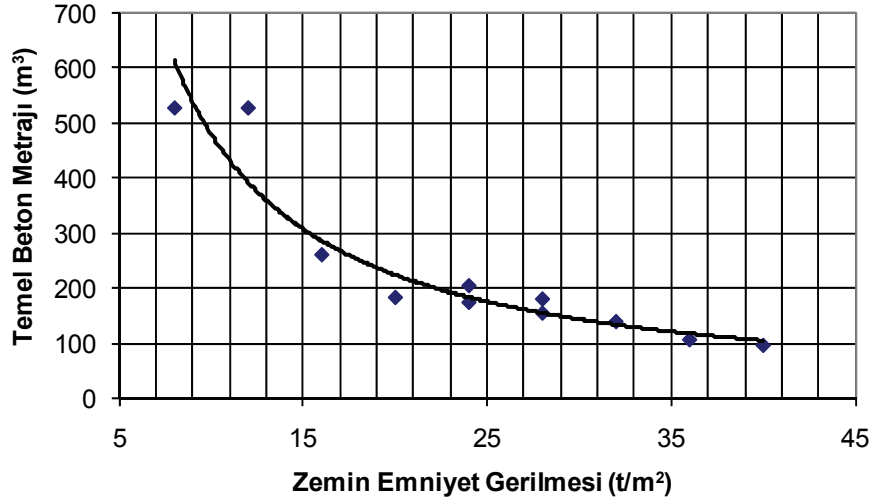
Tablo 2. B1 Binasının Temel Maliyetinin Zemin Emniyet Gerilmesine Göre Değişimi

PROJE NO	Ao=0.40				Ta=0.10			Tb=0.30	
	q (t/m ²)	k _s (t/m ³)	Yapı Ağırlığı (t)	Temel Alanı (m ²)	Temel Beton (m ³)	Temel Demiri (t)	Temel Kalıp (m ²)	Temel Maliyet (TL)	Temel Tipi
1	40	5600	8216	205.40	97.47	9.44	258.12	20446.28	T.T.
2	36	5040	8216	228.22	107.73	10.20	260.72	21941.53	T.T.
3	32	4480	8216	256.75	140.57	11.37	346.92	27406.24	T.T.
4	28	3920	8216	293.43	156.01	12.39	351.16	29583.33	T.T.
5	24	3360	8216	342.33	175.45	13.72	356.12	32337.95	T.T.
4-1	28	3920	8216	293.43	181.53	25.86	141.41	37084.55	T.Y.M.T.
5-1	24	3360	8216	342.33	205.74	26.79	112.48	39311.29	T.Y.M.T.
6	20	2800	8216	410.80	184.44	22.21	202.39	36010.80	Ç.Y.M.T.
7	16	2240	8216	513.50	261.88	27.13	175.29	45807.20	Ç.Y.M.T.
8	12	1680	8216	684.67	527.99	35.21	81.00	73256.22	Radye
9	8	1120	8216	1027.00	527.99	39.28	81.00	76107.95	Radye

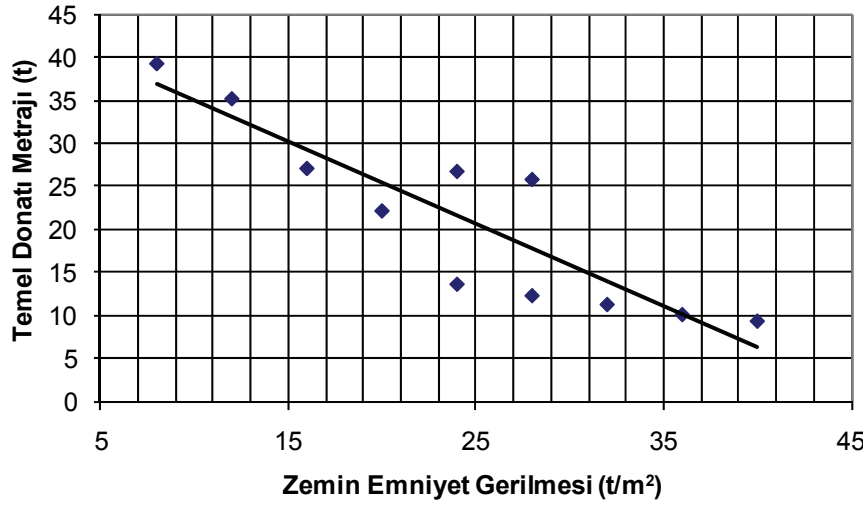
Şekil 2 de temel sisteminin alanının zemin emniyet gerilme değerleri ile ters orantılı olduğu gözlenmektedir. Özellikle temel sistemi tekil temelden radyeye doğru ilerledikçe, oturma alanı yapısal olarak artacaktır. Şekil 3 ve 4'te temel sistemi için gerekli beton ve donatı miktarlarında zemin emniyet gerilmesi düştükçe artması, temel sisteminin değişmesine bağlıdır.



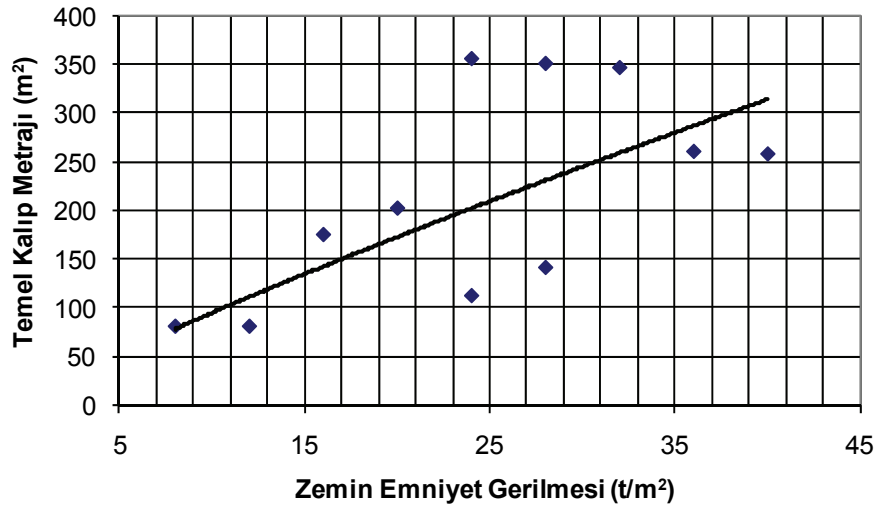
Şekil 2. Temel Sistemine Ait Alanın Zemin Emniyet Gerilme Değerleri İle Değişimi



Şekil 3. Beton Miktarının Zemin Emniyet Gerilme Değerleri İle Değişimi



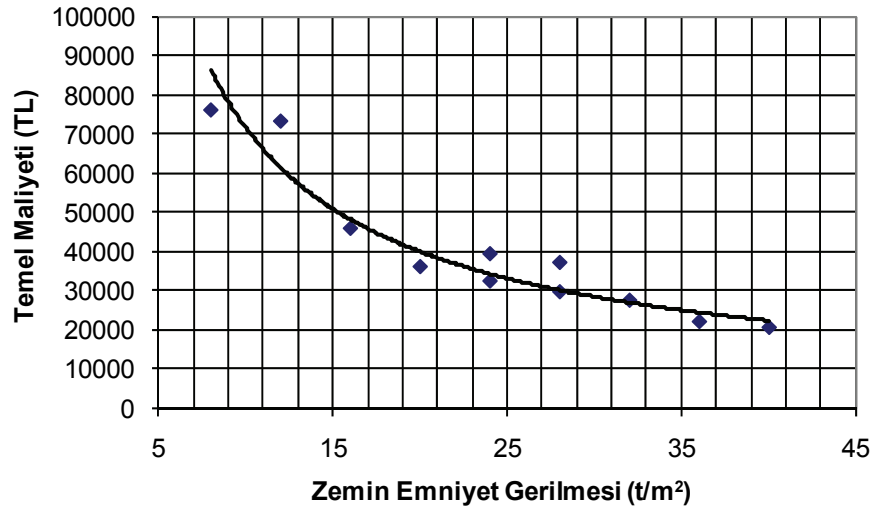
Şekil 4. Temel Donatı Miktarı Zemin Emniyet Gerilme Değerleri İle Değişimi



Şekil 5. Temel Kalıp Metrajının Zemin Emniyet Gerilme Değerleri İle Değişimi

Temel kalıbı tekil temel sistemlerinde daha fazla maliyet getirmektedir. Çünkü her temel kolonu altına ayrı ayrı kalıplar hazırlanacaktır. Ayrıca temel sisteminin imal edilebilmesi için önce sömellerin betonu daha sonra temel kolonlarının ve aradaki bağ kirişlerinin betonları dökülür. Kalıpların imalatı daha zahmetli ve işçiliği de daha yüksektir. Bundan dolayı Şekil 5'te görüleceği üzere temel kalıp miktarı tekil temel sisteminde daha fazla radye temellerde ise daha az çıkmıştır.

Temel donatısı miktarı da temel sistemleri ile büyük değişiklikler göstermektedir. Temel sistemi tekil temelden radye temel sistemine doğru değişime uğradıkça gerekli donatı miktarı da artmaktadır. Bu bilgilerin ışığı altında temel sisteminin toplam maliyetleri temel kalıp, beton, donatı günümüz birim fiyatları ile hesaplanmıştır. Sonuç olarak, aynı üst yapıya ve aynı temel zeminine sahip bir konut yapısının sadece daha emniyetli olsun diye zemin emniyet gerilmesi olması gereken değerlerden çok daha düşük değerlere çekildiğinde temel sisteminin imalat toplam maliyeti 20.446 TL'den yaklaşık 76.108 TL'ye yükselmiştir. 55.662 TL'lik bir zararın yapı şirketleri tarafından ödeneceği aşıkardır. Orta büyüklükte bir şehirde yapılan binaların sayısı düşünülecek olursa, kayıpların büyük olduğu görülecektir.

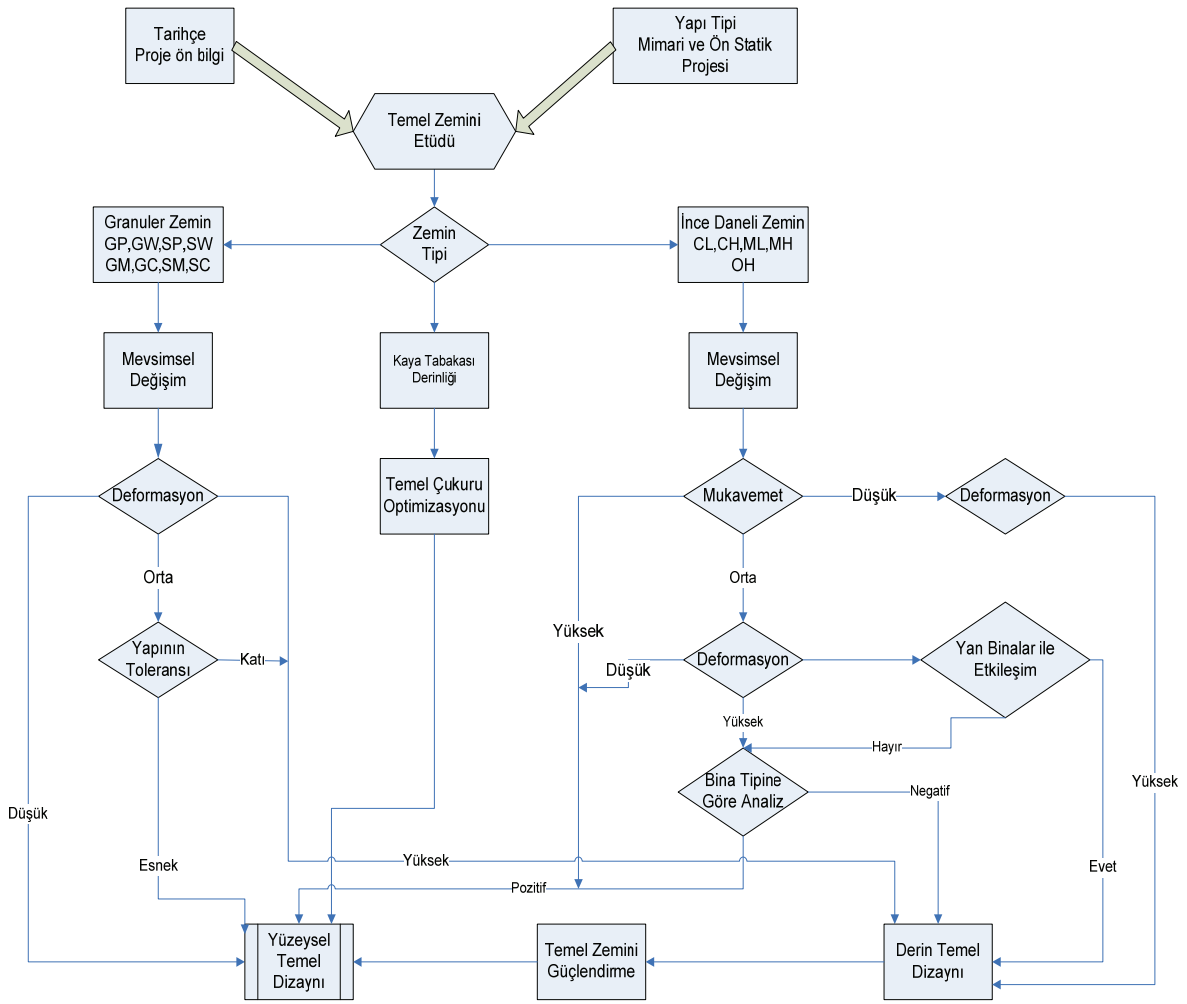


Şekil 6. Temel Donatı Miktarı Zemin Emniyet Gerilme Değerleri İle Değişimi

4. SONUÇLAR

Eldeki verilere göre, temel zemin etütlerinin, dikkatli ve titiz yapıldığında aslında para kaybına sebep olmadığı aksine yapı firmalarına para kazandırdığını göstermektedir. Özellikle taşıma gücü hesaplarında, imal edilecek yapının ön projesinin bilinmesi ve buna uygun olarak temel sistemi seçilmesi, temel zemin etütlerinin başlangıç noktası olmalıdır. Geoteknik araştırmaların nasıl yapılacağı hakkında birçok kitap ve makaleler basılmış hatta standartlar oluşturulmuştur (Bayındırlık 2005, Hunt 2007, TSE EN 1997-1-2, Kulhawy ve ark. 1990). Özellikle, sondajlı zemin etütlerinde araştırma derinliğinin temel sistemlerine uygun olarak seçilmesi zorunluluğu vardır (Sönmez 2001, Das 2004, 2009). Bu durumda temel zemin etütlerinin iki aşamalı yapılmasında fayda vardır. Birinci aşama, yapılmak

istenilen yapı ve temel sistemi dikkate alınarak zemin araştırma derinliğinin seçilmesi daha sonra elde edilen veriler ışığında temel sisteminin projelendirilmesidir. Eğer, istenilen temel sisteminin temel zeminine aktardığı gerilme artışları büyük oturmalara sebep oluyorsa o zaman temel sisteminde değişiklik yapılması gereklidir. Bu durumda, ikinci aşamaya geçilerek zemin iyileştirme teknikleri veya derin temel dizaynı için gerekli zemin parametrelerinin bulunması gerekir. Şu anda yapılan geoteknik raporlarında bu konular hakkında sadece öğütler verilmekte zemin iyileştirme veya derin temel dizaynı yapacak mühendisler için gerekli temel zemin parametreleri hesaplanarak verilmemektedir. Şekil 7 de verilen akış diyagramı bu sistemin nasıl olması gerektiği hakkında adımları göstermektedir.



Şekil 7. Temel sistemi ve taşıma gücü hesaplamalarında izlenecek yöntemler (Prieto-Portar 2009)

Öncelikle temel zemin etüdü yapan mühendislerin proje hakkında ön bilgiye sahip olmaları gerekmektedir. Yapının tipi, mimari ve ön statik projesi yapılmış olmalıdır. Bu bilgiler dikkate alınarak temel zemin etüt şekli seçilmeli ve inşa sahasındaki zemin tabakalarının cinsine göre taşıma gücü hesabı yapılmalıdır. Şekil 7 de görüldüğü gibi eğer temel sistemi altındaki zemin tabakaları granüler zemin gruplarına sahipse o zaman mevsimsel değişikliklerde göz önüne alınarak oturma analizlerinin yapılması daha doğru olacaktır.

Kaba daneli zeminlerde yapı yüklerinden dolayı, taşıma gücü yenilmesi (özellikle genel kırılma durumu), olasılığı düşüktür. Kaba daneli zeminlerin rölatif sıklık (Dr) değerlerinin küçük olduğu hallerde (lokal kırılma veya zımbalama) taşıma gücü yenilmesinin temel zemininde görülme olasılığı yüksek olacağından, hem statik hem de dinamik taşıma gücü değerleri bulunmalıdır. Şekil 7 klasik genel taşıma gücü hesaplarında kullanılabilir. Elde edilen oturma (deformasyon) değerleri yapının toleransına uygun büyüklüklerde ise yüzeysel temel sistemleri dediğimiz tekil, mütemadi ve radye temel sistemleri projede kullanılabilir. Eğer yapı oturmalarında zarar göreceksen o zaman temel zemini güçlendirilmesi veya derin temel sistemine geçilmesi gerekir. Bu durumda Temel zemin etütlerinin 2. aşaması olan hangi iyileştirme yönteminin kullanılacağı ve bu uygulama için gerekli parametrelerin neler olduğunun verilmesi gerekir. Eğer derin temel sistemi seçilecekse, kazık tiplerine göre sürtünme değerleri ve kazık uç dirençleri hesaplanmalıdır.

Eğer temel zemini ince daneli ise o zaman öncelikle taşıma gücü hesaplanmalı daha sonra oturma analizlerine geçilmelidir. Buradan çıkacak sonuçlara göre kaba daneli zeminlerde olduğu gibi aynı adımlar takip edilmelidir.

KAYNAKLAR

- Bayındırlık B. (2005), “Bina ve Bina Türü Yapılar İçin Zemin ve Temel Etüdü Raporu Genel Formatı”, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Yapı İşleri Genel Müdürlüğü, Ankara.
- Bowles, J.E. (1996), “Foundation Analysis and Design”, McGraw-Hill
- Daloğlu A. T., Vallabhan C. V. (2000) “Values of k for Slab on Winkler Foundation, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering”, Vol. 5, 463-473
- Das, B. (2004), “Principles of Foundation Engineering 5th Edition”, Thomson Learning.
- Das, B. (2009), “Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlements Second Ed.”, CRC Press Taylor & Francis.
- Hunt, R.E. (2007), “Geotechnical Investigation Methods: A Field Guide For Geotechnical Engineers”, Taylor&Francis.
- Goldsworthy, J. S., Jaksa M. B., Fenton, G. A., Kaggwa, W. S., Griffiths, D. V., Poulos H. G., Kuo, Y. L. (2004-a), “Influence of Site Investigations on the Design of Pad Footings”, Proceedings, 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, 282-288.
- Goldsworthy, J S, Jaksa M B, Kaggwa W S, Fenton G A,Griffiths, D V, Poulos H G (2004-b), “Cost of Foundation Failures due to Limited Site Invesgation”, International Conference on Structural and Foundation Failures, Singapur, 398-409.
- Hunt, R.E. (2007), “Geotechnical Investigation Methods: A Field Guide For Geotechnical Engineers”, Taylor&Francis.
- Karaca, Z., Kasımcı, A.A., Ak M., (2007), “Zemin Fiziksel Parametreleri İle Zemin Yatak Katsayıları Arasındaki Bağlantı Ve Zemin Yapı Etkileşiminde Uygulama”, Yapı Zemin Etkileşimi Konferansı İstanbul, 213-217.
- Kahraman, S., Mısır İ. S., Özden G., (2007), “Sabit ve Değişken Yatak Katsayısı Yaklaşımlarının Yapı Davranışına Etkisi”, Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 217-228.
- Kulhawy F. H., Mayne, P. W., (1990), “Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design”, EL-6800 Research Project 1493-6, Final Report.
- Prieto-Portar I., (2009), “Types of Foundations”, Lecture Notes.

STA4-CAD 13 V. (2008) User Manual.

TDY (2007), “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”

TS 500 (2002) “Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları”

TSE EN 1997-1, (2005), “Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rules”

TSE EN 1997-2, (2008) “Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing”.

İKSA SİSTEMLERİNİN SAYISAL ANALİZİ VE BİR VAKA ANALİZİ ÖRNEĞİ

NUMERICAL ANALYSES OF ANCHORED SHORING SYSTEMS AND EXAMPLE FOR A CASE ANALYSES

Suphi CİVELEK¹ Haluk LAMAN² Selçuk BİLDİK³ Ahmet ARSLAN⁴

ABSTRACT

A deep excavation built in Adana has been investigated using finite element method. In the study, the costs of the foundation system obtained from two different geotechnical subsurface investigations have been compared.

Keywords: Analysis of Shoring Systems, Comparison of Geotechnical Reports, Deep Excavations

ÖZET

Adana’da yapılan bir derin kazı sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak araştırılmıştır. Bu çalışmada iki farklı zemin etüdüne göre belirlenmiş temel sisteminin maliyetleri kıyaslanmıştır.

Anahtar Kelimeler: İksa Sistemlerinin Analizi, Zemin Etüd Raporu Karşılaştırması, Derin Kazılar

1-GİRİŞ

Ülkemizde mühendislik yapılarının üretimi için hazırlanan zemin etüd raporlarının yapı maliyetindeki öneminin artması ve özellikle şehir merkezlerinde inşaat alanlarının sınırlı, yapılarda derin temellerin daha çok tercih edilmesine ve derin kazıların sıkça yapılmasına sebep olmaktadır. Bu durum geoteknik mühendisliğini öne çıkarmakta ve bu mühendislik disiplinine olan ihtiyacı artırmaktadır. Şüphesiz, bu gereksinime cevap verme adına, geoteknik mühendisliği liderliğinde birçok mühendislik disiplininin ortak çalışması gerekmektedir. Günümüzde, üst yapı üretimi ile ilgili birçok kapsamlı yönetmelik, şartname ve standart olmasına karşın, üretilmesi planlanan yapılarla ilgili zemin mekaniği ve temel mühendisliği kural ve yaptırımlarını içeren yeterli yönetmelik ve şartnameler

¹ İnş. Müh., İnşaat Mühendisleri Odası, suphicivelek@gmail.com

² İnş. Müh., haluklaman@hotmail.com

³ İnş. Müh., Çukurova Üniversitesi, selcukbildik65@gmail.com

⁴ İnş. Yük. Müh., Çukurova Üniversitesi, aarslan@cu.edu.tr

bulunmamaktadır. Bu konularla ilgili 2005 yılında *Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Parsel Bazında Zemin-Temel Etüdüleri ve Zemin İyileştirme İşleri Hakkında Yönetmelik Taslağı Ön Raporu* hazırlanmış, yapılan bu çalışmalar ise henüz geçerli ve etkin olarak uygulamadaki yerini alamamıştır. Bu durum, yapı üretimindeki temel mühendisliği uygulamaları ile ilgili görev ve sorumluluklarının hangi mühendislik disiplinlerince gerçekleştirileceğini henüz net olarak tanımlayamamakta ve uygulamada sıkıntıların yaşanmasına sebep olabilmektedir. Ülkemizde yapı üretim sürecinde, zemin etüd raporunun yapılıp yapılmaması yerel yönetimlerin inisiyatifine bırakılmıştır.

Bu bildiriye, Adana kent merkezinde bulunan üç tarafında bina sürşarj yüküne maruz ve diğer bir yanında ise yol bulunması sebebiyle dinamik sürşarj yükü etkisinde bulunan bir parselde yapılmış sandık tipi kademeli derin kazının imalatı için iki ayrı firma tarafından hazırlanan iki farklı zemin etüd çalışmaları, geoteknik mühendisliği disiplininden yararlanılarak imalatlar ile temel tipleri ve iksa sistemi belirlenmiştir. Her iki zemin etüd raporu için sayısal modeller oluşturulmuş, maliyet ve uygulamaların güvenilirlikleri karşılaştırılmıştır. Bildiriye, geoteknik mühendisliği hizmeti almamış zemin etüd raporu 1 nolu zemin etüd raporu, geoteknik mühendisliği hizmeti almış olan zemin etüd raporu 2 nolu zemin etüd raporu olarak anılacaktır.

2-ZEMİN ETÜD RAPORLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

İnceleme alanı Çukurova adı verilen alüvyon dolgusu üzerindedir. Bu dolgu Seyhan nehrinin Halosen'den Quaterner'e ve günümüze kadar devam eden birikintilerinden oluşmuştur. Alüvyon dolgusu genel olarak kil, silt, kum ve çakıl boyutundaki granüler malzemenin çeşitli bileşimlerinden meydana gelmiştir. İlgili yapı için hazırlanan iki ayrı zemin etüd raporunun sonuç ve öneriler kısmı Tablo 1. de gösterilmiştir. Tablo 1. den de anlaşılacağı gibi her iki raporda bazı parametreler üst yapı tasarımını doğrudan etkileyecek değişkenlik göstermektedir.

Tablo 1. Üst yapı tasarımı için, her iki zemin etüdünde önerilen değerler

	<i>1. Nolu Zemin Etüd Raporu</i>	<i>2. Nolu Zemin Etüd Raporu</i>
Zemin Emniyet Gerilmesi (kgf/cm ²)	0.90	2.20
Düşey Yönde Yatak Katsayısı (t/m ³)	1080	2640
Temel Zemin Grubu	D	B
Yerel Zemin Sınıfı	Z3	Z2
Spektrum Karakteristik Periyotları (s)	0.15, 0.60	0.15, 0.40
Etkin Yer İvmesi Katsayısı (g)	0.30	0.30
Açılan Sondaj Kuyusu Sayısı	3	4
Önerilen Temel Tipi	Derin Temel	Yüzeysel Temel

2.1 Yapı Tasarımı Açısından Değerlendirmeler

İnşası planlanan yapı, planda 1562 m² alana oturmaktadır. Tasarlanan binanın ağırlığı ise yaklaşık 21457 ton dur. Üst yapıdan dolayı oluşacak gerilmeler ortalama 1.37 kgf/cm² dolaylarında, üst yapı tasarımı için yapılan analizler sonucu tasarlanan perde kolonların altında oluşan gerilmeler ise 2.03 kgf/cm² değerlerine ulaşmaktadır.

Bu durumda, 1. Nolu Zemin Etüd raporunun kılavuzluğunda temellerin taşıtılacağı ağırlıklı kil tabakasının izin verilebilir taşıma kapasitesinin 0.90 kgf/cm² ve temel zemin grubu D olarak önerilmesi sebebiyle bina temellerine aktarılan gerilmeleri, yüzeysel temeller ile taşınamayacağı aşıkardır. Sistemin yüzeysel temeller üzerine inşa edilmesi durumunda, teorik olarak izin verilebilir taşıma kapasiteleri aşılabacak, temellerde toplam ve farklı oturumaların olması kaçınılmaz olacaktır. Ayrıca 1.Nolu Zemin Etüd Raporunda temel zemin grubu D olarak rapor edilmiştir. Böylece, üst yapı tasarımında kullanılan *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 gereğince, temel zemini olarak D grubuna giren zeminlerde, deprem durumunda zemin emniyet gerilmesi ve kazıkların emniyetli taşıma yükü artırılmaz. (Madde 6.3.2.2) hükmü* bulunmakta, dolayısı ile temel tasarımında 1.Nolu Zemin Etüd raporunda önerilen zemin emniyet gerilmelerini deprem yükleri altında temel tasarımında artırılmamaktadır. *A, B ve C gruplarına giren zeminlerde, statik yüklere göre tanımlanan zemin emniyet gerilmesi ve kazıklı temellerde kazığın yatay ve aksenal yükler için emniyetli taşıma yükü, deprem durumunda en fazla % 50 artırılabilir. (Madde 6.3.2.1) hükmünü* içermektedir. Temel zemin grubunun yapı için tasarlanan temel tipi boyutlarını doğrudan etkilediği açıktır. 1. Nolu Zemin Etüd Raporu sonucu, zemin profili taşıma gücü bakımından teorik olarak taşıma kapasitesinin üzerinde bir yüklemeye maruz kalmakta ve rapor sonucu derin temel tasarımı kaçınılmaz olmaktadır. Bu değerlendirmeler doğrultusunda, 1. zemin etüd raporunda verilen sondaj loglarına göre temel kazı derinliği altındaki zemin profiline göre jet grout ile zemini ıslah edilmesi, kazıklı temel sistemine göre ekonomik olduğundan tercih edilerek maliyet buna göre çıkartılmıştır. Bu durumda jet grout uygulamasının toplam maliyeti 208000 TL olarak belirlenmiştir.

İnceleme sahasında yapılan 2 Nolu Zemin Etüd Raporunda; zemin profilinin mühendislik özelliklerinin tespiti için 4 adet 20 metrelik sondaj kuyuları açılmıştır. Çalışmalar neticesinde temel zemininin orta plastisteli kil (CI) olduğu görülmüş ve yeraltı suyu seviyesinin ise yüzeyden 8.50 m derinlikte olduğu belirlenmiştir. Zeminin kohezyon değeri 0.75 kgf/cm² ve içsel sürtünme açısı 6.4 derece olarak tespit edilmiştir. Zemin dayanım parametrelerinin tespitinde ayrıca presiyometre deneyleri yapılarak elastisite modülü ve limit basınç değerleri bulunmuştur. Elde edilen fiziksel ve dayanım parametrelerinin uyum içerisinde olduğu anlaşılmıştır. Bu parametrelere göre, 2. Nolu Zemin Etüd raporunun kılavuzluğunda temellerin taşıtılacağı ağırlıklı kil tabakasının izin verilebilir taşıma kapasitesinin 2.20 kgf/cm² ve temel zemin grubu B, yerel zemin sınıfı Z2 olarak belirlenmiştir. 2 Nolu Zemin Etüd Raporunda verilen parametreler ışığında temel tasarımı öngörüldüğünde yüzeysel temellerle yapı yükleri, güvenle zemine aktarılabilir. Bu duruma göre daha zemin etüd aşamasında yapı sahibi zemin ıslahından dolayı 208000 TL tutarındaki ilave maliyetten doğan parayı tasarruf etmiştir.

2.2 İksa Sistemleri Açısından Değerlendirmeler

İksa sistemleri projelendirilme esnasında, ankraj seviyeleri, boyları, taşıma güçleri ve eğim açıları ana proje parametrelerinin bir kısmını teşkil etmektedir. Hesaplara başlamadan önce zemin profilinin tespit edilmesi ve ankraj köklerinin yük aktarabileceği stabil zeminler belirlenmelidir. Bu aşamadan sonra seçilen ankraj tipine ve yük taşıma kapasitesine bağlı olarak ankraj kök boyları hesaplanır. İksa sisteminin uygulanacağı alanın çevresinde bulunan yapılar ve yol durumu Resim-1 de gösterilmiştir. Kazı sahasının doğusunda 7 katlı bir bina, güneyinde 10 katlı bir bina ve batı kısmında ise iki adet villa bulunmaktadır. Arsanın kuzey cephesinde ise yol bulunmaktadır.



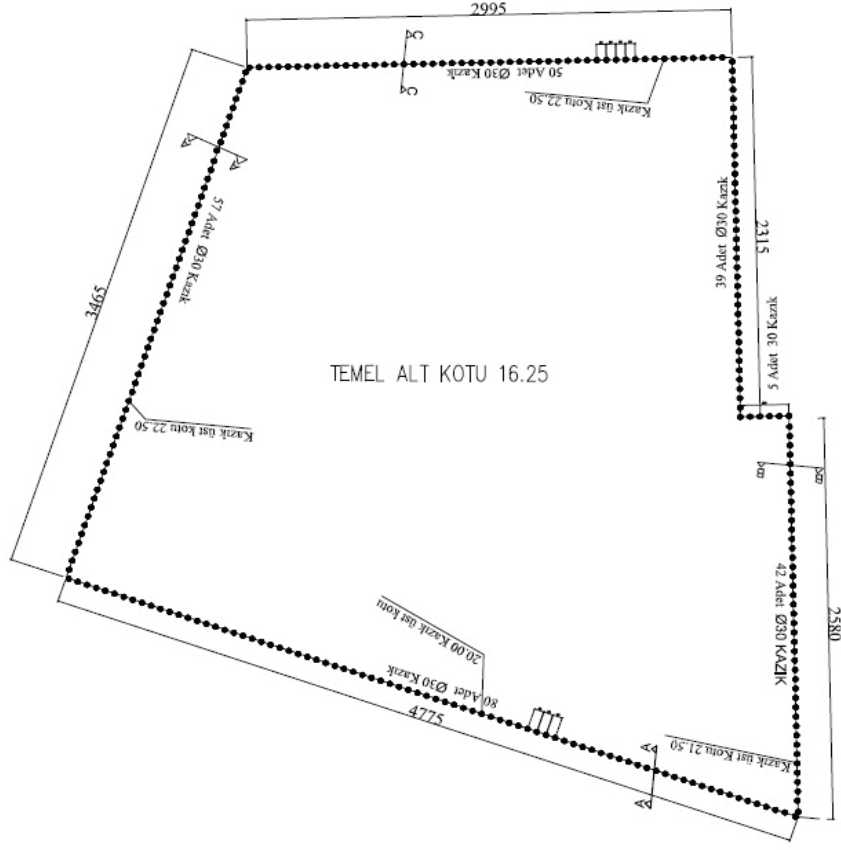
Resim 1. İnşaat alanı genel görüntüsü

İksa sisteminin sayısal analizinde sonlu elemanlar yöntemine dayalı Plaxis programı kullanılmıştır. Analizlerde Mohr-Coulomb zemin modeli kullanılarak dikkate alınan zemin parametreleri Tablo 1’de verilmiştir.

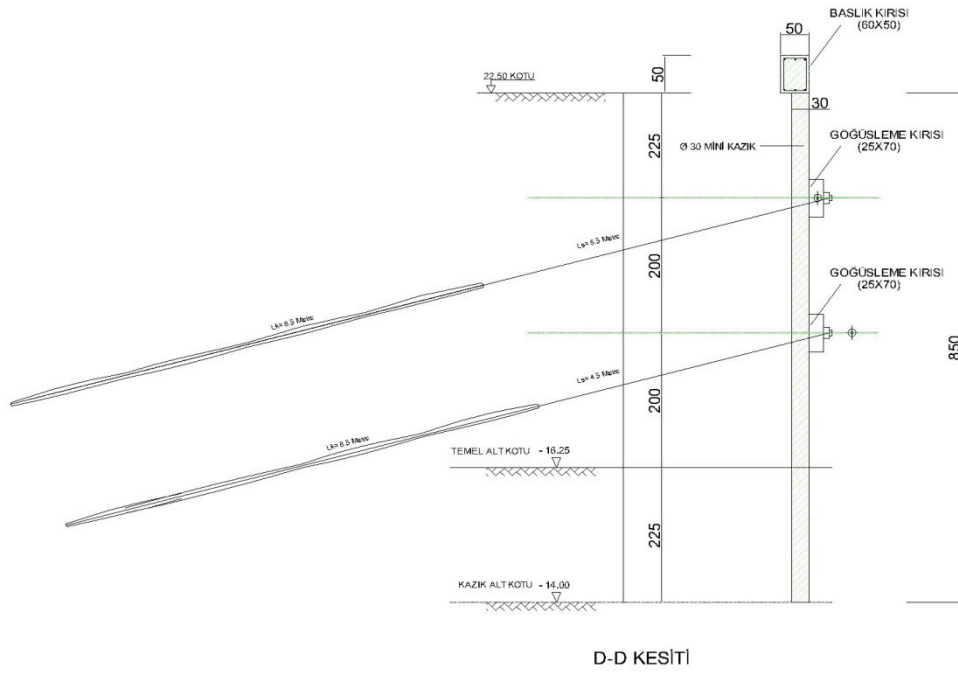
Tablo 1. 2. Nolu Zemin Etüd Raporundan Alınan Öneriler Doğrultusunda, Analizlerde Kullanılan Zemin Parametreleri

<i>Derinlik (m)</i>	<i>Zemin birimi</i>	<i>Birim ağırlık (kN/m³)</i>	<i>Elastisite Modülü (kN/m²) (Presiyometre)</i>	<i>c (kN/m²)</i>	<i>(°)</i>
00.00-11.00	Siltli kil	20.4	26900	75	6,4

Analizlerde oluşturulan modele ait plan ve kesit Şekil 1 ve 2’de gösterilmiştir.

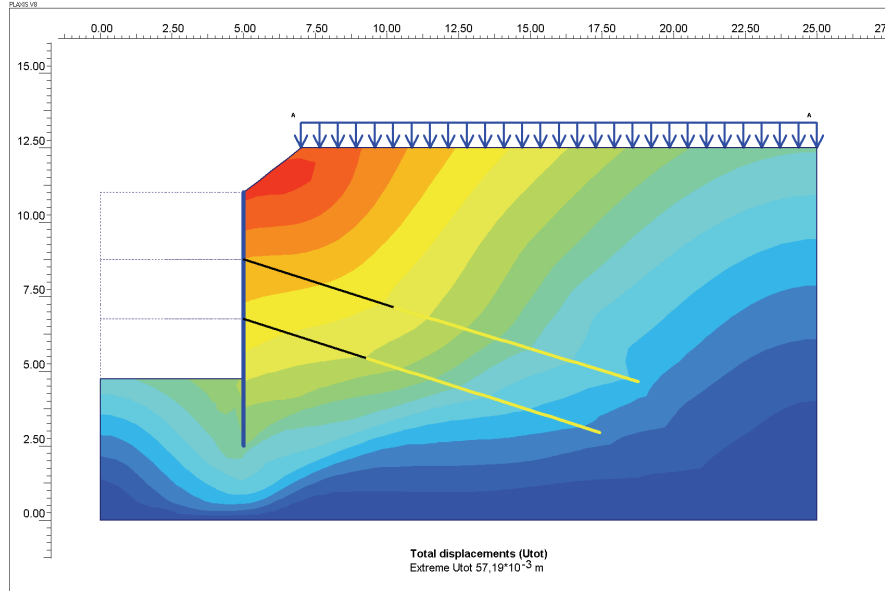


Şekil 1. İksa Sistemi Planı



Şekil 2. İksa Sistemi Kesiti

Farklı çap ve boydaki kazıklar dikkate alınarak analizler yapılmıştır. Analizlerde ilk ankraj noktasının yanısıra ankraj boyu, ankrajlar arası mesafe gibi parametreler de araştırılarak en uygun ve ekonomik çözüm elde edilmeye çalışılmıştır. Hesaplarda sürüş yükleri tüm cephelerde 150 kN/m^2 alınmıştır. Arazide yapılan çalışmalar dikkate alınarak ön tasarım ile oluşturulan iksa sistemine ait Plaxis modeli Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 3. İksa Sistemi Plaxis Modeli

1 nolu zemin etüt raporundaki temel zemin özellikleri dikkate alınarak analiz edilen iksa sisteminde 60cm çapında fore kazıklı iksa sistemi düşünülmüştür. Ancak yer altı su seviyesinin temel derinliğinin üstünde olmasından dolayı fore kazıklar arasına geçirimsizlik perdesi oluşturmak için jet grout uygulaması dikkate alınarak projelendirilme yapılmıştır. İksa sisteminin stabilitesini sağlamak amacıyla 1.5 metre aralıklı ankraj uygulanması ve iki adet göğüsleme kirişi hesaplar sonucunda planlanmıştır. Bu planlamaya göre yapılan çalışmada, tüm maliyetler dikkate alınarak yapılan hesaplamalarda iksa sistemi için bulunan tahmini bedel 618300 TL'dir.

2 nolu zemin etüd raporu dikkate alınarak yapılan analizler sonucunda ise iksa sistemi için 30cm çaplı mini kazıklar arasına 1.5m aralıklı ankrajların ve iki sıra göğüsleme kirişinin yeterli olduğu görülmüştür. İkinci projelendirmede kazı planlaması 4 kademe olarak belirlenmiş ve kazıkların 11m derinlikteki çakıl birimi içine girmesi nedeni ile imalat yöntemi enjeksiyonlu olarak düşünülmüştür. Tüm bu çalışmalar dikkate alınarak belirlenen iksa sistemi tahmini maliyeti ise 275910 TL olarak belirlenmiştir.

Yapılan çalışmalar sonucunda 2 nolu zemin etüd raporunda önerilen bilgiler ışığında iksa sistemi uygulanmış ve uygulama sonrasındaki sistem Resim 2'de verilmiştir.



Resim 2. Mini kazıklı ankrajlı iksa sistemi

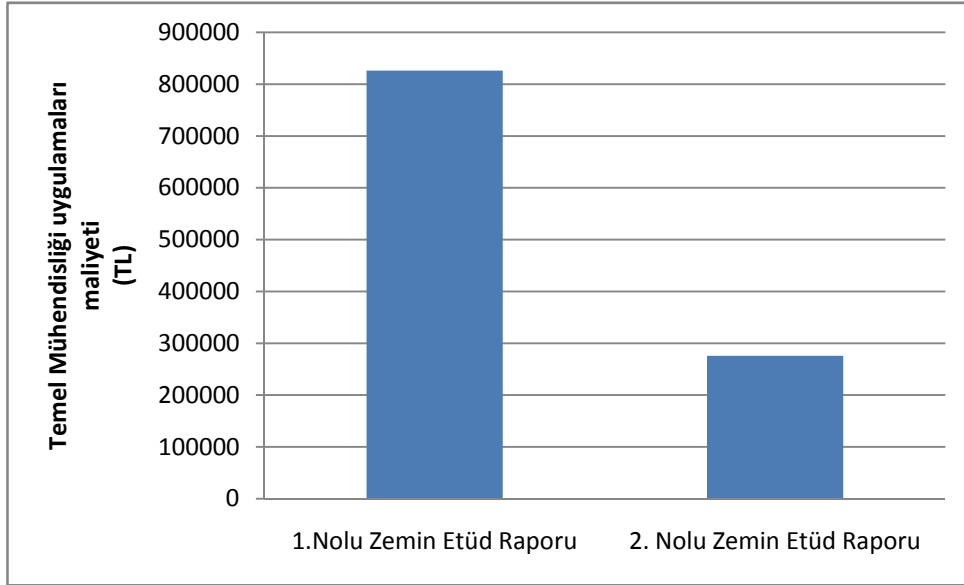
Tablo 1. Zemin Etüd Raporlarına Göre Yapılması Gereken İksa Sistemleri

<i>Yapılacak İmalat</i>	<i>1 Nolu Zemin Etüd Raporu</i>	<i>2 Nolu Zemin Etüd Raporu</i>
Kazık Çapı	60cm fore kazık	30cm mini kazık
Kazık Boyu	10m	8.5m
Geçirimsizlik Perdesi	Gerekmiyor	Gerekmiyor
Ankraj Kök Boyu	10.0 m	8.5m
Ankraj Serbest Boy	6.0m	5.5m
Zemin İyileştirmesi	Jet Grout	İyileştirme Gerekmiyor
Toplam Maliyet	618300 TL	275910 TL

2.3 Temel ve İksa Yapısı Açısından Değerlendirmeler

Her iki zemin etüd raporunda önerilen zemin profili ve zeminin mühendislik parametrelerini kullanarak temel tipleri ve iksa sistemleri modellenmiş, Plaxis 8.2

programı kullanılarak optimize çözümler yapılmıştır. Her iki durum için maliyet hesabı yapılmış ve bina maliyetini doğrudan etkileyen çarpıcı sonuçlar elde edilmiştir. 1. Nolu zemin Etüd Raporu sonuçlarına göre yapılan iksa sistemi yaklaşık maliyeti 618300 TL ve yapılacak olan derin temelin yaklaşık maliyeti 208000 TL olup toplam yaklaşık maliyet 826300 TL dir. Diğer rapora göre yapılan iksa sisteminin yaklaşık maliyeti 275910 TL dir. Başka bir deyişle, ilk rapora göre çıkarılan iksa sistemi maliyeti ve derin temel sistemi maliyeti, ikinci rapora göre çıkarılan yüzeysel temel sistemi ve iksa sistemi maliyetinin yaklaşık 3 katıdır.



Grafik 1. Temel Mühendisliği uygulamaları maliyetleri

4- SONUÇLAR

Ülkemizde hazırlanan zemin etüt raporlarının hangi mühendislik disiplinlerince yapılmasının henüz netlik kazanamamış olması, inşaat mühendisliği formasyonu almamış ve konusunda uzman olmayan farklı mühendislik disiplinlerinin temel mühendisliği uygulamalarına ilişkin rapor ve temel tasarımlarına yorum ve hesap yapması uygulamada birçok gayri ekonomik ve hatta hatalı uygulamalara sebep olmaktadır. Üst yapı tasarımına ilişkin kapsamlı ve çok fazla yönetmelik, standart, şartname ve ekleri olmasına karşın temel mühendisliği uygulamalarını tanımlayan kapsamlı bir yönetmelik, standart ve şartname bulunmamaktadır. Ülkemizde geoteknik raporların denetiminin olmaması da hatalı ve gayri ekonomik uygulamaların sayısını artırmaktadır. Geoteknik Mühendisliği alanındaki yasal boşluğun üstyapıda olduğu gibi en kısa zamanda doldurulmaya ihtiyacı bulunmaktadır. Bu çalışmada uygulaması yapılmakta olan bir bina inşaatı için hazırlanmış iki ayrı zemin etüt raporu, her iki zemin etüt raporu için öngörülen iksa uygulamalarının sayısal analizi, sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm yapan Plaxis 8.2 bilgisayar programı ile gerçekleştirilmiş ve optimize edilmiştir. İnşaat Mühendisliği formasyonu almış, konusunda uzman bir geoteknik mühendisinin yaptığı değerlendirmeler, bina güvenilirliğinden hiçbir şey kaybetmeden, temel mühendisliği uygulamaları maliyetini yaklaşık 3 kat azaltmıştır. Bu hesaplarda üst yapı taşıyıcı sisteminde ortaya çıkan ve üst yapı maliyetini etkileyen farklılıklar dikkate alınmamıştır. Üst yapıdan dolayı da ciddi maliyet farklarının çıkacağı aşikardır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, Prof.Dr. Mustafa LAMAN ve Arş. Gör. Erdal UNCULOĞLU'na bildirideki değerli katkılarından dolayı teşekkürü borç bilir. Bildirinin üçüncü yazarı TÜBİTAK tarafından yurt içi yüksek lisans bursu ile desteklenmektedir. Üçüncü yazar, bu destek için TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunmaktadır.

KAYNAKLAR

- Bayındırlık B. (2005), "Bina ve Bina Türü Yapılar İçin Zemin ve Temel Etüdü Raporu Genel Formatı", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Yapı İşleri Genel Müdürlüğü, Ankara.
- Bowles, J.E. (1996), "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill
- DBYBHY (2007), "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik" Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Yapı İşleri Genel Müdürlüğü, Ankara.
- TS EN 1537-1. (2001), "Özel Joteknik Uygulamalar-Zemin Ankrajları", Türk Standardları Enstitüsü, Necatibey Caddesi No.112 Bakanlıklar, Ankara.
- Bayındırlık B. (2005), "Parsel Bazında Zemin-Temel Etüdüleri ve Zemin İyileştirme İşleri Hakkında Yönetmelik Taslağı Ön Raporu", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Ankara.
- Plaxis 8.2 (2002), "Tutorial Manual"

ANKRAJ PLAKALARININ ÇEKME DAVRANIŞININ SAYISAL ANALİZİ

NUMERICAL ANALYSIS OF UPLIFT BEHAVIOUR OF PLATE ANCHORS

Selçuk BİLDİK¹

Mustafa LAMAN²

ABSTRACT

In this study, the pullout capacity of anchor plates founded in sand has been investigated by numerical analyses. The relative density of the sand and the embedded depth of anchor plate have major effect on the pullout capacity of the anchor plates. The pullout capacity of the anchor plate is also affected by the geometry of the plate. The pullout capacity of the anchor plates which have the circular geometry is more than square ones.

Keywords: anchor, uplift capacity, breakout factor, finite element method, shape factor.

ÖZET

Bu çalışmada kuma gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi sayısal olarak araştırılmıştır. Ankraj plakasının gömüldüğü kumun sıklığı ve derinliği çekme kapasitesini önemli ölçüde değiştirmektedir. Çalışmada ankraj plaka geometrisinin çekme dayanımında önemli bir faktör olduğu görülmüştür. Dairesel ankraj plakaları, kare ankraj plakalarına göre daha fazla çekme dayanımı sağlamaktadır.

Anahtar Kelimeler: ankraj, çekme kapasitesi, kopma faktörü, sonlu elemanlar yöntemi, şekil faktörü.

¹ İnş. Mühendisi., Çukurova Üniversitesi, selcukbildik65@gmail.com

² Prof. Dr., Çukurova Üniversitesi, mlaman@cu.edu.tr

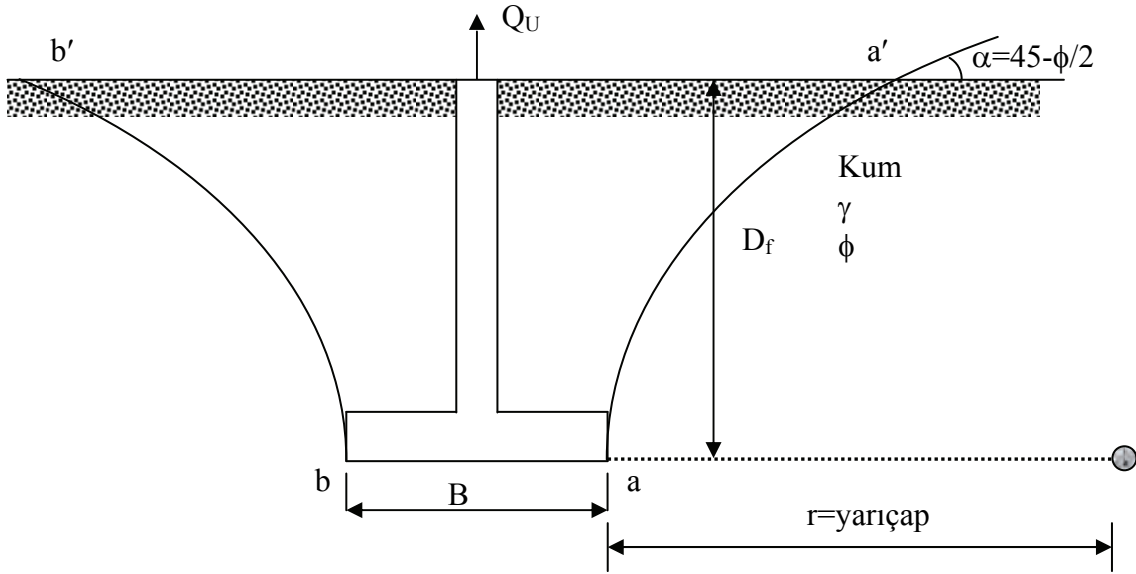
1. GİRİŞ

Günümüzdeki teknolojik gelişmelerle birlikte büyük ölçekli yapıların projelendirilmesi ve inşası yaygınlaşmıştır. Yapı temellerinin daha doğru tasarlanması için maruz kaldıkları yüklenme koşullarının iyi belirlenmesi gerekmektedir. Bazı yapı temelleri alışagelmış durumun aksine çekme yüklerine maruzdurlar. Yüksek gerilim hatları, haberleşme kuleleri (radyo ve televizyon kuleleri vb.), uzun fabrika bacaları, kıyı ötesi yapıları (deniz yüzeyinde yapılmış rıhtım yapıları, su altındaki platformlar ve dalgakıran yapıları gibi yapılar), otoban ve demiryollarındaki işaret levhaları ve reklam panolarını taşıyan direkler ve boru hatları gibi özel yapıların temelleri çekme kuvvetlerine maruz kalmaktadırlar. Söz konusu yapıların temelleri, suyun kaldırma kuvveti, kablo yükleri ya da rüzgar kuvveti gibi dış etkilerden dolayı çekme kuvvetlerine maruz kaldığından, bu tür yapıların temelleri çekme kapasitesi yönünden de irdelenmelidir (Demir, 2006).

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Temel mühendisliğinde, son yıllarda temellerin çekme (uplift) kapasitesi ile ilgili çalışmalar yer almakta olup, konu ile ilgili tasarım kriterleri geliştirilmektedir. Yapılan çalışmalarda, kum ve kil zeminler içine gömülü temellerin çekme dayanımının belirlenmesine yönelik birçok teori geliştirilmiştir (Das, 1999). Temel, bir çekme yüküne (Q_u) maruz kalırsa, göreceli olarak küçük D_f/B değerleriyle zemindeki yenilme yüzeyinin tipik şekli Şekil 2.1'deki gibi kabul edilmektedir. Burada, zemin seviyesiyle yenilme yüzeyinin kesişimi yatayla bir α açısı yapmaktadır. α 'nın büyüklüğü kumlu zeminlerde sıklığa, killi zeminlerde ise kıvama bağlı olarak değişmektedir. Balla (1961) sıkı kum zeminlerde yürütülen yapılmış ve arazi deneylerine dayanarak bir teori geliştirmiştir. Balla, zeminde meydana gelen yenilme yüzeylerinin daire şeklinde olduğunu ileri sürmüştür. Temelin nihai çekme kapasitesinin yenilme bölgesindeki temel ve zemin ağırlığından oluştuğunu kabul etmiştir. Temel malzemesinin ve zemin birim hacim ağırlıklarının yaklaşık olarak aynı olduğunu varsayarak, dairesel bir temelin nihai çekme kapasitesi için bir denklem elde etmiştir (Das, 1999).

Meyerhof ve Adams (1968) nihai çekme kapasitesi Q_u 'ya eşit olan B genişlikte bir sürekli temel tanımlamışlardır. Bu teoride nihai yük altında zemindeki yenilme yüzeyinin yatayla bir α açısı yaptığını ve α açısının büyüklüğünün ise, sıkışmadaki rölatif sıklık ve zeminin içsel sürtünme açısı gibi birçok faktöre bağlı olduğunu belirtmişlerdir (Das, 1999). Vesic (1965); yarı sonsuz, homojen izotropik bir katı cismin (zemin) yüzeyine yakın, küresel bir boşluğun genişleme-göçme yükü problemi üzerine çalışmıştır. Vesic (1971), sığ dairesel temellerin nihai çekme kapasitesini hesaplamak için 1965'teki çalışmasını dikkate alarak, zemin yüzeyinin altında bir D_f derinliğinde yer alan B çapındaki dairesel bir temeli ele almıştır. Zeminin birim ağırlığı ile temelin birim ağırlığının yaklaşık aynı olduğu kabul edilmiştir (Das,1999).



Şekil 2.1. Çekmeye Maruz Sığ Temel (Das, 1999)

Saeedy (1987), kuma gömülü dairesel temellerin nihai çekme kapasitesi için bir teori önermiştir. Bu teoride yenilme yüzeyinin izlediği yol, logaritmik bir eğrinin yayı olarak kabul edilmektedir. Bu teoriye göre, sığ temeller için yenilme yüzeyi zemin yüzeyine kadar uzamakta iken, derin temeller için ($D_f > D_{f(cr)}$) yenilme yüzeyi yalnızca temel üzerindeki $D_{f(cr)}$ mesafesine kadar uzamaktadır. Saeedy (1987) temel olarak bu teoride, D_f/B oranı ve Q_u 'nun değişik değerleri için nihai çekme kapasitesini boyutsuz bir kopma faktörü olarak ortaya koymaktadır. Bu kopma faktörünün kumun rölatif sıkılığına bağlı olarak değiştiğini ileri sürmüştür (Das, 1999).

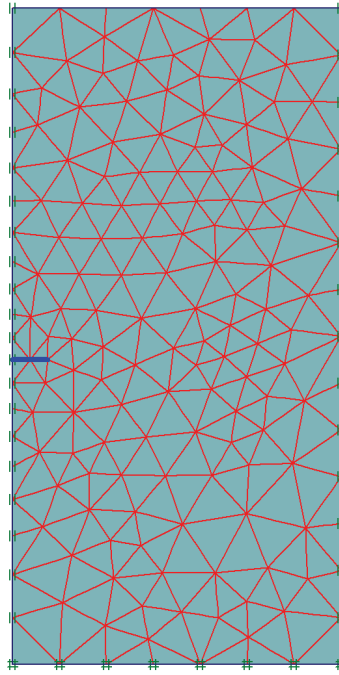
Dickin ve Leung (1990) laboratuarda yapmış oldukları santrifüj deneylerinde, kum içerisinde geniş tabanlı çan kazıklarının çekme davranışını gömülme oranı, kazık taban çapı ve kum sıkılığı etkilerini göz önünde bulundurarak araştırmışlardır. Yapılan araştırma sonucunda çan kazıklarının çekme kapasitesinin, kazığın gömülme oranından ve kumun sıkılığından önemli ölçüde etkilendiğini gözlemişlerdir. Ilamparuthi ve Dickin (2000) değişik model geometrileri ve kum sıkılıklarına bağlı olarak geogrid hücresiyle güçlendirilmiş model çan kazıkları ile çekme deneyleri yapmış ve kopma faktörlerini araştırmışlardır. Dickin ve Laman (2007) kohezyonsuz zeminlere oturan şerit ankrajların çekme davranışını araştırmak amacıyla santrifüj deneyleri yapmışlardır. Bu çalışmada santrifüj deneyi ile sonlu elemanlar yöntemi çözümlerini karşılaştırmışlardır. Zeminin kopma faktörünün gömülme derinliğine ve kumun sıkılığına bağlı arttığını deneysel ve sayısal olarak elde etmişlerdir.

3. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE ANALİZ

Çalışmada, farklı gömülme oranlarına sahip ankraj plakalarının sayısal analizi sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm yapan Plaxis V 8.2 bilgisayar programı ile gerçekleştirilmiştir. Analizlerde, problemler 2 boyutlu olarak aksel simetrik veya düzlem deformasyon geometri koşullarında analiz edilmektedir. Analizlerde daha önceden sınır etkisinin oluşmadığı boyutlar modellenerek, kum malzemesinin tanımlanmasında Mohr-Coulomb zemin modeli kullanılmıştır. Zemine ait malzeme özellikleri Tablo 3.1'de ve analizlerde kullanılan modelin sonlu elemanlar ağı Şekil 3.1'de gösterilmiştir.

Tablo-3.1. Kum Malzemesi Özellikleri

Parametre Adı	Simge	Birim	Gevşek kum	Sıkı kum
Birim hacim ağırlığı	γ_n	kN/m ³	15.032	17.00
Elastisite modülü	E_{50}	kN/m ²	22000	30000
Kohezyon	c	kN/m ²	0.03	0.03
Kayma mukavemet açısı	ϕ	(°)	38	44
Dilatasyon açısı	ψ	(°)	8	14
Poisson oranı	μ	-	0.30	0.3
Toprak basıncı katsayısı	K_0	-	0.384	0.305



Şekil-3.1. Deformasyondan Önceki Sonlu Elemanlar Ağı

Yapılan analizlerde 2 farklı sıklıktaki kuma gömülü 4 farklı ankraj plakası kullanılmıştır. Kullanılan ankraj plakaları 5 cm ve 7.5 cm çaplarında dairesel, 5x5cm ve 7.5x7.5cm kare plakalarıdır. Her bir ankraj plakası, ankraj genişliğinin 8 katına kadar farklı derinliklere gömülerek analiz edilmiştir. Yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar kopma faktörü cinsinden (F_q) ifade edilmiştir. Aynı zamanda geometri farkının etkisinin irdelenmesi için şekil faktörü (S_F) dikkate alınmıştır. Bu parametreler aşağıda tanımlanmıştır.

$$F_q = \frac{Q}{A \times \gamma \times H}; \quad S_F = \frac{Q_{dairesel}}{Q_{kare}} \quad (1)$$

Burada;

Q: Ankraj plakasının çekme kapasitesi

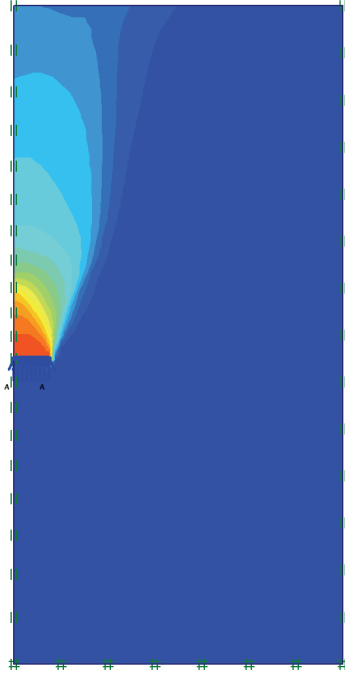
F_q : Kopma faktörü

A: Ankraj plakası alanı

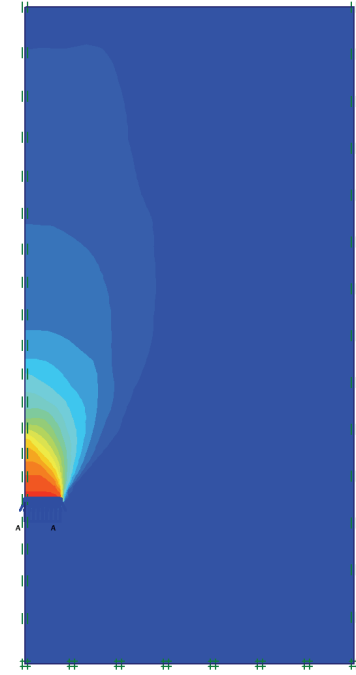
γ : Kumun birim hacim ağırlığı

H: Ankraj gömülme derinliği

Yapılan analizler sonucunda daha önceden literatürde belirtildiği gibi kritik gömülme oranı değerinden sonra ($H/B > 5$) yüzeyde deplasman meydana gelmediği görülmüştür. Gevşek kuma gömülü 5 cm çapındaki dairesel temel için $H/B=5$ ve $H/B=6$ gömülme oranlarına ait deplasman eğrilerinden kritik durum ve kritik durum sonrasında yüzeyin etkilenme durumu Şekil-3.2a ve b’de gösterilmiştir.



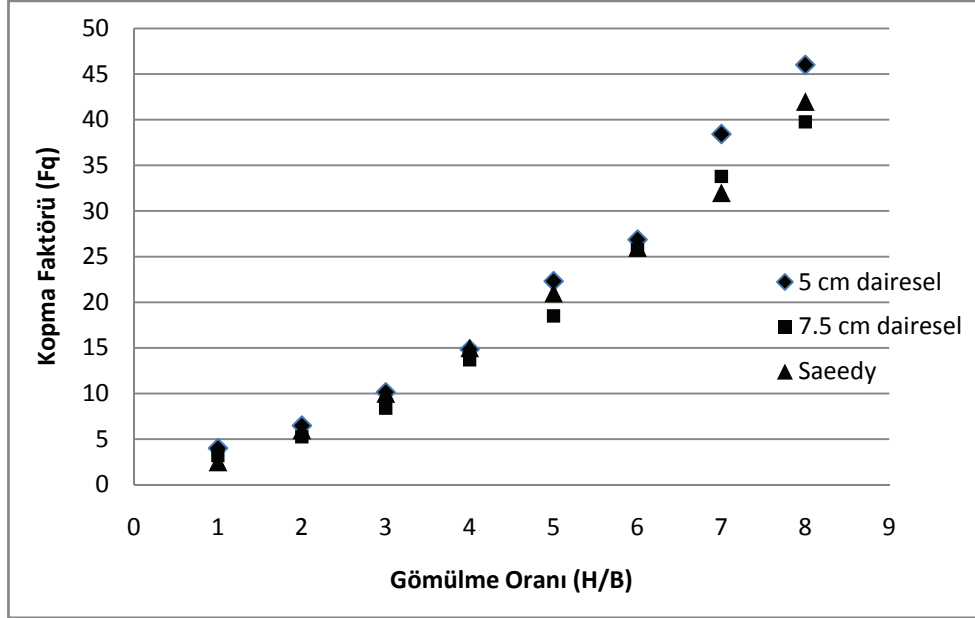
(a) $H/B=5$ durumu



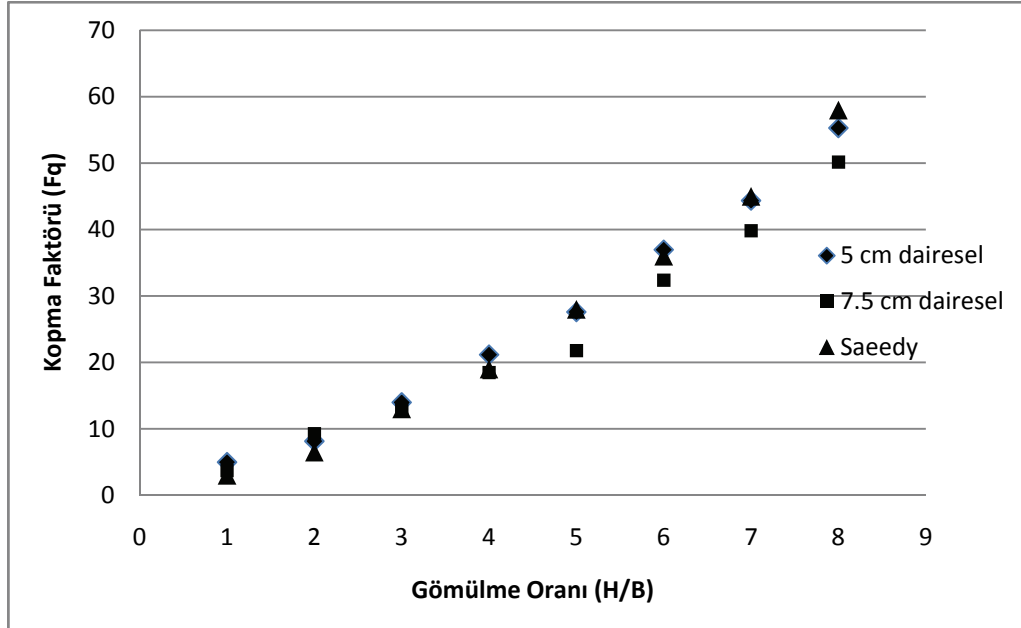
(b) $H/B=6$ durumu

Şekil-3.2a,b Kritik Durum ve Kritik Durum Sonrasına Ait Deplasman Eğrileri

Gevşek ve sıkı kuma gömülü 5cm ve 7.5cm çaplı dairesel ankrajların kopma faktörleri arasında %2.5 oranında fark olduğu, elde edilen sonuçların Saeedy (1987) tarafından önerilen teori ile genel olarak uyumlu olduğu görülmüştür. Sıkı kuma gömülü ankraj plakaları, gevşek kuma gömülme durumlarına göre yaklaşık %25 daha fazla çekme kapasitesine sahiptirler. Gevşek ve sıkı kuma gömülü 5cm ve 7.5cm çaplı ankraj plakalarının davranışı Şekil 3.3 ve Şekil 3.4'te gösterilmiştir.

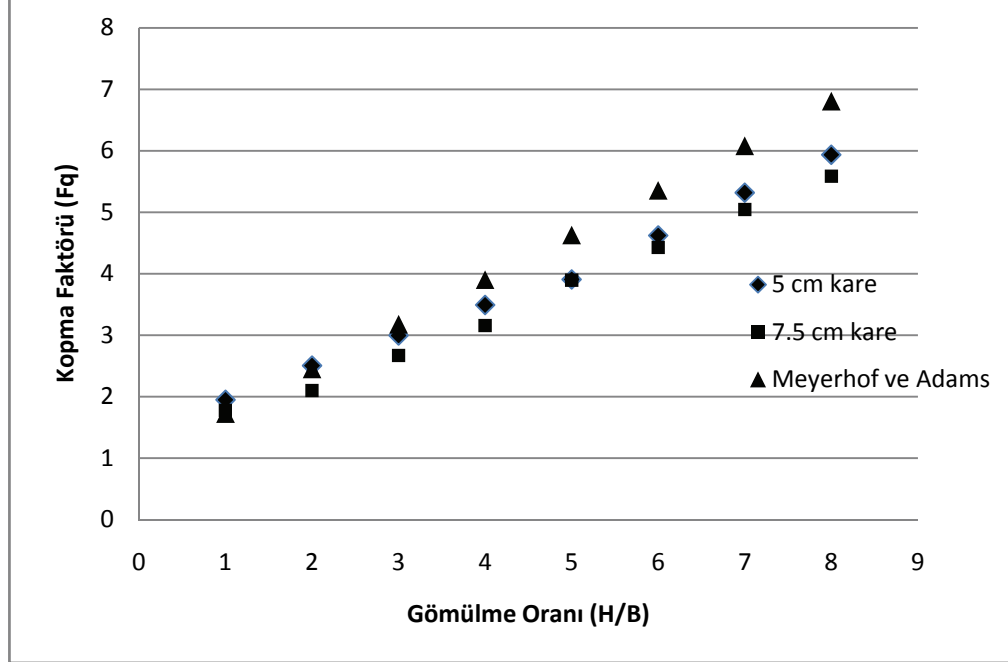


Şekil-3.3. Gevşek Kuma Gömülü Dairesel Ankrajların Derinliğe Bağlı Kopma Faktörü Değişimi

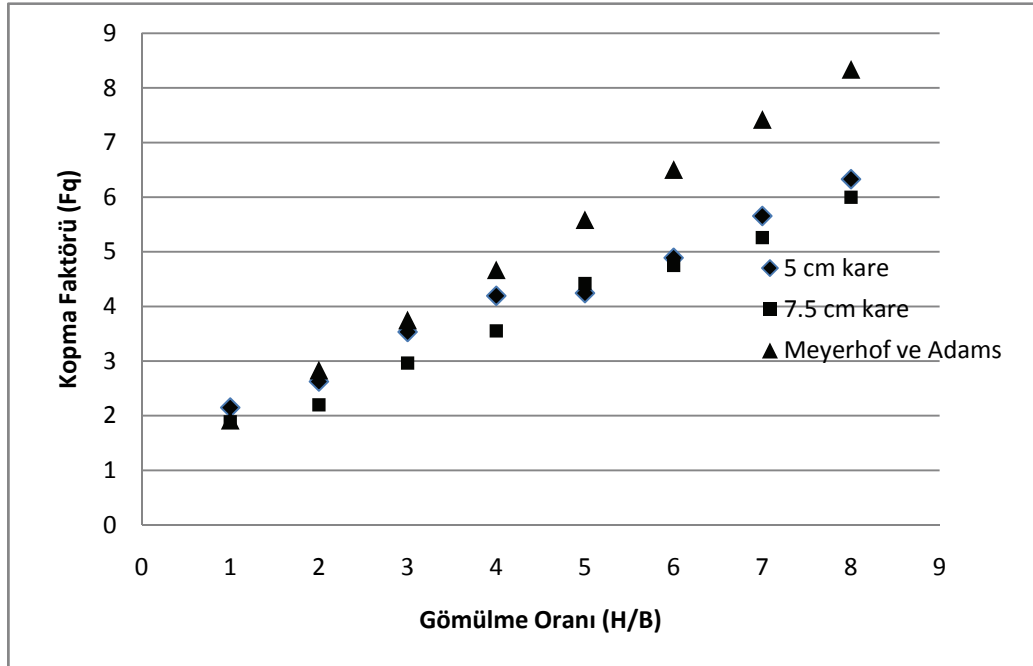


Şekil-3.4. Sıkı Kuma Gömülü Dairesel Ankrajların Derinliğe Bağlı Kopma Faktörü Değişimi

Analizlerden elde edilen sonuçlardan kare ankraj plakalarının kopma faktörlerinin genel olarak uyum içinde olduğu, ancak Meyerhof ve Adams'ın yüzeysel temeller için ($H/B \leq 5$) önerdiği yöntemle göre kritik durumdan sonra ($H/B > 5$) uyumlu olmadığı görülmektedir. Kare temeller için gevşek ve sıkı durumda gömülme oranına bağlı olarak kopma faktörü değişimleri Şekil-3.5 ve Şekil-3.6'da gösterilmiştir.

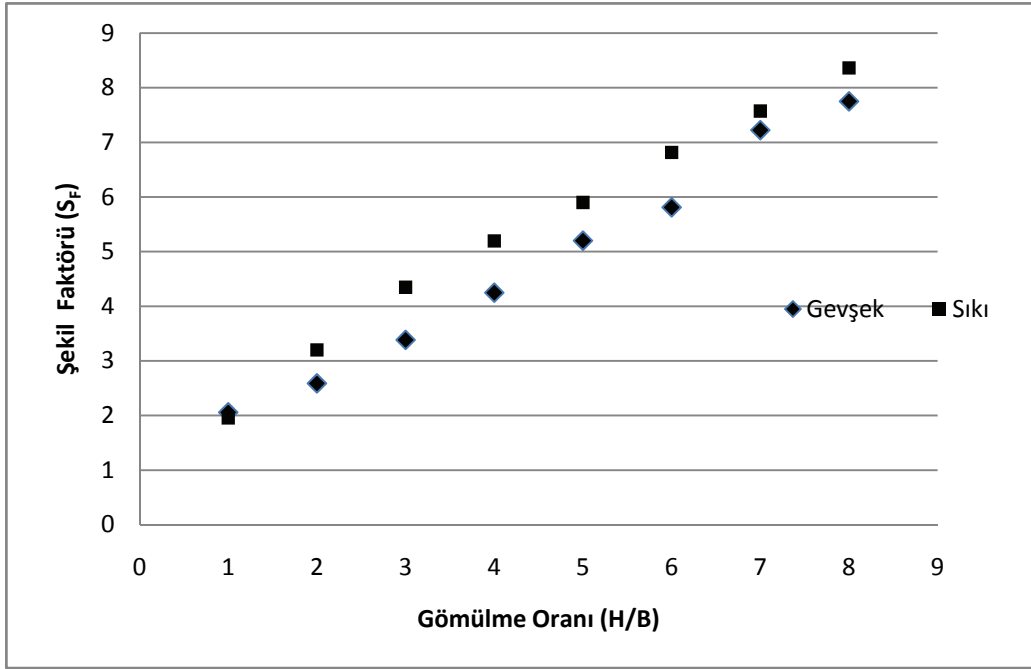


Şekil-3.5. Gevşek Kuma Gömülü Kare Ankrajların Derinliğe Bağlı Kopma Faktörü Değişimi

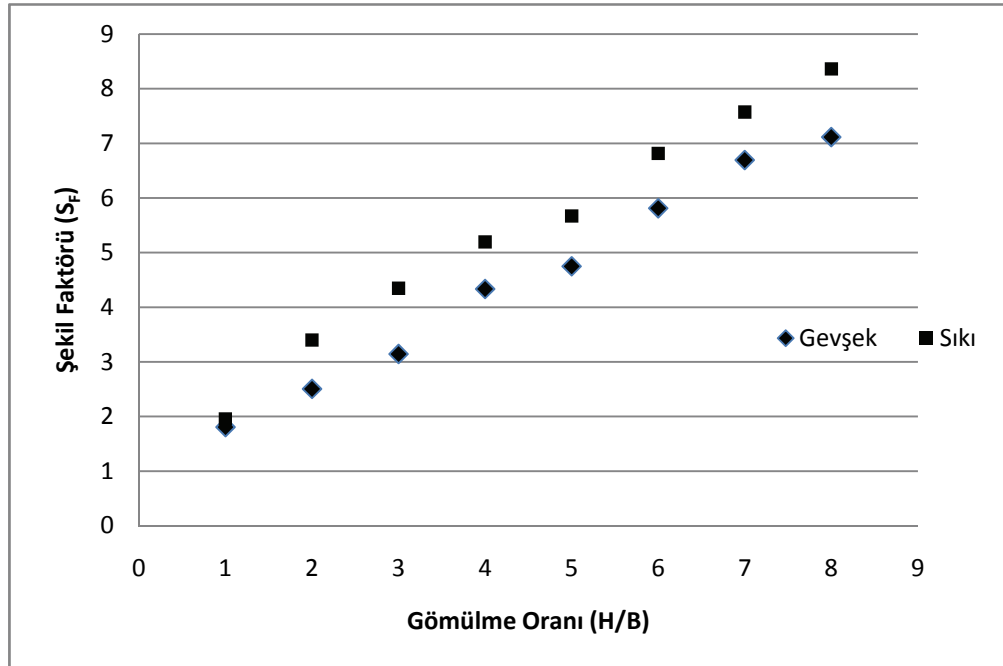


Şekil-3.6. Sıkı Kuma Gömülü Kare Ankrajların Derinliğe Bağlı Kopma Faktörü Değişimi

Dairesel ve kare ankraj plakalarının kopma faktörleri dikkate alınarak ankraj geometrisinin etkisi göz önüne alınmıştır. Elde edilen sonuçlardan dairesel ankraj plakasının, kare plakalara göre daha büyük çekme kuvveti taşıdığı görülmüştür. Şekil faktörleri arasındaki değişim Şekil-3.7 ve Şekil-3.8’te gösterilmiştir.



Şekil-3.7. 5cm Çaplı Dairesel ve 5x5cm Kare Ankrajların Derinliğe Bağlı Şekil Faktörü Değişimi



Şekil-3.8. 7.5cm Çaplı Dairesel ve 5x5cm Kare Ankrajların Derinliğe Bağlı Şekil Faktörü Değişimi

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, farklı sıklıklardaki kum zemin içine farklı gömülme oranlarında yerleştirilen dairesel ve kare ankraj plakalarının çekme dayanımı sonlu elemanlar yöntemiyle analiz edilmiştir. Çalışma sonunda:

- (1) Ankraj plakalarının gömülme derinliğinin artmasıyla çekme dayanımının arttığı görülmüştür.
- (2) Ankraj plakalarının kritik gömülme derinliğinin altına gömülmesi durumunda ($H/B > 5$) yüzeyde deplasman meydana gelmediği, bu da literatürde kritik gömülme derinliği için verilen gömülme oranı ile uyum içinde olduğu görülmüştür.
- (3) Ankrajlar sıkı kum içinde gevşek duruma göre daha fazla çekme dayanımı sağlamaktadır.
- (4) Kuma gömülü dairesel ankraj plakalarının, kare ankraj plakalarına göre daha fazla çekme kuvveti taşıdıkları görülmüştür.
- (5) Kare ankraj plakalarının kritik gömülme oranına kadar literatürde önerilen teoriyle uyum içinde olduğu, kritik gömülme durumundan sonra sayısal olarak elde edilen değerlerin daha düşük olduğu elde edilmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu bildirinin birinci yazarı TÜBİTAK tarafından yurt içi yüksek lisans bursu ile desteklenmektedir. Birinci yazar, bu destek için TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunmaktadır.

KAYNAKLAR

- Balla, A., 1961. The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundations for Pylons in Proc., V Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, France, 1, 569.
- Das, B. M., and Jones, A. D., Uplift Capacity of rectangular foundations in sand, Trans. Res. Rec. 884, National research Council, Washington, DC, 54, 1982.
- Das, B. M., 1999. Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement, Chapter 8, USA.
- Demir, A., 2006, Temel Mühendisliğinde Çekme Dayanımının İrdelenmesi ve Kazıklı Temellerin Çekme Dayanımının Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana
- Dickin, E. A. and Laman, M., Uplift Response of Strip Anchors in Cohesionless Soil, Advance in Engineering Software, Vol. 38, pp. 618-625.
- Dickin, E. A. and Leung, C. F., 1990. Performance of Piles with Enlarged Bases Subject to Uplift Forces. Canadian Geotech. J., Vol. 27, pp. 546-556.
- Ilamparuthi, K. and Dickin, E. A., 2000. Predictions of The Uplift Response of Model Belled Piles in Geogrid-Cell-Reinforced Sand. Geotextile and Geomembranes Vol. 19, pp. 89-109.
- Meyerhof, G. G., and Adams, J. I., 1968. The Ultimate Uplift Capacity of Foundations, Canadian Geotech. J., 5(4), 225.
- Saeedy, H. S., Stability of Circular Vertical Earth Anchors, Canadian Geotech. J., 24(3), 452, 1987.
- Vesic, A.S., Cratering by explosives as an earth pressure problem, in Proc., VI Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Montreal, Canada, 2, 1965, 427.
- Vesic, A.S., Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 97(9), 1183, 1971.

METRO TÜNELLERİNE KOMŞU BİR DERİN KAZININ ETKİSİNİN SAYISAL ANALİZLERLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF A DEEP EXCAVATION NEAR METRO TUNNELS

Mehmet BERİLGİN¹

Kutay ÖZAYDIN²

Sönmez YILDIRIM³

ABSTRACT

Existence of structures neighboring deep excavations is a quite common case in urban areas. Deformations occur in the influence area of the excavation due to the construction activities. If the existence of neighbouring structures not taken into consideration, structural and architectural damages may take place. Neighboring structures to a deep excavation may be buildings, highways, railways and substructures such as tunnels and pipes. If there is a metro tunnel in the influence area of a deep excavation, effect of excavation activities on tunnel lining must be considered during design of deep excavation supporting system, deformations and changes in internal forces must be estimated before the excavation. In this study, deformations and internal forces on a metro tunnel which will be located in close vicinity of a deep excavation were estimated by finite element method, taking into consideration the variety of construction sequences for the deep excavation and the tunnels. In this respect a deep excavation planned for a residential development in Maltepe(İstanbul) to be executed in the vicinity of twin tunnels to be constructed for a metro project is modelled by finite element analysis and expected effects are numerically calculated. Finite element code PLAXIS V9.2 is used in the analysis. Since the metro tunnels were not constructed at the time of analysis, various construction sequences (either tunnels or the deep excavation being opened prior to the other) are considered in the numerical analysis. The results of analysis have shown that soil displacements and changes in internal forces of the tunnel lining will be in tolerable limits and no detrimental effects are to be expected on the tunnels due to the planned deep excavation.

Keywords: Finite element methods, deep excavation

ÖZET

Şehirlerde yapılan derin kazılarda komşu yapıların varlığı sıkça karşılaşılan bir durumdur. Kazı faaliyetlerinden dolayı etki sahası içinde kalan yapılarda deformasyonlar ortaya çıkmakta ve kesit tesirlerinde artışlar olmaktadır. Derin kazı projelerinde komşu yapıların

¹ Doç.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, berilgen@yildiz.edu.tr

² Prof.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, ozaydin@yildiz.edu.tr

³ Prof.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, ysonmez@yildiz.edu.tr

varlığı gözönüne alınmadığı durumda yapısal ve fonksiyonel hasarlar meydana gelebilmektedir. Derin kazılara komşu, yollar, binalar ve alt yapı tesislerine rastlanabilmektedir. Büyük şehirlerin alt yapı tesislerinden biri olan metro tünellerinin derin bir kazının etki sahası içinde yer alması durumunda kazıdan dolayı tünel kaplamasında oluşabilecek deformasyon ve kesit tesirleri değişimleri tasarım aşamasında belirlenmelidir. Bu çalışmada metro tünelleri ve derin kazının yapılma önceliğine göre kazıya yakın tünelde oluşacak deformasyonlar ve kesit tesirlerinin incelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla İstanbul Maltepe’de inşa edilecek konut blokları inşaatı için yapımı planlanan temel kazısı dolayısı ile yapımı planlanan bloklardan metro tünellerine en yakın konumlanacak olanının metro tüneline gelebilecek etkiler sayısal analizler yardımı ile tahmin edilmiştir. Sayısal analizlerde sonlu elemanlar yöntemi tercih edilmiş ve bunun için PLAXIS V9.2 (Brinkgreve et al., 2008) yazılımı kullanılmıştır. Metro tünelleri henüz açılmamış olduğundan yapımı planlanan derin kazı ve tünellerin inşa önceliğine göre tünel kaplamasında meydana gelecek yer değiştirme ve kesit tesirlerindeki değişim sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerle hesaplanmış ve kazının yapılmadığı, sadece tüneller bulunduğu durum için karşılaştırmalar yapılmıştır. Yapılan karşılaştırmalar tünel etki sahasında yapılacak iksalı derin kazı dolayısı ile tünellerde önemli kesit tesirleri artışları meydana gelmeyeceği ve oluşabilecek yer değiştirmelerin tünelleri etkilemeyeceğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Sonlu elemanlar yöntemi, derin kazı.

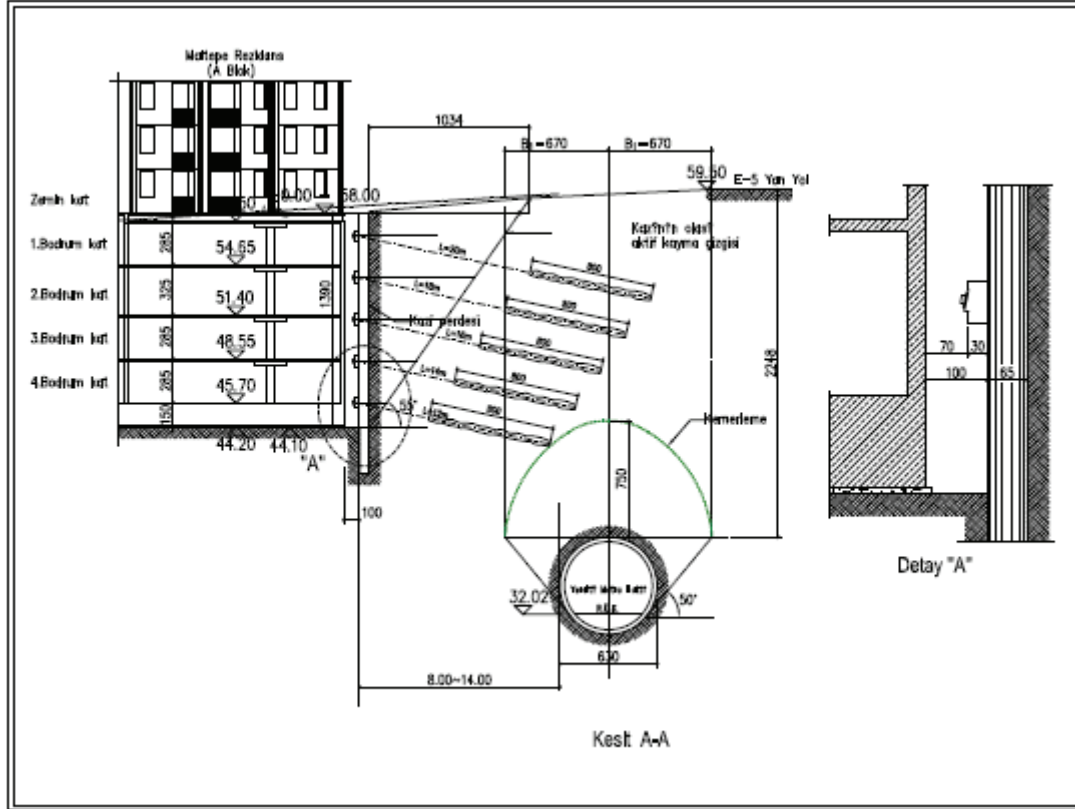
1. GİRİŞ

Şehirlerde yapılan derin kazılarda komşu yapıların varlığı sıkça karşılaşılan bir durumdur. Kazı faaliyetlerinden dolayı etki sahası içinde kalan yapılarda deformasyonlar ortaya çıkmakta ve kesit tesirlerinde artışlar olmaktadır. Derin kazıların tasarım aşamasında komşu yapıların varlığı gözönüne alınmalı ve yapılacak analizlerde komşu yapıda oluşacak deformasyonlar ve kesit tesirleri artışları tahmin edilmelidir. Komşu yapıda tahmin edilen kesit tesirleri artışları veya deformasyonlar yapıda hasar oluşturuyor ise gerekli önlemler alınmalıdır. Derin kazı projelerinde bu şekilde komşu yapıların varlığı göz önüne alınmadığı takdirde yapısal ve fonksiyonel hasarlar meydana gelebilmektedir. Derin kazılara komşu yapılar yollar, binalar ve alt yapı tesisleri olmaktadır. Büyük şehirlerin alt yapı tesislerinden biri olan metro tünellerinin derin bir kazının etki sahası içinde yer alması durumunda kazıdan dolayı tünel kaplamasında oluşabilecek deformasyon ve kesit tesirleri değişimleri tasarım aşamasında belirlenmelidir. Literatürde yapılan derin kazılar dolayısı ile tünellerde ortaya çıkan etkilerin belirlenmesine yönelik çalışmalara son yıllarda daha fazla rastlanmaktadır. Sharma vd. (2001), Dolezalova, (2001), Hou vd. (2007) Thansnanipan vd. (2006) bu çalışmalara örnek olarak verilebilir. Bu çalışmada metro tünelleri ve derin kazının yapılma önceliğine göre kazı iksa sistemi ve kazıya yakın tünelde oluşacak deformasyonlar ve kesit tesirlerinin incelenmesi amaçlanmıştır.

2. YAPILACAK DERİN KAZI VE METRO TÜNELLERİ

İstanbul Maltepe’de inşa edilecek konut blokları inşaatı için yaklaşık 14.0 m derinliğinde bir temel kazısı yapılması planlanmaktadır. Kazı kenarlarının düşey olarak açılması, kazıklı perde ve öngermeli zemin ankrajlarından oluşan bir iksa sistemi ile desteklenmesi tasarlanmaktadır. Yapımı planlanan bloklardan metro tünellerine en yakın konumlanacak

olanın temel kazısı ile metro tüneli arasında minimum 8.0 m aralık kalmaktadır. Bu noktadan geçen ve yapılacak kazı ile metro tünellerinin konumlarını gösteren bir kesit Şekil 1’de gösterilmiştir. Hesaplarla olumsuz etkilenmeyeceği gösterilmediği takdirde yer altı metro hattı için izin verilebilir yaklaşım sınırı en çok 14.0 m olarak verilmektedir. Metro tünelleri henüz açılmamıştır. Yapımı planlanan inşaat ile metro tünelleri üzerinde oluşabilecek etkilerin incelenmesinde en olumsuz duruma karşılık gelmesi nedeni ile temel kazısı ile metro tüneli arasında minimum 8.0 m aralık kalması durumu esas alınmıştır. Bu durumda oluşabilecek tesirler ayrıntılı olarak incelenmiştir.

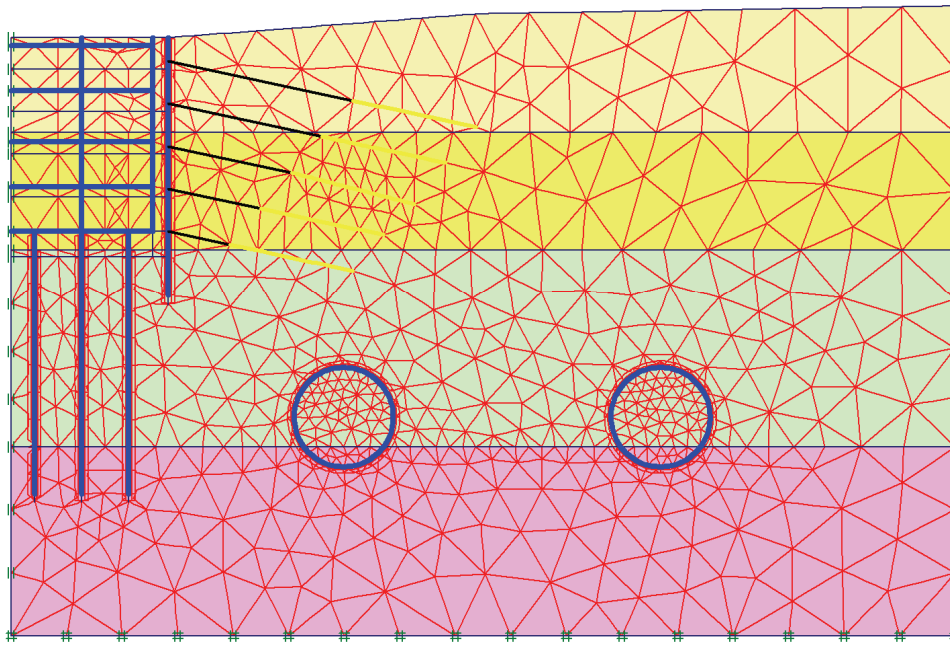


Şekil 1. Analizlerde göz önüne alınan metro tüneli ile bina ve kazı kesiti

Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi'nin inceleme konusu inşaat alanı yakınından geçecek tünellerinin konut projesi inşaatının tünellerden önce veya sonra inşa edilmesi durumları, tünellerin TBM (tünel açma makinesi) ile açılması durumu için incelenmiştir. Ayrıca, bina inşaatlarının değişik safhaları (temel kazısı tamamlanmış fakat henüz bina inşa edilmemiş ve bina inşa edilmiş olması durumları) analizlerde göz önüne alınmıştır.

3.SAYISAL ANALİZLER

Bu çalışmada, yapılacak bina inşaatından dolayı tünele gelebilecek ek etkiler sayısal analizler ile incelenmiştir. Bunun için sonlu elemanlar yöntemini kullanılarak geoteknik problemlerin analizleri için geliştirilen PLAXIS V9.2 yazılımından yararlanılmıştır. Analizler tünellerin TBM (Tünel Açma Makinesi) yöntemi ile bina ve temel kazısı öncesinde ve sonrasında açılması durumları için yapılmıştır. Analizlerde kullanılan sonlu elemanlar modeli Şekil 2’de gösterilmiştir.



Şekil 2. Derin kazı ve Tünellerin SE modeli

Analizlerde kullanılan sonlu elemanlar modelinde ana kaya tabakası üzerinde yer alan killi zemin çökeltileri iki tabakaya ayrılmıştır. Buna göre üstte 14.5-16.5 m kalınlıkta bir Üst Kil tabakası, onun altında 12.5 m kalınlığında bir Alt Kil tabakası ve en altta model sınırına kadar 12 m kalınlıkta Yumuşak Kaya tabakası göz önüne alınmıştır. Kil tabakaları için Hardening Soil Model, Yumuşak Kaya için Mohr-Coulomb modelleri kullanılmıştır. Bu modeller için göz önüne alınan malzeme parametreleri Tablo 1’de verilmiştir.

Tablo 1. Malzeme özellikleri

Parametre	Sembol	Birim	Ust Kil	Alt Kil	Yumusak Kaya	Radye
Tabii Birim Hacim ağırlık	γ	[kN/m ³]	18	18	22	24
Doygun Birim Hacim ağırlık	γ_d	[kN/m ³]	19	19	22	24
Yatay Permeabilite	k_x	[m/gün]	0	0.047	0	0
Düşey Permeabilite	k_y	[m/gün]	0	0.047	0	0
Sekant Modülü	E_{50}^{ref}	[MPa]	35	45	400	20000
Ödometre Modülü	E_{oed}^{ref}	[MPa]	35	45	-	-
Boşaltma Modülü	E_{ur}^{ref}	[MPa]	175	225	-	-
Kohezyon	c_{ref}	[kPa]	5	5	10	-
Kayma muk. Açısı	ϕ	[°]	27	27	40	-
Poisson oranı	ν	[-]	0.2	0.2	0.2	0.15
Referans gerilme	p_{ref}	[kPa]	100	100	0	-
Hiperbolik model üstel katsayısı	m	[-]	0.7	0.7	0	-
Sükunetteki toprak basıncı katsayısı	K_0^{nc}	[-]	0.546	0.546	0.9	-
Göçme oranı	R_f	[-]	0.9	0.9	-	-
Arayüzey oranı	R_{inter}	[-]	0.8	0.8	-	-

Sonlu elemanlar modelde yer altı suyunun yüzeyden 8.5 m derinlikte olduğu kabul edilmiştir. Tablo 1’de ayrıca bina radye temeli için göz önüne alınan malzeme özellikleri de verilmiştir. Kalınlığı 1.50 m olan radye plağı da zemin tabakaları gibi katı eleman olarak modellenmiştir. Analizlerde inşaat adımları göz önüne alınmış olup tünellerin her biri için iki aşama (toplam 4 adım), bina temel kazısı için kazı ve ankraj uygulaması (toplam 5 adım) ve bina yüklerinin uygulanması göz önüne alınmıştır. Kullanılan sonlu elemanlar modelinde göz önüne alınan tünel, destekli kazı ve bina özellikleri aşağıda açıklanmaktadır:

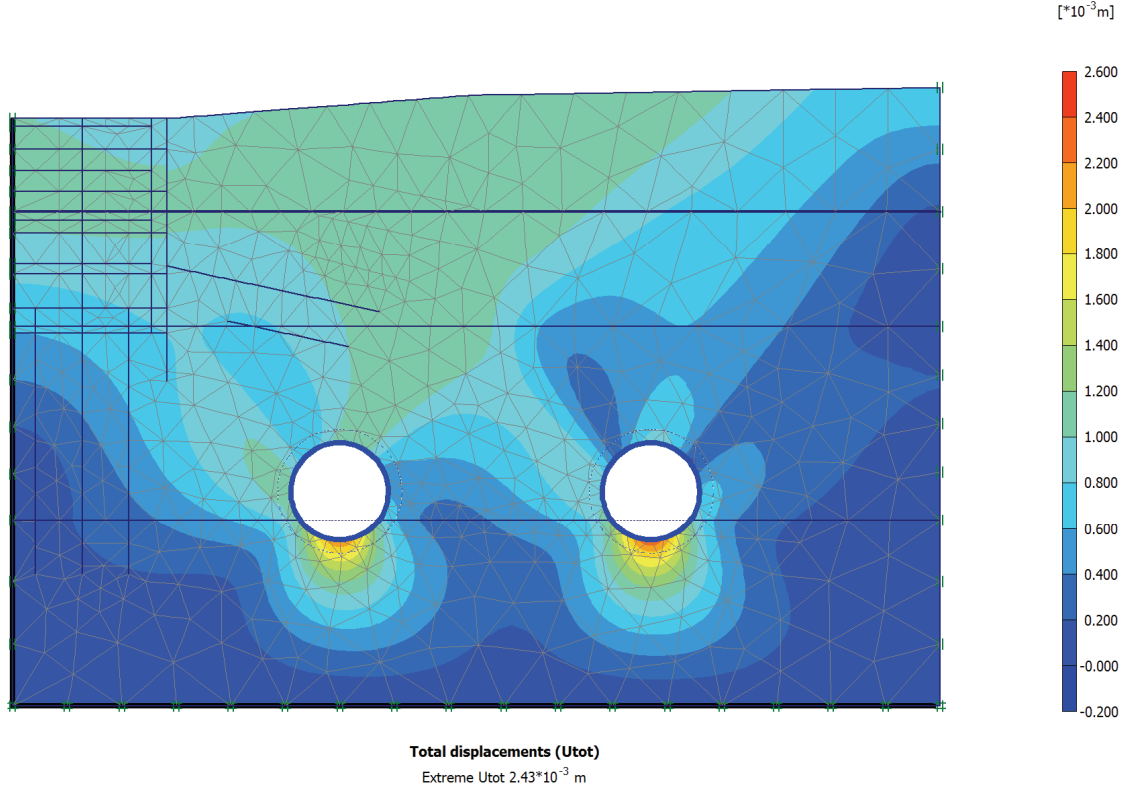
Tünellerin TBM yöntemi ile açılması durumu için sonlu elemanlar modeli geliştirilmiştir. TBM ile açılan tünel modelinde tünel yarıçapı 3.15 m, kaplama kalınlığı 30 cm olarak alınmıştır. İnşaat adımları olarak her iki tünel için önce TBM ile delme, daha sonra kaplama uygulaması göz önüne alınmıştır. Analizlerde ilk olarak binaya yakın (sol) tünel açılmıştır. Yeraltı suyu seviyesinin tünel üst kotundan yüksek olmasından dolayı analiz adımlarında tünellerin içlerinde oluşan su basınçları sıfırlanmış, tüm hidrostatik basınçlar kaplamaya dıştan uygulanmıştır.

Analizlerde inşa edilecek yapının temel kazısının 0.90 m aralıklı 0.65 m çapında fore kazıklı perde ve yatayda 1.8 m aralıklı 5 sıra 350 kN öngerme uygulanan ankrajlar ile desteklenmesi öngörülmüştür. Ankrajlar, kök uzunlukları 8 m alınarak aktif kamanın dışına kazı yüksekliğinin (H=13.9 m) beşte biri eklenerek belirlenen uzaklığa yerleştirilmişlerdir. Hesaplar sırasında her bir kazı ve ankraj öngerme uygulanması ayrı ayrı göz önüne alınmıştır. Buna göre tüm temel kazısı 5 adımda gerçekleştirilmiştir. Modelde 10 m kazı genişliği göz önüne alınarak her kazı adımında 2.7 m kazı ile birlikte 194 kN/m öngerme uygulandığı varsayılmıştır. Kazı seviyelerinin YASS altına düştüğü hesap adımlarında yeraltı su akımı analizleri yapılmıştır. Bu analizler için kazıklı perdenin geçirimli, tünel kaplamalarının geçirimsiz olduğu düşünülmüştür.

3.1.Mevcut Durumda Tünellerin Açılmasının Etkisi

Yapımı planlanan bina inşaatı ile tünellerin olası etkileşimini incelemeye geçmeden önce, mevcut arazi ve zemin koşullarında (temel kazısı veya bina yapılmadan) tünellerin açılması durumu analiz edilmiştir. İki farklı tünel açma yöntemi için gerçekleştirilen bu analizlerin sonuçlarının, bina inşaatı ile tünellerin birlikte göz önüne alındığı analiz sonuçları ile karşılaştırılması amaçlanmıştır.

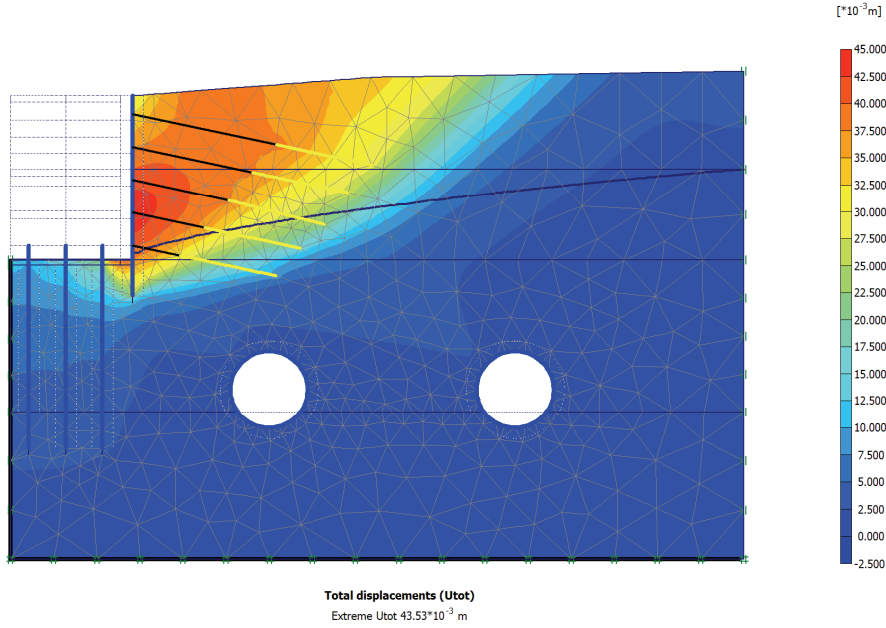
Gerçekleştirilen sayısal analizler sonucunda tünel açılan ortamda oluşması beklenen toplam yer değiştirmelerin dağılımı ve tünel yakın çevresindeki yer değiştirmeler ile tünel kaplamasında etkimesi beklenen normal kuvvet, kesme kuvveti ve moment dağılımları hesaplanmıştır. Analiz sonuçlarına göre ortamda oluşan deformasyonların dağılımı Şekil 3’te görüldüğü gibidir. Kesit tesirleri ise göz önüne alınan diğer durumlar için hesaplanan değerlerle birlikte karşılaştırmalı olarak Şekil 6’da gösterilmiştir.



Şekil 3. Bina ve kazının olmadığı durumda her iki tünelin açılması sonrası toplam yer değiştirme dağılımı (maks. yer değiştirme = 2.4 mm)

3.2. Tüneller Açıldıktan Sonra Temel Kazısı Yapılması

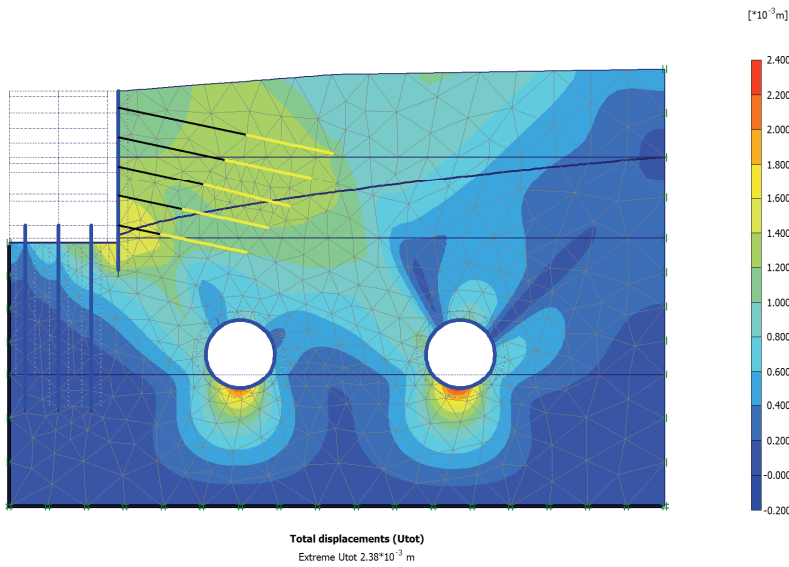
Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi tünellerinin yapımı tamamlandıktan sonra yapımı planlanan konut projesinin hayata geçirilmesi durumunda en kritik kesitin bina bodrum katlarının tünellerden 8.0 m yatay uzaklıkta ve temel taban kotlarının tünel kret kotununun 6.98m üzerinde olması durumu olduğu saptanmıştır. Temel zeminine ortalama 400 kPa gerilme aktarılması beklenen yüksek blokların kazıklı temeller ile taşınması planlanmaktadır. Temel tasarımı henüz kesinleşmemiş olmakla birlikte analizlerde yapının 2.50 m aralıklı ve 1.0 m çapında kayaya soketlenmiş betonarme kazıklarla taşınacağı göz önüne alınmıştır. Analizlerde tüneller etrafında oluşması beklenilebilecek zemin yer değiştirmeleri ve tünel kaplamalarında etkiyecek ek kesit tesirleri hesaplanmıştır. Analizler sonucunda elde edilen deformasyon dağılımı Şekil 4’te, kesit tesirleri sonuçları ise diğer analizlerin sonuçları ile karşılaştırılmalı olarak Şekil 6’da verilmektedir.



Şekil 4. Tünellerden sonra kazı yapılması durumunda toplam yer değiştirme dağılımı (maks. yer değiştirme = 43.5 mm- iksa perdesi arkasında)

3.3. Temel Kazısı Sonrası Tünellerin Açılması

Yaklaşık 14.0 m derinliğinde olacak ve ankrajlı bir iksa sistemi ile desteklenecek temel kazısının son kotuna ulaştığı, ankraj germe kuvvetlerinin etkili olduğu ve henüz bina inşaatına başlanmadığı bir aşamada tünellerin açılmaya başlanması durumu göz önüne alınmıştır. Temel çukuru son kotuna ulaştığında tünellerin açılması durumu için hesaplanan zemin hareketleri Şekil 5'te ve kesit tesirleri göz önüne alınan diğer durumlar için hesaplanan değerlerle karşılaştırmalı olarak aşağıda Şekil 6'da gösterilmektedir.

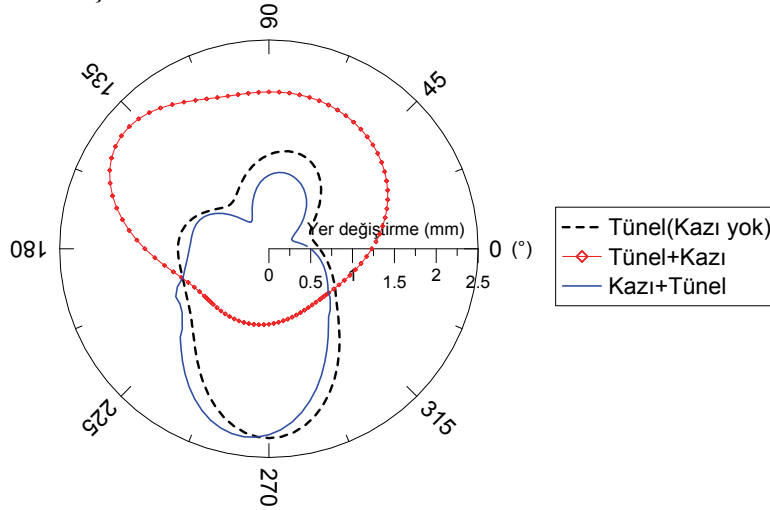


Şekil 4. Destekli kazıdan sonra tünellerin inşa edilmesi durumunda toplam yer değiştirme dağılımı (maks. toplam yer değiştirme = 2.4 mm)

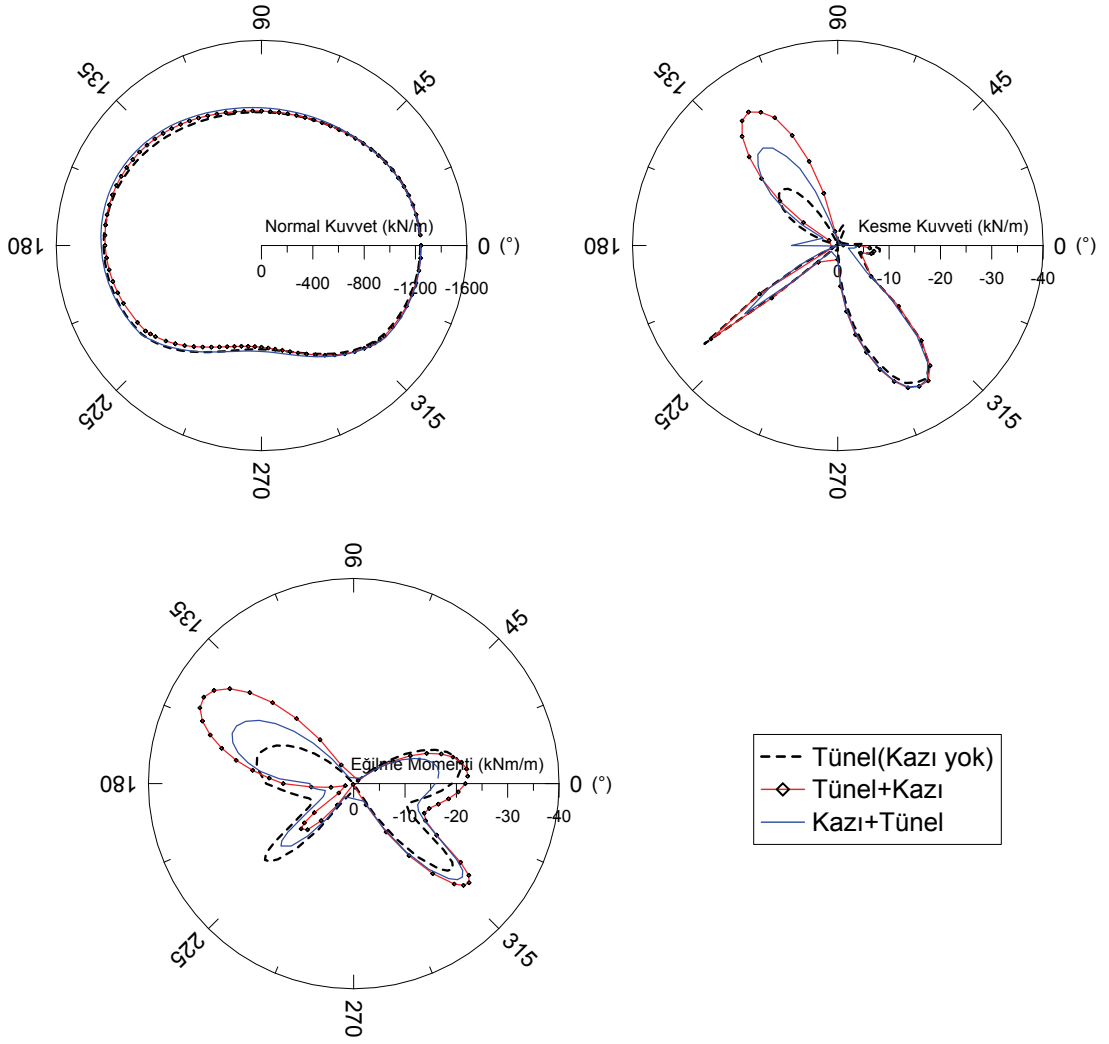
7.SONUÇLAR

Yapılan analizlerde elde edilen sonuçların karşılaştırılması kazıya komşu tünel için yapılmıştır. Buna göre bina temel kazısı yapılmadığı durumda sadece tünellerde oluşan yer değiştirmeler ile tünellerin inşasından sonra temel kazısının yapılması ve temel kazısı yapıldıktan sonra tünellerin açılması durumları için tünel kaplamasında meydana gelen yer değiştirmeler ve kesit tesirleri (normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti) karşılaştırılmıştır. Şekil 5'te göz önüne alınan inşa önceliği durumlarına göre tünel kaplamasında meydana geleceği hesap edilen yer değiştirmeler gösterilmiştir. Bu şekilden görüldüğü gibi tünel kaplamasında tünel ve kazı işlemleri nedeni ile ortaya çıkan yer değiştirmeler oldukça küçüktür. Tünellerin açılmasından sonra kazı yapılması durumunda kaplamanın davranışı, kazı olmaması ve kazı sonrası tünel açılması durumlarında sergilenen davranıştan daha farklı olmaktadır. Şekilde görüldüğü gibi sadece tünellerin açılması ve kazı sonrası tünellerin açılması durumlarında oluşacak yer değiştirmeler birbirine benzemektedir.

Tüneller ve kazı inşaatı önceliğine göre tünel kaplamasında oluşan kesit tesirlerinin karşılaştırılması Şekil 6'da gösterilmiştir. Görüldüğü gibi kaplamada oluşan normal kuvvet dağılımı inşaat önceliğinden önemsenmeyecek düzeyde etkilenirken, kesme kuvveti ve moment dağılımları inşaat sırasından bir miktar etkilenmektedir.



Şekil 5. Tünel kaplamasında tünel ve kazı inşaatı önceliklerine göre yer değiştirmeler



Şekil 6. Tünel kaplamasında tünel-kazı inşaatı önceliklerine göre kesit tesirleri diagramları

Yukarıdaki şekillerde gösterilen yer değiştirme ve kesit tesirlerinin maksimum değerleri Tablo 2’de özetlenmiştir.

Tablo 2. Analiz sonuçlarının karşılaştırılması

Etkiler	Tünel	Tünel +Kazı	Kazı+Tünel
Mak. Yer değ. (mm)	2.3	2.2	2.3
Mak. Normal Kuvvet (kN/m)	1260.0	1240.0	1260.0
Mak. Kesme Kuvveti (kN/m)	38.7	37.7	36.8
Mak. Eğilme Momenti (kNm/m)	40.4	33.7	29.0

Tablo 2’de özetlenen analiz sonuçları, varolan arazi koşullarında tünel açılması ile temel çukuru son kotunda iken tünel açılması veya tünel inşaatı tamamlandıktan sonra kazı yapılması durumlarında oluşacak zemin yer değiştirmelerinin birbirine çok yakın değerlerde ve gözardı edilebilir mertebelerde olacağını göstermektedir. Hesaplanan kesit tesirleri incelendiğinde ise, etkiyecek normal kuvvetlerin birbirine çok yakın olacağı, kesme kuvvetleri ve eğilme momentlerinin ise tünel açma yönteminden bir miktar etkileneceği ancak mevcut durum, kazı sonu durumu ve bina inşaatı sonrası için

hesaplanan değerlerin birbirine çok yakın olduğu gözlenmektedir. Özet olarak, temel çukuru açılmış olmasının veya tünellerden sonra derin kazı yapılmasının metro tünelleri üzerinde herhangi bir olumsuz etki yaratmayacağı anlaşılmaktadır.

KAYNAKLAR

- Brinkgreve, et al. (2008), PLAXIS Reference Manual, Plaxis bv., Netherlands.
- Dolezalova, M. (2001), "Tunnel Complex Unloaded by a Deep Excavation", *Computers and Geotechnics*, Vol.28 (6-7),469-493.
- Hou, Y.M., Wang, J.H., and Zhang, L.L., (2007), "Three-Dimensional Numerical Modeling of a Deep Excavation Adjacent to Shanghai Metro Tunnels", Y. Shi et al. (Eds.): *ICCS 2007, Part III, LNCS 4489*, pp. 1164–1171, Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Sharma, J.S., Hefny, A.M., Zhao, J., and Chan, C.W., (2001), "Effect of large excavation on deformation of adjacent MRT Tunnels", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 16 (2), 93-98.
- Thansnanipan, N., Maung, A.W., Aye, Z.Z., Submanee Wong, C., and Boonyarak, T. (2006), "Construction of Diaphragm Wall for Basement Excavation Adjacent to Tunnels in Bangkok Subsoil", *International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling*, 2-4 February, Bangkok, Thailand

YÜZEYSEL TEMELLERİN TAŞIMA GÜCÜ HESABINDA EUROCODE 7 KULLANIMI

BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATION WITH EUROCODE 7

Omer Faruk ÇAPAR¹

Hamit AYDIN²

FAZLI BÜYÜKBAŞ³

ABSTRACT

Eurocode 7: Geotechnical Design will be valid in the beginning of 2010 for the European Member States. it also becomes world-wide popular for the adoption and the implementation of the code for design procedures. This paper describes How to use Eurocode 7 to obtain bearing capacity of shallow foundations by using National Annexes and distinction between classical calculation methods, which are Terzaghi, Meyerhof, Vesic, and Eurocode 7. In addition, National Annexes should be prepared by considering possible differences in geographical, geological or climatic conditions at national, regional or local level. In this study, algorithms for the preparations of the Annexes by using risk and reliability analysis are presented.

Keywords: Shallow foundation, Eurocode 7, bearing capacity.

ÖZET

Eurocode 7, 2010 yılın başından itibaren Avrupa Birliği ülkelerinde zorunlu standart olarak kullanılmaya başlanacaktır. Ayrıca bu norm dünya genelinde de popüler hale gelmiş ve ülkeler kendi geoteknik standartlarına adapte ederek, tasarım tekniği olarak kullanmaya başlamışlardır. Bu çalışma, bir yüzeysel temel sisteminin taşıma gücünün Eurocode 7 ile nasıl tasarlanacağını ulusal ekleri de kullanarak hesaplama tekniğini göstermektedir. Bununla beraber, diğer klasik yöntemler olan Terzaghi, genel taşıma gücü (Meyerhof ve Vesic) kullanılarak elde edilen taşıma gücü değerleri ile bulunan sonuçlar karşılaştırılmıştır. Bunlara ilaveten, Ülkemize ait Ulusal Ekler halen hazır değildir. Bu çalışmada Ulusal Ekler için Avrupa Birliği tarafından tavsiye edilen ülkemizin coğrafik konumu, jeolojik ve iklimsel özelliklerine göre hazırlanma tekniği, risk ve güvenilirlik analiz yöntemlerinin yardımı ile anlatılmış ve akış diyagramları vasıtası ile özetlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Yüzeysel temel, Eurocode 7, taşıma kapasitesi.

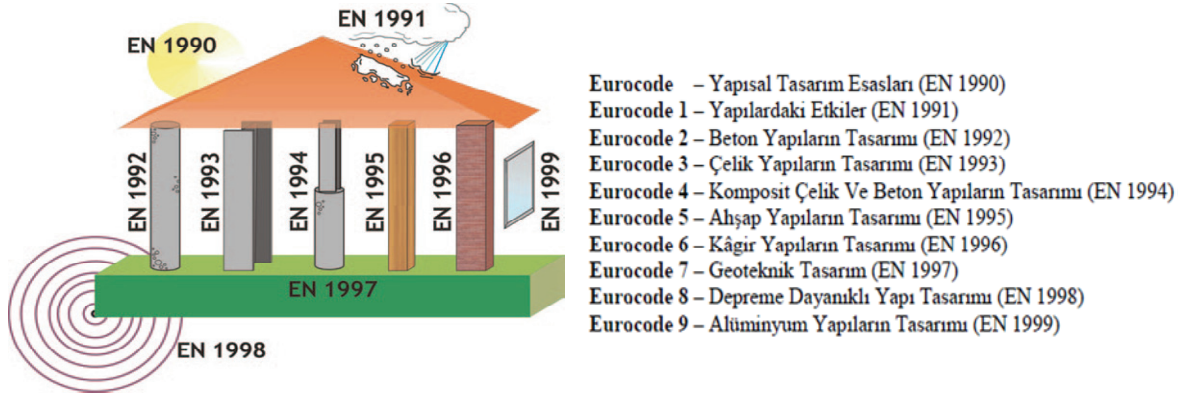
¹ Yrd. Doç. Dr., Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, ocapar@gmail.com

² Yrd. Doç. Dr., Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, haydin@karaelmas.edu.tr

³ İnş. Müh., Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, zeminmuh_fazli@hotmail.com

1. GİRİŞ

Avrupa birliğine bağlı ülkeler Eurocode 0 olarak nitelendirilen *Yapısal Tasarım Esasları* (EN 1990) ile inşaat mühendisliği projelerinde bir standartlaşmaya başlamışlardır. Şekil 1’de Avrupa normlarının kronolojik tarih sıralaması ve uygulama alanları gösterilmektedir. Avrupa standardizasyon komitesi tarafından geliştirilen yapısal normlar (Eurocode), Avrupa’da kullanılan bina ve diğer inşaat mühendisliği projelerinin tasarımı için hazırlanmış alt grupları ile birlikte tam 57 parçadan oluşan ve 10 temel başlık altında toplanmış standartlar grubudur.



Şekil 1. Avrupa Normlarının İçerikleri ve Tarihsel Sıralaması (Bond ve Harris, 2008)

1990’lı yılların başından itibaren bu normları kendi sistemlerine adapte etmeye başlamışlardır (Trofimenkov ve Mikeheev 1999, Sieffert ve Gress 2000, Frank ve diğ. 2004, Schuppner 2007, Bond ve Harris 2008). 2010 yılından itibaren de bütün Avrupa Birliği ülkeleri tarafından kullanılması zorunlu hale gelecektir. Bu normların yapılmasındaki temel amaç, yapı tasarımına ilişkin ortak bir anlayış ve yapı sektöründe ortak Ar-Ge koşulları sağlamak ve rekabet gücünü arttırmaktır. Böyle bir birliktelik, yapı hizmetlerinin değişimini, pazarlanmasını ve yapısal bileşen ve teçhizatın kullanımını kolaylaştırır. Bundan dolayı, birliğe üye ülkeler arasındaki farklı standartların uygulanmasından ortaya çıkan ticari engeller yıkılacaktır. Ülkemizde de yapısal Eurocode’lar Türkçeye çevrilerek adaptasyon işlemleri başlatılmıştır.

Geoteknik mühendisliğinde kullanılan Eurocode 7 Geoteknik Tasarım ana başlığı altında Türkiye Standartları Enstitüsü (TSE) tarafından 20.04.2000 tarihinde TS ENV 1997-1 “Jeoteknik(?) Tasarım Bölüm 1: Genel Kurallar” adı ile kabul edilmiş, daha sonra 2004 yılında da TS ENV 1997-2 ve 3 nolu laboratuvar ve arazi deneyleri destekli tasarım adları ile Eurocode 7’nin alt başlıkları da yürürlüğe girmiştir. Avrupa standardizasyon komitesi 2004 yılında Eurocode 7-1 tekrar revize etmiş ve birlik ülkelerinin kendi ulusal çalışmalarını buna göre değiştirmesini istemiştir. 2009 yılı içinde de son hali yayınlanacaktır. Diğer iki alt norm da 2007 yılında Eurocode 7-2 olarak revize edilmiş böylelikle arazi ve laboratuvar deneyleri ile tasarım birleştirilmiştir. Bundan dolayı Türkçeye çevrilen TS ENV 1997-1, 2 ve 3 nolu standartlar TSE tarafından 2005 yılında ve 2007 yılında iptal edilerek yerine güncelleştirilen yeni Eurocode 7 normları yayınlanmıştır. Bu normlar, hale hazırda İngilizcedir ve çevirileri yapılmamıştır.

Bu çalışmada, Geoteknik mühendisliği tasarımlarından biri olan yüzeysel temellerin taşıma gücü hesabında klasik yöntemler ve Eurocode 7-1 (EC 7) kullanım örneklemeleri yapılmıştır. Ülkemizde, zeminlerin taşıma gücü hesaplamalarında, hangi yöntemin kullanılması gerektiğini belirten herhangi bir standart mevcut değildir. Uygulama da en

yaygın kullanılan yöntemler Terzaghi ve Genel Tasıma Gücü formülleridir (Tablo 1 ve 2). Bundan dolayı örnekler, Terzaghi, Meyerhof ve Vesic tarafından önerilen Genel Tasıma Gücü ve EC 7'ye göre çözülmüş ve sonuçları karşılaştırılmıştır. EC 7'nin kendimize ait ulusal ekleri olmadığından dolayı Avrupa standardizasyon komitesi standartlarının kullandığı ekler dikkate alınarak taşıma gücü hesapları yapılmıştır. Ayrıca, ulusal eklerin hazırlanması için gerekli risk ve güvenilirlik analizlerine örnekler verilerek, yapılması gereken adımların akış diyagramları sunulmuştur

Tablo 1. Taşıma Gücü Faktörlerinin Ülkelere Göre Dağılımı(Sieffert 2000)

Ülke	N_c	N_q	N_γ	Formüller	Abaklar	Tablolar
Avusturya	Özel	Özel	Özel		X	X
Çek Cum.	Meyerhof	Meyerhof	Hansen	X	X	
Almanya	Meyerhof	Meyerhof	E-7	X	X	X
Fransa	Meyerhof	Meyerhof	Grioud			X
İrlanda	Meyerhof	Meyerhof	Hansen		X	
Norveç	Meyerhof	Meyerhof	Hansen			
Portekiz	Terzaghi Meyerhof	Terzaghi Meyerhof	Terzaghi Meyerhof Hansen Vesic	X	X	X
İsveç	Meyerhof	Meyerhof	Özel	X		
Slovenya		Meyerhof	E7		N_c-N_γ	
Eurocode 7	Meyerhof	Meyerhof	E7	X		

Tablo 2. Taşıma Gücü Faktörleri(Das, 2004,2009,Bowles 1996, Bond ve Harris 2008)

Yöntem	N_c	N_q	N_γ
Terzaghi	$\cot \varphi' (N_q - 1)$	$\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \tan \varphi'}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)}$	$\frac{1}{2} \left(\frac{\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)}{\cos^2 \varphi'} - 1 \right)$
Meyerhof	$\cot \varphi' (N_q - 1)$	$\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi'}$	$(N_q - 1) \tan(1.4 \varphi')$
Hansen	$\cot \varphi' (N_q - 1)$	$\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi'}$	$1.5 (N_q - 1) \tan(\varphi)$
Vesic	$\cot \varphi' (N_q - 1)$	$\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi'}$	$2.0 (N_q + 1) \tan(\varphi)$
Eurocode 7	$\cot \varphi' (N_q - 1)$	$\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi'}$	$2.0 (N_q - 1) \tan(\varphi)$

2. ÇALIŞMA YÖNTEMİ

Avrupa'daki birçok geoteknik mühendisi için kısmi güvenlik faktörlerin, tasarımda kullanılması felsefesi; global(toptan) bir güvenlik katsayısı içeren, geleneksel izin verilebilir taşıma gücü tasarımına göre büyük bir değişikliği temsil eder. Toptan güvenlik katsayısı kullanan geleneksel geoteknik tasarımlar uzun süre kullanılmıştır ve bu metotlar üzerine birçok deneyim oluşmuştur. Ancak analizdeki tüm belirsizlikler için tek bir güvenlik katsayısı kullanmak, hesaplamaların değişik bölümlerindeki belirsizliklerin farklı seviyelerinin denetlenmesi için uygun bir kontrol sağlamaz. Limit durum yaklaşımı

tasarımcıyı, olası yenilme modları ve hesaplama modellerinin farklı belirsizlikler içeren kısımlarında daha titiz düşünmeye zorlar. Bu da tüm yapı için daha gerçekçi bir güvenilirlik seviyesinin elde edilmesini sağlar. Eurocode 7'deki kısmi faktörler, toptan güvenlik katsayısı kullanılarak elde edilenlerle benzer sonuçlar vermesi için seçilmiştir. Böylece farklı bir tasarım yöntemine geçiş ile önceki deneyimlerin kazanımları tamamen yok olmamıştır (Bond, H. A. 2008). Limit durumların aşılmadığının kontrolleri, yapıya gelen ölçümler ile (iyi tanımlanmış zemin ve yükleme şartları altında, iyi değerlendirilmiş, ispat edilmiş tasarımın hesap yapılmadan kabullenilmesi); deneysel modeller ve yükleme testleri ile (özellikle kazıkların ve ankrajların tasarımında faydalı) ve gözlemsel metot ile yapılabilmektedir.

Eurocode tasarım işlevini kolaylaştırmak için, kendilerine ait tasarım kriterleri bulunan ULS (Nihai Limit Durumu) ve SLS (Servis Limit Durumu) iki ana limit durum tipi benimsenmiştir. ULS, zemini ya da yapıyı yenilmeye zorlayacak durumları, SLS ise, beklenmedik seviyede deformasyonlar, titreşimler, ses, su akışı ya da kirleticilere neden olan durumları dikkate alır. ULS, insan ve yapı güvenliği ile ilgilidir (denge kaybı, aşırı deformasyon, stabilite kaybı vb. içerir.). SLS, yapının normal kullanım altında çalışabilirliği, insanların rahatlığı ve inşaat işlerinin ortaya çıkışı ile ilgilenir (dönme, süne gibi).

2.1. Tasarım Koşulları

Tasarım koşulları, yapıya, kullanımı sırasında değişik momentlerin etki ettiği durumlardır. Normal kullanımında yapı, sürekli şartlar, geçici şartlar (yapının imalatı ya da tamiri), istisnai şartlar (patlama ya da yangın), rastlantısal şartlar ya da sismik şartlar (deprem) altındadır. Değişik tasarım koşullarının gelişmesi, tasarımın hangi güvenilirlik seviyesi gerektirdiğini ve tasarımın durumunun bir parçası olarak hangi etkilerin hesaba katılması gerektiğini belirlemeye yardımcı olur. Geoteknik tasarımda Eurocode 7 kullanımının memnun edici bir işlevi de tüm tasarım şartları için risklerin değerlendirilmesi zorunluluğudur. Geoteknik mühendislerine riskleri sınıflandırmada yardımcı olmak için EC 7 tasarım şartları ve gerektirdikleri tasarım yöntemini açıklar ve yapının Geoteknik Kategori 1, Geoteknik Kategori 2, Geoteknik Kategori 3, olarak sınıflandırılmasını önerir. Bu sınıflandırma yapının zemin ve yükleme koşulları ile kullanım amacındaki kabul edilebilir risklere göre yapılır. Ancak sınıflandırma zorunlu değildir. Geoteknik Kategori sınıflandırması, arazi araştırmaları kapsamının ve tasarım kontrollerinin belirlenmesi amacı ile kullanılır. Belirlenen geoteknik kategorinin, tasarımın ve inşaatın her aşamasında kontrol edilmesi önemlidir.

Eurocode'lar, tüm inşaat mühendisliği malzemeleri ve yapıları için, global güvenlik katsayısı kullanma yerine, ayrı limit durumlar ve kısmi faktörler kullanımına dayalı ortak bir tasarım felsefesi benimsemiştir. Bu geleneksel geoteknik tasarım felsefelerine getirilen oldukça besleyici bir yeniliktir. Eurocode 7'nin önemli bir avantajı da, tasarım yöntemi, tüm yapısal Eurocode'larda geniş bir arada özdeştir. Geoteknik tasarım ile yapısal tasarımın bütünleşmesini daha akılcı bir şekilde yapar. Hesaplama ile tasarım üç ana değişkene sahiptir; **etkiler** (toprak veya kaya ağırlığı, toprak veya su basıncı, trafik yükleri vb.), **malzeme özellikleri** (zemin veya kaya yoğunluğu, dayanımı vb.), ve **geometrik veri** (temel boyutları, kazı derinliği, yük eksantrisitesi vb.). Ana değişkenler belirlenir ve hesaplama modeline girerler. Hesaplama modelleri limit durumların aşılmadığını kanıtlamak için kullanılır ve sadeleştirmeler içerebilir ancak bu güvenli tarafta kalmalıdır.

Bu modeller analitik (taşıma gücü teorisi), yarı-ampirik (kazık tasarımında alfa modeli) ya da sayısal (sonlu elemanlar analizi) olabilir.

EC 7'deki uygulanacak tasarım yaklaşımına göre; öncelikle zemine gelen etkilerin (üstyapı yükleri, temel ağırlığı vs.) tasarım değerleri (q_{Ed}) hesaplanır. Daha sonra zemin özelliklerinin tasarım değerleri ve bunlara bağlı tasarım zemin taşıma gücü değeri (q_{Rd}) hesaplanır ve $q_{Ed} \leq q_{Rd}$ eşitsizliğinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Tasarım yaklaşımlarında kullanılacak olan kısmi faktör setleri, hem zemine gelen etkilere hem de zeminin direncine kısmi faktör uygulatır. Böylece üst yapı ile zemin arasındaki etkileşimin daha gerçekçi olarak ifade edilmesi sağlanır (Tablo 3).

Tablo 3. Kısmi Faktörlerin Açılımları

			Etki		Malzeme Özellikleri		Direnc		
			A ₁	A ₂	M ₁	M ₂	R ₁	R ₂	R ₃
Sürekli Etkiler (G)	Elverişsiz	γ_G	1.35	1.0					
	Elverişli	γ_{Gfav}	1.0	1.0					
Geçici Etkiler (Q)	Elverişsiz	γ_Q	1.5	1.3					
	Elverişli	γ_{Qfav}	0	0					
İçsel Sürtünme Açısı	Tan ϕ	γ_ϕ			1.0	1.25			
Efektif Kohezyon	(c')	$\gamma_{c'}$			1.0	1.25			
Drenajsız Dayanım	(c_u)	γ_{cu}			1.0	1.4			
Serbest Basınç Dayanımı	(q_u)	γ_{qu}			1.0	1.4			
Birim H. Ağ.	γ				1.0	1.0			
Taşıma Direnci	R_v	γ_{Rd}							
Kayma Direnci	R_h	γ_{Re}					1.0	1.1	1.0

Bu çalışmada, öncelikle taşıma gücü hesabında kullanılan Eurocode 7 tasarım kriterleri detaylı olarak anlatılacak daha sonrada ekler vasıtası ile örnekler çözülecektir. Klasik yöntemlerin sadece formülleri verilerek hesap değerleri sunulacaktır. Böylelikle aralarında oluşan farklar tartışılacaktır. Aşağıdaki örnekte Eurocode 7'de yapılması gereken 3 adet tasarımın hesaplama tekniği gösterilmiştir.

2.2. Tasarım Yaklaşımları

EC 7 zemindeki (GEO) ve yapıdaki yenilmeyi (STR) önlemek için 3 tasarım yaklaşımı sunmaktadır. Tasarım yaklaşımının seçimi ulusal olarak belirlenir ve ulusal eklerde belirtilir. Değişik tasarım problemleri, değişik tasarım yaklaşımlarına maruz kalır. Seçilmiş bir tasarım yaklaşımında, uygulanacak kısmi faktörlerin değerleri ulusal belirlemelere bırakılmış ve ulusal eklerde sunulacaktır. $Ed \leq Rd$ eşitsizliğindeki (EN 7-1, eşitsizlik 2.5) direncin ve etki tesirlerinin tasarım değerlerinin elde edilmesinde kısmi faktör setlerinin birleştirilmesinin yolu sembolik olarak sunulur Örn; A1 '+' M1 '+' R1. Bu ifadenin anlamı; Etkiler (γ_F) ya da etkilerin tesirleri (γ_E) için kısmi faktörler, A sembolü ile ifade edilirler ve Ek A, Tablo A.3'deki set A₁'den alınır. '+' işareti bunların aşağıdakilerle birlikte kombinasyonda kullanıldıklarını gösterir. Zemine ait (M sembolü) dayanım (malzeme) parametresi için kısmi faktör (γ_M), set M₁, Tablo 3'den alınır, direnc (R sembolü) için kısmi faktör (γ_R), Tablo A5-A6'daki; R₁ setinden alınır.

Tasarım Yaklaşımı 1

Tasarım zemindeki yenilme ve yapıdaki yenilme açısından ayrı ayrı, kısmi faktör setlerinin iki kombinasyonunu kullanarak kontrol edilmelidir. Kısmi faktörler kaynağa ve genelde etkilerin temsili değerlerine direk uygulanırlar.

Kombinasyon 1

Kısmi faktörlerin A1 '+' M1 '+' R1 kombinasyonudur. Bu kombinasyon, zemin özelliklerinin tasarım değerleri, karakteristik değerlerine eşitken, etki ya da etkilerinin tesirlerinin karakteristik değerlerinden elverişsiz sapmalarına karşı güvenli tasarım oluşturmayı hedefler (Frank ve diğ, 2004).

Kombinasyon 2

Kısmi faktörlerin A2 '+' M2 '+' R1 kombinasyonudur. Zemin dayanım parametrelerinde, karakteristik değerlerinden oluşabilecek elverişsiz sapmalara ve hesaplama modelindeki belirsizliklere (sürekli etkilerin beklenen temsili değerlerine çok yakın olmaları ve yapıdan kaynaklı geçici etkilerin hafifçe elverişsiz bir yola sapmaları beklenir) karşı güvenli tasarımı hedefler (Frank ve diğ, 2004). Kısmi faktör setlerinin bir kombinasyonunun, tasarımı yönettiğinin açık olduğu durumlarda, diğer kombinasyonlar için tüm hesaplamaların yapılmasına gerek yoktur. Genelde geoteknik boyutlandırma *Kombinasyon 2*, yapısal tasarım da *Kombinasyon 1*'e göre yapılır. Dolayısı ile genelde, ilk adım olarak *Kombinasyon 2* ile geoteknik elemanın boyutları hesaplanır ve 2. adım olarak boyutların kabul edilebilirliği *Kombinasyon 1* kullanılarak kontrol edilir. Benzer şekilde *Kombinasyon 2* kullanılarak yapının son halinin yapısal direnci hesaplanır ve *Kombinasyon 1* ile uygunluğu kontrol edilir.

Tasarım Yaklaşımı 2

Tasarım yaklaşımı 2'de ilgili zemin ve yapıdaki uygun nihai limit durumun kontrolü için, hesaplamalarda, kısmi faktör setlerinin A₁ '+' M₁ '+' R₂ kombinasyonu uygulanır. Geoteknik etki ve yapıdan kaynaklı etkilere, kısmi faktörlerin aynı değerleri uygulanır. Kısmi faktörler zemin direnci veyahut etkisine ya da etki tesirlerine uygulanır.

Tasarım Yaklaşımı 3

Tasarım yaklaşımı 3'te kısmi faktör kombinasyonlarından (A₁ ya da A₂) '+' M₂ '+' R₃ uygulanır. Yapısal etkilerin karakteristik değerleri, tasarım değerlerinin belirlenmesi için, set A.1'deki faktörlerle çarpılır. Zeminden kaynaklanan ya da zeminden iletilen etkilerin (geoteknik etki) tasarım değerleri set M₂'deki zemin direnç kısmi faktörleri ve set A₂'deki kısmi etki faktörleri kullanılarak elde edilirler. Zemin dayanımı tasarım değeri, zemin direnci parametrelerine set M₂'deki (Tablo A.4) kısmi faktörler ve set R₃'deki (Tablo A5-A8 ile Tablo A12-A14, Ek A) kısmi direnç faktörleri uygulanarak belirlenir.

3. TASARIM ÖRNEĞİ

Bu çalışmada Terzaghi (Denklem 1), genel taşıma gücü ve Meyerhof (Denklem 2) ve Eurocode 7 ile çözüm örneği yapılmıştır. Tasarım örneğinde kuru bir kum tabakasına (c=0, $\phi = 30^\circ$ ve $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$) oturan tekil temel (B=L=3 m) örnek olarak alınmıştır. Bu seçilen örnekte, yükleme durumu bilinmediğinden dolayı elverişli olduğu kabulü yapılarak A₁ ve A₂ kısmi faktörleri 1 seçilmiştir. Eğer sürekli ve geçici etkiler projede belirtilmiş ise bu değerlerinde Tablo 3'den alınarak kullanılması gerekmektedir.

$$q_u = c/N_c s_c + \gamma_1 D_f N_q + \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma \quad (1)$$

$$q_u = c/N_c s_c d_c i_c b_c c_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q b_q c_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma c_\gamma \quad (2)$$

$$q_{Rv} = c/N_c s_c i_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q i_q b_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma \quad (3)$$

Burada

c'	kohezyon
D_f	temel derinliği
γ_1	temel tabanı üstündeki zeminin birim hacim ağırlığı
γ_2	temel tabanı altındaki zeminin birim hacim ağırlığı
B	temel genişliği
s_c, s_q, s_γ	şekil faktörleri
d_c, d_q, d_γ	derinlik faktörleri
i_c, i_q, i_γ	eğik yük faktörleri
b_c, b_q, b_γ	eğik zemin faktörleri
c_c, c_q, c_γ	kompresibilite faktörleri dir.

Eurocode 7 Taşıma gücü hesaplarında şekil, eğik yük ve eğik zemin faktörleri tanımlanmıştır. Kullandığımız örnek tasarımda eğik yük ve eğik zemin durumu olmadığı için ve zeminin kritik kompresibilite katsayısının yüksek olmasından dolayı (Das 2004, 2009) bu faktörlerin formülleri bu çalışmada verilmemiştir. Diğer faktörlerin açıklımları Tablo 4 ve Tablo 5 te sunulmaktadır.

Tablo 4. Taşıma Gücü Formüllerinde Kullanılan Şekil Faktörleri

	Şekil Faktörü		
	s_c	s_q	s_γ
Terzaghi	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1	$0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$
Genel	$1 + \frac{N_q B}{N_c L}$	$1 + \tan \varphi' \frac{B}{L}$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$
Meyerhof	$1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	$1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$
Eurocode 7	$1 + \frac{N_q}{N_q - 1} \sin \varphi' \frac{B}{L}$	$1 + \sin \varphi' \frac{B}{L}$	$1 - 0.3 \frac{B}{L}$

Tablo 5. Taşıma Gücü Formüllerinde Kullanılan Derinlik Faktörleri

	Derinlik Faktörü		
	d_c	d_q	d_γ
Terzaghi	-----	-----	-----
Genel	$1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $\left(\frac{D_f}{B} \geq 1\right)$ $1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $\left(\frac{D_f}{B} < 1\right)$	$1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D_f}{B}$ $\left(\frac{D_f}{B} \geq 1\right)$ $1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $\left(\frac{D_f}{B} < 1\right)$	1
Meyerhof	$1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$	$1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$ $K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right), \varphi' \geq 10^\circ$	d_q
Eurocode 7	-----	-----	-----

Ayrıca denklem 1 ve 2 de verilen nihai taşıma gücü denklemleri global güvenlik($F_s=3$) sayısına bölünerek izin verilebilir taşıma gücü değerleri hesaplanacaktır (Denklem 4). Eurocode 7'ye göre çözümlerken norm gereği kısmi direnç faktörü kullanılacaktır (Denklem 5).

$$q_a = \frac{q_u}{F_s} \quad (4)$$

$$q_{Rd} = \frac{q_{Rv}}{\gamma_{Rd}} \quad (5)$$

Yukarıda verilen taşıma gücü katsayı ve faktörleri formüllerine malzeme özellikleri tasarım değerleri girilerek hesaplanmış ve sonuçlar tablo 6'da sunulmuştur.

Tablo 6. Hesaplanan İzin Verilebilir Taşıma Gücü Değerleri

YÖNTEM		Hesaplanan $q_a = q_{Rd}$	
Terzaghi		36,6 t/m ²	
Genel Taşıma Gücü	Genel	47,7 t/m ²	
	Mayerhof	46,8 t/m ²	
Eurocode 7	Tasarım Yaklaşımı 1	Kombinasyon 1	122,1 t/m ²
		Kombinasyon 2	62,0 t/m ²
	Tasarım Yaklaşımı 2	87,2 t/m ²	
	Tasarım Yaklaşımı 3	62,0 t/m ²	

4. BULGULAR VE İRDELEME

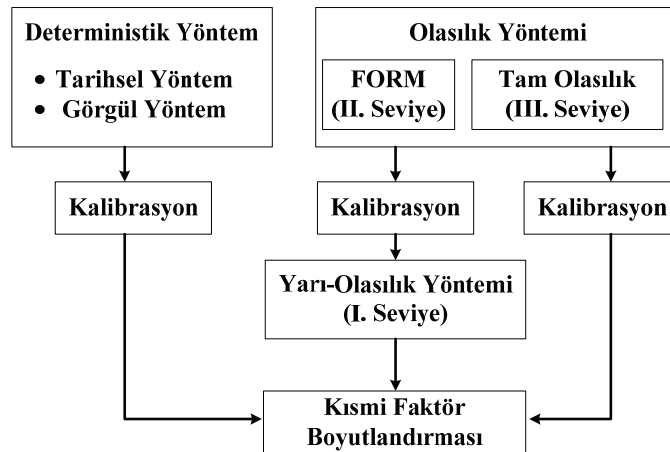
Sonuçlardan görüleceği gibi EC 7'nin tüm yaklaşımları ile hesaplanan tasarım taşıma gücü değerleri, klasik yöntemlerle hesaplanarlardan daha yüksektir. Bu da bize klasik yöntemlerin gereğinden fazla güvenli hareket ettiğini ve ekonomik olmayan tasarımlara yol açtığını düşündürmektedir. Örnek, EC 7'ye göre tasarım taşıma gücü hesaplamalarına yoğunlaşmak için yeraltı suyunun ve yatay etkilerin olmadığı basit bir problem seçilmiştir.

Ancak bu örnek, EC 7 tasarım felsefesini tam olarak yansıtmamaktadır. Çünkü EC 7'ye göre tasarım tasıma gücü felsefesi, uygulamada kullanılan klasik yöntemler gibi zemine ait izin verilebilir taşıma gücünün hesaplanmasına dayanmaz. EC 7'ye göre tasarımda, uygulanacak tasarım yaklaşımına göre; öncelikle zemine gelen etkilerin (üstyapı yükleri, temel ağırlığı vs.) tasarım değerleri (q_{Ed}) hesaplanır. Daha sonra zemin özelliklerinin tasarım değerleri ve bunlara bağlı tasarım zemin tasıma gücü değeri (q_{Rd}) hesaplanır ve $q_{Ed} \leq q_{Rd}$ eşitsizliğinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Tasarım yaklaşımlarında kullanılacak olan kısmi faktör setleri hem zemine gelen etkilere hem de zeminin direncine kısmi faktör uygular. Böylece üst yapı ile zemin arasındaki etkileşimin daha gerçekçi olarak ifade edilmesi sağlanır.

TSE'nün bu çalışmalarına rağmen ülkemizde hala aktif olarak bu normlar kullanılmamaktadır. Bu durumun ana sebebi ise tasarım işlemlerinde Eurocode'ların kabul etmiş ülkelerin yayınladıkları ulusal eklerle (Annex) beraber kullanılmasının gereğidir. Her ülkenin kendi eklerini oluşturması gerekmektedir. Avrupa standardizasyon komitesi, Eurocode 7 kullanılan zemin ve hesaplama parametrelerinin sembolleri değiştirilmeden ülkenin Geoteknik mühendisliği tasarımlarındaki güvenlik seviyesini, coğrafik, jeolojik ve iklimsel ve ekonomik durumlar dikkate alarak değiştirilebilmesine izin vermiştir. Ulusal ekler oluşturulmasında işlemin nasıl yapılacağı hakkında bilgi verilecek olursa öncelikle kısmi faktörlerin kalibrasyonu ve güvenilirlik seviyelerinin belirlenmesi lazımdır. Bunun için yurt genelinde bu konuda daha önce yapılmış etütler ve bölgesel zeminlere ait değerlerin bir bilgi bankasında toplanması gerekmektedir. Bu konuda bir komite oluşturulmalı ve düzenli çalıştaylar yapılarak ekler oluşturulmalıdır.

4.1. Kısmi Faktörlerin(γ) Kalibrasyonu ve Güvenilirlik Seviyeleri (β)

EC 7 çalışmalarının başladığı 1981 yılında batı Avrupa ülkeleri arasında sadece Danimarka'nın geoteknik tasarım normlarında kısmi faktörlerin kullanılmasından dolayı Eurocode 7'de yer alan γ kısmi faktör değerleri "Danimarka Temel Mühendisliği Normları" temel alınarak hazırlanmıştır. Bu nedenle Eurocode'ların farklı ülkelerde uygulamasında kısmi faktörlerin ulusal ihtiyaçları karşılayacak şekilde gözden geçirilip kalibrasyonu yapılması zorunluluğu ortaya çıkmıştır. Eurocode da limit durum tasarım eşitliklerinde kullanılan γ (kısmi faktör) değerlerinin kalibrasyonunda kullanılacak çeşitli yöntemler Şekil 2'de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere kısmi faktörler iki yöntemden birisi kullanılacak kalibre edilebilirler.



Şekil 2 Eurocode'da γ Kalibrasyonunda Güvenilirlik Yönteminin Uygulaması (EN1990; Orr ve Breysse, 2008).

Yöntemlerden ilki deterministik yöntem olup geleneksel tasarımlardan kazanılmış tecrübelerden yararlanılarak yapılan kalibrasyon işlemidir. Deterministik yöntem farklı ülkelerde EC normlarının uygulanmasında ülke ihtiyaçlarını karşılayacak güvenilirlik seviyelerinin ve γ 'ların seçimi ve kalibrasyonunda öncelikli olarak kullanılmıştır. Deterministik yöntemin öncelikli olarak kullanılmasının sebebi EC normuyla tasarımılandırılmış yapılardaki güvenlik seviyelerinin kabul edilebilir ve mevcut tasarımlarla uyumlu olması düşüncesidir. Diğer bir sebebi de tam olasılık yönteminin kullanılması için nadir durumlar dışında yeterince veri bulunamamasıdır.

Yöntemlerden ikincisi arazi gözlemleri ve deneysel verilerin istatistiksel yöntemlerle güvenilirlik teorisi çerçevesinde değerlendirilmesiyle yapılan kalibrasyon işlemidir. Şekil 2'de gösterilen iki olasılık yönteminden birisi tam olasılık yöntemi (yada III. Seviye) hesaplamalarda Monte Carlo ve birinci derece güvenilirlik yöntemi (FORM) gibi analizleri yada II. seviye hesap yöntemlerini kapsar. II. Seviye hesap yöntemlerinde III. seviye hesap yöntemlerinde olduğu gibi sürekli hata fonksiyonlarını dikkate almaktansa; güvenilirlik, güvenlik endeksi β ya da hata fonksiyonu yüzeyinin sadece belirli bir noktasında hata olasılığı P_f belirlenerek kontrol edilir. Diğer yöntem olan yarı olasılık yönteminde (I. Seviye hesaplama yöntemi) ise gerekli hedef güvenilirlik, temel değişkenlerin tipik değerlerine belirlenmiş kısmi faktör değerlerini uygulayarak elde edilir. EC normlarının daha da geliştirilmesi güvenilirlik analizlerinde olasılık yöntemlerinin kullanılmasına bağlıdır. Son yapılan çalışmalarda da olasılık yöntemleri önem kazanmıştır. Örneğin, EC7'ye göre SLS tasarımlarında güvenilirlik seviyelerinin belirlenmesinde ve γ 'nın kalibrasyonunda olasılık yöntemleri kullanılmaktadır (Orr and Breyse, 2008). Literatürde bu yöntem güvenilirlik temelli kod kalibrasyonu (Reliability Based Code Calibration) olarak isimlendirilmektedir.

Güvenilirlik temelli kod kalibrasyon yöntemi iki adımlı bir süreçtir. İlk adımda tecrübeye dayalı olarak veya optimizasyon yöntemi ile hedef güvenilirlikler belirlenir. İkinci adımda kısmi faktörlere ya da güvenlik faktörlerine karşılık gelen değerler çeşitli istatistiksel yöntemler kullanılarak elde edilir.

İki adımlı bu yöntemde ilk adım hedef güvenilirliklerin belirlenmesidir. Hedef güvenilirlik seviyelerinin belirlenmesinde bir taraftan hatanın muhtemel sonuçları (maliyetleri) diğer taraftan güvenlik seviyelerinin artırılmasının nispi maliyetlerini dikkate alan ekonomik optimizasyon yöntemi kullanılmaktadır. Tablo 7'de *The Joint Committee on Structural Safety (JCSS)*'in tavsiye ettiği hedef hata olasılıkları ve bunlara karşılık gelen hedef güvenilirlik indeksleri ULS ve SLS için bir yıllık referans süresi dahilinde ayrı ayrı verilmiştir. Tablo 8'de ise çeşitli ülke normlarında hedef güvenilirlik seviyeleri verilmiştir. Tablolardan da görülebileceği gibi değerler ülkeden ülkeye değişiklik arz etmekle birlikte medyan değer 4.2 olup JCSS'in önerdiği değerlerle benzerlik göstermektedir (Vrouwenvelder, 2002).

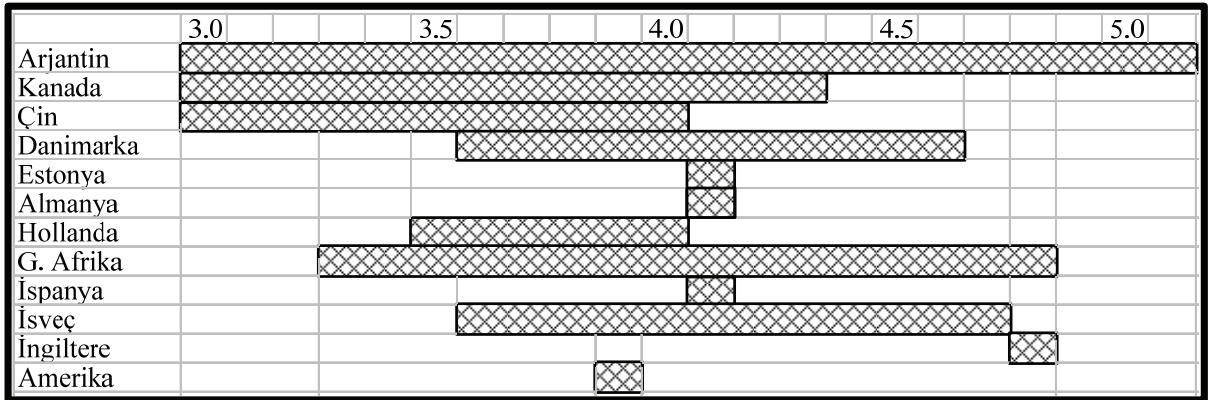
Tablo 7. Bir Yıllık Referans Süresi İçin JCSS Önerdiği Hedef Güvenilirlik (β) Değerleri (Faber ve Sorensen, 2002).

Güvenlik önlemlerinin nispi maliyeti	ULS (Nihai Limit Durumu)			SLS (Hizmet limit Durumu) (Geri dönülemez) Hedef Endeksi
	Hatanın Muhtemel Sonuçları			
	Küçük	Makul	Büyük	
Yüksek	$\beta=3.1 (P_F \approx 10^{-3})$	$\beta=3.3 (P_F \approx 10^{-4})$	$\beta=3.7 (P_F \approx 10^{-4})$	$\beta=1.3 (P_F \approx 10^{-1})$
Normal	$\beta=3.7 (P_F \approx 10^{-4})$	$\beta=4.2 (P_F \approx 10^{-5})$	$\beta=4.4 (P_F \approx 10^{-5})$	$\beta=1.7 (P_F \approx 10^{-2})$
Düşük	$\beta=4.2 (P_F \approx 10^{-5})$	$\beta=4.4 (P_F \approx 10^{-5})$	$\beta=4.7 (P_F \approx 10^{-6})$	$\beta=2.3 (P_F \approx 10^{-2})$

Hedef güvenilirliklerin belirlenmesinden sonra kalibrasyon işlemi farklı şekillerde hesaplanarak uygulanabilir. Hesaplama yöntemlerinden birisi aşağıda verilen adımlar şeklinde gelişir (Vrouwenvelder, 2002).

1. Kalibrasyon yöntemin uygulanacağı yapı takımının seçimi
2. Hesaplama kullanılacak kısmi faktör takımı ve tipik proje değişkenlerinin seçimi
3. Seçilen kısmi faktör ve proje değişkenleri ile yapı tasarımının yapılması
4. Yapılan tasarım için güvenilirlik endeksinin hesaplanması
5. $Y = \sum w_j (\beta_j - \beta_{hedef})^2$ bağıntısından Y'nin en küçük olduğu durum ortaya çıkana kadar 1. adımdan 5. adıma işlem tekrar edilir.

Tablo 8. Çeşitli Ülkelerin Bir Yıllık Referans Süresi İçin Hedef Güvenilirlik Seviyeleri (β) (Vrouwenvelder, 2002)



5. SONUÇLAR

Sonuçlardan görüleceği gibi EC 7'nin tüm yaklaşımları ile hesaplanan tasarım tasıma gücü değerleri, klasik yöntemlerle hesaplanarlardan daha yüksektir. Bu da bize klasik yöntemlerin gereğinden fazla güvenli hareket ettiğini ve ekonomik olmayan tasarımlara yol açtığını düşündürmektedir. EC 7'nin kendimize ait ulusal ekleri olmadığından dolayı Avrupa standardizasyon komitesi standartlarının kullandığı ekler şu anda TSE tarafından Avrupa Birliği tarafından verilen ekler kabul edilmiştir. Ulusal eklerin hazırlanması için gerekli risk ve güvenilirlik analizlerin bir an önce yapılması gerekmektedir. Bu çalışmada yapılması gereken adımların akış diyagramı oluşturulmaya çalışılmıştır.

2010 yılından itibaren de bütün Avrupa birliği ülkeleri tarafından Eurocode'lar kullanılması zorunlu hale gelecektir. Bu normların yapılmasındaki temel amaç, yapı tasarımına ilişkin ortak bir anlayış ve yapı sektöründe ortak Ar-Ge koşulları sağlamak ve rekabet gücünü arttırmaktır. Böyle bir birliktelik, yapı hizmetlerinin değişimini, pazarlanmasını ve yapısal bileşen ve teçhizatın kullanımını kolaylaştırır. Bundan dolayı, birliğe üye ülkeler arasındaki farklı standartların uygulanmasından ortaya çıkan ticari engeller yıkılacaktır. Ülkemizde bu çalışmalar oldukça yavaş ilerlemektedir. Bilindiği üzere Türk yapı firmaları bütün dünyada oldukça büyük projelere imza atmışlardır. Çoğu firma da özellikle Avrupa'da inşaat ve taahhüt işleri yapanlar kendilerini bu normlara adapte etmek için resmi dairelerden daha hızlı çalışmaktadırlar. Bu konuda akademik olarak destek verilmesi ve en azından ders içeriklerine bu normlar eklenerek bu konuda uzman mühendisler yetiştirilmesi gerekmektedir.

EC 7'ye göre taşıma gücü felsefesi, uygulamada kullanılan klasik yöntemler gibi zemine ait izin verilebilir taşıma gücünün hesaplanmasına dayanmaz. EC 7'ye göre tasarımda, uygulanacak tasarım yaklaşımına göre; öncelikle zemine gelen etkilerin (üstyapı yükleri, temel ağırlığı vs.) tasarım değerleri (q_{Ed}) hesaplanır. Daha sonra zemin özelliklerinin tasarım değerleri ve bunlara bağlı tasarım zemin taşıma gücü değeri (q_{Rd}) hesaplanır. Ve $q_{Ed} \leq q_{Rd}$ eşitsizliğinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Tasarım yaklaşımlarında kullanılacak olan kısmi faktör setleri hem zemine gelen etkilere hem de zeminin direncine kısmi faktör uygulanır. Böylece üst yapı ile zemin arasındaki etkileşimin daha gerçekçi olarak ifade edilmesi sağlanır. Ülkemizde EC 7 kullanılmaya başlandığında özellikle yapı zemin etkileşiminin dikkate alınması zorunlu hale gelecek ve daha sağlıklı temel zemin etütlerinin yapılması olanaklı hale gelecektir.

KAYNAKLAR

- Bond A., Harris A.(2008), "Decoding Eurocode" Taylor and Francis
Bowles J.E., (1996), "Foundation Analysis and Design". McGraw-Hill, New York
Das, B., (2004), "Principles of Foundation Engineering 5th Edition", Thomson Learning.
Das, B., (2009), "Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlements Second Ed.",
CRC Press Taylor & Francis.
EN 1990: 2002, "Eurocode 0: Basis of Structural Design", European Committee for
Standardization, Brussels.
EN 1991, "Eurocode 1: Actions on Structures", European Committee for Standardization,
Brussels.
EN 1992, "Eurocode 2: Design of Concrete Structures, European Committee for
Standardization", Brussels.
EN 1993, "Eurocode 3: Design of Steel Structures", European Committee for
Standardization, Brussels.
EN 1994, "Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures", European
Committee for Standardization, Brussels.
EN 1995, "Eurocode 5: Design of Timber Structures", European Committee for
Standardization, Brussels.
EN 1996, "Eurocode 6: Design of Masonry Structures", European Committee for
Standardization, Brussels.
EN 1997, "Eurocode 7: Geotechnical Design", European Committee for Standardization,
Brussels.

- EN 1998, “Eurocode 8:Design of Structures for Earthquake Resistance”, European Committee for Standardization, Brussels.
- EN 1999, “Eurocode 9:Design of Aluminium Structures”, European Committee for Standardization, Brussels.
- Faber, M.H., Sørensen, J.D. (2002) “Reliability Based Code Calibration”, Workshop on Reliability Based Code Calibration, Zurich on March 21-22, 2002.
- Frank, R., Bauduin, C., Kavvadas, M., Krebs Ovesen, N., Orr, T., and Schuppener, B. (2004) “Designers’ guide to EN 1997-1: Eurocode 7:Geotechnical design — General Rules”, London: Thomas Telford.
- Orr, T. L. L., Breyse, D. (2008), “Eurocode 7 and Reliability-Based Design, Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering” Ed. Kok-Kwang Phoon, Pp 298-344, Taylor&Francis
- Schuppener, B., (2007), “Eurocode7: Geotechnical Design- Part 1: General Rules Its Implementation in the European Members States”, Proc. 14th European Conference on Soil Mech. and Geotechnical Eng., Madrid, pp 279,280.
- Sieffert, J. G., Gress B., (2000), “Comparison of European Bearing Capacity Calculation Methods for Shallow Foundations”, Proc. Instn. Civ. Engrs. 143 Pp 65-74.
- Vrouwenvelder, T. (2002), “Reliability Based Code calibration The use of the JCSS Probabilistic Model Code”, Workshop on Reliability Based Code Calibration, Zurich on March 21-22, 2002.
- Trofimenkov Yu. G., Mikheev V., (1999) “Calculations On Shallow Foundations From Various Standards” Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 36, No. 2.

YANAL YÜKLÜ RİJİT KAZIK PROBLEMİNİN FARKLI ANALİTİK YAKLAŞIMLAR KULLANILARAK ÇÖZÜMLENMESİ

THE SOLUTION OF THE PROBLEM OF THE LATERALLY LOADED RIGID PILE USING DIFFERENT ANALYTICAL APPROACHES

Erdal UNCUOĞLU¹

Mustafa LAMAN²

ABSTRACT

In this study, the lateral load capacities of short rigid piles founded in sand and lateral effective stress distribution along the pile length have been calculated using four different analytical methods. The calculations have been performed for the loose and dense sand cases using the methods proposed by Brinch Hansen (1961), Broms (1964), Meyerhof vd. (1981) ve Prasad ve Chari (1999). The lateral load capacities obtained for the dense and loose conditions have been compared. It is seen that the relative density has a major effect on the lateral load capacity.

Keywords: rigid pile, lateral loading, sand, analytical methods.

ÖZET

Bu çalışmada; kum zemin içerisinde yer alan yanal yüke maruz rijit kısa kazıkların yanal yük taşıma kapasiteleri ve kazık uzunluğu boyunca yanal zemin basınçlarının dağılımı dört farklı analitik yöntem kullanılarak hesaplanmıştır. Brinch Hansen (1961), Broms (1964), Meyerhof vd. (1981) ve Prasad ve Chari (1999) tarafından önerilen yöntemler kullanılarak hesaplamalar hem gevşek kum hem de sıkı kum zemin durumu için yapılmıştır. Gevşek ve sıkı durumda elde edilen yanal yük taşıma kapasiteleri karşılaştırıldığında rölatif sıklılığın yanal yük taşıma kapasitesi üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu görülmüştür.

Anahtar kelimeler: rijit kazık, yanal yükleme, kum, analitik yöntemler.

1. GİRİŞ

Yanal yüklü kazık probleminde yük-transfer mekanizması son derece karmaşık olup hala tam anlamı ile anlaşılammıştır. Bu nedenle; günümüze kadar birçok tasarım yöntemi geliştirilmiştir. Yanal yüke maruz kazıkların davranışı üç boyutlu ve nonlineer bir zemin-

¹ Araş. Gör., Çukurova Üniversitesi, erdalu@cukurova.edu.tr

² Prof. Dr. Çukurova Üniversitesi, mlaman@cukurova.edu.tr

yapı etkileşimi problemi olup kazık ve zemin arasındaki etkileşim tarafından kontrol edilmektedir. Kazık özellikleri (kazığın eğilme rijitliği, kazığın geometrisi), zeminin gerilme-deformasyon davranışı (kayma mukavemeti, zeminin rijitliği ve dilatasyon özelliği) ve kazık-zemin ara yüzeyi yanal yüke maruz bir kazığın taşıma kapasitesi üzerinde önemli etkilere sahiptir (Fan ve Long, 2005).

Yanal yüke maruz kazık temeller aşağıda sıralanmış olan üç şartı sağlayacak şekilde tasarlanmalıdır (Duncan vd., 1994).

- Uygulanan yanal yük, kazığı çevreleyen zeminin nihai yanal yük taşıma kapasitesini aşacağı büyüklükte olmamalıdır.
- Uygulanan yanal yük nedeni ile kazık bünyesinde oluşan eğilme momentleri kazık kesit alanının moment taşıma kapasitesini aşmamalıdır.
- Yanal yük etkisinde meydana gelen yanal ötelenme miktarı üst yapı için izin verilebilir ötelenme değerinden küçük olmalıdır.

Kohezyonsuz zeminler içerisinde yer alan kazıkların nihai yanal yük taşıma kapasitelerini tahmin etmek için kullanılan çeşitli analitik yöntemler mevcuttur. Bununla birlikte; bu yöntemlerden elde edilen taşıma gücü değerleri arasında önemli derecede farklılıklar bulunabilmektedir. Bu yüzden, uygulamacı mühendisler kohezyonsuz zeminler içerisinde yer alan yanal yüklü kazıkların tasarımını yaparken hangi yöntemin daha efektif sonuçlar verdiği konusunda zorluk yaşamaktadır. Yanal yüke maruz bir kazığın nihai taşıma gücünün tanımlanması problemi üç boyutlu ve nonlineer bir problem olduğundan dolayı bu konu ile ilgili kesin sonuçlar veren bir yöntemin bulunması da muhtemel gözükmemektedir. Mevcut tasarım yöntemleri ya yarı deneysel yöntemler ya da önemli derecede basitleştirmeler içeren yaklaşık analiz yöntemleridir. Yapılan bu basitleştirme kabulleri farklı yöntemler ile oldukça farklı taşıma gücü değerleri elde edilmesine neden olabilmektedir. Yanal yüklü kazıkların tasarımındaki anahtar unsur zemin tarafından kazığa etkililen nihai yanal direncin tanımlanmasıdır (Zhang vd., 2005).

Rijit kısa bir kazığın nihai yanal yük taşıma kapasitesinin tahmin edilmesindeki en basit yaklaşım serbest başlı bir kazığın statik dengesinin göz önüne alınmasıdır. Sınır durum yöntemi olarak bilinen yaklaşımda yatay bir H yüküne ve bir M momentine maruz kazığın rijit bir kazık olduğu kabul edilip, yatay kuvvetlerin dengesi prensibi ve momentler kullanılarak elde edilen denklemlerin çözülmesi ile göçmeye neden olan yatay kuvvet ve moment değeri hesaplanmaktadır. Çözümlemeler; zemin direncinin derinlik boyunca uniform olduğu durum, derinlik ile beraber doğrusal olarak arttığı durum ve derinlik ile beraber nonlineer olarak değiştiği durum olmak üzere farklı zemin direnci dağılımları için elde edilmiştir (Poulos ve Davids, 1980).

Günümüzde yaygın şekilde kullanılan sınır durum yöntemleri Brinch-Hansen (1961) ve Broms (1964a-1964b) tarafından önerilmiş olan yöntemlerdir. Bununla birlikte; Meyerhof vd. (1981), Prasad ve Chari (1999) ve Zhang vd. (2005) tarafından önerilmiş olan farklı tasarım yöntemleri de bulunmaktadır.

Bu çalışmada, kum zemin içerisinde yer alan yanal yüke maruz rijit kısa bir kazığın yanal yük ve moment taşıma kapasitelerinin tahmin edilmesinde kullanılan analitik yaklaşımlar ele alınmıştır. Rijit kısa kazıkların yanal yük ve moment taşıma kapasitelerini tahmin etmeye yönelik analitik yaklaşımlar ana hatları ile açıklanmış ve ele alınan örnek problem literatürde mevcut farklı analitik yaklaşımlar ile çözümlenerek elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

2. ANALİTİK YAKLAŞIMLAR

2.1. Brinch Hansen (1961)

Brinch-Hansen (1961), nihai dayanım teorisi ve bir dönme noktasına dayalı olan bir tasarım formülü geliştirmiştir. Bu yöntem, hem uniform zeminlerde hem de tabakalı zeminlerde (genel zemin durumu (c, ϕ)) uygulanabilir. Yöntem temel olarak toprak basıncı teorisine dayanmaktadır. Brinch-Hansen (1961) önerdiği yöntemde, ayrıca, kazık uzunluğu boyunca zemin direncinin değişimini de göz önüne almaktadır. Bu yöntemde dönme noktası derinliği deneme-yanılma işlemleri sonucu belirlenir. Dönme noktasının üstünde ve altında meydana gelen pasif toprak basınç alanlarının yanal yükün uygulandığı noktaya göre momentleri birbirine eşittir. İki basınç alanı arasındaki fark yanal yüke maruz rijit kısa kazığın yanal yük taşıma kapasitesini verecektir. Zemin yüzeyinden itibaren herhangi bir z derinliğinde kazığa etkiyen pasif direncin değeri (1) no. lu eşitlikle ifade edildiği gibidir.

$$P_z = P_{oz}K_{qz} + cK_{cz} \quad (1)$$

P_{oz} ; z derinliğindeki efektif örtü basıncı,

c ; zeminin kayma mukavemetidir.

K_{qz} , K_{cz} ; zemin özellikleri, z derinliği ve kazık genişliğine (çapına) bağlı pasif toprak basınç katsayılarıdır.

2.2. Broms (1964)

Bu yöntemde, yanal yük etkisine maruz kazıkların yanal yük taşıma kapasitelerinin kazığı çevreleyen kohezyonsuz zeminin yanal yöndeki mukavemeti ya da kazık kesit alanının eğilme momenti taşıma kapasitesi tarafından kontrol edildiği kabul edilmektedir. Broms (1964) önermiş olduğu yöntemde; göçme anındaki yanal toprak basınçlarının pasif Rankine toprak basıncının üç katına eşit olduğunu ve yanal toprak basıncının yanal yüklenmiş kazığın kesit alanının şeklinden bağımsız olduğunu kabul etmiştir. Göçme anında kazığı çevreleyen zeminde pasif yanal direncin tamamı ile aktif hale geldiği diğer bir ifade ile kazığı çevreleyen zemindeki yanal toprak basınçlarının değerinin pasif toprak basıncı değerine ulaştığı kabul edilmektedir. Zemin yüzeyinden z kadar bir derinlikte kazık birim uzunluğuna etkiyen zemin reaksiyonu aşağıdaki eşitlik ile hesaplanmaktadır.

$$Q=3\gamma DzK_p \quad (2)$$

Bu eşitlikte yer alan;

D ; kazık çapı,

γ ; zemin birim hacim ağırlığı,

K_p ; Rankine pasif toprak basınç katsayısıdır. $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$.

2.3. Meyerhof ve Ark. (1981)

Meyerhof ve ark. (1981) kum ve kil zemin tabakalarından oluşan iki tabakalı bir zemin kütlesi içerisinde yer alan yanal yüke maruz serbest başlı rijit bir duvarın nihai yanal yük taşıma kapasitesini ve yanal ötelenmesini araştırmışlardır. Homojen zemin kütlesi içerisinde yer alan yanal yüke maruz rijit duvarların yanal yük taşıma kapasiteleri ve yanal ötelenme değerlerini tahmin etmek için kullanılan mevcut teoriler tabakalı zemin durumu için geliştirilmiştir. Geliştirilmiş olan bu teorik yaklaşım şekil faktörleri kullanılarak modifiye edilmiş ve tabakalı zeminler içerisinde yer alan yanal yüke maruz rijit kısa kazıkların yanal yük taşıma kapasitelerinin tahmin edilmesinde kullanılmıştır. Homojen kum zemin içerisinde yer alan rijit bir kazığın birim uzunluğuna etkiyen nihai yanal zemin direncinin değeri aşağıdaki eşitlik ile hesaplanmaktadır.

$$P_{ult.} = \gamma z K_b s_{bu} B \quad (3)$$

γ ; zemin birim hacim ağırlığı,

K_b ; kohezyonsuz zemindeki yanal toprak basınç katsayısıdır.

$$K_b = \tan^2 (45 + \phi/2) - \tan^2 (45 - \phi/2)$$

s_{bu} ; şekil faktörü

B; kazık çapı

2.4. Prasad and Chari (1999)

Prasad ve Chari (1999) tarafından yapılan bu çalışmada, kum zemin içerisinde yer alan donatılmış rijit model kazıklar üzerinde laboratuvar model deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerden elde edilen veriler kullanılarak zemin özellikleri ve kazık geometrisine dayalı zemin basınç dağılımı tanımlanmıştır. Deneylerde kazık uzunluğu ve kazık genişliği boyunca zemin tarafından kazığa etkiyen yanal basınçlar ölçülmüştür. Çalışma sonucunda, zemin basınç dağılımına dayalı olarak yanal yük taşıma kapasitesini tahmin eden kapsamlı bir yöntem önerilmiştir. Kazığın ön yüzünde etkiyen maksimum pasif toprak basıncının değeri aşağıdaki eşitlik kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$P_{0.6x} = s K_p \gamma 0.6x \quad (4)$$

Bu eşitlikte;

s; şekil faktörü,

K_p ; Rankine pasif toprak basınç katsayısı, $K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$,

x; dönme noktası derinliğidir.

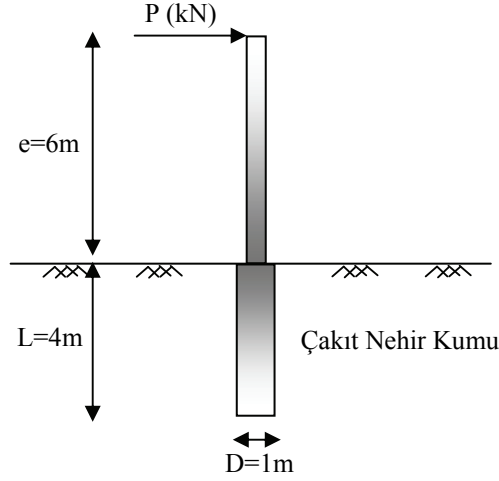
Hem şekil faktörü s hem de K_p katsayısı içsel sürtünme açısı ϕ' nin fonksiyonu olup aşağıdaki eşitlik ile tanımlanır.

$$sK_p = 10^{(1.3 \tan\phi + 0.3)} \quad (5)$$

3. ÖRNEK PROBLEM

Bu çalışmada; kum zemin içerisinde yer alan yanal yüke maruz rijit kısa kazık problemi farklı analitik yaklaşımlar kullanılarak çözümlenmiştir. Ele alınan problem geometrisi

Şekil 1’de görülmektedir. Şekil 1’de görüldüğü gibi Çakıt nehir kum zemininde yer alan $L=4\text{m}$ gömülü uzunluğunda ve $D=1\text{m}$ çapındaki dairesel kesitli beton bir kazık zemin yüzeyi üzerinden $e=6\text{m}$ yükseklikte etkiyen bir yanal yüke maruzdur. Kum zemin numuneleri üzerinde yapılan drenajlı üç eksenli basınç deneyleri sonucunda içsel sürtünme açısı gevşek kum zemin durumunda 38° , sıkı kum zemin durumunda ise 44° olarak elde edilmiştir. Gevşek kum zemin tabakasının kuru birim hacim ağırlığı 15.03 kN/m^3 , sıkı kum zemin tabakasının kuru birim hacim ağırlığı ise 17.06 kN/m^3 ’dür.

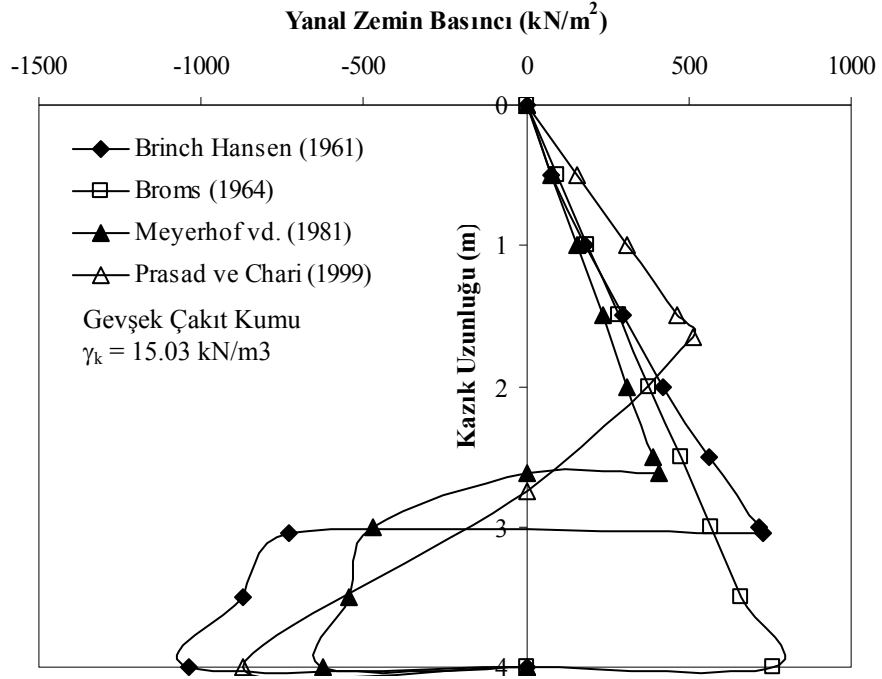


Şekil 1. Örnek Problem Geometrisi

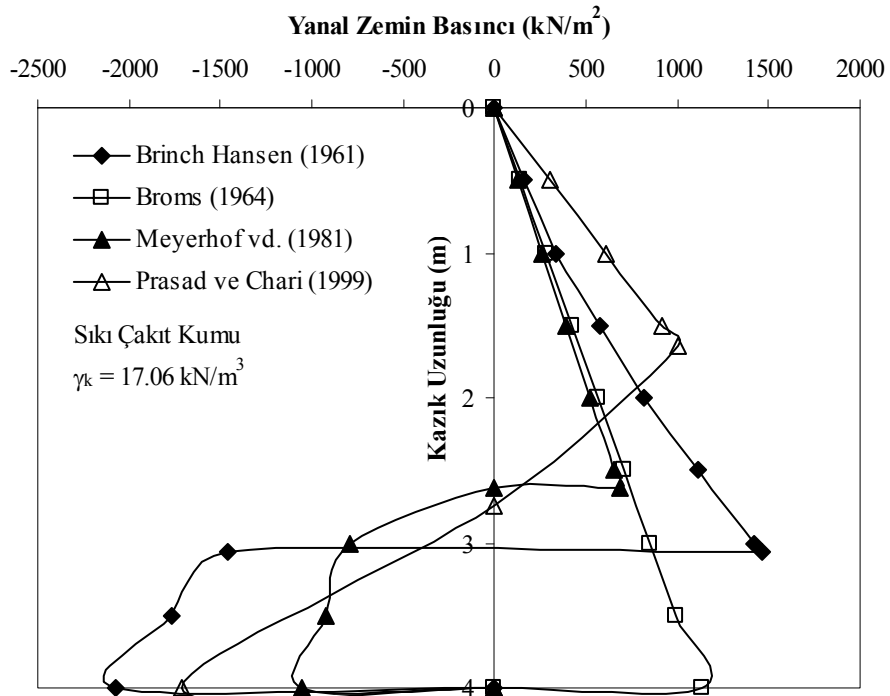
4. UYGULAMA

Bu çalışmada; Çakıt nehir kumu içerisinde yer alan yanal yüke maruz rijit kısa kazığın yanal yük taşıma kapasitesi ve kazık uzunluğu boyunca yanal zemin basıncının dağılımı analitik yaklaşımlar bölümünde anlatılmış olan dört farklı analitik yöntem kullanılarak elde edilmiştir. Çözömlmeler kum zeminin gevşek ve sıkı durumu için ayrı ayrı gerçekleştirilmiştir.

Yapılan hesaplamalar sonucu elde edilmiş olan yanal zemin basınçlarının kazık uzunluğu boyunca değişimi gevşek kum zemin için Şekil 2’de sıkı kum zemin için de Şekil 3’te gösterilmiştir.



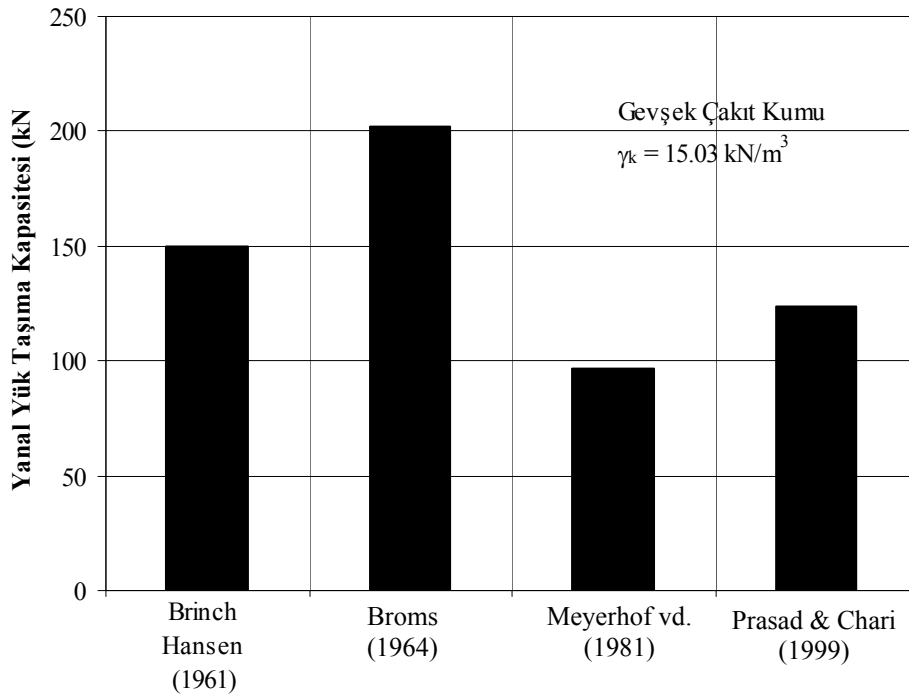
Şekil 2. Gevşek Kum Zeminde Yanal Zemin Basınçlarının Derinlikle Değişimi



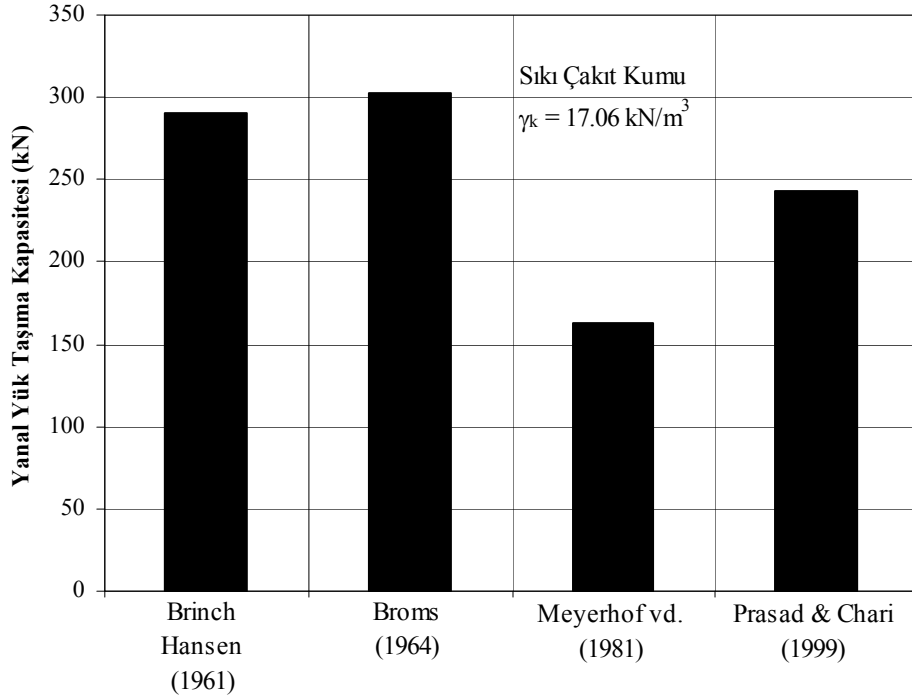
Şekil 3. Sıkı Kum Zeminde Yanal Zemin Basınçlarının Derinlikle Değişimi

Brinch Hansen (1961), Broms (1964), Meyerhof vd. (1981) ve Prasad ve Chari (1999) tarafından önerilmiş olan bu yöntemlerin tamamında kazık uzunluğu boyunca yanal zemin basınçlarının dağılımlarının belirli şekillerde olduğu kabul edilmektedir. Bununla birlikte; Brinch Hansen (1961), Broms (1964), Meyerhof vd. (1981) tarafından önerilmiş olan toprak basıncı teorisine dayalı yöntemlerde dönme noktası derinliğinde bir miktar zemin basıncı oluştuğu kabul edilmektedir. Prasad ve Chari (1999) ise önermiş oldukları yöntemde dönme noktası derinliğinde yanal zemin basıncı değerinin sıfır olduğunu ve dönme noktası altında kazık arka yüzünde pasif zemin basınçlarının artarak kazık ucunda maksimum bir değere ulaştığını kabul etmektedir. Şekil 2 ve 3'ten görüldüğü gibi yanal yük etkisindeki kazıkların dönme noktası derinlikleri de birbirinden farklıdır. Kazık ön yüzünde etkiyen en büyük değerdeki yanal zemin basınçları Brinch Hansen (1961) yönteminde elde edilmiş olup Meyerhof vd. (1981) tarafından önerilen yöntemde elde edilen yanal zemin basınçları ise kazık uzunluğu boyunca en düşük değerlere sahiptir. Sıkı kum zemin durumunda Meyerhof vd. (1981) tarafından önerilmiş olan yöntem ile elde edilen yanal zemin basınçları dönme noktası derinliğine kadar Broms (1964) yöntemi kullanılarak elde edilmiş olan yanal zemin basınçları ile iyi bir uyum sergilemektedir. Gevşek kum zemin durumunda Broms (1964) yöntemi kullanılarak elde edilen yanal zemin basınçları dönme noktası derinliğine kadar Meyerhof vd. (1981) ile Brinch Hansen (1961) tarafından elde edilmiş yanal zemin basınçlarının ortalama değeri gibi bir davranış sergilemektedir.

Şekil 4 ve Şekil 5'te ise farklı yöntemler kullanılarak elde edilmiş nihai yanal yük taşıma kapasitelerinin gevşek ve sıkı kum zemin durumundaki karşılaştırmaları görülmektedir.



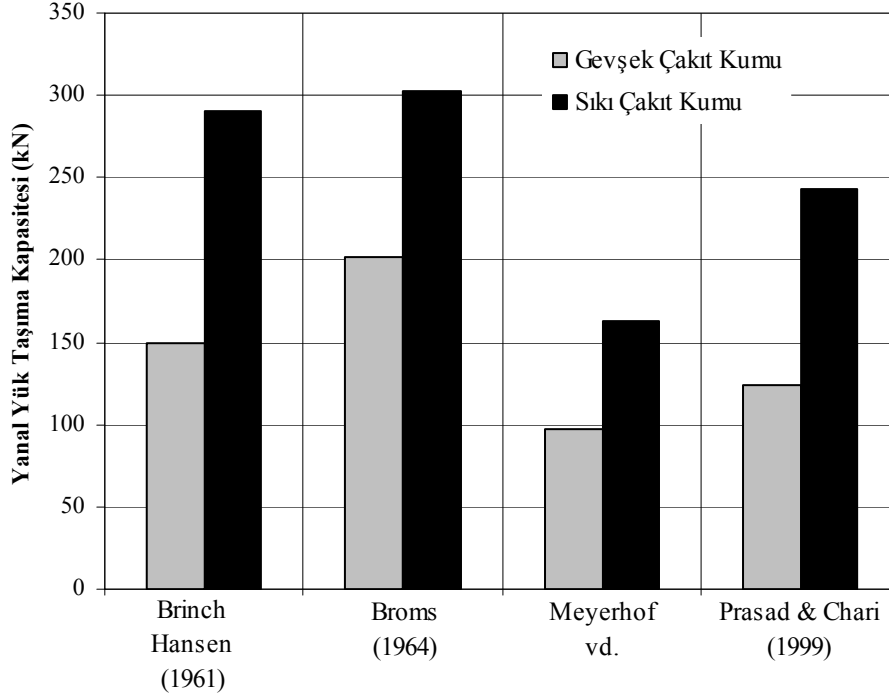
Şekil 4. Gevşek Kum Zeminde Nihai Yanal Yük Taşıma Kapasitelerinin Karşılaştırılması



Şekil 5. Sıkı Kum Zeminde Nihai Yanal Yük Taşıma Kapasitelerinin Karşılaştırılması

Şekil 4 ve 5'ten de görüldüğü gibi hem gevşek hem sıkı kum zemin durumunda en büyük nihai yanıl yük taşıma kapasitesi değeri Broms (1964) yöntemi ile elde edilmişken en düşük değerdeki nihai yanıl yük taşıma kapasiteleri de Meyerhof vd. (1981) tarafından önerilmiş olan yöntem ile elde edilmiştir. Bu iki yöntemden elde edilen yanıl yük taşıma kapasiteleri farkı Broms (1964) yöntemine göre gevşek kum zeminde %35 iken sıkı kum zeminde %44 dır.

Şekil 6'da gevşek ve sıkı kum zeminde elde edilmiş yanıl yük taşıma kapasiteleri bir arada değerlendirilerek relatif sıkılığın yanıl yük taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 6'da verilmiş olan yanıl yük taşıma kapasitesi değeri karşılaştırıldığında kullanılan yöntemlerin tümü için sıkı kum zeminde elde edilen nihai yanıl yük taşıma kapasitesi değeri gevşek kum zeminde elde edilmiş olan değeri yaklaşık olarak 1.5~2.0 katı kadar olduğu görülmüştür.



Şekil 6. Relatif Sıklığın Yanal Yük Taşıma Kapasitesine Etkisi

5. SONUÇLAR

- Kohezyonsuz zeminler içerisinde yer alan kazıkların nihai yanal yük taşıma kapasitelerini tahmin etmek için kullanılan farklı analitik yöntemlerden elde edilen nihai yanal yük taşıma kapasitesi değerleri önemli derecede farklılıklar gösterebilmektedir.
- Kazık ön yüzünde etkiyen en büyük değerdeki yanal zemin basınçları Brinch Hansen (1961) yönteminde elde edilmiş olup Meyerhof vd. (1981) tarafından önerilen yöntemde elde edilen yanal zemin basınçları ise kazık uzunluğu boyunca en düşük değerlere sahiptir.
- Hem gevşek hem de sıkı kum zemin durumunda en büyük nihai yanal yük taşıma kapasitesi değerleri Broms (1964) yöntemi ile elde edilmişken en düşük değerdeki nihai yanal yük taşıma kapasiteleri de Meyerhof vd. (1981) tarafından önerilmiş olan yöntem ile elde edilmiştir.
- Rölatif sıklık derecesi kum zemin içerisinde yer alan yanal yüke maruz rijit kısa kazıkların yanal yük taşıma kapasitesi üzerinde önemli bir etkiye sahiptir.
- Günümüzde; yanal yüklü kazıkların analizi için iyi yapılandırılmış elasto-plastik çözüm yöntemleri bulunmasına rağmen mühendislerin çoğu hala basit rijit kazık teorilerini kullanmaktadır. Bu yüzden; rijit kazıkların yanal yük taşıma kapasitelerini doğru ve hızlı bir şekilde tahmin edilebilen güvenilir basit yöntemlerin geliştirilmesine ihtiyaç bulunmaktadır.

KAYNAKLAR

- Fan, C.C., Long, J.H. (2005), “Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand”, Computers and Geotechnics, 32, 274-289.
- Duncan ,M., Evans ,L. T. ve Ooi ,P. S. K. (1994), “Lateral Load Analysis of Single Piles and drilled Shafts”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.: 120, No.: 5., 1018-1033.
- Zhang, L., Silva, F. ve Grismala, R. (2005), “Ultimate Lateral Resistance to Piles in Cohesionless Soils”, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.: 131, No.: 1, 78-83.
- Poulos, H.G. ve Davids, E.H. (1980), “Pile Foundation Analysis and Design”, John Wiley & Sons, Inc. New York.
- Brinch-Hansen, J. (1961), “The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces”, Geoteknisk Institut (The Danish Geotechnical Institute), Bulletin No. 12, 5-9.
- Broms, B.B. (1964b), “Lateral resistance of piles in cohesionless soils”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 90 (3), 123-156.
- Meyerhof, G.G., Mathur, S.K. ve Valsangkar, A.J. (1981), “Lateral resistance and deflection of rigid walls and piles in layered soils”, Canadian Geotechnical Journal, 18, 159-170.
- Prasad, Y.V.S.N. ve Chari, T.R. (1999), “Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils”, Soils and Foundations, 39 (2), 21-29.

KAZIK UÇ TAŞIMA GÜCÜNÜN HESAPLANMASINDA KULLANILAN BAZI ANALİTİK VE SAYISAL YÖNTEMLERİN KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF THE ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS FOR POINT BEARING CAPACITY OF PILES

Nihat Sinan IŞIK¹ Mehmet ORHAN² Mustafa ÖZER³ Baran TOPRAK⁴

ABSTRACT

Although pile foundations are used in groups, bearing capacity of a single pile is first determined, group bearing capacity is determined after this stage. Therefore determination of bearing capacity of a single pile is very important for design stage. The purpose of this study is to compare the results of general bearing capacity theory, Vesic (1977) method, which is based on cavity expansion theory and the results of finite element analyses. By using variable rigidity index values, point bearing capacities of a sample pile founded in a saturated clay soil were calculated using several methods and results were compared with results of finite element simulations. In addition, the effect of average volumetric strain in the Vesic (1977) method on the point bearing capacity was investigated.

Keywords: Pile foundations, bearing capacity, finite element method

ÖZET

Kazıklı temeller uygulamada grup olarak kullanılırsalar da, tasarım aşamasında izin verilen taşıma gücü öncelikle tek bir kazık için hesaplanılmaktadır ve daha sonra kazık grubunun taşıma gücü belirlenir. Bu nedenle tek bir kazığın taşıma gücünün belirlenmesi kazıklı temel tasarımı açısından önemlidir. Bu çalışmanın amacı; kazık uç taşıma gücünün hesaplanmasında kullanılan genel taşıma gücü bağıntıları ve küresel boşluk genişleme teorisine dayanan Vesic (1977) in önerdiği hesaplama yöntemleri ile sonlu elemanlar yöntemi sonuçlarının karşılaştırılmasıdır. Örnek bir kazıkta, suya doymuş kil bir zemin için farklı rijitlik katsayıları kullanılarak çözümler yapılmış ve çözümler sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan çözümlerle karşılaştırılmıştır. Bunlara ilaveten Vesic (1977) yöntemindeki hacimsel birim deformasyonun uç taşıma gücüne ne şekilde etki ettiği irdelenmiştir.

Anahtar kelimeler: Kazıklı temeller, taşıma gücü, sonlu elemanlar yöntemi

¹ Yrd. Doç. Dr. Gazi Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi Bölümü, nihatsinan@gazi.edu.tr

² Prof. Dr. Gazi Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi Bölümü, orhanm@gazi.edu.tr

³ Yrd. Doç. Dr. Gazi Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi Bölümü, ozerm@gazi.edu.tr

⁴ Arş. Gör. Gazi Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi Bölümü, btoprak@gazi.edu.tr

1. GİRİŞ

Temel inşaatı uygulamalarında kazıklı temeller, zemin koşulları zayıf olduğunda ve/veya yapı yükleri yüksek olduğunda sıklıkla kullanılmaktadır. Uygulamada bu denli fazla kullanılmalarına rağmen, kazık -zemin etkileşiminin karmaşık doğası dolayısıyla tasarımda kullanılan hesap yöntemleri çoğunlukla ampirik yaklaşımlara dayanmaktadır. Tasarım aşamasında izin verilen taşıma gücü ampirik veya teorik yollarla öncelikle tek bir kazık için hesaplanılmaktadır, daha sonra kazık grubunun taşıma gücü belirlenir. Bu çalışmanın amacı, kazık uç taşıma gücünün hesaplanmasında kullanılan genel taşıma gücü bağıntıları ve küresel boşluk genişleme teorisine dayanan Vesic (1977) in önerdiği hesaplama yöntemleri ile sonlu elemanlar yöntemi sonuçlarının karşılaştırılmasıdır.

2.KAZIK UÇ TAŞIMA GÜCÜNÜN HESAPLANMASINDA KULLANILAN BAZI YÖNTEMLER

Bir kazığın taşıma gücü sürtünme direnci ve uç dirençlerinin toplamından oluşmaktadır. Genel olarak kazık taşıma gücünün hesaplanmasında aşağıdaki yöntemler kullanılabilir.

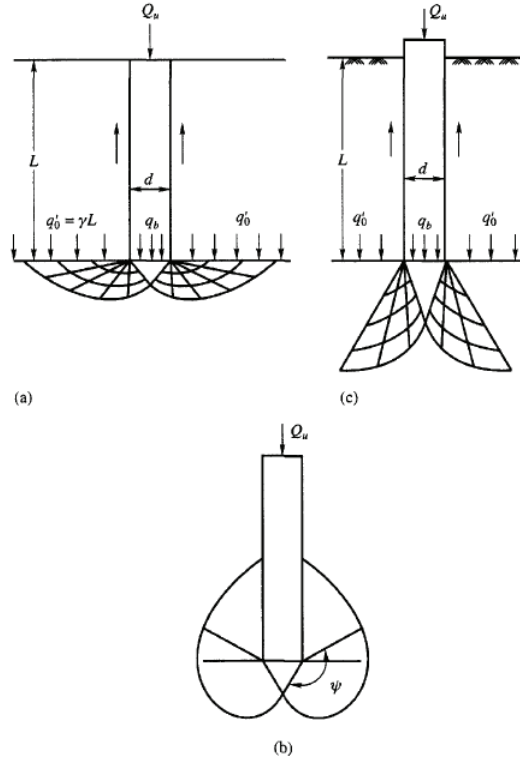
- a. Zemin kayma direncini kullanan statik yöntemler
- b. Standart arazi deneylerinin (SPT, CPT ve PMT) sonuçlarını kullanan ampirik yöntemler.
- c. Kazık çakma sırasında dinamik çakma direncini kullanan yöntemler
 - I. Kazık çakma formülleri
 - II. Dalga denklemi
- d. Tam ölçekli kazık yükleme deneyleri

Zemin kayma direncini kullanan statik yöntemler, plastisite teorisini temel alan taşıma gücü yöntemleri ve sonsuz ortamda küresel boşluk genişleme teorisini baz alan yöntemler olarak ikiye ayrılabilir. Şekil ve derinlik etki faktörleri kazıklı temeller için uygun biçimde seçilmek suretiyle, yüzeysel temellerin taşıma gücünün hesaplanmasında kullanılan yöntemler (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1963; Hansen, 1970; Vesic, 1975) derin temellerin taşıma gücünün hesaplanmasında da kullanılabilir. Ancak, Terzaghi (1943) tarafından önerilen taşıma gücü yönteminde temel alt seviyesi ile zemin yüzeyi arasında kalan zeminin kayma direnci ihmal edildiğinden, bu kısım derin temellerin taşıma gücünün hesaplanmasında kullanılmamalıdır. Bununla birlikte diğer yöntemler (Meyerhof, 1963; Hansen, 1970; Vesic, 1975) şekil ve derinlik faktörleri kazıklı temeller için uygun biçimde seçilerek, kazıkların uç taşıma güçlerinin hesaplanmasında kullanılabilir.

Basit oldukları için taşıma gücü teorileri zemin mekaniğinde yaygın olarak kullanılsalar da taşıma gücü çözümlerinde:

- Zeminin gerilme – birim deformasyon davranışı tamamen ihmal edilmektedir,
- Taşıma gücü teorilerinde varsayılan zeminin göçme mekanizması, kazık uç direnci için geçerli olmayabilir,
- Taşıma gücü teorileri esasında şerit temeller için geliştirilmişlerdir. Bu çözümlerin aksel simetrik bir problem olan kazık uç direncinin hesaplanmasında kullanılması için uygulanan şekil faktörleri gerçekçi olmayabilir,
- Kazık- zemin etkileşimi oldukça komplike bir problemdir ve zemin, kazığa etki eden yüklerin türü ve kazık yapım tekniği gibi faktörlerden de etkilenmektedir. Bunlar taşıma gücü çözümlerinde ihmal edilmektedir.

Kazık uç taşıma gücünün hesaplanmasında kullanılan diğer bir teori olan boşluk genişleme teorisi ise zeminlerin şekil değiştirme ve sıkışabilirliklerini hesaba katan bir teoridir. Elastik – plastik sonsuz bir ortamda bir delik oluşturmak için gereken basıncın aynı koşullarda aynı hacimde bir boşluğu oluşturmak için gereken basınçla doğru orantılı olduğu gözlemlendiğinden, boşluk genişleme ile kazık taşıma gücü, koni penetrasyonu ile vb. arasındaki benzerlikler fark edilmiş ve boşluk genişleme teorisi çeşitli arazi deney sonuçlarının (presiyometre, koni penetrasyon deneyi) değerlendirilmesinde ve kazıklı temellerin taşıma güçlerinin belirlenmesinde kullanılır olmuştur. Şekil 1’de kazık ucunda olduğu varsayılan yenilme mekanizmalarının bir karşılaştırılması gösterilmiştir.



Şekil 1. Kazık uçlarında olduğu varsayılan göçme mekanizmaları a) Terzaghi b) Meyerhof, Janbu c) Vesic (Murthy, 2003).

Kazık taşıma gücünün hesaplanmasında kullanılan genel taşıma gücü hesaplama yöntemlerine ve boşluk genişleme teorilerine ilaveten sonlu elemanlar ve sonlu farklar gibi çeşitli sayısal yöntemlerle de taşıma gücü hesaplamaları yapılabilmektedir.

2.1. Genel taşıma gücü bağıntısını kullanan yöntemler

Çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen genel taşıma gücü bağıntıları ile şekil ve derinlik faktörleri, kazıklı temeller için uygun biçimde seçilmek kaydıyla, kazıklı temellerin uç taşıma güçlerinin hesaplanmasında kullanılabilir. Genel taşıma gücü bağıntısı Eşitlik 1’de verildiği gibi yazılabilir.

$$Q_p = A_p(c \cdot N_c + q_0' \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot d \cdot N_\gamma) \quad (1)$$

Eşitlik 1’de;

Q_p = Kazık uç taşıma gücü (kN)

A_p = Kazık uç alanı (m^2)

d = kazık uç çapı (m)

N_c, N_q, N_γ = Şekil ve derinlik faktörlerini de içeren taşıma gücü faktörleri

c = Kohezyon (kPa)

q_o' = Kazık uç seviyesindeki efektif gerilme (kPa).

Kazık çapları yüzeysel temellere oranla küçük olduğundan, “ $0.5 \cdot \gamma \cdot d \cdot N_\gamma$ ” terimi genellikle kazık uç taşıma gücünün hesaplanmasında ihmal edilmektedir.

Suya doymun killerde drenajsız koşullar için $\phi = 0^\circ$, $N_q=1$ ve derinlik faktörü yaklaşık olarak 1.6 alındığında (Bowles, 1996), genel taşıma gücü bağıntısı uyarınca “ N_c ” yaklaşık olarak 9 değerini almaktadır. Kısaca drenajsız koşullarda suya doymun killer için kazık uç taşıma gücü, aşağıdaki Eşitlik 2 ile hesaplanabilmektedir.

$$Q_p = A_p(9 \cdot S_u + q_o') \quad (2)$$

Eşitlik 2’de;

A_p = Kazık uç alanı (m^2)

S_u = Drenajsız kayma direnci (kPa)

q_o' = Kazık uç seviyesindeki efektif gerilme (kPa).

2.2. Vesic (1977)’in yöntemi

Vesic (1977), kazıkların uç taşıma gücünü hesaplamak için küresel boşluk genişleme teorisine dayanan bir yöntem geliştirmiştir. Bu nedenle, zemin rijitliği de kazık uç taşıma gücüne etki eden bir değişken olmuştur.

Vesic (1977)’ye göre kazık uç taşıma gücü, Eşitlik 3 ile hesaplanmaktadır;

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p(c \cdot N_c + \sigma'_o \cdot N_\sigma) \quad (3)$$

Eşitlik 2’de;

Q_p = Kazık uç taşıma gücü (kN)

A_p = Kazık alanı (m^2)

c = Kohezyon (kPa)

N_c, N_σ = Taşıma gücü faktörleri

σ'_o = Kazık uç seviyesindeki ortalama efektif gerilmedir (kPa) ve aşağıdaki bağıntıyla belirlenir.

$$\sigma'_o = ((1+2 \cdot K_o)/3) \cdot q_o' \quad (4)$$

K_o = Dengedeki yatay zemin basıncı katsayısı

Vesic (1977) tarafından kullanılan taşıma gücü faktörleri, hem zeminin içsel sürtünme açısına hemde zeminin rijitliğine bağlıdır.

Zemin rijitliği ise aşağıdaki bağıntıyla tanımlanmıştır;

$$I_r = G/\tau \quad (5)$$

Burada;

G: Zeminin kayma modülü
 τ : Zeminin kayma direncidir.

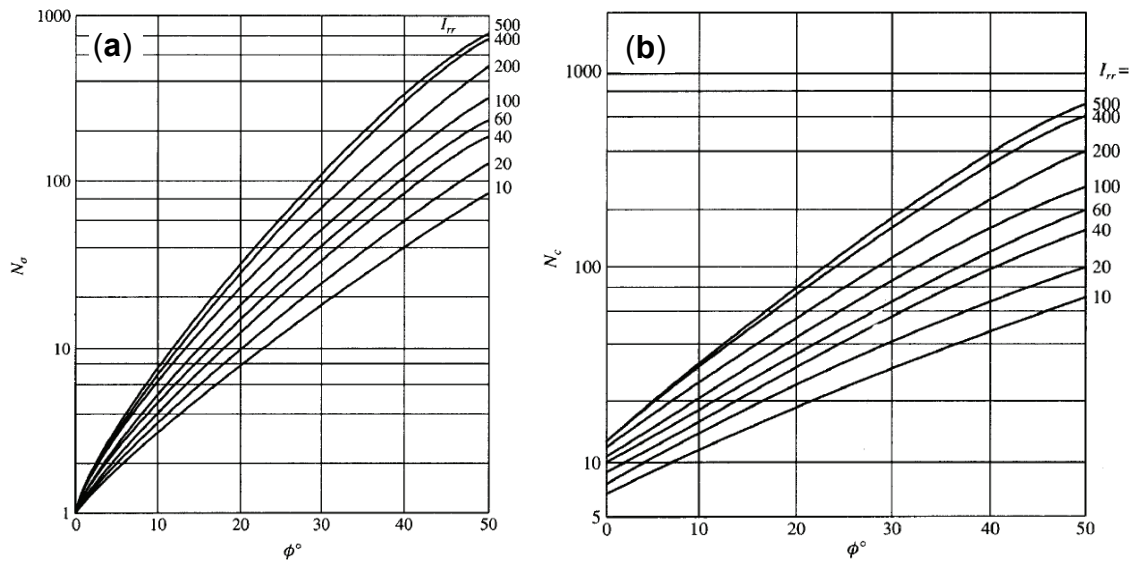
Vesic (1977) taşıma gücü faktörlerinin belirlenmesinde, zemin rijitliği (I_r) yerine aşağıdaki bağıntıyla tanımlanan azaltılmış rijitlik değerini (I_{rr}) kullanmıştır.

$$I_{rr} = I_r/(1+I_r\Delta) \quad (6)$$

Burada;

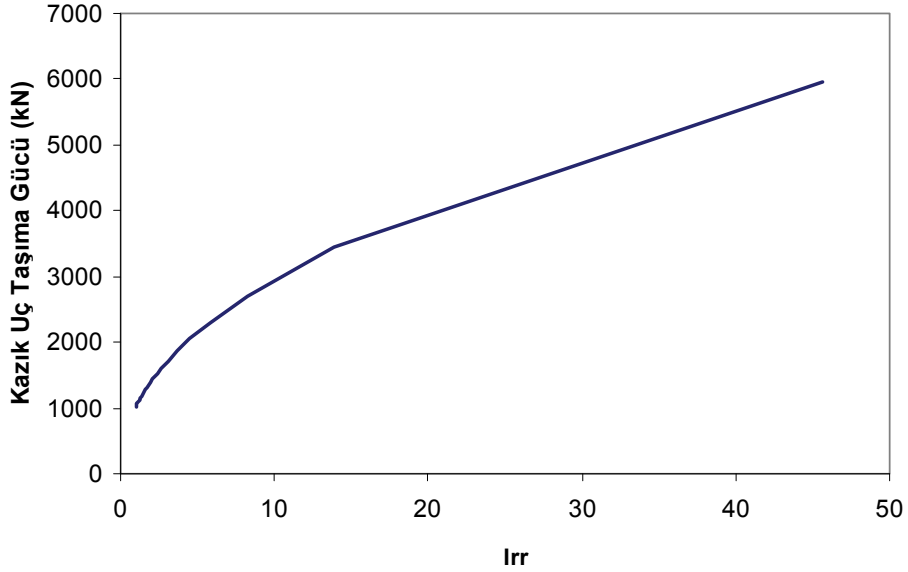
Δ = Kazık uçundaki plastik bölgedeki ortalama hacimsel birim deformasyondur.

Şekil 2'de zeminin içsel sürtünme açısı ve azaltılmış rijitlik indisi ile N_σ 'nın ve N_c 'nin değişimi görülmektedir.



Şekil 2. Zemin içsel sürtünme açısı ve azaltılmış rijitlik indisi ile (a) N_σ 'nin (b) N_c 'nin değişimi (Murthy, 2003).

Şekil 2 incelendiğinde, hacimsel birim deformasyona (Δ) bağlı olan azaltılmış rijitlik katsayısındaki değişimin taşıma gücü faktörlerini çok etkilediği görülmektedir. Azaltılmış rijitlik katsayısındaki değişimin taşıma gücü üzerindeki etkisini görmek üzere, gevşek kumda inşa edileceği varsayılan kazıklı bir temel için örnek bir hesaplama yapılmış ve farklı I_{rr} değerleri ile kazık uç taşıma gücü hesaplanarak sonuçlar Şekil 3'te sunulmuştur.



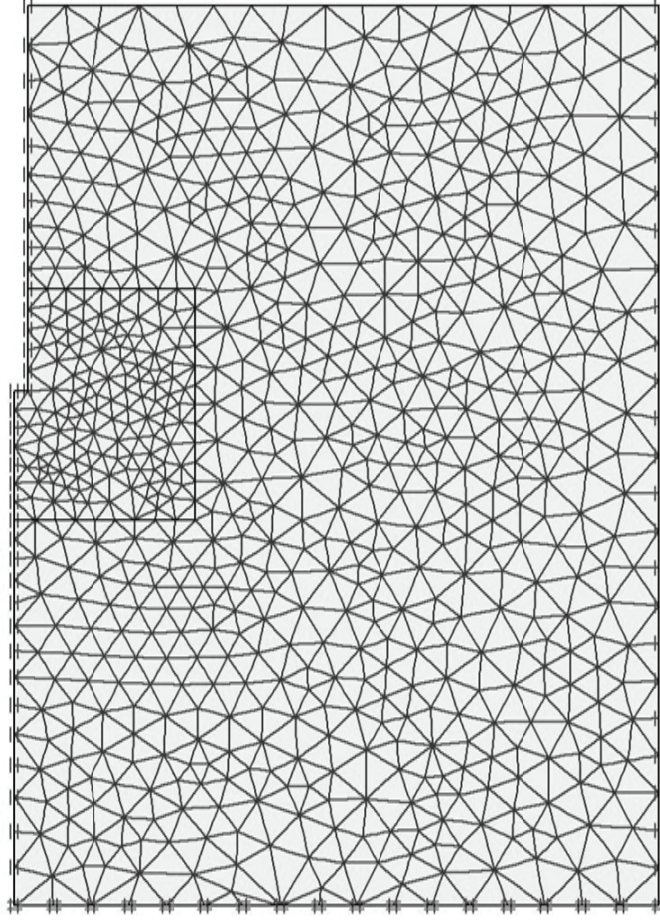
Şekil 3. Kazık uç taşıma gücü değerinin I_{rr} katsayısıyla değişimi.

Şekil 3'ten de görüleceği gibi zeminin azaltılmış rijitlik katsayısı (I_{rr}) arttıkça kazık uç taşıma gücü değeri de önemli miktarda artmaktadır.

Kazık ucunda meydana gelen plastik bölgedeki ortalama hacimsel birim deformasyon değeri, sıkı kumlarda ve doymun killerde sıfır olarak alınabilmektedir. Bu durumda, $I_r=I_{rr}$ olmaktadır. Ancak diğer zemin türlerinde (doymun olmayan killerde ve gevşek kumlarda) kazık ucunda oluşan plastik bölgedeki ortalama hacimsel birim deformasyon değerinin ne alınması gerektiği konusundaki belirsizlik, Vesic (1977) yönteminin uygulanmasındaki en önemli güçlüklerden birisini oluşturmaktadır.

3. KAZIK UÇ TAŞIMA GÜCÜ DEĞERİNİN BULUNMASINDA SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİNİN KULLANILMASI

Sonlu elemanlar, sonlu farklar vb. yöntemler, bilgisayarların hesaplama kapasitelerinin artmaya başlamasıyla zemin mekaniğinde daha sık kullanılır hale gelmiştir. Bu tür sayısal yöntemlerle hem çalışma yükleri altında oluşan deformasyonlar tahmin edilebilmekte, hem de şev stabilitesi, taşıma gücü gibi problemler çözülebilmektedir. Bu çalışmada 15 metre uzunluğunda 1 metre çapındaki bir fore kazığın uç taşıma gücü, suya doymun kil bir zemin için Plaxis v8.2 (2002) ile hesaplanmıştır. Sonlu elemanlar analizlerinde kullanılan sonlu elemanlar ağı ve sınır koşulları Şekil 4'te görülmektedir. Analizlerde sadece kazık uç direncinin belirlenmesi hedeflendiğinden, kazık sürtünme direncinin oluşacağı kazık çevresine y- yönünde serbestlik sınır koşulu uygulanarak, analizlerde sürtünme direncinin oluşması engellenmiştir. Analizde kullanılan sonlu elemanlar ağı, her biri 15 düğüm noktasından oluşan toplam 1457 adet üçgen elemandan ve toplam 11847 düğüm noktasından oluşmaktadır. Sınır etkilerini ortadan kaldırmak amacıyla, kazık uç noktasından alt ve sağ yan sınıra olan uzaklık, kazık yarıçapının 50 katı olarak alınmış ve çözüm hassasiyetini arttırmak amacıyla kazık uç noktası etrafında eleman adedi sıklaştırılmıştır (Şekil 4).

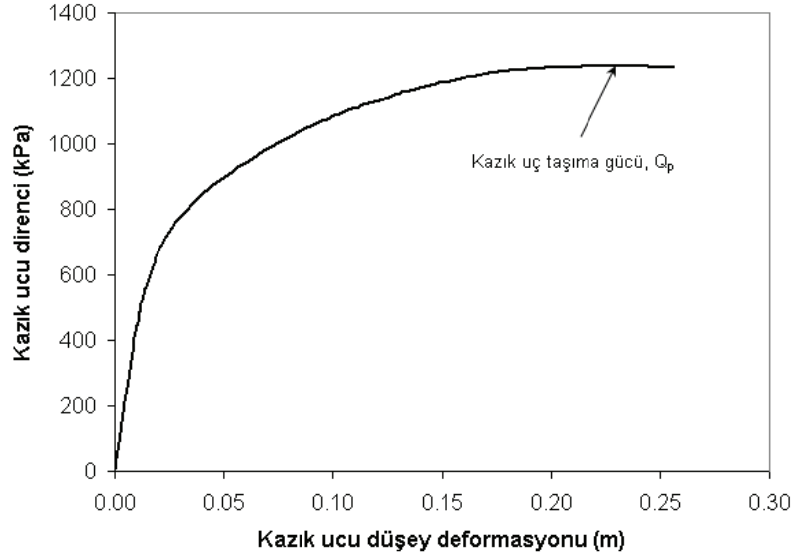


Şekil 4. Analizlerde kullanılan sonlu elemanlar ağı ve sınır koşulları.

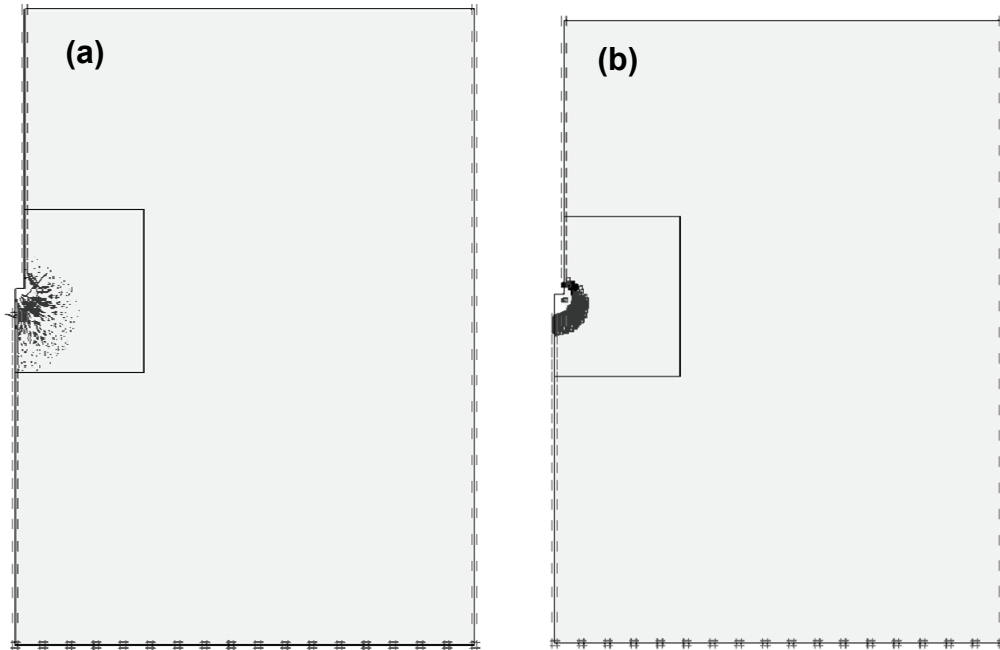
Kazık ucuna deplasman sınır koşulu uygulanarak kazık ucu aşağıya doğru çekilmiş ve kazık ucuna denk gelen düğüm elemanlarında oluşan toplam tepki kuvveti kazık alanına bölünerek kazık uç taşıma gücü belirlenmiştir. Analiz sırasında deplasman adım adım uygulanarak her bir adımdaki tepki kuvveti belirlenmiştir. Bu nedenle zeminin tepki kuvvetinin sabit hale geldiği andaki tepki gerilmesi, kazık uç taşıma gücüne denk gelmektedir.

Sonlu elemanlar analizleri, suya doygun drenajsız koşullarda bir kil zeminde uç taşıma gücünün belirlenmesi amacıyla yapılmıştır. Bu nedenle drenajsız kayma direnci (S_u) için 100 kPa alınmış ve rijitlik indeksi (I_r) için 5, 10, 20, 50, 70, 100, 200 ve 500 değerleri alınarak analizler yinelenmiş ve hesaplanan uç taşıma gücü drenajsız kayma direncine bölünerek N_c faktörü hesaplanmıştır. Böylelikle N_c faktörünün ve dolayısıyla kazık uç taşıma gücünün rijitlik indisiyle değişimi belirlenebilmiştir. Şekil 5’de örnek olarak $I_r = 50$ koşulunda yapılan analizden elde edilen kazık ucu düşey deformasyonu ile kazık uç direncinin değişimi ve kazık uç taşıma gücü değeri verilmiştir. Şekil 6’da ise $I_r = 50$ koşulunda göçme anında meydana gelen asal gerilme dağılımı ve plastik elemanların dağılımı görülmektedir. Farklı rijitlik indisi değerlerinde plastik bölgelerin dağılımı ise şekil 7’de verilmiştir. Şekil 7 incelendiğinde, rijitlik indisinin artmasıyla birlikte plastik bölgenin yani göçme mekanizmasının büyüdüğü görülmektedir. Böylece artan rijitlik indisiyle kazık uç taşıma gücünün de artması beklenmektedir. Rijitlik indisi değerleri ile sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan kazık uç taşıma gücü grafiği şekil 8’de sunulmuştur. Kazık uç taşıma gücü, rijitlik indisi değeriyle logaritmik olarak artmaktadır.

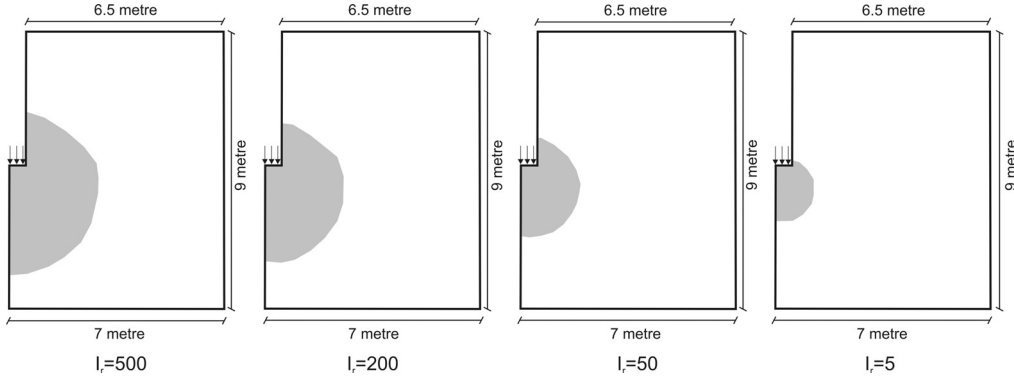
Karşılaştırma yapabilmek amacıyla rijitlik indisi (I_r) 5, 10, 20, 50, 70, 100, 200 ve 500 alınarak Vesic (1977) yöntemiyle N_c faktörleri hesaplanmıştır. Genel taşıma gücü bağıntısı kullanıldığında ise, N_c faktörü rijitlik indisinden bağımsız olarak 9 değerini almaktadır. Şekil 9’da sonlu elemanlar yöntemiyle, Vesic (1977) ve genel taşıma gücü bağıntısıyla hesaplanan N_c faktörü değerlerinin karşılaştırılması görülmektedir. Sonlu elemanlar çözümleri ile N_c faktörü, Vesic (1977) yöntemine kıyasla yaklaşık olarak 2 – 3 değer fazla olarak belirlenmiştir. Bununla birlikte N_c faktörünün rijitlik indisi ile artış miktarı, sonlu elemanlar analizleriyle ve Vesic (1977) yönteminde yaklaşık olarak aynı biçimdedir.



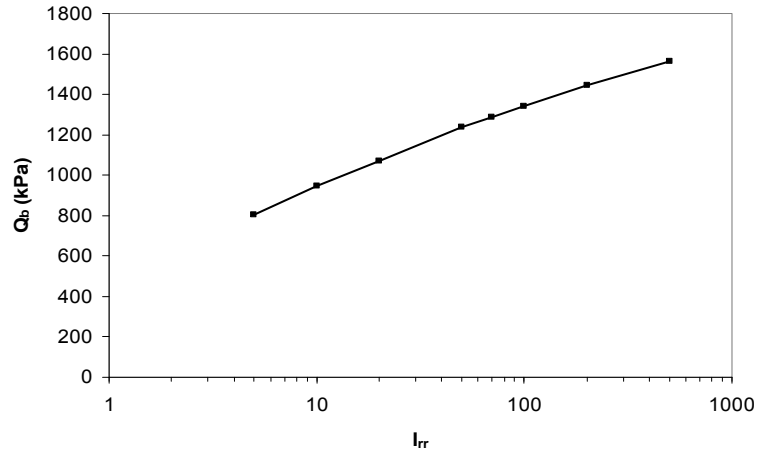
Şekil 5. $I_r = 50$ koşulunda yapılan analizden elde edilen kazık ucu düşey deformasyonu ile kazık uç direncinin değişimi ve kazık uç taşıma gücü değerinin belirlenmesi.



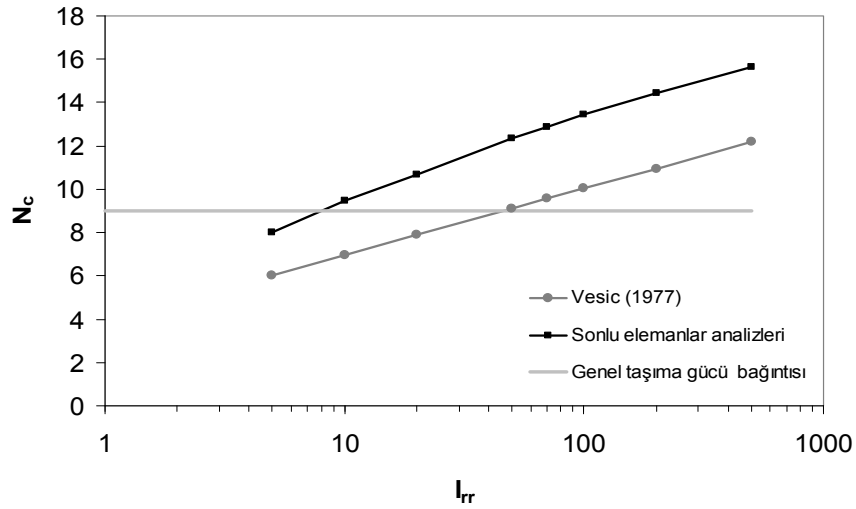
Şekil 6. $I_r = 50$ koşulunda göçme anında a) asal gerilmelerin b) plastik elemanların dağılımı.



Şekil 7. Farklı rijitlik indisi değerlerinde plastik bölgelerin dağılımı.



Şekil 8. Farklı rijitlik indisi değerlerinde sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan kazık uç taşıma gücü.



Şekil 9. Sonlu elemanlar yöntemi, Vesic (1977) ve genel taşıma gücü bağıntısı ile hesaplanan N_c faktörü değerlerinin karşılaştırılması.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada 15 metre uzunluğunda 1 metre çapındaki bir fore kazığın uç taşıma gücü, suya doymuş kil bir zemin için Plaxis v8.2 (2002) ile belirlenmiştir. Sonlu elemanlar analizlerinde drenajsız kayma direnci (S_u) için 100 kPa alınmış ve rijitlik indeksi (I_r) için 5, 10, 20, 50, 70, 100, 200 ve 500 değerleri alınarak analizler yinelenmiş ve hesaplanan uç taşıma gücü drenajsız kayma direncine bölünerek N_c faktörü hesaplanmıştır. Böylelikle N_c faktörünün, dolayısıyla kazık uç taşıma gücünün, rijitlik indisine değişimi belirlenebilmiştir. Genel taşıma gücü bağıntısı kullanıldığında ise, N_c faktörü rijitlik indisinden bağımsız olarak 9 değerini almaktadır. Karşılaştırma yapabilmek amacıyla Vesic (1977) yöntemiyle de N_c faktörü değerleri belirlenmiştir. Sonlu elemanlar çözümlerinden elde edilen N_c faktörlerinin, Vesic (1977) yöntemine kıyasla yaklaşık olarak 2 – 3 değer fazla oldukları belirlenmiştir. Bununla birlikte N_c faktörünün rijitlik indisine ile artış miktarları, hem sonlu elemanlar analizlerinde ve hem de Vesic (1977) yönteminde, yaklaşık olarak aynı biçimdedir. Sonlu elemanlar analizlerinde ve küresel bir boşluğun genişleme teorisine dayanan Vesic (1977) yönteminde, rijitlik indisinin artmasıyla birlikte taşıma gücü faktörleri artmakta, yani kazık uç taşıma gücü artmaktadır. Bu durumun sebebi, sonlu elemanlar analizlerinde belirlenen plastik bölge dağılımından da açıkça görüldüğü gibi, rijitlik indisinin artmasıyla birlikte göçme mekanizmasının büyümesidir. Buna karşılık genel taşıma gücü bağıntısında ise taşıma gücü faktörleri rijitlik indisinden bağımsızdır, yani genel taşıma gücü bağıntılarında yenilme mekanizması sabit bir şekil olarak kabul edilmektedir.

Vesic (1977) yönteminde taşıma gücü faktörlerinin belirlenmesinde, zemin rijitliği (I_r) yerine kazığın uç noktası etrafında oluşan plastik bölgedeki hacimsel birim deformasyonu ile azaltılmış rijitlik değeri (I_{rr}) kullanılmaktadır. Vesic (1977)'in analitik hesap yönteminde, kazığın uç noktası etrafında oluşan plastik bölgedeki hacimsel birim deformasyonun kazık uç taşıma gücünü önemli ölçüde etkilediği görülmüştür. Sıkı kumlarda ve drenajsız koşullardaki killerde, plastik bölgedeki hacimsel birim deformasyon sıfır alınabilir. Ancak diğer zeminlerde, plastik bölgedeki hacimsel birim deformasyonun seçilmesi önemli bir zorluk arz etmektedir.

KAYNAKLAR

- Bowles, J. E. (1996), "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill
- Das, B. M. (1999), "Principles of Foundation Engineering", Brooks/Cole Publishing Company
- Hansen, J. B., (1970) "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bul. No. 28, 21 pp.
- Meyerhof, G. G. (1963), "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations", CGJ Vol. 1 No. 1, pp. 16 – 26.
- Murthy, V. N. S. (2003), "Geotechnical Engineering", Marcel Dekker, Inc.
- Plaxis (2002), "User Manual", Ed. Brinkgreve R. B. J., Balkema Publishers
- Terzaghi, K. (1943), "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, New York.
- Vesic, A. S. (1977), Design of Pile Foundations, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice no. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Vesic, A. S., (1975), Chapter 3 "Foundation Engineering Handbook" 1 st. ed. Ed. Winterkorn and Fang, Van Nostrand Reinhold.

KAZIKLI RADYE TEMELLERİN OTURMALARININ İKİ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR ANALİZLERİ İLE TAHMİNİ

SETTLEMENT PREDICTION of PILED RAFTS WITH 2-D FINITE ELEMENT ANALYSES

Volkan KALTAKCI¹ M. Yener ÖZKAN²

ABSTRACT

In the present study, the usability of two-dimensional finite element analyses for settlement prediction of piled raft foundations was investigated. The analyses were carried out by Plaxis version 8.2 for two different pile configurations and three different pile lengths at two different load levels. The results were compared with a former study which included the three-dimensional solutions of the same systems the parameters of which were calibrated according to the field measurements. As a result, it was observed that the settlements of the piled rafts were overestimated by the two-dimensional analyses. Moreover, for a constant pile length, reduction in the number of piles to nearly one-third did not lead to a significant increase in the settlements which meant that the length of the piles was a more important factor than its number in decreasing the settlements of piled raft foundations.

Keywords: Finite element analyses, piled raft, clay

ÖZET

Bu çalışmada, iki boyutlu sonlu elemanlar analizlerinin, kazıklı radye temellerin oturmalarının tahmininde kullanılabilirliği araştırılmıştır. Bu çalışma kapsamında ki analizler, Plaxis 8.2 adlı program kullanılarak, 2 farklı kazık yerleşimi ve 3 farklı kazık boyu için 2 farklı yük seviyesinde yapılmıştır. Analiz sonuçları, aynı kazıklı radyeler için, parametreleri saha ölçümlerine dayanarak kalibre edilmiş üç boyutlu analiz sonuçlarını içeren bir başka çalışmayla karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, kazıklı radye temellerin oturmalarının iki boyutlu analizler ile gerçeğin üzerinde tahmin edildiği gözlemlenmiştir. Ayrıca, kazık boyu değişmeksizin, kazık sayısı yaklaşık 1/3' üne indirilse dahi oturmaların önemli şekilde artmadığı gözlemlenmiştir. Bu durum, kazıklı radye temelerde oturmaları azaltmada kazık boyunun kazık sayısından daha önemli bir faktör olduğunu göstermiştir.

Anahtar kelimeler: Sonlu elemanlar analizi, kazıklı radye, kil

¹Araş. Gör., O.D.T.Ü., kvolkan@metu.edu.tr

²Prof. Dr., O.D.T.Ü., myozkan@metu.edu.tr

1. GİRİŞ

Günümüzün alışlageldik kazıklı temel tasarımlarında, temel kazıkları tüm üstyapı yükünü yüksek bir güvenlik katsayısı ile taşıyabilecek şekilde tasarlanmaktadır. Fakat, kazıkların taşıma gücü problemlerinin üstesinden gelmekten ziyade oturmaları azaltmak için kullanıldığı nispeten sert zeminlerde; bu kabul, aşırı güvenli ve dolayısıyla ekonomik olmayan çözümlerin ortaya çıkmasına sebep olmaktadır.

“Kazıklı Radye Temel” tasarımında ise, toplam taşıma kapasitesine radyenin katkısı hesaba katılarak, oturmalarda alışlageldik tasarımlara oranla görülen çok küçük artışlar karşılığında, toplam kazık sayısında ciddi azalmalar sağlanabilmektedir. Dolayısıyla, bu tasarım yöntemi sayesinde çok daha ekonomik ve mühendisçe çözümler üretilebilmektedir.

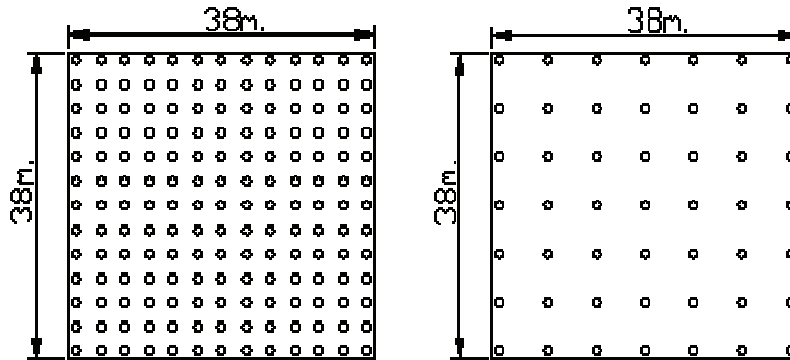
Bu çalışmada, aşırı konsolide killer üzerinde inşa edilmiş kazıklı radye temellerin düzgün yayılı yük altındaki oturma davranışları, iki boyutlu PLAXIS 8.2 programı kullanılarak incelenmiş ve sonuçlar Reul ve Randolph (2004) te verilen ABAQUS çözümleri ile karşılaştırılmıştır. Analizlerde kullanılan parametreler; saha ölçümleri baz alınarak geri analiz yöntemi ile Reul ve Randolph (2004) tarafından ABAQUS programı kullanılarak kalibre edilmiş olduğu için, ABAQUS çözümleri gerçeğe çok yakın çözümler olarak kabul edilebilecektir.

2. ANALİZLER

Bu çalışma kapsamında, 2 farklı kazık yerleşimi için toplam 12 adet analiz yapılmıştır. Bu analizlerde kullanılan farklı konfigürasyonlar, modelleme esasları ve model parametreleri detaylı olarak aşağıda belirtilmiştir.

2.1 Analiz Konfigürasyonları

Analizlerde, 2 farklı kazık yerleşimi esas alınmış ve bu kazıklı radye temellerin kazık boyları ve üzerlerine uygulanan yük seviyesi değiştirilerek araştırma derinleştirilmiştir. Modellenen iki farklı kazık yerleşiminin her ikisinde de 38x38m. boyutunda ve 3m. kalınlığa sahip radye temel ve D=1.00 m. çaplı fore kazıklar kullanılmıştır. Modellerden ilkinde, fore kazıklar merkezden merkeze 3m. aralıkla yerleştirilmiş ve bunun sonucunda 169 kazıklı bir kazıklı radye temel elde edilmiştir. İkinci modelde ise kazıklar merkezden merkeze 6m. aralıklı olacak şekilde yerleştirilmiş ve bunun sonucunda kazık adedi 49'a düşmüştür (Şekil 1-A,B).



A. 169 kazıklı model

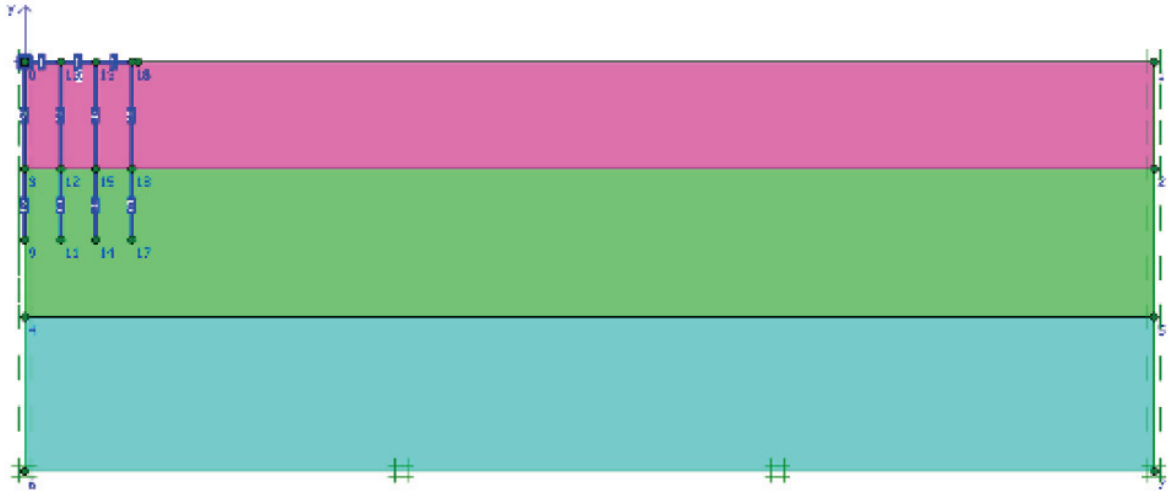
B. 49 kazıklı model

Şekil 1. Kazık Yerleşim Planları

Analizlerde, $L = 10\text{m} - 30\text{m} - 50\text{m}$ olmak üzere kazıklar üç farklı boyda modellenmiştir. Ayrıca tüm konfigürasyonlar drenajlı koşullar altındaki eşdeğer bir kazıksız radyenin maksimum taşıma kapasitesinin $1/5$ 'i ve $1/20$ 'sine tekabül edecek iki farklı yükleme seviyesinde analiz edilmiştir.

2.2 Modelleme Esasları

Analiz edilen tüm kazıklı radye temel tipleri simetrik olarak modellenmiş olup, sınır etkilerini azaltmak amacı ile model boyutu radye yarı genişliğinin 10 katı olacak şekilde belirlenmiştir. Ayrıca, kalibre edilmiş parametrelerinden yararlanılan referans çalışmadaki analizler ile uyumlu olması amacı ile bahsi geçen çalışmada esas alınan Frankfurt kilinin ortalama tabaka kalınlığı gözönünde bulundurularak 69m. kalınlığında aşırı konsolide kil tabakası modellenmiş ve yeraltı su seviyesi radyenin hemen altında olacak şekilde modele dahil edilmiştir. Sonuç olarak, 190m genişlik ve 69m derinliğe sahip bir model elde edilmiştir (Şekil 2).



Şekil 2. $L = 30\text{m}$. 49 Kazıklı Model

Analiz edilen konfigürasyonlar arasında zemine uygulanan maksimum efektif yükün 721.7 MN olduğu hesaplanmıştır. Bu yük yaklaşık olarak Frankfurt kili üzerinde inşa edilmiş eşdeğer kazıksız bir radyenin drenajlı koşullar altındaki taşıma kapasitesinin (Q_{ult}) $1/5$ 'ine denk gelmektedir. Bu yüke ek olarak, düşük yük seviyesindeki davranışı gözlemlemek amacıyla ikinci yük seviyesi birincinin $1/4$ 'ü yani taşıma kapasitesinin $1/20$ 'si olarak belirlenmiştir (180.425 MN). Bu yükler, modeller üzerine düzgün yayılı şekilde ve kademe kademe artırılarak verilmiş, bu sayede bir üstyapının yapım aşamaları bir şekilde simüle edilmeye çalışılmıştır.

2.3 Parametreler

Analizlerde zemin ve yapısal elemanlar için Reul ve Randolph (2004) tarafından kalibre edilmiş parametreler kullanılmıştır.

Zemin modellenmesinde, drenajlı Mohr-Coulomb yenilme kriteri kullanılmış olup, referans çalışmada belirlenen mukavemet parametreleri aynen korunmuştur. Reul ve Randolph tarafından belirlenen, aşırı konsolide Frankfurt kilinin elastisite modülünün (E)

derinlik ile tanjant hiperbolik artışı (1) tabakalara bölünen zemin profiline doğrusal artışlar halinde yansıtılarak modellenmiştir. Analizlerde zemin modellemesinde kullanılan parametreler Tablo 1.'de özetlenmiştir. Denklem (1)'de, E = Elastisite Modülü (MPa), z = derinlik (m)'dir.

$$E = 45 + \left[\tanh\left(\frac{z - 30}{15}\right) + 1 \right] \times 0.7z \quad (1)$$

Tablo 1. Zemin Parametreleri

	Tabaka 1	Tabaka 2	Tabaka 3
Kalınlık (m.)	18	25	26
E_i (kPa)	45000	57000	110000
ΔE (kPa/m)	660	2138	1584
K_o	0.72	0.57	0.57
v	0.15	0.15	0.15
c (kPa)	20	20	20
Φ	20	20	20
γ (kN/m³)	19	19	19

Modelin yapısal elemanları olan kazıklar ve radye lineer elastik davranış gösterecek şekilde modellenmiştir. Ancak referans çalışmada yapılan analizlerin üç boyutlu, bu çalışmanın analizlerinin ise iki boyutlu olması sebebiyle, referans çalışmada kullanılan yapısal rijitlik parametreleri üç boyutlu durum ile eşit rijitliği verecek şekilde dönüştürülmüştür. Yapısal elemanlar için kullanılan parametreler Tablo 2.'de özetlenmiştir.

Tablo 2. Radye ve Kazık Parametreleri

		EA (kN/m)	EI (kN*m²/m)	v	w (kN/m/m)
Kazık Konfigürasyonu 1&2	n=169	6.048E+06	5.040E+05	0.2	6
	n=49	3.250E+06	2.708E+05	0.2	6

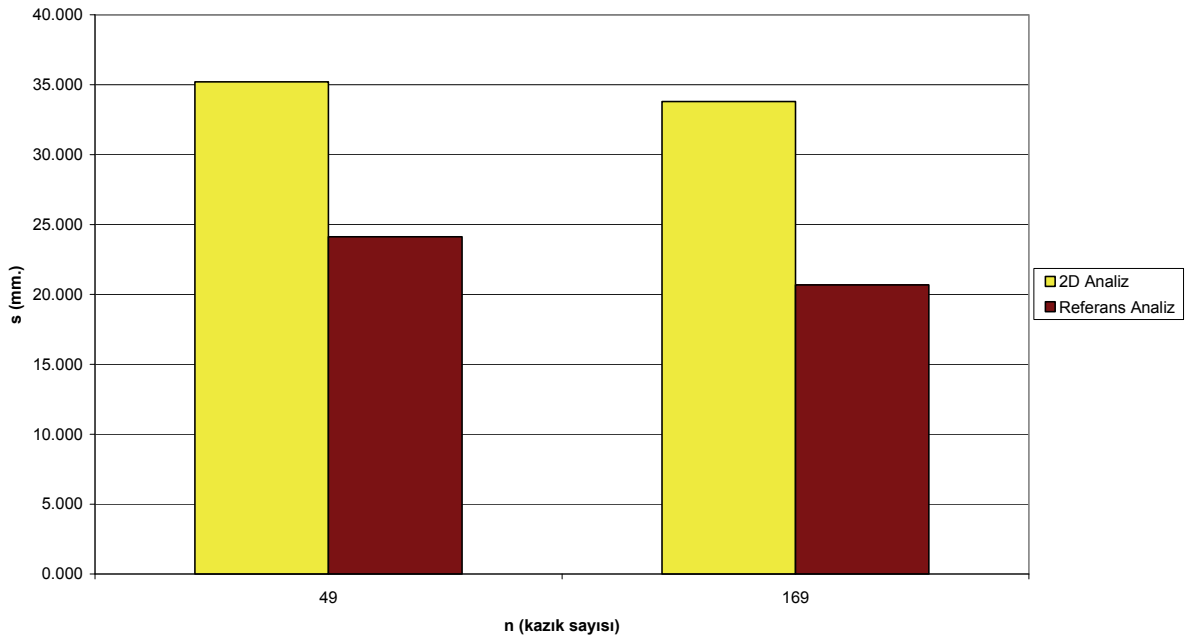
3. SONUÇLAR

Bu bölümde analizlerden elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir. Değerlendirmede, kazıklı radye temellerin ortalama oturması üzerinde durulmuştur. Ortalama oturma aşağıdaki gibi tanımlanmıştır: (s_{merkez} : merkez oturma, $s_{\text{köşe}}$: köşe oturma)

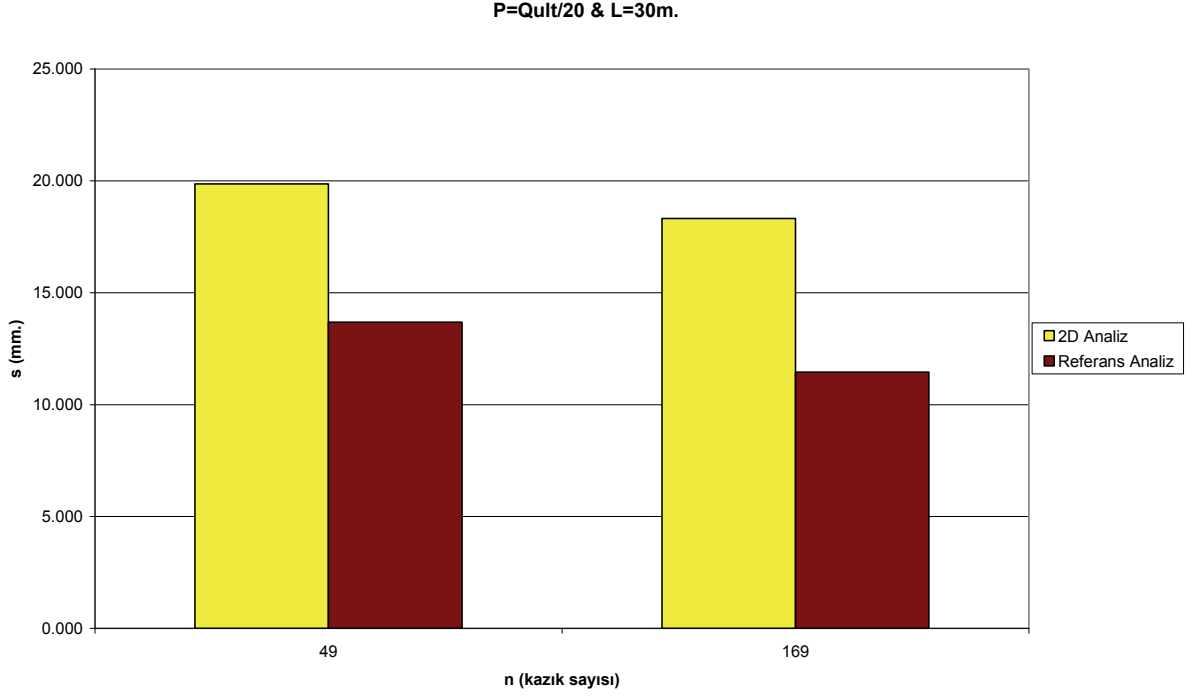
$$s = (2s_{\text{merkez}} + s_{\text{köşe}})/3 \quad (2)$$

- i. Taşıma kapasitesinin 1/20'sinin modele uygulandığı analizlerde ($P = Q_{\text{ult}}/20$), iki boyutlu analizler, oturmaları referans çalışmaya göre ortalamada yaklaşık %48 daha fazla hesaplamıştır. (Şekil 3-4-5)
- ii. Taşıma kapasitesinin 1/5' inin modele uygulandığı analizlerde ($P = Q_{\text{ult}}/5$), iki boyutlu analizler, oturmaları referans çalışmaya göre ortalamada yaklaşık %120 daha fazla hesaplamıştır. Bu durum, iki boyutlu analizlerin genelde oturmaları gerçek duruma göre daha fazla hesapladığını ve bu sapmanın modele uygulanan yük seviyesi arttıkça daha da üst seviyelere çıktığını göstermektedir. (Şekil 6-7-8)
- iii. Gerek referans çalışmada kapsamında gerekse bu çalışma kapsamında yapılan analizler göstermiştir ki, sabit kazık boyu için kazık sayısındaki değişim oturmaları büyük oranda etkilememektedir. Örneğin, bu çalışma kapsamında analiz edilen 169 adet 50 m. uzunluğunda kazıkların kullanıldığı sistemin $P=Q_{\text{ult}}/5$ yükü altındaki oturması yaklaşık 75 mm. olurken, aynı kazık boyu kullanılarak kazık adedi 49'a düşürüldüğünde oturmanın sadece 14 mm. artarak 89mm. olarak hesaplandığı görülmüştür. Referans çalışma kapsamında ki analizlerden elde edilen artış değerleri de bu değerlere paraleldir.

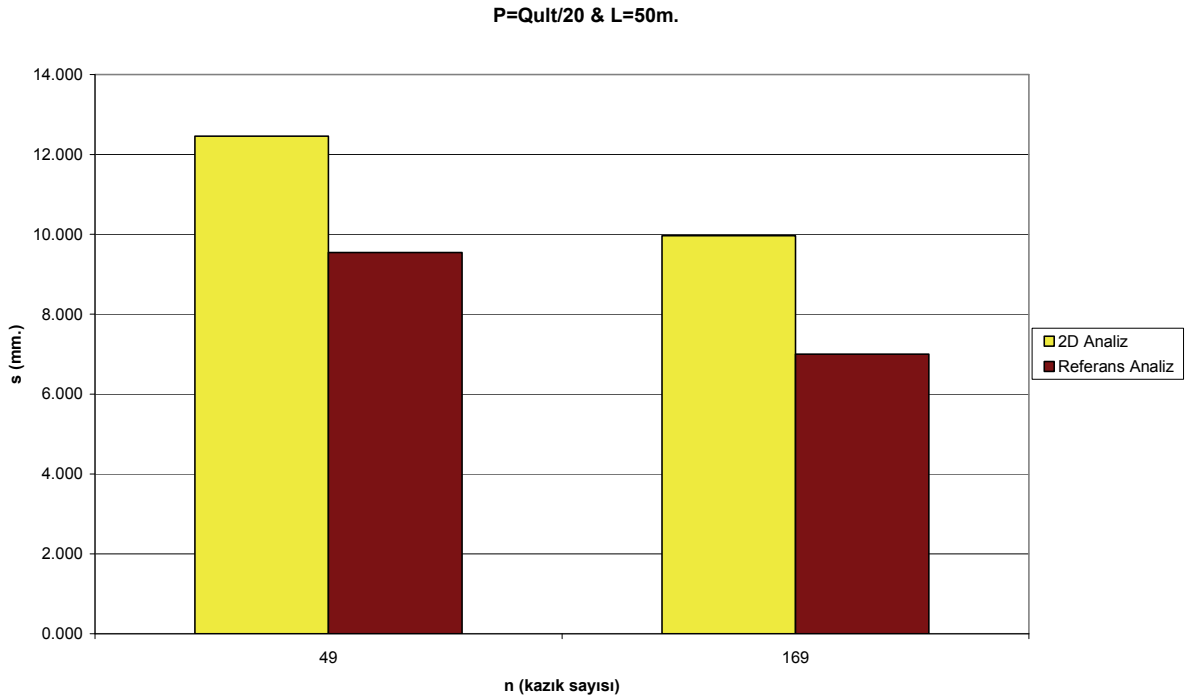
$P=Q_{\text{ult}}/20$ & $L=10\text{m}$.



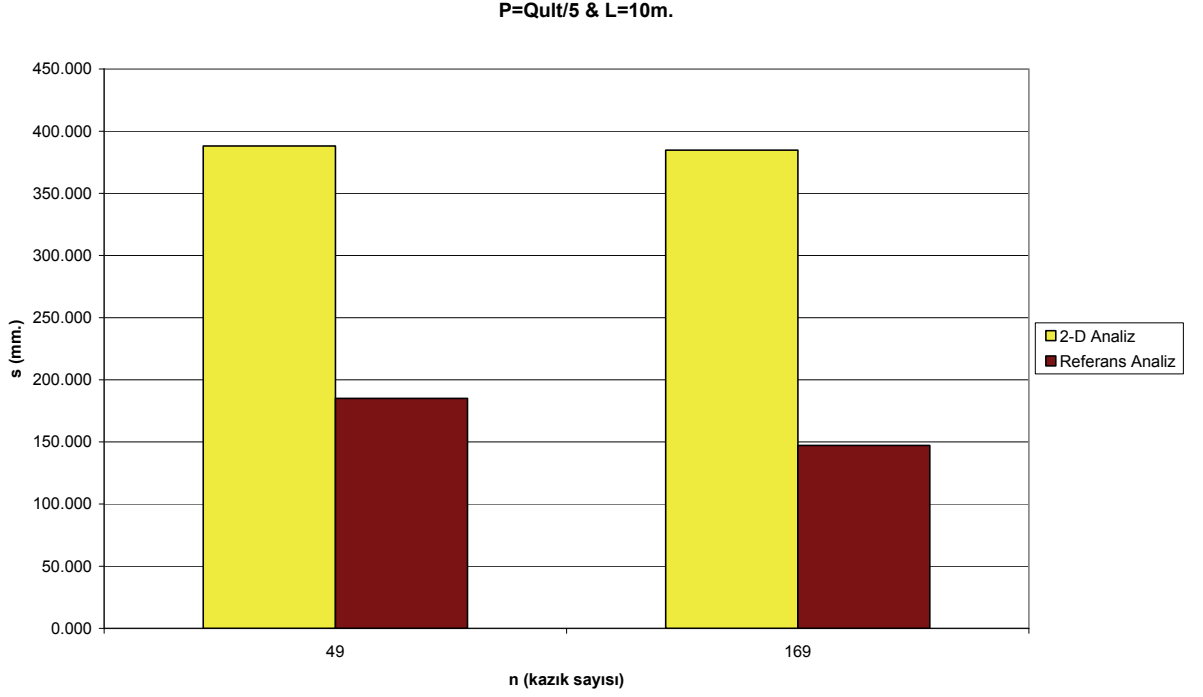
Şekil 3. $P=Q_{\text{ult}}/20$ ve $L=10\text{m}$. için Kazık Sayısı – Oturma Grafiği



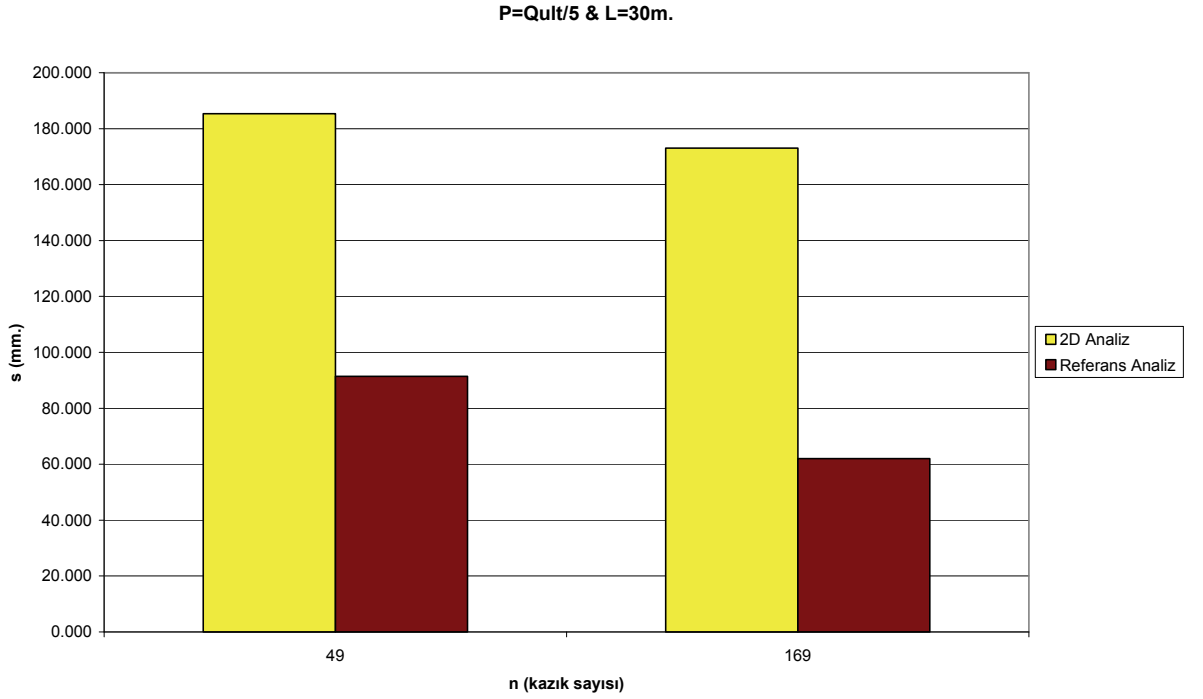
Şekil 4. P=Q_{ult}/20 ve L=30m. için Kazık Sayısı – Oturma Grafiği



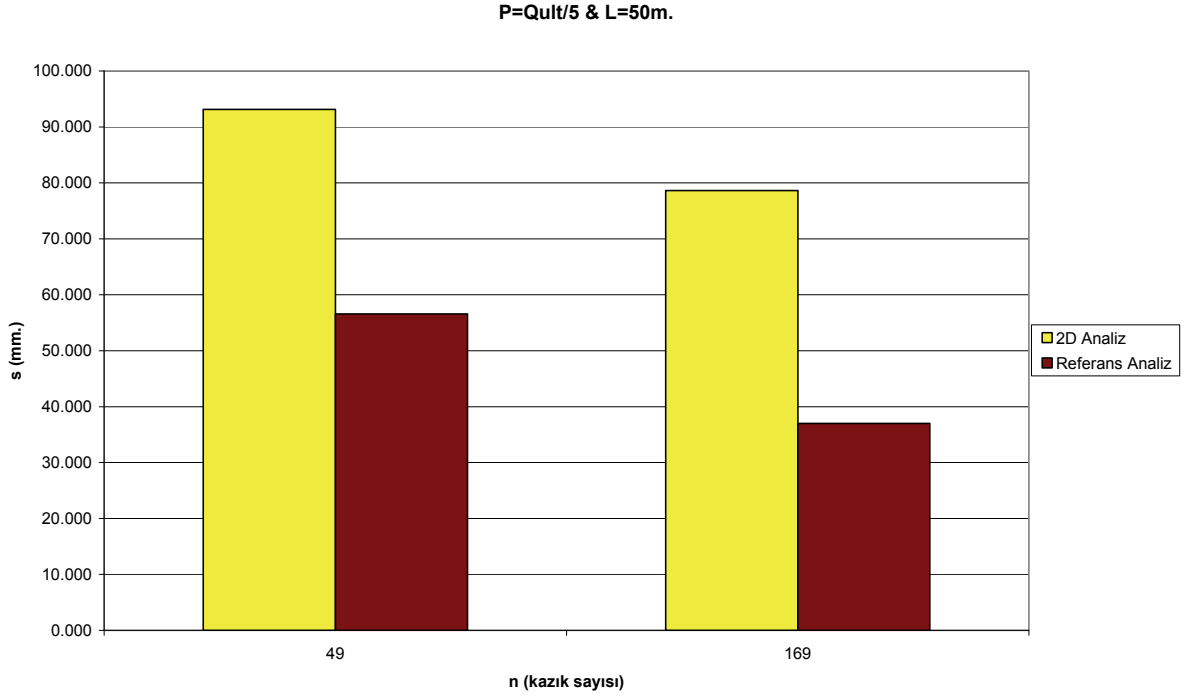
Şekil 5. P=Q_{ult}/20 ve L=50m. için Kazık Sayısı – Oturma Grafiği



Şekil 6. P=Q_{ult}/5 ve L=10m. için Kazık Sayısı – Oturma Grafiği



Şekil 7. P=Q_{ult}/5 ve L=30m. için Kazık Sayısı – Oturma Grafiği



Şekil 8. P=Q_{ult}/5 ve L=50m. için Kazık Sayısı – Oturma Grafiği

Kaynaklar

Katzenbach, R., Moormann, C. (2001). “Recommendations for the Design and Construction of Piled Rafts” *Proc. of the fifteenth Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, Turkey, Vol. 2

Plaxis 8.2 Tutorial Manual (2002).

Poulos, H. G. (2001). “Piled raft foundations: design and applications” *Géotechnique* 51, No.2, 95 – 113.

Randolph, M. F. (1994). “Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts: State-of-the-art Report” *Proc. 13th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng.*, New Delhi 5, 61 – 82.

Reul, O., and Randolph, M. F. (2003). “Piled Rafts in Overconsolidated Clay : Comparison of In-situ Measurements and Numerical Analyses” *Géotechnique* 53, No.3, 301 – 315.

Reul, O., and Randolph, M. F. (2004). “Design Strategies for Piled Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol. 130, No. 1, 1 – 13.

UÇUCU KÜL VE POLİPROPİLEN ELYAFLARLA STABİLİZE EDİLMİŞ ZAYIF ZEMİNLERİN ANALİZİ

ANALYSIS OF A SOFT SOIL STABILIZED WITH FLY ASH AND POLYPROPYLENE FIBERS

Ahmet ŞENOL¹

Celil GÜMÜŞER²

ABSTRACT

This study aims to use fly ash mixed with polypropylene fibers to improve properties of soft soils that on the possibility during construction of highway roads. An experimental program was undertaken to study the individual and combined effects of fiber and fly ash inclusions on the geotechnical characteristics of soft soil mixtures. A Kangal Thermic Central fly ash was mixed with polypropylene fibers and soft soil in different proportions. The purpose of this investigation was to identify and quantify the influence of fiber variables (content and length) on performance of fiber reinforced soft soil-fly ash specimens. A series of laboratory unconfined compression strength tests and California bearing ratio tests were carried. Polypropylene fibers with different fiber length were used as reinforcement. The fiber and fly ash inclusions increased the strength of the soft soils specimens and changed geotechnical behavior.

Keywords: Fly ash, polypropylene fibers, compaction, California bearing ratio

ÖZET

Karayolu yapımı esnasında karşılaşılabilecek muhtemel olan zayıf zeminlerin, Kangal Termik Santrali atığı olan C sınıfı uçucu kül ve polipropilen elyaflarla stabilize edilmesi durumunda Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR)'nın değişimi izlenmiştir. Kullanılan zemin örneğine sınıflandırma deneyleri yapılarak zeminin geoteknik özellikleri belirlenmiş, sonra, uçucu kül–zemin–polipropilen elyaf çeşitli karışım serilerinde hazırlanarak standart sıkıştırma deneyi ile belirlenen optimum su muhtevasında sıkıştırılmış örneklerde CBR değerleri tespit edilmiştir. Çalışmada C sınıfı uçucu kül ve iki tip polipropilen elyaf kullanılmıştır. Elde edilen deney sonuçlarından yumuşak zeminlerin direncinin arttığı ve geoteknik parametrelerinde gelişme olduğu gözlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Uçucu kül, polipropilen elyaf, kompaksiyon, CBR

¹ Yrd.Doç.Dr., Cumhuriyet Üniv. İnşaat Müh.Böl. senol@cumhuriyet.edu.tr

² İnş.Müh. Karayolları Genel Müdürlüğü, c_gumuser@mynet.com

1. GİRİŞ

Hafif sürşarj yükleri altında kolayca deformasyon gösteren, şişebilen, düşük kayma dayanımı olan, ileri derecede sıkışabilme niteliğine sahip ve yüksek derecede geçirgen olan zeminler zayıf olarak nitelendirilirler. Karayolu yapımı uygulamalarında sıklıkla bu tür zeminlerle karşılaşmaktadır. Bu durumda, yapıya ait uygulama sahasının değiştirilmesi ve uygulamanın başka alanda tasarlanması veya uygulama sahasının istenilen geoteknik şartlara getirilmesi gerekir. Pek çok kez ekonomik ve uygulanabilir olan ikinci alternatiftir.

Olumsuz zemin koşullarının iyileştirilmesinde mekanik, hidrolik, fiziksel ve kimyasal iyileştirme ile ekleme-sınırlama yolu ile yapılan başlıca dört iyileştirme türü vardır. Bu yöntemlerin uygulanması ile zeminin dayanımını artırma ve oturmayı azaltma olanağı vardır (Yıldırım, 2002). Bu çalışmada, uçucu kül ve polipropilen elyaflarla stabilize edilmiş, karayolu yapımında sıklıkla karşılaşılan yüksek plastisiteli, düşük kayma mukavemeti, düşük taşıma gücü ve ileri derecede şişme özelliği gösteren zeminlerin Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) üzerindeki etkisi incelenmiştir.

2. LİTERATÜR ÇALIŞMASI

Gray ve Lin (1972), uçucu küllerin kompaksiyon ve permeabilite değerlerini incelemişlerdir. Uçucu küllerin permeabilitesinin aynı zamanda kuru birim hacim ağırlığın bir fonksiyonu olduğunu belirtmişlerdir. Joshi ve diğ. (1975), uçucu kül katkılı zemin üzerinde yapılan kompaksiyon deneyi ile maksimum kuru birim hacim ağırlıkta düşüş, optimum su içeriğinde artış saptamışlardır. Parker ve diğ. (1977), organik kile uçucu kül ikame ederek serbest basınç mukavemetinin arttığını tespit etmişlerdir. Chu ve Kao (1993), Tayvan kiline % 0–20 arasında uçucu kül karıştırarak yaptıkları deneyle maksimum kuru birim ağırlığın düşerken, optimum su muhtevasının arttığını gözlemlemişlerdir. Tan ve İyisan (1996), Kemberburgaz kiline % 20 uçucu kül ilavesinin kayma direncini önemli ölçüde artırdığını tespit etmişlerdir. Türker (2000), şişen zeminlerin kum ve uçucu kül ile stabilizasyonunu araştırmıştır. 28 günlük kürlü % 15 C sınıfı uçucu kül, % 10 kum içeren numunenin en iyi performansı gösterdiğini tespit etmiştir. Sahu (2001), değişik tipteki zayıf zemine Botswana uçucu külü katarak CBR değişimini incelemiştir.

Kaniraj ve Havanagi (2001), % 1 elyaf ve % 3 çimento katkılarını ayrı ayrı ve birlikte kullandıkları çalışmalarda, serbest basınç ve kesme kutusu deneyi gerçekleştirmişlerdir. Elyaf'ın tek başına kuru birim hacim ağırlık ve su muhtevasında ciddi değişiklik oluşturmadığını tespit etmişlerdir. Kumar ve diğ. (1999) siltli kum ve baraj külüne ağırlıkça % 0–0,4 aralığında elyaf karıştırmış, karışımın geoteknik özelliklerini incelemişlerdir. Elyaf donatılı numunelerin CBR, içsel sürtünme açısı ve serbest basınç mukavemeti değerlerinde artış saptamışlardır. Yetimoğlu ve Salbaş (2003), % 70 sıklıkta hazırladıkları, % 0–1 aralığında 20 mm uzunluğunda elyaf içeren numunelerle yaptıkları deneylerde kayma mukavemetinin fiber içeriği ile değişmediği sonucuna varmışlardır. Nataraj ve McManis (1996), kil ve kumla 25 mm uzunluğunda polipropilen elyaflar % 0–0,3 aralığında karıştırılarak yapılan kesme kutusu deneyleri sonrasında kuru birim hacim ağırlıkta hafif artış, optimum su muhtevasında azalma tespit etmişler, içsel sürtünme açısı ve kohezyonda artış saptamışlardır. Tang ve diğ. (2006), siltli kile çimento ve polipropilen elyaf karıştırarak yaptıkları deney sonucunda serbest basınç dayanımı ve içsel sürtünme açısında artış tespit etmişlerdir.

3. MALZEMELER

3.1. Zemin Örneği

Deneysel çalışmalarda kullanılan zemin örneği, Suşehri-Şebinkarahisar karayolu üzerinde heyelan riski bulunan yarma şevinden alınmıştır. Zemine Tablo 1’de verilen standartlara uygun olarak gerekli deneyler yapılmış ve mühendislik özellikleri belirlenmiştir.

Tablo 1. Zemin Örneğinin Mühendislik Özellikleri

Özellikler	Değer	Standart
Özgül Ağırlık	2.81	TS – 1900 -1
MKBA	1.320,00 kg/m ³	AASHTO – T – 99
OSM	% 35.80	AASHTO – T – 99
USCS Sınıf	CH	---
AASHTO Sınıf	A – 7 - 6	---
%Çakıl - %Kum - %Silt - %Kil	2 – 8 – 11 - 79	AASHTO – T11 – T27
Plastik Limit	% 27	AASHTO – T - 90
Likit Limit	% 82	AASHTO – T - 89
Plastisite İndisi	% 55	---
Kil Aktivitesi	0.70	---
Ortalama CBR	% 0.48	AASHTO – T - 193
İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	1.74°	AASHTO T 297-94
Kohezyon (c)	67 kPa	AASHTO T 297-94

3.2. Uçucu Kül

Kalori oranı düşük linyit kömürlerinin yakıldığı termik santrallerde, elektrik üretimi sırasında toz haldeki kömürün yanması sonucu baca gazları ile sürüklenen ve elektro filtrelerle tutularak atmosfere çıkışı önlenen mikron boyutundaki kül taneciklerine uçucu kül adı verilir (Neville, 1981; Tokyay, 1998). ASTM C-618’e göre uçucu küller C ve F sınıfı olmak üzere ikiye ayrılır. $SiO_2 + Fe_2O_3 + Al_2O_3 > \% 70$ olan ve genelde taş kömürünün yakılması ile elde edilen uçucu kül **F** sınıfıdır. $SiO_2 + Fe_2O_3 + Al_2O_3 < \% 70$ olan ve genelde linyit kömürünün yakılması ile elde edilen ve yüksek oranda CaO içeren uçucu kül ise **C** sınıfıdır. Deneysel çalışmalarda kullanılan uçucu kül **Sivas Kangal Termik Santrali**’nden temin edilmiştir. Kangal Termik Santrali uçucu külü açık gri renkte olup uluslararası standartlara göre C sınıfı uçucu kül kapsamındadır ve yüksek oranda CaO (Kireç) içermektedir. Kullanılan uçucu küle ait kimyasal bileşenler Tablo 2’de, uçucu kül Resim 1’de gösterilmiştir.

Tablo 2. Uçucu Külün Kimyasal Kompozisyonu

Külün Kimyasal Analizi (%)						
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	SO ₃
23-30	12	4.7-7	24-35	6	0.7	18.5



Resim 1. Deneylerde Kullanılan Uçucu Kül

3.3. Polipropilen Elyaf

Elyaf lar % 100 polipropilen esaslı olup, beton karışımlar içerisinde yıllardan beri kullanılagelen bir mikro donatı çeşidi olarak bir çok uygulamada karşımıza çıkan bir üründür. Uygulamalarda iki tip polipropilen elyaf kullanılmaktadır. Bunlar **F** tipi ve **M** tipi elyaflardır. **M** tipi elyafların ince saç teline benzer bir görünümü vardır (Resim 2(a)). **F** tipi elyaflar ise birbirleri ile bağlantılı liflerden oluşur ve ağ görünümündedir (Resim 2(b)). Polipropilen elyaflar uygulayıcının isteğine göre değişik uzunluklarda üretilebilmektedir. Bu çalışmada, 19 mm uzunluğunda **F** tipi ve **M** tipi elyaflar kullanılmıştır. Kullanılan elyafların genel özellikleri Tablo 3’de verilmiştir.



a) Multifilament



b) Fibrilize

Resim 2. M ve F Tipi Polipropilen Elyaf (19 mm)

Tablo 3. Deneylerde Kullanılan Polipropilen Elyafların Teknik Özellikleri

Özellik	Multifilament (M 19)	Fibrilize (F 19)
	Değer	Değer
İçerik	% 100 Saf Polipropilen	
Safılık	Geri Dönüşüm Malzemesi İçermez	
Görünüm	Tel Lifler	Ağ Görünümlü
Standart	ASTM C – 1116 – 1997, Tip - 3	
Lif Uzunluğu	İstenilen Uzunlukta Üretilebilir	
Gerilme Dayanımı	700 N/mm ²	400 N/mm ²
Young Modülü	3.500 N/mm ²	2.600 N/mm ²
Uzama	% 20	% 15
Erime Noktası	160 Derece	
Biyolojik Dayanım	Duraylı	
Alkali Etkisi	Duraylı	

4. KARIŞIMIN HAZIRLANMASI

Karışımlar hazırlanırken zemin örneği ve uçucu külün farklı su içeriklerine sahip olabileceği gerekçesiyle 110 °C’de etüvde 12 saat kurutularak değerleri sabitleştirilmiştir. Numune topraklar içeren killi bir zemin olduğu için öncelikle lastik uçlu tokmakla iyice dövülerek, birbirine yapışmış durumda olan taneciklerin ayrışması sağlandıktan sonra, 4.75 mm’lik elekten geçirilmiştir. Karışımlar hazırlanırken kullanılan malzemenin genel ağırlığı 5 kg’dır. Hazırlanan zemine yukarıda özellikleri verilen uçucu kül ve elyaf gelişigüzel eklenerek, karışım tepsisinde, her karışım serisi için ayrı ayrı belirlenen optimum su muhtevasında homojen olarak karıştırılmıştır (Resim 3). Karışımların hazırlanması, Denklem 1’de verilen oranlara göre yapılmıştır.

$$\rho_u = \frac{W_u}{W_{\text{karışım}}} \times 100, \rho_f = \frac{W_f}{W_{\text{karışım}}} \times 100, \rho_{mf} = \frac{W_{mf}}{W_{\text{karışım}}} \times 100 \quad (1)$$

Burada ;

- $\rho_u, \rho_f, \rho_{mf}$: Ağırlıkça donatı oranları, (Uçucu Kül-F19-M19)
 W_u, W_f, W_{mf}, W_z : Uçucu kül, Fibrilize, Multifilament, Zemin kuru ağırlığı
 $W_{\text{karışım}}$: Deney kabına yerleştirilen karışımın toplam ağırlığı
 ρ_f, ρ_{mf} : % 0.5–% 1.0, $\rho_u =$ % 10-% 15 olacak şekilde karışımlar hazırlanmıştır.



a) F19 Karışım



b)Uçucu Kül

Resim 3. Karışımların Hazırlanması

5. DENEYSEL ÇALIŞMA

5.1. Standart Proctor Deneyi

Bu deney AASHTO T-99'a uygun olarak yapılmıştır. Yukarıda anlatıldığı şekilde hazırlanan karışım numunelerine, belirli yüzdelerde su katılarak, iç çapı 15.24 cm, yüksekliği 11.64 cm ve hacmi 2124 cm³ olan proktor kalıbının içerisine üç tabaka halinde serilmiş ve her tabakaya 2.49 kg'lık mekanik tokmakla 56 darbe uygulanarak sıkıştırılmıştır. Kalıbın üst yakası çıkartılarak kalıp yüzeyi çelik cetvelle tesviye edilmiştir. Bu esnada kalıp üzerinde boşalan, kelleşen kesimler kalıp üzerine ince malzeme elenerek çelik cetvelle tekrar tesviyesi yapılmış, kalıp ve içindeki sıkışmış yaş numune tartılarak ağırlığı kaydedilmiştir. Daha sonra kalıp içerisindeki sıkışmış numune tepsi üzerine çıkarılmış ve bu çıkarılan numuneden, numunenin tümünü temsil edecek şekilde su içeriği numunesi alınmıştır. Alınan su içeriği numunesi kohezyonlu zeminlerde en az 300 gram olmalıdır. Su içeriği numuneleri 110 °C'de etüvde en az 12 saat kurutulduktan sonra tartılmış ve ağırlığı kaydedilmiştir. Tüm bu veriler işlendikten sonra, **Maksimum Kuru Birim Ağırlık (MKBA)** ve **Optimum Su Muhtevası (OSM)** değerlerini gösteren grafikler elde edilmiştir. Deneylerde kullanılan tüm karışım serileri ve hesaplanan **MKBA** ve **OSM** değerleri Tablo 4' de verilmiştir.

Tablo 4. Karışım Serileri ve **MKBA – OSM** Değerleri

Seri	Zemin (%)	UK (%)	Elyaf (%)	MKBA (kg/m ³)	OSM (%)
Z	100	0	0	1320	35.8
ZU1	90	10	0	1281	38.6
ZU2	85	15	0	1238	40.9
ZF1	99.5	0	0.5	1288	34.9
ZF2	99	0	1	1288	35.3
ZMF1	99.5	0	0.5	1286	35.8
ZMF2	99	0	1	1293	36.3
ZU1F1	89.5	10	0.5	1283	37.9
ZU1F2	89	10	1	1269	38.1
ZU1MF1	89.5	10	0.5	1272	37.8
ZU1MF2	89	10	1	1263	37.7
ZU2F1	84.5	15	0.5	1251	39.2
ZU2F2	84	15	1	1246	38.9
ZU2MF1	84.5	15	0.5	1256	39.2
ZU2MF2	84	15	1	1248	39.4

5.2. CBR Deneyi

Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR), bir zeminin dikkatle kontrol edilen yoğunluk ve su içeriği şartları altında daneler arası kayma direncinin bir ölçüsüdür. CBR deneyi killerden ince çakıllara kadar tüm zeminlere uygulanabilen bir penetrasyon deneyidir. Deney AASHTO T-193 metoduna göre yapılmıştır. Tablo 5.1'e göre hazırlanan karışımlar, standart sıkıştırma deneyi ile bulunan MKBA-OSM değerlerine göre CBR kalıplarında üç kademe halinde ve her kademeye 56 darbe uygulanarak sıkıştırılıp hazırlanırlar. Her numuneden ikişer adet hazırlanır. Bu numuneler üzerine filtre kağıdı ve zeminin arazideki

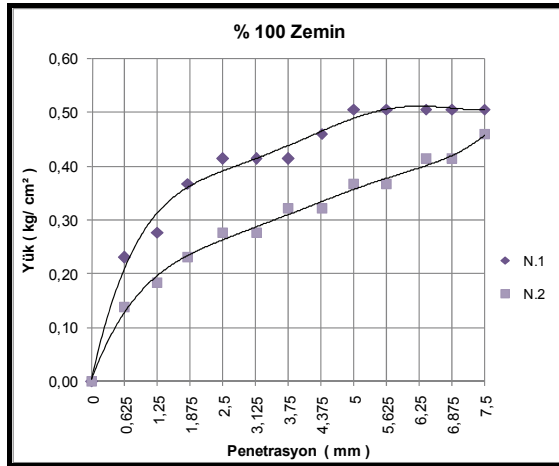
sürşarj durumunu temsil eden 4.5 kg.'lık ağırlık yerleştirilerek kür havuzuna yerleştirilirler (Resim 4). Kür havuzunda 96 saat bekletilen numuneler çıkarılır ve yaklaşık 10 dakika yan yatırılarak üzerlerindeki suyun süzülmesi beklenir ve bu uygulamadan sonra teste tabi tutularak belirli penetrasyon değerlerine karşılık gelen yükler okunup kaydedildikten sonra grafiğe aktarılır (Resim 5). Deney sonucu bulunan yük–penetrasyon ilişkileri Şekil 1’de gösterilmiştir. Her karışım için iki numune kullanılmıştır (N.1–N.2).



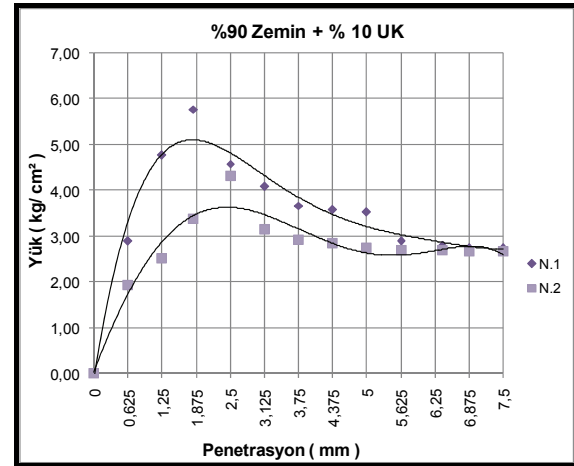
Resim 4. Kür Havuzundaki Numuneler



Resim 5. Penetrasyon–Yük Ölçümü

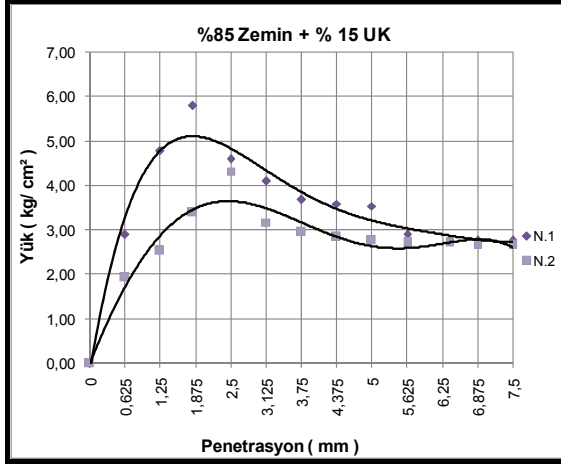


(a)

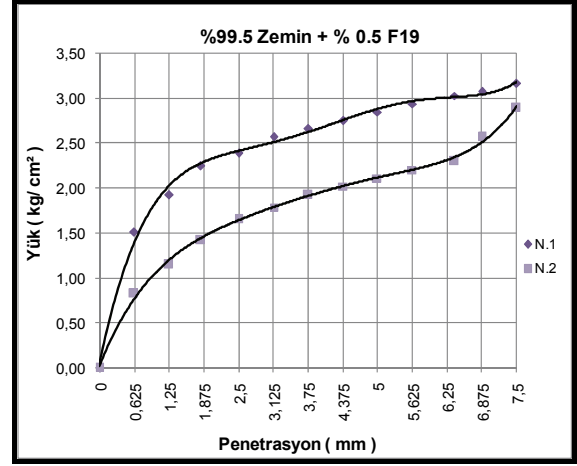


(b)

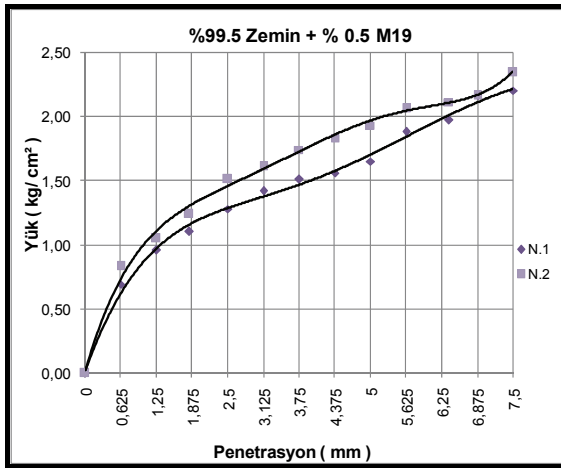
Şekil 1. Tüm Karışım Serileri Yük–Penetrasyon İlişkisi



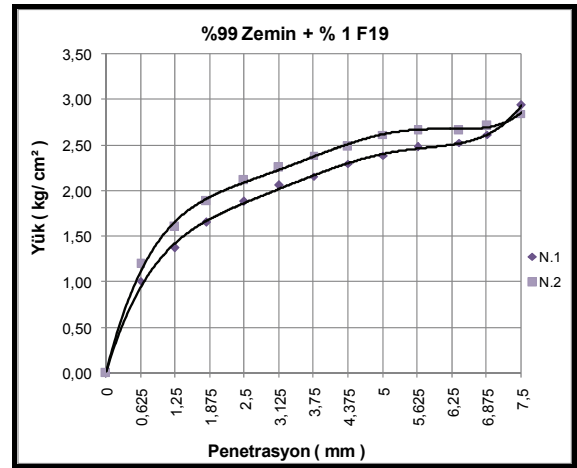
(c)



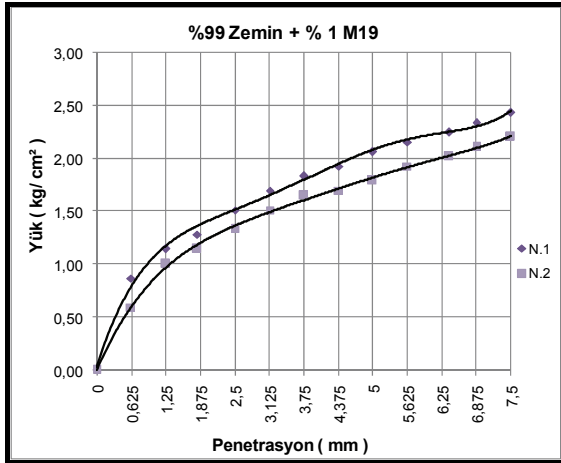
(d)



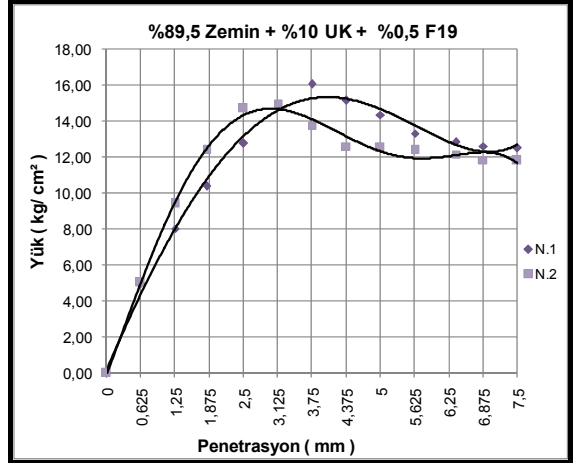
(e)



(f)

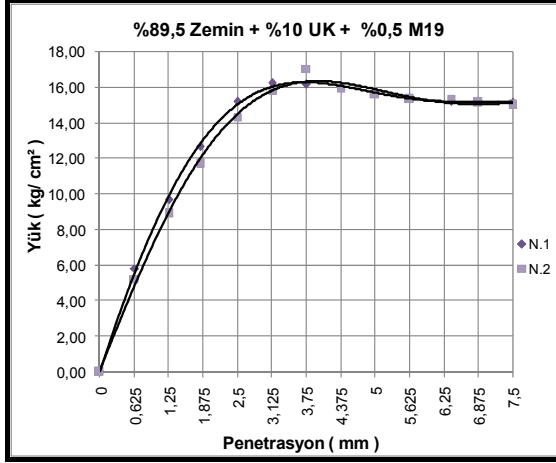


(g)

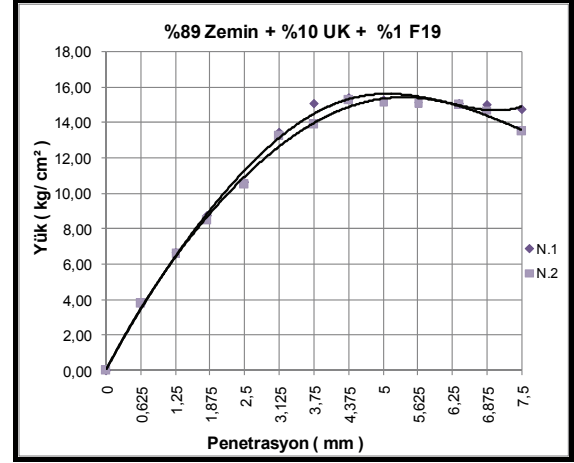


(h)

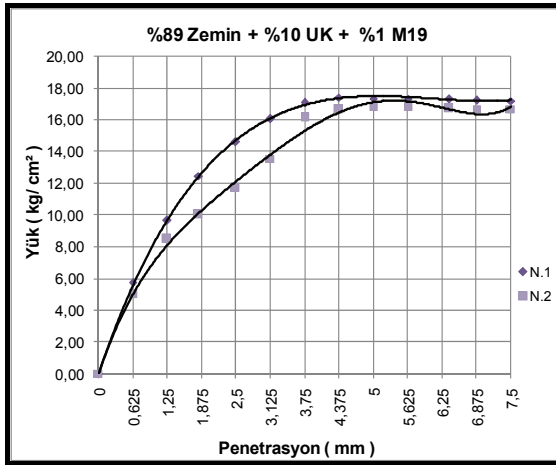
Şekil 1. (Devam) Tüm Karışım Serileri Yük-Penetrasyon İlişkisi



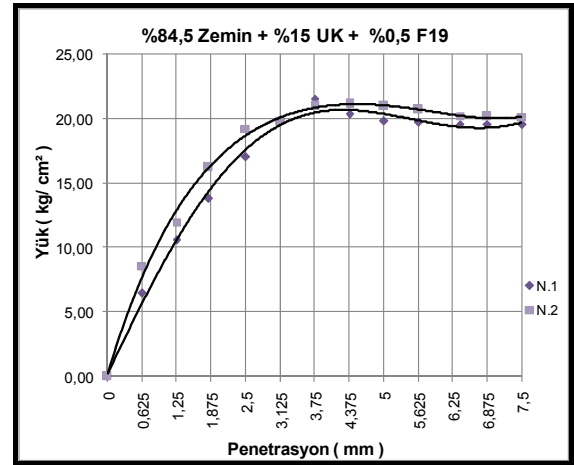
(i)



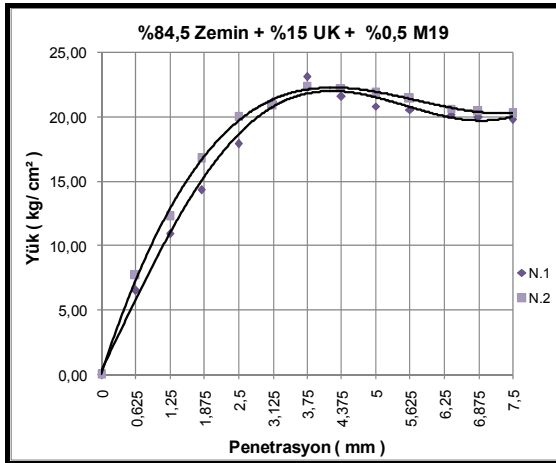
(j)



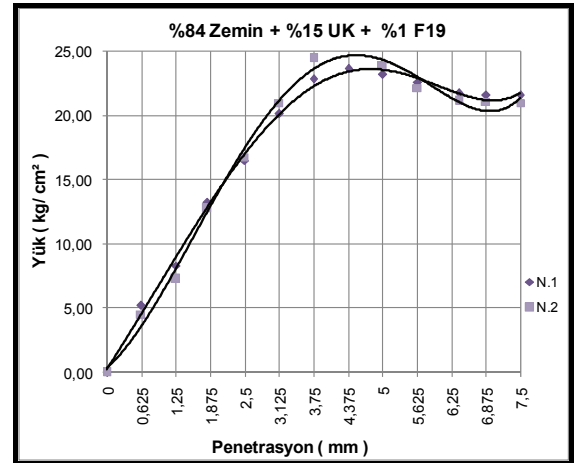
(k)



(l)

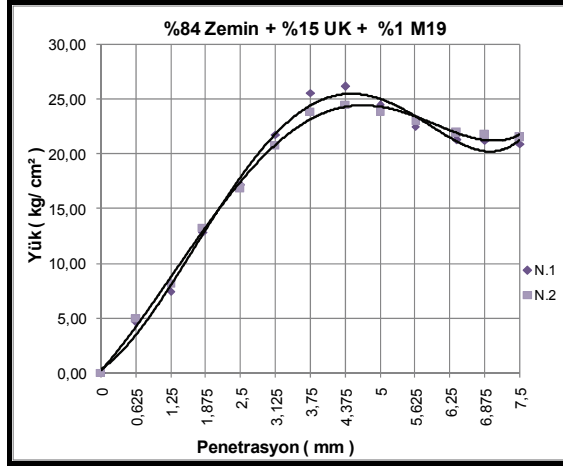


(m)



(n)

Şekil 1. (Devam) Tüm Karışım Serileri Yük–Penetrasyon İlişkisi



(o)

Şekil 1. (Devam) Tüm Karışım Serileri
Yük-Penetrasyon İlişkisi



Resim 6. Uçucu Kül-Elyaf Katkılı
Numune CBR Deneyinden Sonraki Durum



Resim 7. Yalnız Elyaf Katkılı
Numune (CBR Deneyinden Sonraki
Durum)

Uçucu kül katkılı numune örnekleri üzerinde kürle kaynaklanan sertleşme'den dolayı penetrasyon ile çatlaklar oluşmaktadır (Resim 6). Sadece elyaf katkılı numunede ise böyle bir durum söz konusu değildir (Resim 7). Bu durum grafiklerde de kendini göstermektedir. CBR grafiklerinde normalde yük-penetrasyon eğrisi belli bir değere kadar yükselip sonra sabit bir çizgi izlemektedir. Uçucu küllü numunelerin grafiklerinde ise genel olarak 3.75–4.375 mm penetrasyon değerine kadar grafik yükselirken, bu noktadan sonra çatlama gerçekleşmekte bundan dolayı da eğri aşağıya doğru düşüş gösterip, sonra sabit kalmaktadır.

96 saat suda bekletilen tüm karışım serileri için yapılan CBR deneyleri sonucunda yük-penetrasyon grafikleri çizilmiştir (Şekil 1). Her karışım serisi için iki adet numune kullanılmıştır. Elde edilen grafiklerden 2.5 mm ve 5.0 mm'ye karşılık gelen basınç

değerleri, (2) ve (3) nolu denklemlerde yerine konularak CBR değerleri hesaplanmıştır. Sonra aynı seriye ait iki numunenin ortalama, yaş CBR değerleri bulunmuştur. Bütün seriler için CBR değerleri Tablo 5’de verilmiştir.

$$CBR_{2,5} = \text{Düzeltilmiş CBR} \times 100 / 70 \quad (2)$$

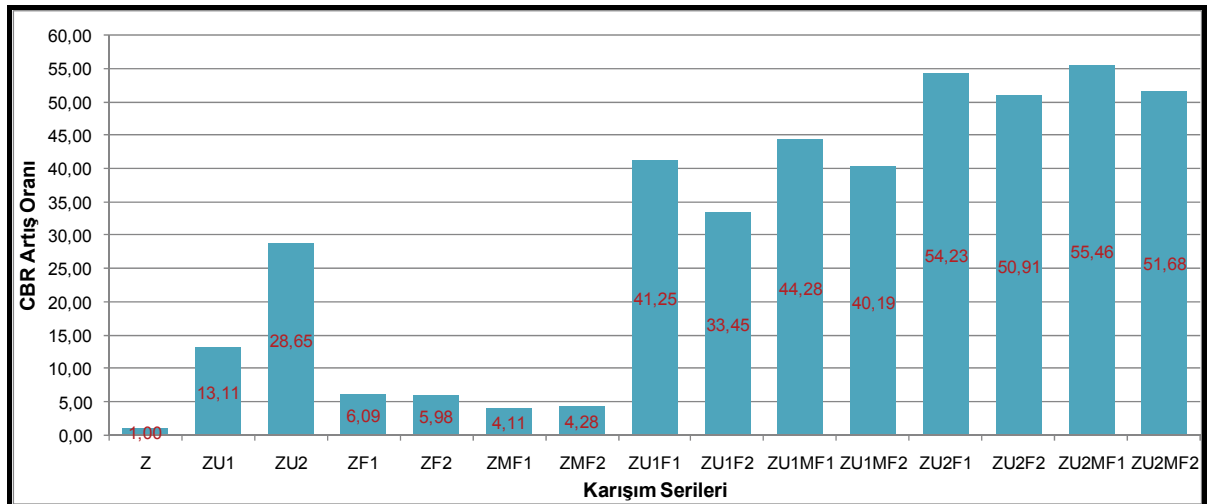
$$CBR_{5,0} = \text{Düzeltilmiş CBR} \times 100 / 105 \quad (3)$$

Düzeltilmiş CBR, grafikten okunan değerlerdir.

Tablo 5. Çeşitli Karışım Serilerinde Ortalama CBR Değerleri

Karışım Serisi	CBR-1 _{2,5}	CBR-2 _{2,5}	Ort. CBR _{2,5}	CBR Artış
Z	0,56	0,39	0,47	1.00
ZU1	5,26	7,07	6,16	13.11
ZU2	12,86	14,09	13,47	28.65
ZF1	3,40	2,33	2,86	6.09
ZF2	2,66	2,97	2,81	5.98
ZMF1	1,83	2,03	1,93	4.11
ZMF2	2,10	1,93	2,01	4.28
ZU1F1	18,21	20,57	19,39	41.25
ZU1F2	15,94	15,50	15,72	33.45
ZU1MF1	21,17	20,44	20,81	44.28
ZU1MF2	20,83	16,94	18,89	40.19
ZU2F1	24,44	26,53	25,49	54.23
ZU2F2	23,71	24,14	23,93	50.91
ZU2MF1	25,71	26,43	26,07	55.46
ZU2MF2	24,44	24,14	24,29	51.68

- **CBR Artış Oranı = Ortalama CBR / Donatısız Zemin CBR Değeri**



Şekil 2. Tüm Karışım Serileri İçin CBR Artış Oranları

6. SONUÇLAR

Karayolu Teknik Şartnamesi'ne (2006) göre Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemi'nde CH-CL-MH-ML-GC-SC sınıflarına giren plastisite indisi 10'dan büyük ($PI > 10$), Kaliforniya Taşıma Oranı 10'dan küçük (Yaş CBR < 10) veya CBR şişmesi % 3'den büyük olan zemin veya malzemeler için stabilizasyon yapılarak kullanımı sağlanabilir. Bu çalışmada da yukarıda ifade edilen özellikte olan zayıf zemin örneği uçucu kül ve 19 mm uzunluğunda multifilament-fibrilize elyaflarla stabilize edilerek CBR özellikleri incelenmiş ve kullanılabilirliği tespit edilmiştir.

Yapılan çalışma sonucu, bütün katkı yüzdeleri ve bütün katkı türlerinde elde edilen CBR değerleri zeminin doğal durumdaki CBR değerine göre oldukça artış göstermiştir. Özellikle uçucu kül, yüksek oranda kireç içermesinin de bir sonucu olarak bulunduğu bütün karışım serilerinde CBR değerinin oldukça artmasını sağlamıştır. Yalnızca polipropilen elyaf içeren numuneler doğal durumdaki CBR değerine göre minimum **4.11**, maksimum **6.09** kat artış göstermişlerdir. CBR değerindeki en yüksek artış, ZU2MF1 (% 84.5 Z + % 15 UK + % 0.5 MF) serisinde görülmüştür. Bu seride elde edilen CBR değeri (**26.07**) doğal zeminin sahip olduğu CBR değerinin (**0.47**) **55.46** katına tekabül etmektedir. Ayrıca elyaf donatı içeren uçucu kül-zemin numunelerinin CBR'ı, sadece uçucu kül içeren numunelerin CBR değerinden çok daha yüksek çıkmıştır. Yani elyaf donatı tek başına kullanıldığından çok daha fazla pozitif yönde etkiyi uçucu külle birlikte kullanıldığında göstermiştir. Bunun sebebinin, uçucu kül-zemin-elyaf serisi numunelerde suyun içinde bekleyen numunenin içerdiği uçucu külün etkisi ile ilk durumuna göre daha da sertleşmesi böylece elyafların zemin taneleri arasında daha sıkı bir bağ oluşturmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Ayrıca, zemin-elyaf karışımında 4 gün suda beklemenin etkisi ile zemin yumuşamakta deney aletinin yük uygulaması ile elyafların yumuşayan zemin içinden kaydığı ve gereken direnci göstermediği tespit edilmiştir.

Karayolu Teknik Şartnamesi'ne göre bir zeminin karayolu yapısında kullanılabilmesi için CBR değerinin % 10'dan büyük olması, CBR şişme değerinin ise % 3'ten az olması gerekmektedir. Buna göre, Z-ZU1-ZF1-ZF2-ZMF1-ZMF2 serileri olumlu artışlar göstermelerine rağmen gerekli şartı sağlayamadıklarından dolayı kullanılamazken diğer tüm karışım serileri gereken şartı sağladıkları için kullanılabilirler.

KAYNAKLAR

- Chu, S.C. and Kao, H.S., (1993), "A Study of Engineering Properties of A Clay Modified By Fly Ash and Slag", Fly Ash for Soil Improvement, Geotechnical Special Publication, No:36, s. 89-100, Ed.:Sharp K.D., ASCE, Newyork.
- Gray, D.H. and Lin, Y.K. (1972), "Engineering Properties of Compacted Fly Ash", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, No.SM4, 361-380.
- Joshi, R.C., Duncan, D.M. and McMaster, H.M., (1975), "New and Conventional Engineering Uses of Fly Ash", Transportation Engineering Journal ASCE, Vol. 101,TE4, s. 791-806.
- Kaniraj,S.R., Havanagi, V.G., (2001), "Behaviour of Cement Stabilized Fiber-Reinforced Fly Ash Soil Mixtures", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 574-584.

- Karayolları Teknik Şartnamesi, (2006), “Yol Altyapısı, Sanat Yapıları, Köprü ve Tüneller, Üstyapı ve Çeşitli İşler”, Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara.
- Kumar, R., Kanuija, V.K., Chadra, D., (1999), “Engineering Behaviour of Fiber Reinforced Pond Ash and Silty Sand”, *Geosynthetics Inst.*, 6(6), 509-518.
- Natarj,M.S., McManis, K.L., (1996), “Strength and Deformation Properties of Soils Reinforced with Fibrillated Fibers”, *Geosynthetics Inst.*, 4(1), 65-79.
- Neville,A.M., (1981), “Properties of Concrete”, Longman Scientific&Technical, Newyork, USA.
- Parker, D.G., Thorton, S., Cheng, C.W., (1977), “Permeability of Fly Ash Stabilized Soils”, *Proceeding of the Speciality Conference of the Geotechnical Eng. Division, ASCE Geotechnical Practise for Disposal of Solid Waste Materials*, p.63-70, Michigan.
- Sahu, B.K., (2001), “Improvement in California Bearing Ratio of Various Soils in Botswana by Fly Ash”, 2001 International Ash Utilization Symposium, Kentucky.
- Tan, O. ve İyisan, R., (1996), “Uçucu Kül ile Zemin Stabilizasyonu”, ZMTM 6. Ulusal Kongresi, Dokuz Eylül Ün., s. 417-426, İzmir.
- Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F., Cai,Y., (2006), “Strength and Mechanical Behaviour of Short Polypropylene Fiber Reinforced and Cement Stabilized Clayey Soil”, *Geotextiles and Geomembranes* (25), 194-202.
- Tokay M., Erdoğan, K., (1998), “Türkiye Termik Santrallerinden Elde Edilen Uçucu Küllerin Karakterizasyonu”, TÇMB, Ankara.
- Türker, D., (2000), “Şişen Zeminlerin C/F Tipi Kül ve Kum ile Stabilizasyonu”, Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Yetimoğlu, T., Salbaş, Ö., (2003), “A Study on Shear Strength of Sands Reinforced with Randomly Distributed Discrete Fibers”, *Geotextiles and Geomembranes Journal of The International Geosynthetics Society*, 103–110.
- Yıldırım, S., (2002), “Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı”, Birsen Yayınevi.

GEOSENTETİK DONATININ KİL ZEMİNDE TAŞIMA GÜCÜNE OLAN ETKİLERİ

EFFECTS OF GEOSYNTHETIC REINFORCEMENT ON BEARING CAPACITY OF CLAY SOILS

Erol GÜLER¹

Temel YETİMOĞLU²

Elif ÇİÇEK³

ABSTRACT

In this study, safety factors of shallow strip foundations on reinforced clay foundation soils were investigated. The problem was analyzed using the finite element code Plaxis. The foundation soil was modeled as a Mohr-Coulomb material and the reinforcement was modeled as a linear elastic material. Safety factors were calculated by using the Phi-c reduction method. The effects of foundation width, surcharge load and soil cohesion on unreinforced clay soil were investigated. The ultimate bearing capacities obtained using this technique were compared to the values obtained using the limit analysis technique proposed by Terzaghi. A good agreement was observed between Terzaghi and finite element solutions. In order to investigate the influence of the reinforcement on the factor of safety, a parametric study was conducted. The parameters investigated were number of reinforcement layers and effective initial reinforcement depths. The parametric study indicated that bearing capacity increased with increasing reinforcement layer numbers. Effective initial reinforcement depth was founded as 0.4B.

Keywords: shallow foundations, clay soil, bearing capacity, geosynthetics

ÖZET

Bu çalışmada, donatılı kil zemine oturan yüzeysel şerit temellerin güvenlik sayıları hesaplanmıştır. Analizlerde sonlu elemanlar kodu Plaxis kullanılmıştır. Temel zemini Mohr Coulomb ve donatı lineer elastik malzeme olarak modellenmiştir. Analizlerde Phi-c azaltma metoduyla güvenlik sayıları hesaplanmıştır. İlk olarak donatısız kil zeminde temel genişliği, sürşarj yükü ve zemin kohezyonu analiz edilmiştir. Nihai taşıma kapasiteleri hesaplanarak Terzaghi tarafından önerilen limit analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Sonlu elemanlar ve Terzaghi analizleri arasında iyi bir uyum görülmüştür. Donatı etkisini araştırmak amacıyla parametrik bir çalışma yapılmıştır. Donatı sayısı ve etkin ilk donatı derinlikleri parametre olarak farklı kohezyonlu zeminlerde incelenmiştir. Parametrik çalışma sonucunda donatı sayısı arttıkça taşıma kapasitesinin arttığı, etkin ilk donatı derinliğinin 0.4B olduğu bulunmuştur.

Anahtar Kelimeler: yüzeysel temeller, kil zemin, taşıma kapasitesi, geosentetikler

¹ Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, eguler@boun.edu.tr

² Prof. Dr., Atatürk Üniversitesi, yetimt@atauni.edu.tr

³ Doktora Öğrencisi, Atatürk Üniversitesi, elifcicek25@yahoo.com

1. GİRİŞ

Birçok araştırmacı tarafından donatılı kum zeminler üzerindeki temellerin taşıma kapasiteleri ile ilgili detaylı araştırmalar yapılmıştır (Omar vd. 1993; Khing vd. 1993; Yetimoglu vd. 1994; Das & Omar 1994; Adams & Collin 1997). Ancak, uygulamada kohezyonlu zeminlerle ilgili problemlerle sık karşılaşılmasına rağmen, donatılı kil zeminler üzerindeki çalışmalar daha sınırlı kalmıştır. Kohezyonlu zeminde sadece donatının etkisini daha açık görebilmek için, granüler dolgu olmaksızın kil zeminlerde donatısız ve donatılı analizler yapılmıştır. Donatısız analizlerde; kohezyonu $c=50$ ve 100 kPa olan kil zeminlerde farklı genişliklere ($B= 2.5$ m, 5 m, 10 m ve 20 m) ve sürşarj yüklerine (100 kPa ve 200 kPa) sahip şerit temellerin ϕ - c azaltma yöntemiyle Plaxis V.8 sonlu elemanlar programı kullanılarak güvenlik sayıları hesaplanmıştır. Analizlerdeki göçme yüzeyleri incelenmiş, bulunan güvenlik sayıları kullanılarak taşıma kapasiteleri hesaplanmıştır. Sonuçlar Terzaghi (1943) limit analiz teorisiyle karşılaştırılmıştır. Donatılı analizlerde ise; donatı sayısı (N) 1 ila 6 arasında değiştirilerek, temel genişlikleri $B= 20$ m, 10 m, 5 m olan yüzeysel şerit temellerin kohezyonu $c=50$ ve 100 kPa olan aynı zemin koşullarında, güvenlik sayıları hesaplanmıştır. Daha sonra; kohezyonu $c= 50$ kPa ve 100 kPa killi zeminde etkin ilk donatı derinliği ve güvenlik sayısının bu derinliğe göre değişimi analiz edilmiştir.

2. ÇALIŞMA YÖNTEMİ

Analizler geoteknik mühendisliği araştırmalarında sıkça kullanılan ve bir sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis V.8 programında yapılmıştır. Plaxis ile bulunan güvenlik sayısı GS , temel üzerindeki üniform sürşarj yükü q ile tanımlanırsa, sonlu elemanlar analizlerinden taşıma kapasitesi ($q_{u,sonlu}$)

$$q_{u,sonlu} = GS \times q \quad (1)$$

formülüyle hesaplanmıştır. Terzaghi (1943) taşıma kapasitesi ($q_{u,t}$) ise;

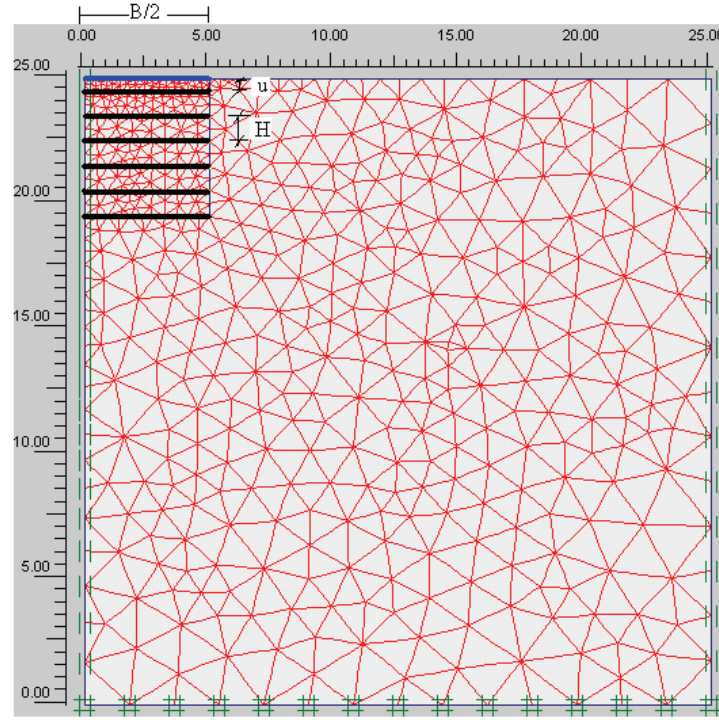
$$q_{u,t} = c \cdot N_c = 5.7 \cdot c \quad \dots\dots\dots(2)$$

olarak hesaplanmıştır. Kil zeminde farklı kohezyon ve sürşarj yükleri esas alınarak yapılan analiz hesapları Terzaghi (1943) taşıma gücü teorisiyle karşılaştırılmıştır.

3. GÜVENLİK SAYISI ANALİZLERİ

3.1. Malzeme Özellikleri ve Sınır Koşulları

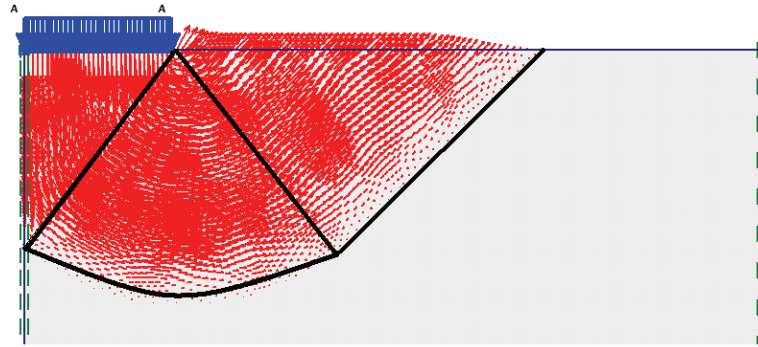
Analizlerde düzlem deformasyon ve 15 düğüm noktalı eleman koşulları seçilmiştir. Kil zemin Mohr-Coulomb, donatılar ise elastik modelle tanımlanmıştır. Zemin parametreleri olarak; kuru birim hacim ağırlık $\gamma_k = 15$ kN/m³; Young modülü $E = 25000$ kN/m²; poisson oranı $\nu = 0.30$; kohezyon $c = 50-100$ kN/m²; kayma mukavemeti açısı $\phi = 0^\circ$; dilatasyon açısı $\psi = 0^\circ$ seçilmiştir. Temel kalınlığı 0.143 m, donatı rijitliği $J=2000$ kN/m alınmıştır. Analiz edilen zemin modelinin uzunluk ve yüksekliği 25 m alınmıştır. Şekil 1 'de analiz modeli görülmektedir. Burada u : ilk donatı derinliği ve H : donatılar arası düşey mesafedir.



Şekil 1. Analiz Modeli

3.2. Donatısız Zemin İçin Güvenlik Sayısı Analizleri

Zemin kohezyonu $c = 50$ ve 100 kN/m^2 , temel genişliği $B = 2.5 \text{ m}$, 5 m , 10 m ve 20 m olan yüzeysel şerit temellerin 100 kN/m^2 ve 200 kN/m^2 sürşarj yükleri altındaki güvenlik sayıları Plaxis V.8 programında phi-c azaltma metoduyla analiz edilmiştir. Bulunan güvenlik sayıları ile donatısız kil zeminin taşıma kapasiteleri hesaplanmıştır. Aynı zemin ve temel koşulları için Terzaghi (1943) limit analiz teorisiiyle nihai taşıma kapasitesi hesaplanarak, sonuçlar karşılaştırılmıştır. şekil 2 'de donatısız kil zeminde göçme yüzeyi görülmektedir. Bu şekilde sonlu elemanlar analizi ile elde edilen göçme yüzeyinin Terzaghi (1943) tarafından tanımlanan göçme yüzeyine bire bir benzediği görülmektedir.



Şekil 2. Donatısız Zeminin Göçme Yüzeyi

Plaxis analizleriyle bulunan donatısız kil zemindeki yüzeysel şerit temellerin güvenlik sayıları ile taşıma kapasiteleri hesaplanmış ve Terzaghi formülünden elde edilen değerler ile karşılaştırılmıştır (Tablo 1). Her iki sonuç arasında güzel bir uyum grlmştir. Sürşarj

yükü arttıkça güvenlik sayısı da azalmış, fakat taşıma kapasitelerinde herhangi bir değişiklik olmamıştır. Zemin kohezyonu iki katına çıkınca taşıma kapasitesi ve güvenlik sayısında aynı oranda artmıştır. Sonlu elemanlar analizinde de Terzaghi çözümünde olduğu gibi temel genişliği taşıma kapasitesinde önemli bir değişikliğe neden olmamıştır.

Tablo 1. Taşıma Kapasiteleri ve Güvenlik Sayıları

B	c (kPa)	q (kPa)	GS	Q _{u,sonlu} (kPa)	Q _{u,t} (kPa)
2.5	50	100	2.75	275	285
2.5	50	200	1.37	274	285
2.5	100	100	5.46	546	570
2.5	100	200	2.75	550	570
5	50	100	2.64	264	285
5	50	200	1.33	266	285
5	100	100	5.30	530	570
5	100	200	2.64	528	570
10	50	100	2.60	260	285
10	50	200	1.30	260	285
10	100	100	5.19	519	570
10	100	200	2.60	520	570
20	50	100	2.60	260	285
20	50	200	1.30	260	285
20	100	100	5.20	520	570
20	100	200	2.60	520	570

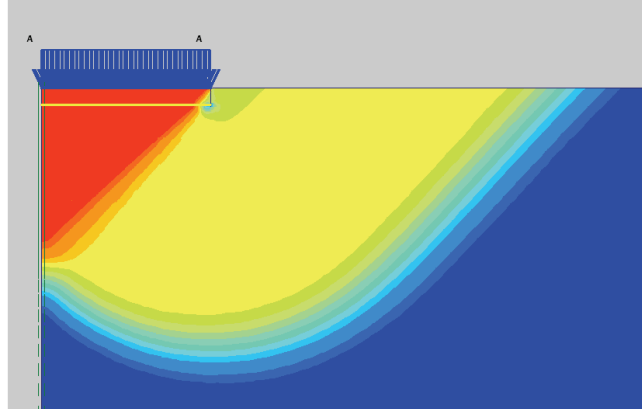
3.3. Donatılı Zemin İçin Güvenlik Sayısı Analizleri

100 kPa sürsaj yükü altında kohezyonu $c = 50 \text{ kN/m}^2$ ve 100 kN/m^2 olan aynı kil zeminde donatı sayısı (N) 1 ila 6 arasında değiştirilerek şerit temel genişliği $B = 5 \text{ m}$, 10 m ve 20 m için güvenlik sayısı analizleri yapılmıştır. Testlerde ilk donatının temel plakası alt yüzeyine olan mesafesinin temel genişliğine oranı ($u/B = 0.05$) ve donatılar arası mesafenin temel genişliğine oranı ($H/B = 0.1$) sabit alınmıştır. Bu analizlerden bulunan güvenlik sayıları ile taşıma kapasiteleri hesaplanmıştır. Tablo 2 'de analiz sonuçları verilmiştir.

Tablo 2. Donatılı Kil Zeminde Yüzeysel Şerit
Temel için Taşıma Kapasiteleri

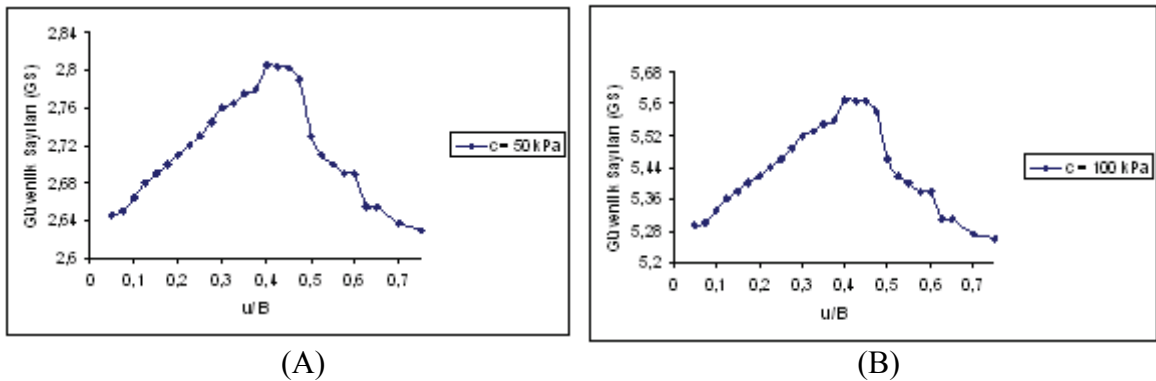
N	B = 20 m		B = 10 m		B = 5 m	
	c=100 (kPa)	c = 50 (kPa)	c = 100 (kPa)	c = 50 (kPa)	c = 100 (kPa)	c = 50 (kPa)
1	526	263	527	263	526	263
2	537	268	539	270	540	271
3	549	274	556	278	559	279
4	569	283	575	288	578	289
5	587	294	593	297	598	299
6	608	304	611	306	618	309

Donatı sayısı arttıkça taşıma kapasitesi de artmıştır. Donatılı zemindeki göçme yüzeyleri donatısız durumdakilerle karşılaştırıldığında farklılıklar görülebilmektedir. Donatı kullanılması ve sayısının artırılması kayma yüzeyi açısını da değiştirmektedir. Şekil 3 'te tek donatılı zemindeki yüzeysel temelin göçme yüzeyi görülmektedir.



Şekil 3. Donatılı Zeminde Göçme Yüzeyi

Diğer bir grup analizlerde ise, tek tabaka donatılı zemine oturan şerit temellerde ilk donatı derinliği değiştirilmiş ve güvenlik sayıları bulunmuştur. Şerit temel genişliği $B = 10$ m ve aynı kil zemin koşullarında $c = 50$ kN/m² ve 100 kN/m² için etkin ilk donatı derinliği (u_e) Plaxis programıyla analiz edilmiştir. Bu işlemlerde özellikleri aynı olan tek donatı kullanılarak, sadece donatının temel plakası alt yüzeyine olan mesafesi değiştirilmiştir. İlk donatı derinliği $u = 0.5$ m den başlayarak $u = 7$ m'ye kadar 0.25 m arayla analizler yapılmıştır. Şekil 4'te zemin kohezyonu $c = 50$ kN/m² için Şekil 5'te ise $c=100$ kN/m² için sonlu elemanlar analizlerinden bulunan, yüzeysel temelde ilk donatı derinlik oranına göre güvenlik sayılarının değişimi verilmektedir. Kohezyon arttıkça güvenlik sayıları da aynı oranda artmıştır. İlk donatı derinliği arttıkça güvenlik sayısı artmış; fakat belli bir değerden sonra azalmıştır. Güvenliğin maksimuma ulaştığı uzaklık etkin ilk donatı derinliği (u_e) olarak kabul edilmiştir. $u_e = 4$ m diğer bir deyişle etkin ilk donatı derinlik oranı $u_e / B = 0.4B$ olarak bulunmuştur. İlk donatı derinlik oranı $u/B = 0.7$ değerinden sonra, model donatısız zemin gibi davranmıştır.



Şekil 4. Güvenlik Sayısı-İlk Donatı Derinlik Oranı Grafiği; (A)-kohezyon $c=50$ kPa için, (B)-kohezyon $c=100$ kPa için

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada Plaxis V.8 bilgisayar yazılımı kullanılarak donatılı ve donatısız kil zemine oturan şerit temellerin taşıma kapasiteleri sonlu elemanlar yöntemiyle analiz edilmiştir. Donatılı ve donatısız zemin koşullarında yapılan sonlu elemanlar analizlerinde de Terzaghi (1943) teoremindeki gibi taşıma kapasitesi temel boyutundan bağımsız bulunmuştur. Sonlu elemanlar ve Terzaghi sonuçları arasında yakın bir uyum gözlenmiştir. Kohezyon arttıkça güvenlik sayısı ve taşıma kapasitesi beklendiği üzere artmıştır. Sürşarj yükü arttıkça güvenlik sayısı azalmış, fakat taşıma kapasitesine önemli bir etkisi olmamıştır.

Donatı sayısı arttıkça güvenlik sayısı ve taşıma kapasitesi de artmıştır. Tek donatı kullanıldığında sistemin güvenlik sayısında %1.5; sistemde kullanılan donatı sayısı altı olduğunda ise güvenlik sayısında %17 artış sağlanmıştır. Donatı sayısı arttıkça kayma bölgesinin şekli etkilenmiş, kayma yüzeyi açısı dikleşmiştir.

Kullanılan ilk donatının temel tabanına uzaklığı (u) arttıkça güvenlik sayısı ve taşıma kapasitesi artmış, optimum bir değere ulaşıldıktan sonra azalmıştır. $u/B = 0.4$ için maksimum taşıma kapasitesine ulaşıldığı görülmüştür. Kil zemin kohezyonu arttıkça güvenlik sayısı ve taşıma kapasitesi artmış, fakat etkin donatı derinliği aynı kalmıştır. Sadece tek tabaka donatılı zemin halinde bile etkin donatı derinliğinde, güvenlik sayısının yaklaşık %8 oranında arttığı görülmüştür.

TEŞEKKÜR

Bu bildirinin son yazarı TÜBİTAK tarafından yurt içi doktora bursu ile desteklenmektedir. Yazar, bu destek için TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunmaktadır.

KAYNAKLAR

- Adams, M.T. & Collin, J.G. (1997), "Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 123 (1), pp. 66–72.
- Das, B. M. & Omar, M. T. (1994), "The effects of foundation width on model tests for the bearing capacity of sand with geogrid reinforcement", *Geotechnical and Geological Engineering* 12 (2), pp. 133–141.
- Khing, K. H., Das, B. M., Puri, V. K., Cook, E. E. & Yen, S. C. (1993), "The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand", *Geotextiles and Geomembranes* 12 (4), pp. 351–361.
- Omar, M. T., Das, B. M., Puri, V. K., & Yen, S. C. (1993), "Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement", *Canadian Geotechnical Journal* 30 (3), pp. 545–549.
- Terzaghi, K. (1943), "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Newyork.
- Yetimoglu, T., Wu, J. T. H. and Saglamer, A. (1994), "Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(12), 2083-2099.

KURUTULMUŞ GÖL YATAĞI ZEMİNİNİN İNDEKS VE SIKIŞMA ÖZELLİKLERİNİN İNCELENMESİ

AN INVESTIGATION OF INDEX AND COMPACTION PROPERTIES OF SOIL FROM DRIED LAKE ZONE

Hanifi Çanakcı¹

ABSTRACT

In this work, index and compaction properties of dried Emen lake zone soil was investigated. For this purpose some disturbed samples were taken from the study area. Liquid limit, plastic limit, sieve analysis, and compaction tests were carried out on the samples. Based on Atterberg limit and sieve analysis soil was classified according to Unified Soil Classification System (USCS). Also, Standard Proctor test was made on samples to determine moisture content density relationship. Test results showed that soil is high plastic silt (MH) or high plastic organic soil (OH) according to USCS. Moisture content density relationship was different than the standard bell shape. It was found to be oddly shape.

Keywords: Index properties, compaction, soil classification

ÖZET

Bu çalışma, Gaziantep iline bağlı Nurdağı ilçesinde bulunan kurutulmuş Emen göl yatağı zemininin indeks ve sıkışma özelliklerinin belirlenmesi konu edinmektedir. Adı geçen bölgeden alınan numuneler üzerinde likit limit, plastik limit, elek analizi ve sıkıştırma deneyleri yapıldı. Atterberg limit deneyleri ve elek analizi sonuçları kullanılarak zemin, birleştirilmiş zemin sınıflama sistemine göre sınıflandırıldı. Sıkıştırma (Proktor) deneyinden ise zemin numunesinin kuru birim ağırlık su içeriği ilişkisi incelendi. Birleştirilmiş zemin sınıflama sistemine göre zemin yüksek plastisiteli silt (MH) veya organik silt (OH) olarak sınıflandırılmaktadır. Sıkıştırma deneyi sonucunda elde edilen sıkışma eğrisi klasik önce artan sonra azalan kuru birim hacim ağırlık değeri yerine su eklendikçe azalan bir eğri elde edildi.

Anahtar kelime: İndeks özellikleri, sıkıştırma, zemin sınıflaması

¹Yrd. Doç. Dr. Gaziantep Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü 27310 Gaziantep, e-mail: canakci@gantep.edu.tr

1. GİRİŞ

Gaziantep'in ilçelerinden biri olan Nurdağı (Şekil 1), Amanos dağları eteklerinde tarihi ipek yolu üzerinde bulunmaktadır. İlçe; Kahramanmaraş, Osmaniye, İslahiye ve Gaziantep ile komşudur. İlçenin İslahiye'ye uzaklığı 23 km, Gaziantep'e uzaklığı 67 km'dir. Göl kurutulmadan önce 2250 ha alana kaplamaktaydı. Gölü 1952-1958 yılları arasında başlatılan kurutma faaliyetleri sırasında kurutulmuştur. Gölde geriye 50 ha bataklık alan ve 2200 ha kuru alan kalmıştır. Kurutulan alanlar 1960'ta tarım alanı olarak halka dağıtılmıştır.



Şekil 1. Gaziantep il Haritası ve Nurdağı İlçesi

Bölgede yapılaşmanın artması sonucu yeni konutların yapılması durumunda bu bölgeye ait geoteknik bilgi bankasının oluşturulması ve ileride yapılacak planlama çalışmalarına katkıda bulunacağı düşüncesiyle bu çalışma gerçekleştirilmiştir. Ayrıca bu konuda araştırma yapan diğer araştırmacılara bilgi sağlamakta çalışmanın diğer bir amacını oluşturmaktadır.

2. BÖLGENİN GENEL JEOLJİSİ

Bölgenin genel jeoloji ile ilgili bilgiler Maden Tetkik ve Araştırma Genel Müdürlüğü (MTA) tarafından hazırlanan 1/500 000 ölçekli haritadan elde edilmiştir (Şekil 2). Arazinin düzlüklerini Holosen yaşlı yeni alüvyonlar (Qy) oluşturmaktadır. Mostraya veren kayaların ise serpantin ve peridotitler olduğu görülmektedir.

3. LABORATUAR DENEYLERİ

Kurutulmuş olan göl havzasından TS 1901 esas alınarak 7 farklı noktadan örselenmiş numuneler alındı. Numuneler üzerinde likit limit, plastik limit, elek analizi ve sıkıştırma deneyleri TS 1900'e uygun olarak yapıldı. Deneylerin tamamı Gaziantep Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı laboratuvarında yapıldı.

3.1. Kıvam limitleri deneyleri

Araziden 5 farklı noktadan alınmış olan örselenmiş numuneler fırında kurutulduktan sonra plastik tokmakla ezilerek 425 m (No. 40) elekten elendi. Elekten geçen zemin numunesinden yeterli miktar alınarak deney için hazır hale getirildi. Deney, elle kontrollü Cassagrande likit limit aleti kullanılarak yapıldı. Üç farklı su muhtevasında yapılan deney sonucunda elde edilen vuruş sayısı su muhtevası grafiği çizilerek 25 vuruşa denk gelen su muhtevası belirlendi ve likit limit (LL) olarak alındı. Aynı numuneler üzerinde plastik limit (PL) deneyleri de yapıldı. Yedi farklı numune için elde edilen LL, PL ve plastisite indisi (PI) değerleri aşağıda Tablo 1. de verilmiştir.



Şekil 2. Gaziantep ve yöresi jeoloji haritası (MTA)

Tablo 1. Araziden alına numunelerin kıvam limitleri

Numune no	Likit limit LL (%)	Plastik limit PL (%)	Plastisite indisi PI (%)
1	81.3	38.4	42.9
2	94.2	51.2	43.0
3	85.4	38.9	46.5
4	93.0	51.5	41.5
5	96.2	54.5	41.7

3.2. Elek analizi

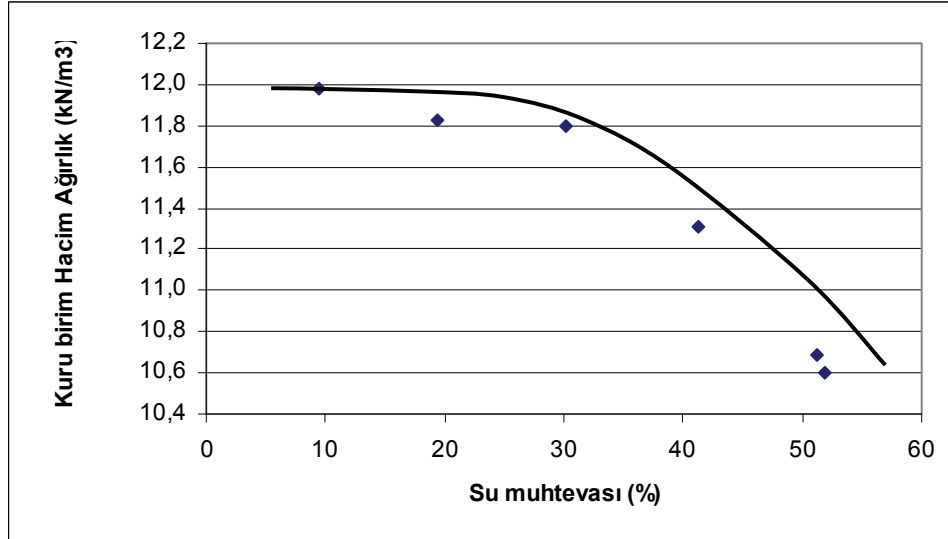
Numuneler üzerinde yapılan incelemeler sonucunda zeminin ince daneli numunelerden oluştuğu tespit edildiğinden ıslak eleme analizi yapıldı (TS1900-1). Elemeler sonucunda 0,075 mm eleğin altına geçen numune oranları aşağıda Tablo 2. de verilmiştir. Tablo incelendiğinde yedi adet numunelerin hemen hepsinin yüzde 80'lik kısmın 0,075 mm eleğin altına kaldığı görülmektedir.

Tablo 2. Islak eleme deney sonuçları

Numune No	0,075 mm elekten geçen numune miktarı (%)
1	96.1
2	95.5
3	95.7
4	98.1
5	89.5
6	97.5
7	98.2

3.3. Sıkıştırma deneyi

Araziden elde getirilen numunelerin kıvam limitleri birbirine yakın olduğu için numuneler birleştirilerek tek bir sıkıştırma (Standart Proktor) deneyi yapıldı. Deney 3.5 kg ağırlığında hazırlanan tek bir numune üzerinde farklı su muhtevalarında yapıldı. Numunenin suyu bünyesine alabilmesi sağlamak amacı ile su eklenen numune plastik torba içerisinde 24 saat bekletildi. Deney sonucunda kuru birim hacim ağırlık su muhtevası eğrisi düzgün bir şekilde yakalayabilmek için, optimum su muhtevasının her iki tarafında da deney sonucu elde etmek hedeflendi. Bu amaçla Head (1992) tarafından önerilen yöntem kullanıldı. Bu yöntemde ilk numuneye plastik limit değerinden yüzde sekizi (%8) eksik su eklenerek başlanıyor ve her defasında yüzde üç (% 3) su muhtevası artırılarak deneye devam ediliyor. Deney bu şekilde yapıldığında sıkışma eğrisinin optimumun sağ tarafında kaldığı gözlemlendi ve deney tekrarlandı. Tekrarlanan deneyde numune tamamen kuru iken deneye başlandı ve her defasında numune kuru ağırlığının %5 su ilave edilerek deneye devam edildi. Deney sonuçları grafiğe döküldüğünde standart semer eğrisinin yine oluşmadığı gözlemlendi. Deney sonucunda elde edilen kuru birim hacim ağırlık su muhtevası eğrisi Şekil 3 te verilmiştir.



Şekil 3. Sıkışma eğrisi

4. BULGULAR VE TARTIŞMA

Kurutulmuş göl havzasından alınan numuneler üzerinde yapılan deneylerden elde edilen değerler literatür değerleri ile karşılaştırılarak mühendislik özellikleri hakkında genel bir değerlendirme yapıldı. Numunelerin kıvam limitleri incelendiğinde likit limit değerlerinin ve plastisite indislerinin yüksek olduğu görülmektedir. İngiliz zemin sınıflama sistemine göre numuneler yüksek ve çok yüksek plastisiteli zemin olarak sınıflandırılmaktadır. Zira LL değerleri %70 olan zeminler yüksek plastisiteli olarak tanımlanmaktadır (Whitlow, 2001). Burmister (1949) tarafından önerilen ve PI esas alan sınıflama sisteminde de yine numune çok yüksek plastisiteli zemin olarak sınıflandırılmaktadır. Kıvam limitleri esas alınarak yapılan sınıflama sistemleri aşağıda Tablo 5. ve Tablo 6. da verilmiştir.

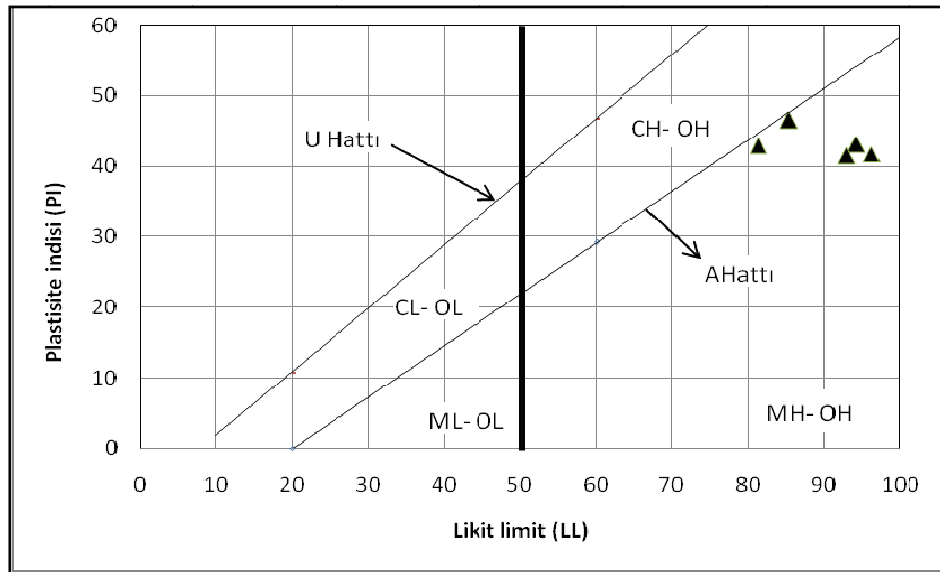
Tablo 3. İngiliz standardı sınıflama değerleri (Whitlow, 2001)

LL (%)	Tanım
<35	Düşük plastik
35-50	Orta Plastik
50-70	Yüksek plastik
70-90	Çok yüksek plastik
>90	Çok çok yüksek

Tablo 4. Burmister (1949) sınıflama değerleri

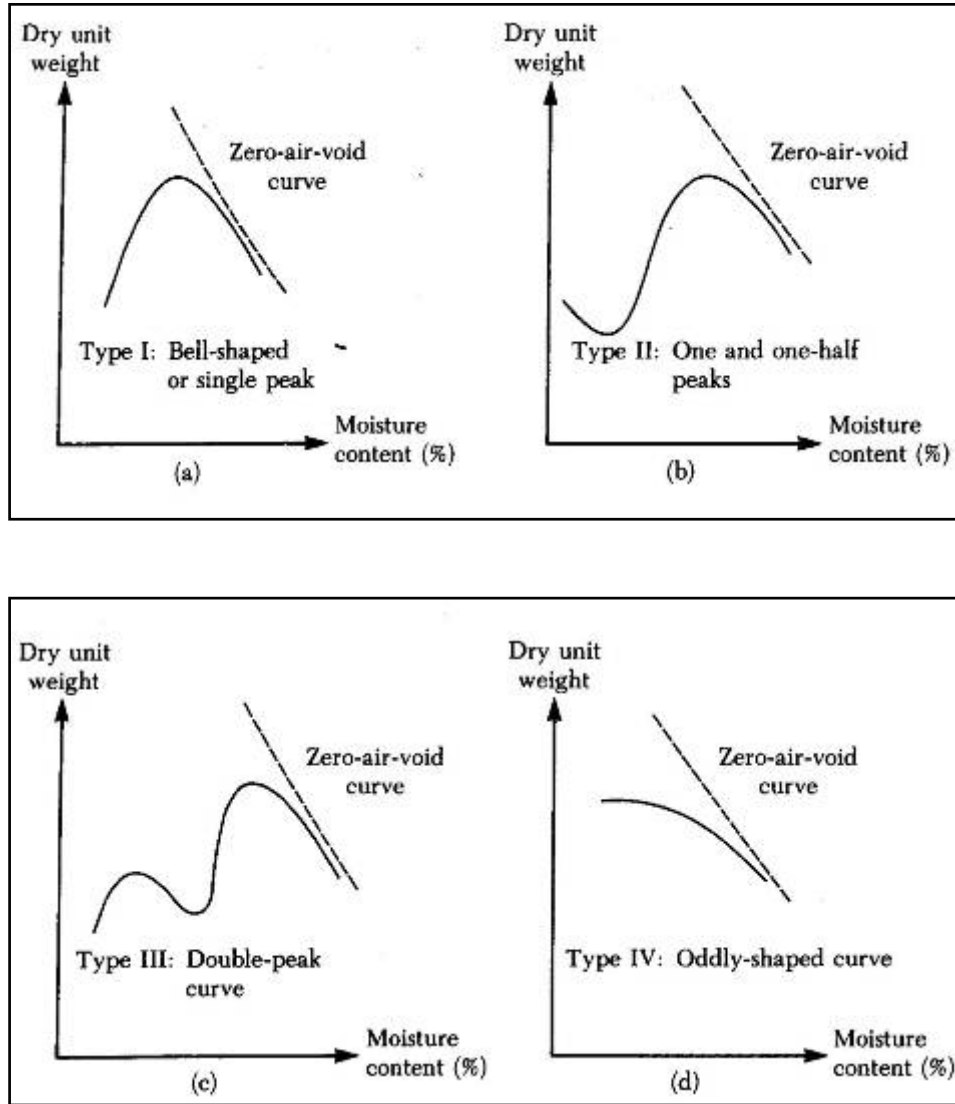
PI (%)	Tanım
0	Plastik değil
1-5	Az plastik
5-10	Düşük plastik
10-20	Orta Plastik
20-40	Yüksek plastik
>40	Çok yüksek plastik

İncelemesi yapılan zemin, Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemine (BZSS) göre sınıflandırıldığında Casagrande kartında A hattının altında kalmaktadır. Bu durumda zemin elastik silt (MH) veya organik silt (OH) olarak sınıflandırılmaktadır. Bu sınıftaki bir zemin Amerikan Corps. of Engineering tarafından yol ve hava alanı kaplamaları için önerilen zemin karakteristiklerine göre esnek kaplama altında temel olarak kalitesinin uygun olamadığı, potansiyel don etkisinin orta-çok fazla olduğu, sıkışabilirlik ve şişmesinin yüksek olduğu ve drenaj karakteristiğinin orta ve zayıf olduğu, görülmektedir (Önalp, 1997; Özaydın, 1989; Tunç, 2002). Ayrıca bu sınıf zemin için arazi Kaliforniya Taşıma Oranının (CBR) 4-8 ve yatak katsayısını da 2.8 kg/cm^3 ile 5.5 kg/cm^3 aralığında olduğu belirtilmektedir.



Şekil 4. Numunelerin Casagrande kartında konumları

Kurutulmuş göl yatağından alınan numune üzerinde yapılan sıkışma deneyinde geleneksel olarak beklenen semer (çan) eğrisi elde edilememiştir (Şekil 3). Lee ve Suedkamp (1972) 35 farklı zemin üzerinde 700 adet sıkışma deneyi yaparak kıvam limitlerinin sıkışma eğrisi üzerine etkisini incelemişler. Araştırmacılar yaptıkları bu çalışma sonunda zeminin likit limit değerine bağlı olarak dört farklı sıkışma eğrisi ortaya çıkabileceğini ortaya koymuşlardır (Şekil 5). Bunlar çan eğrisi (LL değeri %30-70 arası olursa); bir buçuk ve iki tepe noktası olan eğriler (LL değeri % 30 dan küçükse) ve gittikçe azalan eğri (LL değeri %70 ten büyükse). Bu çalışmada elde edilen eğri dördüncü tip eğriye benzemektedir. Zaten incelemesi yapılan numunenin likit limit değeri % 90 olarak belirlenmişti.



Şekil 5. Lee ve Suedkamp (1972) tarafından elde edilen değişik sıkışma eğrileri

SONUÇLAR

Gaziantep iline bağlı Nurdağı ilçesinde 1955 yılında kurutulmuş olan Emen göl yatağı zeminin bir kısım geoteknik özelliklerinin incelenmesi sonucunda zeminin yüksek

plastisiteli silt veya organik silt olduğu tespit edildi. Bu tür zeminlerin hem dolgu malzemesi hem de yapı temelleri altında problemleri bir zemin olduğu ortaya konuldu. Zeminin kuru birim hacim ağırlık su muhtevası eğrisinin genel olarak karşılaşılan çan eğrisi şeklinde olmadığı; fakat su muhtevası arttıkça kuru birim hacim ağırlığının azaldığı belirlendi.

KAYNAKLAR

- Burmister D. M. (1949), "Principles and Techniques for soil identification", Proceedings Annual highway reseach board meeting, Washington D.C. Vol.29, 402-433.
- Das B. M. (1990) Principles of foundation engineering. PWS KENT, Boston.
- Lee P. Y. and Suedcamp R. J (1972), "Charcteristic of irregularly shaped compaction curves of soils". Highway reseach record No.381, Washington D.C. pp: 1-9.
- Önalp Akın (1997), "Geoteknik Bilgisi I, Zeminler ve Mekaniği". Sakarya Üniversitesi Yayınları, Yayın No:27.
- Özaydın K. (1989), "Zemin Mekaniği". MEYA Matbaacılık ve Yayıncılık, İstanbul.
- TS 1900-1, "İnşaat mühendisliği zemin laboratuar deneyleri, Bölüm 1: Fiziksel özelliklerin tayini"
- TS 1901, "İnşaat Mühendisliğinde Sondaj Yolları ile Örselenmiş ve Örselenmemiş Numune Alma Yöntemleri"
- Tunç A. (2002), "Yol mühendisliğinde geoteknik ve uygulamaları", Atlas Yayın dağıtım İstanbul,
- Whitlow R. (2001), "Basic soil mechanis". Prentice Hall, London,

YÜKSEK PLASTİSELİ KİLLERİN KALICI KAYMA DİRENCİ

RESIDUAL SHEAR STRENGTH OF HIGH PLASTICITY CLAYS

Recep İYİSAN¹

Gökhan ÇEVİKBİLEN²
A. Rüştü ÜRKMEZ⁴

Mustafa HATİPOĞLU³
A. Emre ATAÇ⁵

ABSTRACT

The constant value of shear stress of soils attained at large shear displacements is defined as residual shear strength. The brittle behavior of overconsolidated and fissured clays makes the residual shear stress important. The shear strength determined by peak stresses decreases significantly while the shear displacement increases. As the residual shear strength can be reached at a large shear displacement, the use of the residual shear strength parameters is limited in geotechnical engineering, it is important in especially analyzing previously failed slopes. Reversal direct shear test is widely used method to determine the residual strength parameters in the laboratory. The main factor affecting the residual shear strength is the mineralogical composition of the clay. For that reason the consistency limits can be related to the residual shear strength parameters. In this study to determine the residual shear strength angle of nineteen natural soil samples having different plasticity indexes reversal direct shear tests were carried out at 0.035mm/min shearing rate. The variation of residual shear strength angle versus liquid limit and plasticity index were studied and the findings were compared with the previous studies given in the literature.

Keywords: Residual Shear Strength, Reversal Direct Shear Test, Plasticity Index.

ÖZET

Büyük şekil değiştirmeler sonucunda zeminlerde sabit kalan kayma gerilmesine kalıcı kayma direnci adı verilmektedir. Aşırı konsolide ve sert fisürlü killerin gösterdiği gevrek davranış kalıcı kayma direncini önemli kılmaktadır. Bu tür zeminlerde pik gerilmelere göre hesaplanan kayma direncinde artan deformasyonla birlikte önemli azalmalar görülmektedir. Kalıcı kayma direnci büyük yer değiştirmeler sonucu ortaya çıktığından geoteknik mühendisliğinde geniş bir kullanım alanı olmamasına karşılık, önceden kaymış ve tekrar aktif hale geçen şevlerin analizinde önemli olmaktadır. Kalıcı kayma direncine etkiyen en önemli faktör kilin minerolojik özellikleridir. Bu bağlamda likit limit ve plastisite indisi ile kalıcı kayma direnci arasında ilişkinin varlığından söz edilebilir. Kalıcı kayma direnci parametrelerinin laboratuvarında belirlenmesinde kullanılan en yaygın yöntem tekrarlı kesme kutusu deneyidir. Bu çalışmada Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sisteminde yüksek plastisiteli kil (CH) sınıfında yer alan on dokuz adet doğal zemin

¹ Doç. Dr., İTÜ İnşaat Fakültesi, Geoteknik Anabilim Dalı, 34469 Maslak-İstanbul, iyisan@itu.edu.tr

² Dr. Yük. Müh., İTÜ İnşaat Fakültesi, Geoteknik Anabilim Dalı, 34469 Maslak-İstanbul, cevikbil@itu.edu.tr

³ Arş Gör. Yük. Müh., İTÜ İnşaat Fakültesi, Geoteknik Anabilim Dalı, 34469 Maslak-İstanbul, hatipoglu1@itu.edu.tr

⁴ Yük. Müh., İTÜ İnşaat Fakültesi, Geoteknik Anabilim Dalı, 34469 Maslak-İstanbul, aliemreatac@gmail.com

⁵ Yük. Müh., İTÜ İnşaat Fakültesi, Geoteknik Anabilim Dalı, 34469 Maslak-İstanbul, yildiz_1985_2@hotmail.com

numunesi üzerinde 0.035 mm/dak kesme hızında drenajlı tekrarlı kesme kutusu deneyleri yapılmış, kalıcı kayma direnci açıları belirlenmiştir. Kalıcı kayma direnci açısının likit limit (w_L) ve plastisite indisi (I_p) ile değişimi incelenmiş, pratik amaçlar için korelasyonlar geliştirilmiş, bulgular önceki çalışmalarla karşılaştırılmıştır.

Anahtar Sözcükler: Kalıcı Kayma Direnci, Tekrarlı Kesme Kutusu, Plastisite İndisi.

1. GİRİŞ

Aşırı konsolide killerin veya sıkı kumların gerilme-şekil değiştirme grafikleri incelendiğinde kayma gerilmesinin deformasyonla artarak bir doruk yaptığı daha sonra artan deformasyonla azalarak belli bir değerde sabit kaldığı görülmektedir. Büyük şekil değiştirmeler sonucunda zeminlerde sabit kalan bu kayma gerilmesine kalıcı kayma direnci adı verilmektedir. Zeminlerin kalıcı kayma direncini, büyük yer değiştirmeler sonucunda kayma düzlemine paralel olarak yönlenmiş daneler arasındaki sürtünme direnci oluşturmaktadır. Bu durumda yönlenmiş daneler arasındaki temas yüzeyleri artarak kayma gerilmesinin azalmasına neden olmaktadır (Skempton, 1985). Büyük deformasyonlar sonucunda daneler arası bağlar tamamen ortadan kalktığı için kalıcı duruma ulaşıldığında yüksek plastisiteli killerde dahi genelde kohezyon etkisi görülmemekte ve kalıcı kayma direnci sadece daneler arası sürtünmeden kaynaklanmaktadır. Diğer bir değişle zeminlerin kalıcı direnci, kalıcı kayma direnci açısı ϕ_r ile tanımlanabilmektedir. (Stark ve Hisham,1994; Mesri ve Shahien, 2003).

Zeminlerin kalıcı kayma direnci, bazen metrelerce varan büyük yer değiştirmeler sonucu ortaya çıktığından geoteknik mühendisliğinde kullanım alanı çok fazla değildir. Ancak geçmişte göçme yüzeylerinin oluştuğu şevler ve henüz göçmenin olmadığı fisürlü-sert kil zeminlerin oluşturduğu şevlerin uzun süreli stabilite analizlerinde zeminlerin kalıcı direnci büyük önem kazanmaktadır (Skempton, 1964). Ülkemizde özellikle ulaşım yollarındaki şevlerde belli bir süreden sonra önemli stabilite problemlerinin oluşması kalıcı kayma direncinin önemini göstermektedir (Önalp ve Arel, 2004). Zeminlerin kalıcı kayma direncine etkileyen ana faktör minerolojik yapıdır. Killerde dane boyutunun küçülmesi ile özgül yüzey artmakta bu ise kalıcı direncin azalmasına neden olmaktadır. Bu nedenle kaolinit, illit ve montmorilonit gibi genel kil mineralleri ile kalıcı kayma direnci açısı arasında bir ilişki kurulabilmektedir (Tiwari ve Marui, 2004; Mitchell ve Soga, 2005). Ayrıca kil mineralleri zeminlerin su tutma özelliklerini de etkilemektedir. Zemin içerisindeki kil yüzdesinin artması, daha geniş bir su içeriği aralığında zeminlerin plastik özellik göstermesini sağlamaktadır. Dolayısıyla bu özellikler kalıcı kayma direnci açısı ile likit limit, plastisite indisi veya kil yüzdesi arasında ilişkilerin aranmasına yol açmaktadır (Lupini vd., 1981; Suzuki vd., 2005).

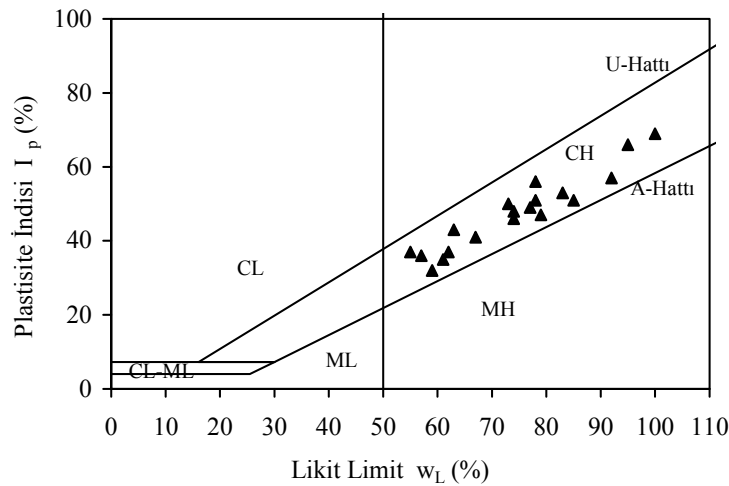
Bu çalışmada yüksek plastisiteli killerin kalıcı kayma direnci parametrelerini belirlemek amacıyla, farklı likit limit ve kil içeriğine sahip zemin numuneleri üzerinde drenajlı tekrarlı kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Deneyler üç farklı düşey gerilme altında ve 0.035 mm/dak kesme hızında yapılmıştır. Uygulanan her düşey gerilme altında numune kesildikten sonra kesilme yüzeyi doğrultusunda geri çekilmiş ve tekrar kesilmiştir. Üç çevrim sonunda elde edilen kayma gerilmesi değeri, kalıcı kayma gerilmesi olarak kabul edilmiş, bu değerlere göre kalıcı kayma direnci açısı belirlenmiştir. Kalıcı kayma direnci açısının likit limit ve plastisite indisi ile değişimi incelenmiş, elde edilen bulgular önceki çalışmalarla karşılaştırılmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Zeminlerin kalıcı kayma direnci parametrelerini belirlemede kullanılan laboratuvar deney yöntemleri arasında kesme kutusu deneyi, üç eksenli basınç deneyi ve halka kesme deneyi sayılabilir. Konsolidasyonlu-drenajlı olarak yapılan üç eksenli basınç ve kesme kutusu deneylerinde numuneye uygulanabilecek şekil değiştirmeler, kalıcı duruma ulaşabilmesi açısından oldukça sınırlıdır. Ancak kesme kutusu deney düzeneğinde kalıcı dirence, numunenin aynı kayma düzlemi boyunca yeteri kadar tekrar kesilmesi sonucunda ulaşabilmektedir. Kalıcı kayma direncinin belirlenmesinde en uygun deney yöntemi, numuneye sınırsız yer değiştirmenin uygulanabildiği halka kesme deneyidir. Halka kesme deneyinde kil danelerinin kayma yönüne paralel olarak yönelimi sağlanmakta ve kalıcı değerlere kısa sürede ulaşabilmektedir. Ayrıca bu yöntemde kesme işlemi süresince, kesme kutusu deneyinin aksine numune en kesit alanı sabit kalmaktadır. Diğer yöntemlere göre önemli üstünlüğü olmasına rağmen, daha büyük çaplı numune gerektirmesi ve halka şeklinde numune hazırlanması gibi zorlukları nedeniyle ülkemizdeki kullanımı henüz çok sınırlı kalmaktadır (Koltuk, 2005; İyisan vd., 2006; Ataç, 2009). Bu deneysel çalışmada yüksek plastisiteli killerin kalıcı kayma direncinin belirlenmesinde tekrarlı uygulanan kesme kutusu deneyi kullanılmıştır.

2.1. Kullanılan Numunelerin Geoteknik Özellikleri

Deneysel çalışmada kullanılan numunelerin geoteknik özelliklerini belirlemek için laboratuvar da gerekli deneyler yapılmıştır. Yapılan dane çapı dağılımı analizlerinden numunelerin %0~10 oranında ince kum içerdiği belirlenmiştir. Kıvam limitleri deney sonuçlarından numunelerin likit limitlerinin %55~100, plastik limitlerinin %18~35 ve plastisite indislerinin ise %32~69 aralığında değiştiği anlaşılmaktadır. Numunelerin aktivite oranları 1~6 arasındadır (Ürkmmez, 2009). Bu çalışma kapsamında kullanılan on dokuz adet numunenin Plastisite Kartındaki yerleri Şekil 1'de gösterilmiştir. Bu şekilden de görülebileceği üzere deneysel çalışmada kullanılan numunelerin tamamı, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sisteminde yüksek plastisiteli kil (CH) sınıfında yer almaktadır.



Şekil 1. Kullanılan numunelerin Plastisite Kartındaki yerleri

2.2. Tekrarlı Kesme Kutusu Deneyleri

Bu çalışmada, kalıcı kayma direncini belirlemek amacıyla en kesiti 6 cm x 6 cm ve numune yüksekliği 2.5 cm olan tekrarlı kesme kutusu deney yöntemi kullanılmıştır (ASTM D3080-04). Deneyler 100, 200 ve 300 kPa değerinde üç değişik normal gerilme altında yapılmış ve kesme hızı 0.035 mm/dak olarak seçilmiştir. Kesme kutusu deney sistemi yaklaşık 12 mm yatay yer değiştirmeye izin vermektedir. Kalıcı duruma ulaşmak için, bu yer değiştirmeye ulaşıldığında kesme kutusu geri çekilerek aynı yönde numune yeniden kesilmiştir. Tekrarlı olarak yapılan kesme kutusu deneylerinde üçüncü çevrimler sonucu elde edilen kayma gerilmelerinin kalıcı olduğu kabul edilmiştir. Her çevrim sonunda, numune etkisi altındaki düşey gerilme değerinde bir gün süre ile konsolidasyona terk edilmiştir. Kullanılan kesme kutusu deney aleti ve üçüncü çevrim sonunda kesilmiş bir numunenin görünümü Şekil 2’de verilmiştir. Deney süresince yatay yer değiştirme, uygulanan yatay kuvvet ve düşey yer değiştirme 0.01 saniye aralığında dijital olarak sürekli okunmuş ve veri toplama ünitesi yardımı ile bilgisayara aktarılmıştır.

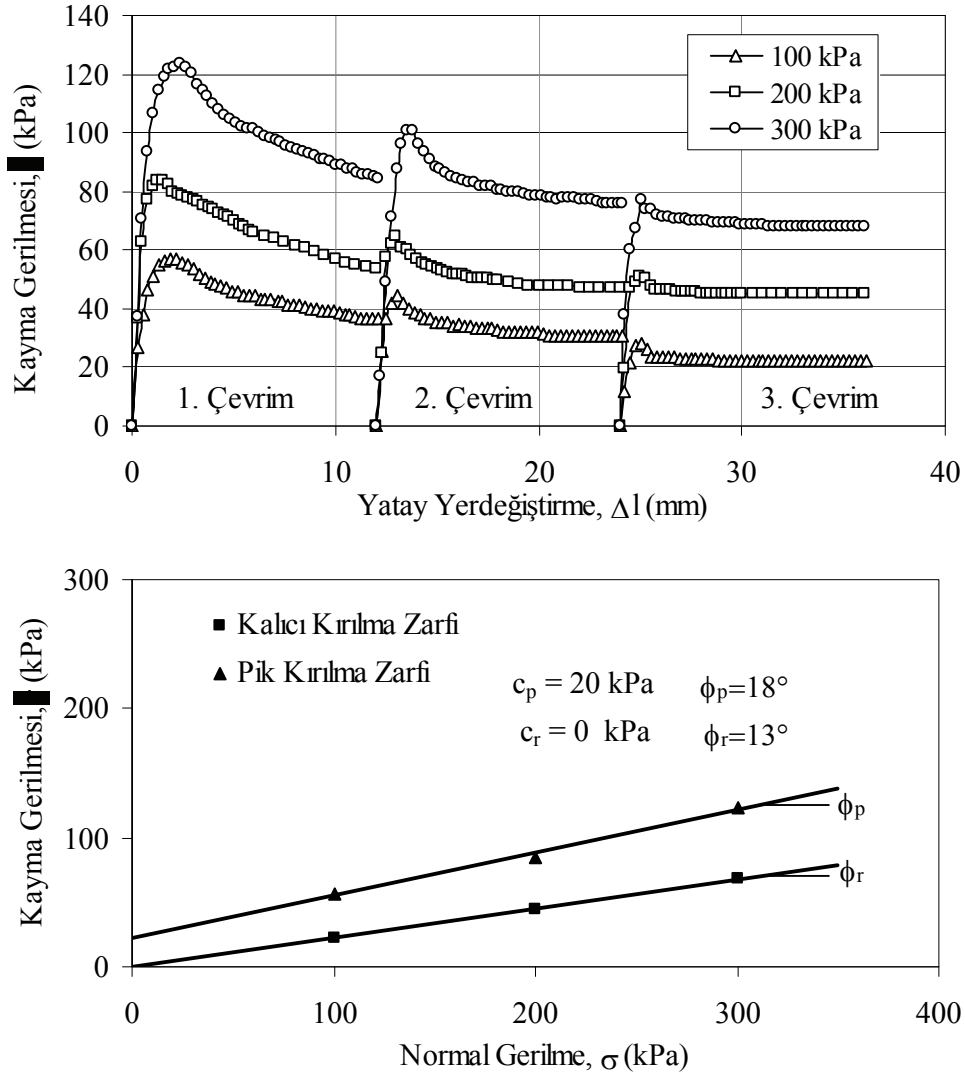


Şekil 2. Kesme kutusu deney düzeneği ve kesilmiş bir numune örneği

3. DENEYSEL SONUÇLAR

Yukarıda geoteknik özellikleri verilen numuneler üzerinde üç farklı normal gerilme altında yapılan tekrarlı kesme kutusu deneyleri sonucunda pik ve kalıcı kayma gerilmelerine göre elde edilen Mohr-Coulomb kırılma zarflarının doğrusal kabulüyle kayma direnci parametreleri belirlenmiştir. Her düşey gerilme altında birinci çevrim sonunda ulaşılan en büyük kayma gerilmeleri dikkate alınarak elde edilen kayma direnci parametrelerinde genelde kohezyon terimi bulunmaktadır. Buna karşılık üçüncü çevrim sonucunda ulaşılan kalıcı kayma gerilmelerinden hesaplanan parametrelerde kohezyonun etkisi görülmemiştir. Bu sonuç, kesme kutusu deneylerinde kalıcı duruma ulaşmada üçüncü çevrimin genelde yeterli olduğuna işaret etmektedir. Bu çalışma kapsamında kullanılan 19 adet yüksek plastisiteli kil numunesi üzerinde üç farklı düşey gerilme altında yapılan tekrarlı kesme kutusu deneylerinden kalıcı kayma direnci açıları (ϕ_r) $7^\circ \sim 18^\circ$ arasında elde edilmiştir.

Bir numune üzerinde üç farklı normal gerilme altında yapılan tekrarlı kesme kutusu deney sonucu örnek teşkil etmesi bakımından Şekil 3’te verilmiştir. Bu şekilden de izlenebileceği üzere ulaşılan en büyük kayma gerilmeleri dikkate alındığında oluşan kohezyon terimi, üçüncü çevrim sonunda, daneler arası bağın kopması nedeniyle görülmemektedir.

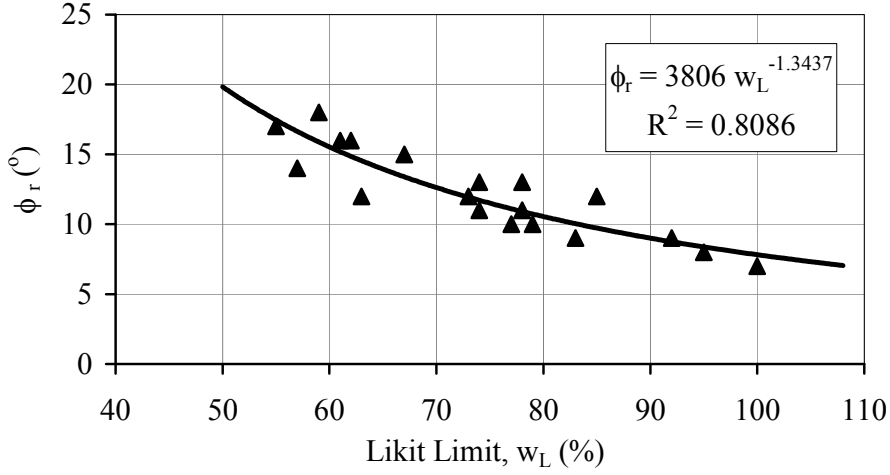


Şekil 3. Bir numune üzerinde yapılan tekrarlı kesme kutusu deney sonucu

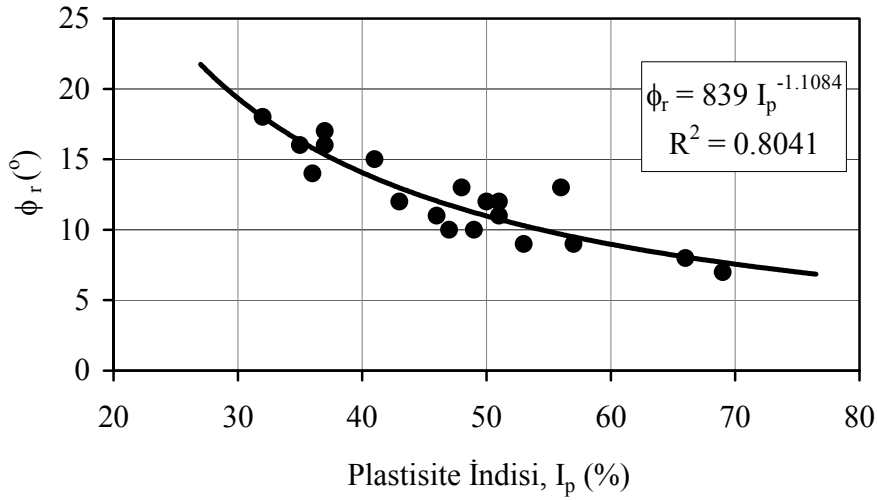
4. KALICI DIRENCİNİN KIVAM LİMITLERİ İLE DEĞİŞİMİ

Zeminlerin kalıcı kayma direnci, büyük yer değiştirmeler sonucunda kayma düzlemine paralel olarak yönelen daneler arasındaki sürtünme kuvvetlerinden oluşmaktadır. Kalıcı kayma direncine etkiyen ana unsurun zeminin minerolojik özelliği olduğu bilinmektedir. İnce daneli zeminlerde dane boyutu azaldıkça diğer bir değişle kil boyutundaki dane miktarı arttıkça yassılık artmakta dolayısıyla özgül yüzey ile birlikte su tutma kapasitesi de artmaktadır. Bu durumda likit limit ve plastisite değerlerinin de artması beklenmektedir (Wesley, 2003). Bu yüzden kıvam limitleri zeminlerin minerolojisi ile ilişkilidir ve onun bir göstergesi olarak düşünülebilir.

Bu çalışmada farklı likit limit değerlerine sahip 19 adet numune üzerinde tekrarlı kesme kutusu deneyleri yapılmış ve kalıcı kayma direnci açıları belirlenmiştir. Belirlenen kalıcı kayma direnci açılarının (ϕ_r) likit limit (w_L) ve plastisite indisi (I_p) ile değişimi sırasıyla Şekil 4 ve 5'te verilmiştir. Verilen şekillerden de izlenebileceği üzere kalıcı kayma direnci açısı, likit limitin ve plastisite indisinin artması ile azalmaktadır.



Şekil 4. Kalıcı kayma direnci açısının likit limit ile değişimi



Şekil 5. Kalıcı kayma direnci açısının plastisite indisi ile değişimi

Likit limitleri %55 ile %100 arasında değişen numuneler üzerinde yapılan tekrarlı kesme kutusu deneylerinden elde edilen kalıcı kayma direnci açısı ϕ_r ile likit limit w_L arasında, regresyon analizi sonucunda korelasyon katsayısı yüksek sayılabilecek ($R=0.90$) aşağıdaki bağıntı elde edilmiştir. Bağıntıda likit limit yüzde cinsindedir.

$$\phi_r = 3806 w_L^{-1.344} \quad (1)$$

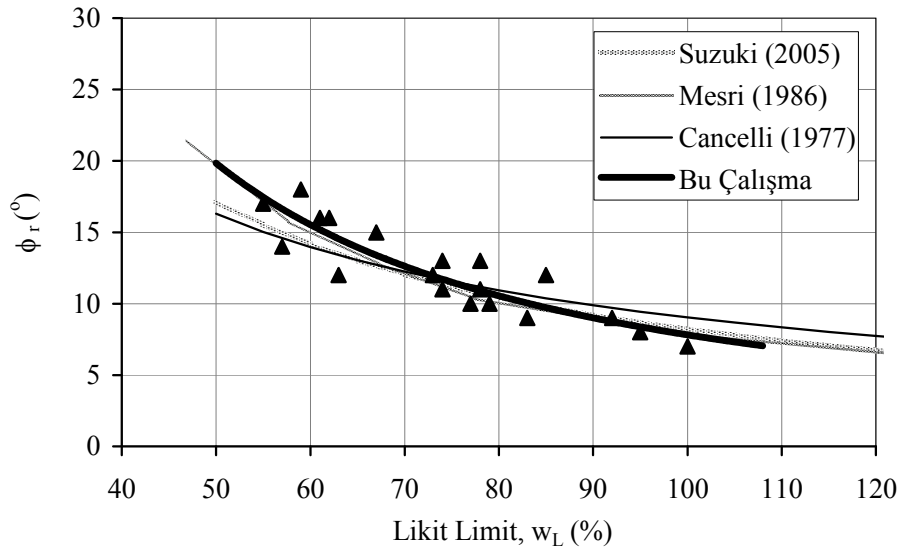
Tekrarlı kesme kutusu deneyleri ile kalıcı kayma direnci açısı belirlenen yüksek plastisiteli kil numunelerin plastisite indisleri %32 ile %69 arasında değişmektedir. Tekrarlı kesme kutusu deneylerinden elde edilen kalıcı kayma direnci açıları ile plastisite indisleri kullanılarak yapılan regresyon analizi sonucunda korelasyon katsayısı $R=0.89$ olan aşağıdaki eşitliğe ulaşılmıştır. Bağıntıda plastisite indisi yüzde cinsindedir.

$$\phi_r = 839 I_p^{-1.108} \quad (2)$$

5. SONUÇLAR

Zeminlerin kalıcı kayma direnci parametrelerinin laboratuvarında belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan yöntem tekrarlı kesme kutusu deneyidir. Bu deney yönteminin, deney sırasında kesme alanının sabit kalmaması ve numune sınırlarında gerilme yığılmalarının oluşması gibi sınırlamalarının bulunmasına karşılık, kullanımının pratik oluşu onu tercih sebebi yapmaktadır. Bu çalışma Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sisteminde yüksek plastisiteli kil (CH) sınıfında yer alan on dokuz adet örselenmemiş numune üzerinde konsolidasyonlu drenajlı tekrarlı kesme kutusu deneyi yapılarak kalıcı kayma direnci açıları belirlenmiştir. Kalıcı kayma direnci açılarının, likit limit ve plastisite indisi ile değişimi incelenmiş, aralarında bir ilişki geliştirilmeye çalışılmıştır. Çalışmada kullanılan numunelerin likit limitleri %55~100 ve plastisite indisleri %32~69 aralığında değişmektedir. Genel olarak bakıldığında kalıcı kayma direnci açısının artan likit limit ve plastisite indisi ile azaldığı görülmektedir.

Kalıcı kayma direnci açısı, pratik amaçlar için likit limit değerine bağlı olarak tahmin edebilmek amacıyla bu çalışma kapsamında, geliştirilmiş olan ilişkinin diğer çalışmalarla bir karşılaştırması Şekil 6'da verilmiştir. Bu çalışmada ulaşılan sonuçlar ile önceki çalışma sonuçları genel olarak birbirleri ile uyum içindedir. Likit limitin %70'ten daha düşük değerleri için Suzuki vd (2005) ve Cancelli (1977) tarafından önerilen bağıntılardan, bu çalışmada önerilene göre daha düşük kalıcı kayma direnci açısı elde edilmesine karşılık, likit limitin daha yüksek değerlerinde sonuçlar birbirine çok yaklaşmaktadır. Çalışmada elde edilen sonuçlar Mersi ve Cepeda-Diaz (1986) tarafından yapılmış olan çalışmanın sonuçları ile hemen hemen örtüşmektedir.



Şekil 6. Sonuçların karşılaştırılması

Yüksek plastisiteli killerin kalıcı kayma direncini pratik amaçlar doğrultusunda tahmin edebilmek için sınırlı sayıdaki numuneler üzerinde yapılan kesme kutusu deneyleri sonuçlarına dayanan bulguların, daha farklı özelliklere sahip numuneler üzerinde yapılacak deney sonuçlarından elde edilecek verilerde değişmesi ve geliştirilmesi mümkündür.

KAYNAKLAR

- ASTM - D3080 (2004), "Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- Ataç, A.E. (2009), "Plastisitenin Kalıcı Kayma Mukavemetine Etkisi", Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Cancelli, A. (1977), "Residual Shear Strength and Stability Analysis of a Landslide in Fissured Overconsolidated Clays.", Bull. Int. Assoc. Engineering Geology, **Vol. 16**, 193-197.
- İyisan, R., Çevikbilen, G., Koltuk, S., Yılmaz, E. (2006), "Measurement of Residual Shear Strength By Ring Shear Test", 7th International Congress on Advances in Civil Engineering, October 11 - 13, İstanbul, Turkey.
- Koltuk S. (2005), "Zeminlerin Kalıcı Kayma Mukavemetinin Halka Kesme Deneyi ile Belirlenmesi", Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Lupini, J.F., Skinner, A.E., Vaughan, P.R. (1981), "The drained residual strength of cohesive soils", Geotechnique, Vol.31, No.2, 181-213.
- Mesri, G., Cepeda-Diaz, A.F. (1986), "Residual Shear Strength of Clays and Shales", Geotechnique, Vol.36, No.2, 269-274.
- Mesri, G., Shahien, M. (2003), "Residual Shear Strength Mobilized in First Time Slope Failures", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng. **Vol. 129**, No. 1, 12-31.
- Mitchell, J.K., Soga, K. (2005), "Fundamentals of Soil Behavior", Third Edition, John Wiley & Sons, New York.
- Önalp, A., Arel, E. (2004), "Yamaç ve Şevlerin Mühendisliği", Birsen Yayınevi.
- Skempton, A.W. (1964), "Long-term stability of clay slopes", Geotechnique, **Vol. 14**, No.2, 75-101.
- Skempton, A.W. (1985), "Residual Strength of Clays in Landslides, Folded Strata and the Laboratory", Geotechnique, Vol. 35, No.1, 3-18.
- Stark, T.D., Hisham, T.E. (1994), "Drained Residual Strength of Cohesive Soils", Journal of Geotechnical Engineering, **Vol.120**, No.5.
- Suzuki, M., Tsuzuki, S. and Yamamoto, T. (2005), "Physical and Chemical Index Properties of Residual Strength of Various Soils", Memoirs Fac. Engineering Yamaguchi University, 56(1): 1 - 11.
- Tiwari, B. and Marui, H. (2004), "Objective Oriented Multistage Ring Shear Test for Shear Strength of Landslide Soil.", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **Vol. 130**, No. 2, 217-222.
- Ürkmez, A.R. (2009), "Kalıcı Kayma Mukavemetinin Tekrarlı Kesme Kutusu Deney Yöntemiyle Belirlenmesi", Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Wesley, L.D. (2003), "Residual Strength of Clays and Correlations Using Atterberg Limits", Geotechnique, **Vol. 53**, No.7, 669-672.

TABAKALI ZEMİNLERİN RİJİTLİKLERİNİN ZEMİN DAVRANIŞINA ETKİSİ

EFFECT OF LAYERED SOIL RIGIDITY ON SOIL BEHAVIOUR

Abdülazim YILDIZ¹ Mustafa LAMAN² Murat ÖRNEK³ Ahmet DEMİR⁴

ABSTRACT

In this study, settlement behaviour of layered soils with different rigidities were numerically analyzed. Foundation, with a diameter of 60cm and soil layers were modeled using a computer program PLAXIS 2D (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis) based on finite element method. Clay soil layer with constant rigidity was designed below and granular fill layer with different rigidities was considered above, in the numerical analyses. Then, geogrid reinforcements were placed in granular fill layer with different numbers. Finally, the effect of granular fill layer and geogrid reinforcement with different rigidities on settlement behaviour were discussed. The results of the numerical studies were evaluated to suggest optimum design parameters in foundation engineering applications.

Keywords: Layered Soil, Granular Fill Layer, Geogrid, Rigidity; Finite Element Method.

ÖZET

Bu çalışmada, farklı rijitliklere sahip tabakalı zeminlerin oturma davranışları sayısal olarak irdelenmiştir. Çalışmada, sonlu elemanlar yöntemine dayanan iki boyutlu PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis) bilgisayar yazılımı kullanılarak 60cm çapında dairesel rijit temel ve zemin ortamı modellenmiştir. Sayısal analizlerde zemin ortamı, altta sabit rijitlikte bir kil zemin, üstte ise farklı rijitliklere sahip granüler stabilize dolgu zemin olarak tasarlanmıştır. Daha sonra granüler stabilize dolgu zemin içerisine farklı sayıda geogrid donatı yerleştirilerek sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Sonuçta, farklı rijitliklere sahip granüler stabilize dolgu tabakası ve geogrid donatının oturma karakteristiğine olan etkisi irdelenmiş ve temel mühendisliği uygulamalarında kullanılmak üzere en uygun tasarım parametreleri önerilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Tabakalı Zemin, Stabilize Dolgu Tabakası, Geogrid, Rijitlik, Sonlu Elemanlar Yöntemi.

¹Yrd. Doç. Dr., Çukurova Üniversitesi, azim@cu.edu.tr

²Prof. Dr. Çukurova Üniversitesi, mlaman@cu.edu.tr

³Arş. Gör., Çukurova Üniversitesi, mornek@cu.edu.tr

⁴Arş. Gör., Çukurova Üniversitesi, ahmetdemir@cu.edu.tr

1. GİRİŞ

Zeminler, çeşitli minerallerden oluşan ana kayaların dış etkiler altında ayrışması, bozuşması ve ortaya çıkan parçacıkların taşınarak değişik çevre koşulları altında çökmesi, sıkışması ve çimentolaşması sonucu meydana gelmektedir (Özaydın, 1997). Zeminler sürekli bir katı ortam değil, doğada tabakalar, katmanlar halinde bulunabilen, danelerden oluşan ve bu daneler arasında hava ve/veya suyun bulunduğu ortamlardır. Ayrıca, zemin-su etkileşimi ve zeminde su hareketi değişkenlik arz edebilmektedir. Dolayısıyla zeminlerin katı, sıvı, gaz gibi üç değişik fazda bileşenlerden meydana gelmeleri nedeniyle, diğer inşaat mühendisliği malzemelerine göre davranışının daha karmaşık olduğu bilinmektedir. Genel olarak zeminler heterojen, süreksiz ve anizotropik malzemeler olup yük altında elasto-plastik davranış gösterirler (Moor, 1990). Ayrıca zemin davranışı yüklenme ve drenaj koşullarına, jeolojik tarihçesine ve zamana bağlı olarak değişiklikler gösterebilmektedir (Atkinson, 1993). Dolayısıyla, zeminlerin mühendislik davranışlarını net olarak tayin edebilmek oldukça zordur. Geoteknik mühendisliğinde, farklı rijitliklere sahip tabakalı zemin davranışının gerçeğe daha yakın bir şekilde modellenmesi tasarım açısından oldukça önemlidir. Tabakalı zemin probleminin sayısal olarak modellenmesi ve buna bağlı olarak yapılacak ön tasarım, uygulayıcılara zaman ve maliyet açısından önemli avantajlar sağlayacaktır.

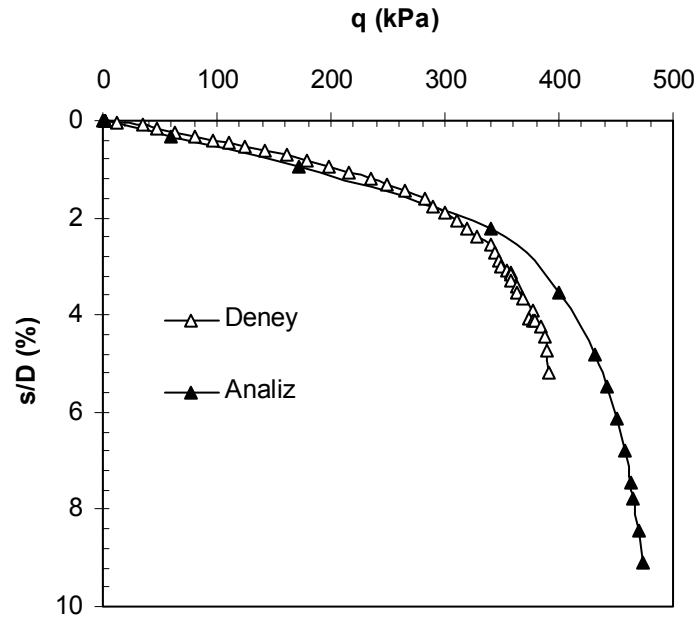
Son yıllarda, bilgisayar teknolojisindeki gelişmelere paralel olarak geoteknik mühendisliğinde sayısal çözümlerin önemi artmıştır. Sayısal analizlerde sonlu elemanlar yönteminin genellikle çok yaygın şekilde kullanıldığı görülmektedir (Potts ve Zdravkovic, 2001, Laman vd. 2007). Sonlu elemanlar yöntemi, sayısal çözüm yöntemlerinden en etkin ve sistematik olanıdır. Yöntemin sistematikliği ve her türlü yapıya aynı işlemlerle uygulanması en önemli avantajlarındanıdır. İşlem hacminin büyümesi dezavantaj olarak görünse de bu olumsuzluk günümüzde sürekli gelişen bilgisayarlar yardımı ile aşılmaktadır. Bu çalışmada kullanılan PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis) (Brinkgreve, 2002), geoteknik mühendisliğindeki deformasyon ve stabilite problemlerinin sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilebilmesi için tasarlanmış bir bilgisayar programıdır. İlk olarak 1987 yılında Hollanda Delfth Teknik Üniversitesi tarafından yumuşak zemin üzerindeki nehir dolgularının sonlu elemanlar yöntemi ile kolay bir şekilde analiz edilebilmesi için tasarlanmıştır. Program daha sonra, geoteknik mühendisliğinin diğer uygulama alanlarını da kapsayacak şekilde genişletilmiştir. Program karmaşık bir yapı arz eden geoteknik uygulamaların analizi için önemli özelliklerle donatılmıştır. Programda Lineer Elastik modelin dışında, zeminlerin lineer olmayan gerilme-deformasyon davranışını dikkate alan ve farklı zemin tipleri geliştirilmiş zemin modelleri bulunmaktadır (Yıldız, 2002).

Lineer-elastik zemin modelinde, zemin davranışının Hooke yasasına uyduğu ve zeminin ise izotropik lineer elastik bir malzeme olduğu kabul edilir. PLAXIS bilgisayar programında zemin ile ilgili Young modülü (E) ve Poisson oranı (ν) değerleri giriş parametreleri olarak kullanılır. Mohr Coulomb (MC) modelinde ise, zemin davranışı elasto-tam plastik kabul edilmektedir. Bu model için 5 parametreye ihtiyaç vardır. Bunlar; Young modülü (E), Poisson oranı (ν), kohezyon (c), sürtünme açısı (ϕ) ve dilatasyon açısı (ψ)'dir. Ayrıca modelde, doğru bir K_0 seçilerek zemindeki başlangıç yatay gerilme durumu oluşturulabilir. Zemin rijitliği için kullanılan E parametresi, tüm zemin tabakaları için sabittir. Fakat programda istenirse, E parametresi derinlik boyunca arttırılabilir. Mohr Coulomb modelinde gerilme seviyesi kohezyon (c), sürtünme açısı (ϕ) ve dilatasyon açısı (ψ) ile sınırlandırılmıştır (Laman vd. 2007).

Bu çalışmada, farklı rijitliklere sahip tabakalı zeminlerin taşıma gücü ve oturma davranışları sayısal olarak irdelenmiştir. Çalışmada, sonlu elemanlar yöntemine dayanan iki boyutlu PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis) bilgisayar yazılımı kullanılarak 60cm çapında dairesel rijit temel ve zemin ortamı modellenmiştir. Bu amaçla ilk olarak, arazi ortamında yapılan deneyler modellenerek sayısal model ve programın geçerliliği ispatlanmıştır (Laman vd. 2009). Sayısal model ve programın geçerliliğinin ispatlanmasının ardından, bu çalışmada yapılan analizlerde zemin ortamı, altta sabit rijitlikte bir kil zemin, üstte ise farklı rijitliklere sahip granüler stabilize dolgu zemin olarak tasarlanmıştır. Daha sonra granüler stabilize dolgu zemin arasına farklı sayı ve rijitlikte geogrid donatı yerleştirilerek sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Sayısal analizlerde zemin davranışını modellemek amacıyla, Mohr-Coulomb zemin modeli kullanılmıştır.

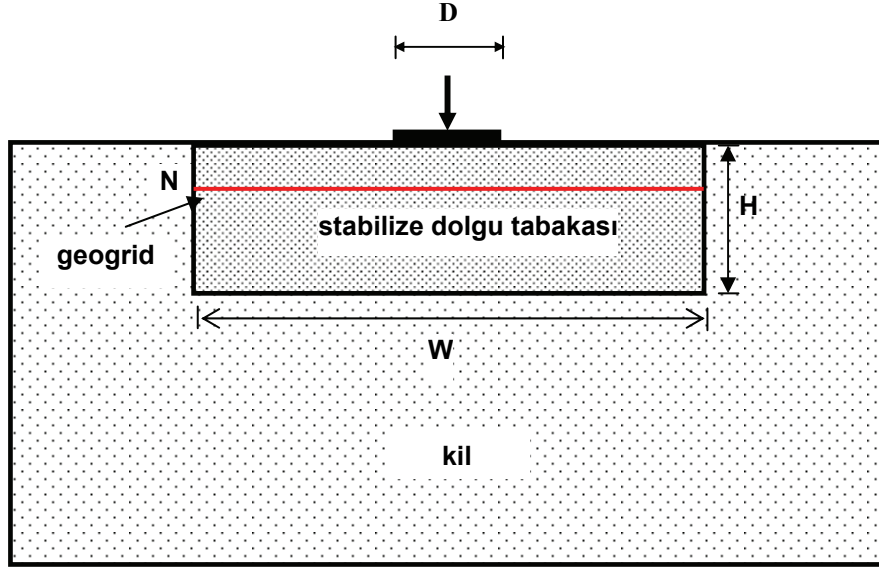
2. SAYISAL ANALİZ

Sayısal analizlere başlamadan önce, kullanılacak model ve programın güvenilirliğini test etmek amacıyla Laman vd. 2009'da yer alan ve arazi ortamında yapılan deneyler sayısal olarak modellenmiştir. Şekil 1'de, tipik olarak kil durumunda yapılan karşılaştırma sonucu verilmektedir. Burada 60cm temel kullanılarak yapılan deney ve sayısal analize ait yük-oturma eğrisi verilmiştir. Deney-sayısal analiz sonuçlarının birbiri ile uyumlu olduğunun görülmesinin ardından bu çalışma kapsamında yer alan parametrik çalışmalara geçilmiştir. Sayısal analizlerde kullanılan kil, stabilize dolgu ve geogrid donatıya ait parametreler, deneyler sonucunda elde edilmiştir (Laman vd. 2009; Yıldırım, 2009).



Şekil 1. Sayısal Model ve Programın Uyumluluğunun Araştırılması

Sayısal analizlerde kullanılan problemin geometrisi, Şekil 2'de verilmiştir. Analizler eksenel simetrik koşullarda (axisymmetry) yapılmıştır. Şekilde, D temel çapını, H stabilize dolgu tabaka kalınlığını, W stabilize dolgu tabakasının genişliğini ve N ise, donatı sayısını temsil etmektedir.



Şekil 2. Problemin Geometrisi

Programda sayısal model oluşturulurken problem 2 boyutlu ve eksenel simetrik koşullarda, dairesel temel plakası ise, rijit ve pürüzlü olarak modellenmiştir. Analizlerde zemin ortamı için 15 düğümlü üçgen elemanlar kullanılmış ve sonuçlar üzerinde sonlu elemanlar ağ etkisi araştırılarak ortalama 150 zemin elemanından oluşan sonlu elemanlar ağı kullanılmıştır. İki boyutlu sayısal analizlerde kullanılan kil zemine ve stabilize dolgu tabakasına ait parametreler sırasıyla Tablo 1 ve Tablo 2’de yer almaktadır.

Tablo 1. Kil Zemine Ait Model Parametreleri

Mohr Coulomb Modeli			
Doğal birim hacim ağırlığı	γ_n	kN/m ³	16
Doygun birim hacim ağırlığı	γ_d	kN/m ³	16
Üç eksenli yükleme rijitliği	E_{ref}	kN/m ²	8500
Poisson Oranı	ν	-	0,35
Kohezyon	c	kN/m ²	40
Kayma mukavemet açısı	ϕ	(°)	0
Dilatasyon açısı	ψ	(°)	0

Tablo 2. Stabilize Dolgu Tabakasına Ait Model Parametreleri

Mohr Coulomb Modeli			
Doğal birim hacim ağırlığı	γ_n	kN/m ³	20
Doygun birim hacim ağırlığı	γ_d	kN/m ³	20
Poisson Oranı	ν	-	0,30
Kohezyon	c	kN/m ²	1
Kayma mukavemet açısı	ϕ	(°)	43
Dilatasyon açısı	ψ	(°)	13

Sayısal analizler, kil zemin üzerinde farklı genişliklere sahip stabilize dolgunun (Seri I); farklı kalınlıklara sahip stabilize dolgu tabakasının (Seri II), farklı rijitliklere sahip stabilize dolgu tabakasının (Seri III) ve farklı sayıdaki geogrid donatının (Seri IV) oturma karakteristikleri üzerindeki etkilerinin araştırıldığı dört farklı seride gerçekleştirilmiştir. Dört farklı seride ve toplamda 45 adet yapılan sayısal analizlerin her bir grubunda kullanılan sabit ve değişken parametrelerin dökümü Tablo 3’de verilmektedir.

Tablo 3. Analiz Serileri

Sayısal Analiz Serisi	E2 (kPa)	I _R	H / D	W/D	N
Seri I	8500	10; 50	0.50	1; 2; 3; 4; 5	-
Seri II	8500	1; 10; 50; 100; 150	0.17; 0.33; 0.50; 0.67; 1.00; 1.50; 2.00	3	-
Seri III	8500	1; 10; 50; 100; 150	0.50	3	-
Seri IV	8500	10; 50	0.50	3	1; 2; 3

Kil zeminde stabilize dolgu ve donatılı dolgu ilavesinin oturma üzerinde meydana getirdiği iyileşmelerin derecelerini belirlemek amacıyla “Oturma Oranı (SR)” ve “Oturma Azalması Oranı (PRS)” (Mandal ve Sah, 1992) tanımlanmıştır. Yapılan sayısal analizlerden elde edilen grafiklerde oturma karakteristikleri yorumlanırken bu eşitlikler kullanılmıştır:

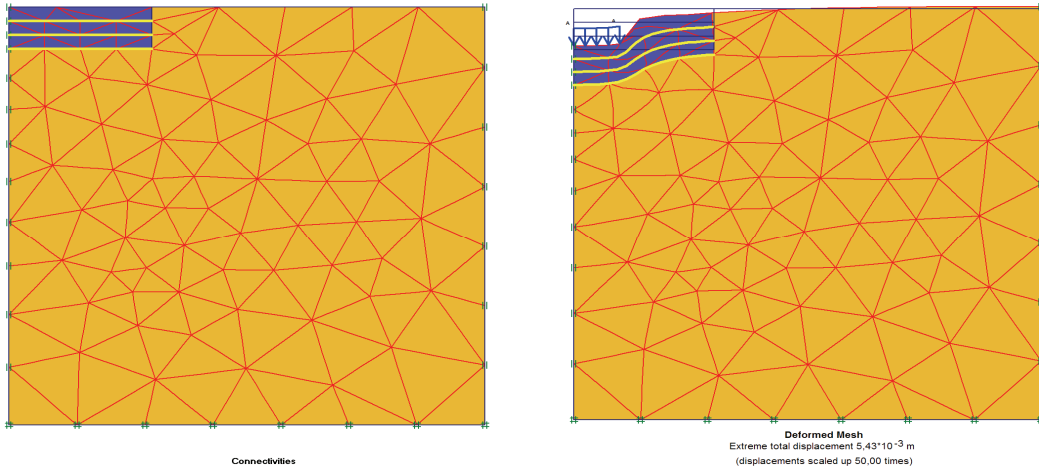
$$SR = \frac{S}{D} \quad PRS = \frac{S_0 - S_R}{S_0} = 1 - \frac{S_R}{S_0} \quad (1)$$

burada, S oturma ve D temel çapını ifade ederken, S₀ ve S_R ise sırasıyla, kil durumunda ve dolgu veya donatılı dolgu durumunda elde edilen oturma değerleridir. PRS değerleri belli bir gerilme değerine karşılık gelen oturma değerleri esas alınarak hesaplanmıştır.

Sayısal analizlerde farklı rijitliklere sahip kil zemin, stabilize dolgu ve geogrid donatı arasındaki rijitlik ilişkileri “Rijitlik Oranı (I_R)” ile tanımlanmıştır. Yapılan analizlerden elde edilen grafiklerde oturma karakteristikleri yorumlanırken bu eşitlikler kullanılmıştır:

$$I_R = \frac{E_2}{E_1} \quad (2)$$

burada, I_R rijitlik oranını, E₁ kil zemine ait rijitlik değerini, E₂ ise, stabilize dolgu tabakası veya geogrid donatı katkılı stabilize dolgu tabakası ile güçlendirilen kil zemine ait rijitlik değerini ifade etmektedir. Rijitlik değerlerinin oturmaya olan etkisi PRS ile açıklanmıştır. İki boyutlu sayısal analizlerde oluşturulan sonlu elemanlar ağı ve analiz sonrası meydana gelen deformasyon ve kayma gerilmelerin tipik görüntüleri Şekil 3’te verilmiştir.



a) Sonlu Elemanlar Ağı

b) Deformasyon Dağılımı

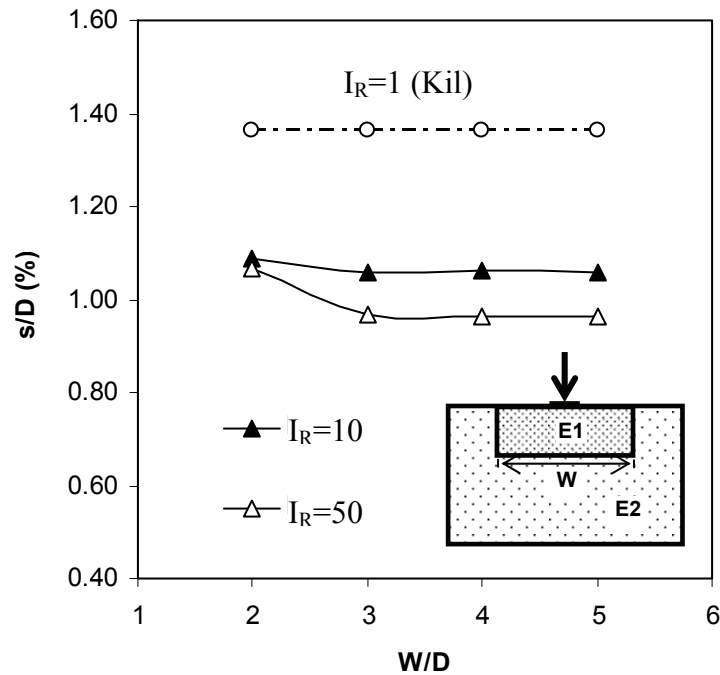
Şekil 3. Sayısal Analizlerde Oluşan Sonlu Elemanlar Ağı ve Analiz Sonrası Oluşan Deformasyon Dağılımı

3. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI

Bu çalışmada ilk olarak, stabilize dolgu tabakası genişliğinin oturma davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır (Seri I). Bu amaçla, farklı rijitlik oranlarında ($I_R=10$ ve 50) ve farklı stabilize dolgu tabakası genişliklerinde ($W=2D$, $3D$, $4D$ ve $5D$) sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde stabilize dolgu kalınlığı H , temel çapına bağlı olarak $0.5D$ alınmıştır. Şekil 4'te yer alan grafik incelendiğinde, stabilize dolgu tabakası genişliği (W) arttıkça, oturma miktarlarının (s), azaldığı görülmektedir. Stabilize dolgu tabakası genişliğinin $W>3D$ olması durumunda oturma miktarı sabit hale gelmektedir. Aynı zamanda, iki zemin tabakası arasındaki rijitlik oranı arttıkça, yani stabilize dolgu tabakasının rijitliği ($E1$) kil zeminin rijitliğine ($E2$) göre arttıkça oturma miktarları azalma eğilimine girmektedir. Rijitlik oranının ($I_R=10$) olduğu durumda, $W=3D$ 'de 6.35mm , $W=5D$ 'de ise 6.35mm olarak elde edilmiştir. $I_R=1$ durumunda (doğal kil) oturma değeri ise, 8.19mm olarak elde edilmiştir. Bu durumda, Oturma Oranı Azalması (PRS) değeri %30'a kadar çıkmaktadır.

Burada temel tarafından aktarılan yük, olarak ilk stabilize dolgu tabakası tarafından karşılanmakta ve sonra kil zemine iletilmektedir. Stabilize dolgu tabakası burada rijit bir taban gibi davranmakta ve gerilmenin büyük bir kısmını karşılayarak gerilmeyi daha derin tabakalara ve yanal olarak daha geniş alanlara dağıtmaktadır. Bu durum da, kil zemin tabakasına daha az yoğunlukta gerilme iletilmesini sağlamaktadır. Stabilize dolgu tabakası ilavesiyle gerilmenin sönmülenmesi kil zeminde daha derinde meydana gelmektedir. Stabilize dolgu tabakasının kil zemine göre rijitliği ve stabilize dolgu tabakasının genişliği arttıkça, dolgu tabakası tarafından karşılanan yük miktarı da artmakta, bu durumun sonucunda da stabilize dolgu-kil zemin sisteminin oturması daha da azalmaktadır.

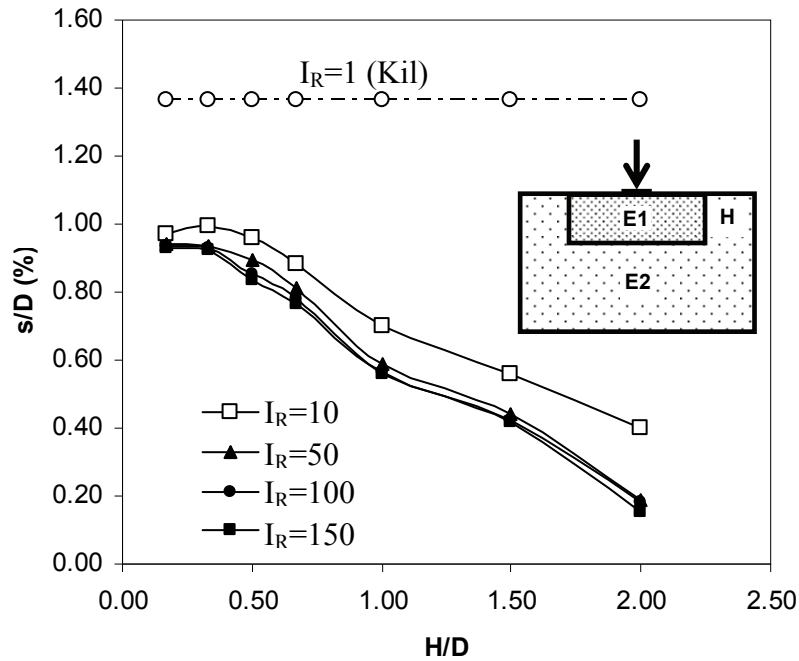
Bu çalışmada yer alan tüm analizlerde kil zeminin rijitlik değeri 8500kN/m^2 olarak sabit alınmış, PRS değerleri Eşitlik 2 ile hesaplanmış ve 200kN/m^2 'lik taban basıncına karşılık gelen oturma değerleri kullanılmıştır.



Şekil 4. Rijitlik Oranı ile Stabilize Dolgu Tabakası Genişliği İlişkisi

Seri II analizlerinde, stabilize dolgu tabakası kalınlığının oturma davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla, farklı rijitlik oranlarında ($I_R=10, 50, 100$ ve 150) ve farklı stabilize dolgu tabakası kalınlıklarında ($H=0.17D, 0.33D, 0.50D, 0.67D, 1.00D, 1.50D$ ve $2.00D$) sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde stabilize dolgu tabakasının genişliği W , temel çapına bağlı olarak $3D$ alınmıştır. Şekil 5'te yer alan grafik incelendiğinde, stabilize dolgu tabakası kalınlığı (H) arttıkça, oturma miktarlarının (s), azaldığı görülmektedir. Aynı zamanda, iki zemin tabakası arasındaki rijitlik oranı arttıkça, yani stabilize dolgu tabakasının rijitliği ($E1$) kil zeminin rijitliğine ($E2$) göre arttıkça oturma miktarları azalma eğilimine girmektedir. Rijitlik oranının $I_R>50$ olduğu durumda oturma davranışları benzer eğilimler göstermektedir. $I_R=50$ olduğu durumda, oturma değerleri $H=1.0D$ 'de 3.52mm , $H=2D$ 'de ise 1.14mm olarak elde edilmiştir. Bu durumda, sabit bir rijitlik oranında ($I_R=50$) ve sabit genişlikteki ($W=3D$) bir stabilize dolgu tabakasında, kalınlığın $1.0D$ ve $2.0D$ kat olması halinde Oturma Oranı Azalması (PRS) değerleri sırasıyla, %60 ve %85'e kadar çıkmaktadır.

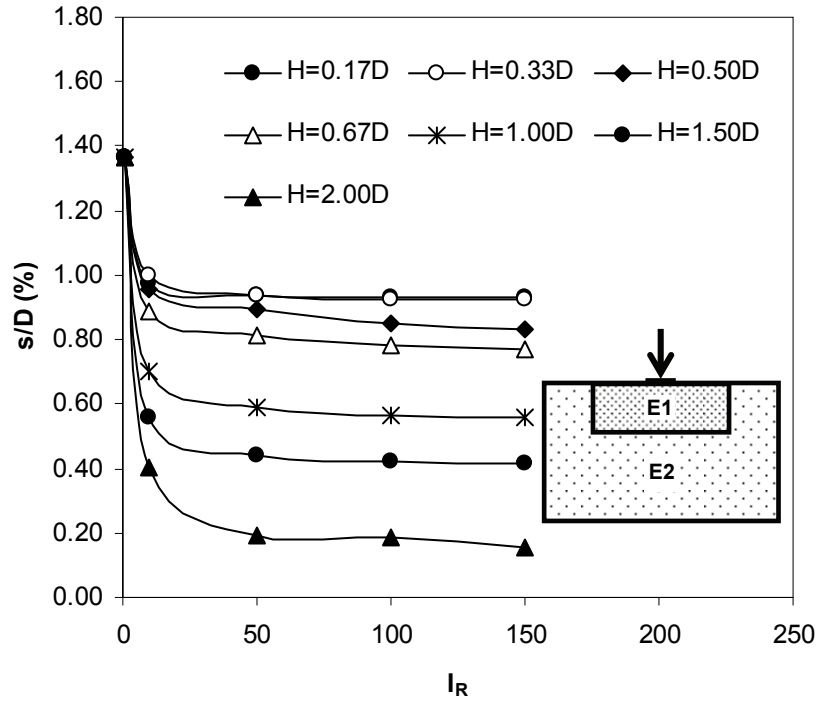
Stabilize dolgu tabakası burada da rijit taban etkisi göstermekte ve gerilmenin büyük bir kısmını karşılayarak daha derin tabakalara ve yanal olarak daha geniş alanlara dağıtmaktadır. Stabilize dolgu tabakasının kil zemine göre rijitliği ve stabilize dolgu tabakasının kalınlığı arttıkça, dolgu tabakası tarafından karşılanan yük miktarı artmakta, bu durumun sonucunda da stabilize dolgu-kil zemin sisteminin oturması azalmaktadır.



Şekil 5. Rijitlik Oranı ile Stabilize Dolgu Tabakası Kalınlığı İlişkisi

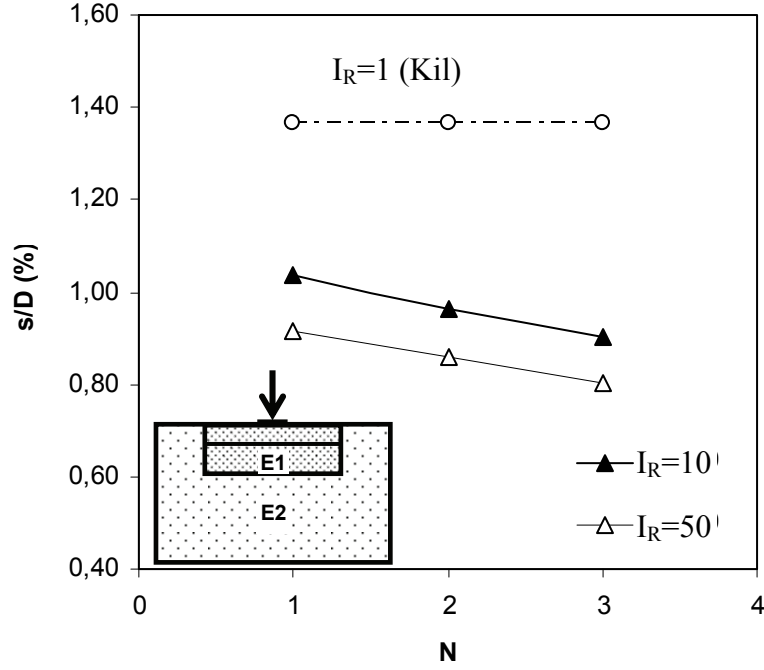
Seri III analizlerinde, rijitlik oranının oturma davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla, farklı rijitlik oranlarında ($I_R=10, 50, 100$ ve 150) ve farklı stabilize dolgu tabakası kalınlıklarında ($H=0.17D, 0.33D, 0.50D, 0.67D, 1.00D, 1.50D$ ve $2.00D$) sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde, stabilize dolgu tabakasının genişliği, temel çapına bağlı olarak $3D$ alınmıştır. Şekil 6'da yer alan grafik incelendiğinde, rijitlik oranının $I_R>50$ olduğu durumda oturma oranlarındaki değişimin aynı kaldığı görülmektedir. Aynı zamanda, stabilize dolgu tabakası kalınlığı arttıkça, oturma miktarları azalma eğilimine

girmektedir. $I_R=50$ ve $I_R=100$ için oturma miktarları (s) sırasıyla, $H=2.00D$ durumunda 1.14mm ve 1.10mm olarak elde edilmiştir. Bu durumda Oturma Oranı Azalması (PRS) değeri ortalama %87 olmuştur.



Şekil 6. Rijitlik Oranı ile Oturma Oranı İlişkisi

Seri IV analizlerinde, donatı sayısının oturma davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla, farklı rijitlik oranlarında ($I_R=10$ ve 50) ve farklı donatı sayılarında ($N=1, 2$ ve 3) sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde, stabilize dolgu tabakasının genişliği, $W=3D$ kalınlığı ise, $H=0.50D$ alınmıştır. Şekil 7’de yer alan grafik incelendiğinde, donatı sayısı arttıkça, oturma miktarlarının azaldığı görülmektedir. $I_R=10$ ve $I_R=50$ için oturma miktarları (s) sırasıyla, $N=3$ durumunda 5.42mm ve 4.83mm olarak elde edilmiştir. Bu durumda Oturma Oranı Azalması (PRS) değerleri sırasıyla, %40 ve %46 olarak elde edilmiştir.



Şekil 7. Donatı Sayısı ile Oturma Oranı İlişkisi

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, farklı rijitliklere sahip tabakalı zeminlerin oturma davranışları sayısal olarak irdelenmiş ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Stabilize dolgu tabakası genişliği (W) arttıkça, oturma miktarı (s), azalmaktadır. Stabilize dolgu tabakası genişliğinin $W > 3D$ olması durumunda oturma miktarı sabit hale gelmektedir.
- İki zemin tabakası arasındaki rijitlik oranı arttıkça, yani stabilize dolgu tabakasının rijitliği (E1) kil zeminin rijitliğine (E2) göre arttıkça oturma miktarları azalma eğilimine girmektedir. Rijitlik oranının ($I_R=10$) olduğu durumda, Oturma Oranı Azalması (PRS) değeri %30'a kadar çıkmaktadır. Rijitlik oranının $I_R > 50$ olduğu durumda oturma miktarı değişmemektedir.
- Stabilize dolgu tabakası kalınlığı (H) arttıkça, oturma miktarı (s), azalmaktadır. Sabit bir rijitlik oranında ($I_R=50$) ve sabit genişlikteki ($W=3D$) bir stabilize dolgu tabakasında, kalınlığın 1.0D ve 2.0D kat olması halinde PRS değerleri sırasıyla, %60 ve %85'e kadar çıkmaktadır.
- Donatı sayısı arttıkça, oturma miktarı azalmaktadır. $I_R=10$ ve $I_R=50$ için PRS değerleri sırasıyla, %40 ve %46 olarak elde edilmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma; TÜBİTAK tarafından desteklenen "Yumuşak Kil Zeminlerin Geogrid Donatı ile Güçlendirilmesi" başlıklı ve 106M496 no'lu Araştırma Projesi kapsamında yürütülmüştür. Yazarlar desteklerinden dolayı TÜBİTAK'a teşekkürlerini bir borç bilirlir.

KAYNAKLAR

- Atkinson, J., (1993), "An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations" McGraw Hill Book Comp.
- Brinkgreve, R.B.J., (2002), "Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, 2D Version 8.6".
- Laman, M., Yıldız, A., Örnek, M. ve Demir, A., (2007), "Zeminlerin Mekanik Davranışının Modellenmesi", 15. Ulusal Mekanik Kongresi, Isparta.
- Laman, M., Yıldız, A., Örnek, M. ve Demir, A., (2009). "Yumuşak Kil Zeminlerin Geogrid Donatı İle Güçlendirilmesi", TÜBİTAK Bilimsel Araştırma Projesi, No:106M496, Ankara, 528s.
- Mandal, J.N. and Sah, H.S., (1992), "Bearing Capacity Tests on Geogrid-Reinforced Clay", Geotextiles and Geomembranes, 11(3), 327-333.
- Moor, D., (1990), "Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics", Cambridge University Press.
- Özaydın, K., (1997), "Zemin Mekaniği" Birsen Yayınevi, İstanbul.
- Potts, D.M. and Zdravkovic, L., (2001), "Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering Application" Thomas Telford Publishing.
- Yıldırım, D., (2009)., "Geogrid Donatılı Stabilize Dolgu Tabakası ile Kil Zeminlerin İyileştirilmesi", Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 159s.
- Yıldız, A., (2002), "Donatılı Kum Zeminlere Oturan Yüzeysel Temellerin Analizi" Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 213s.

TEKRARLI ŞİŞME BÜZÜLMENİN ZEMİN-SU KARAKTERİSTİK DAVRANIŞINA ETKİSİ

EFFECT OF CYCLIC SWELL- SHRINK ON SOIL-WATER CHARACTERISTIC BEHAVIOUR

Huriye BILSEL¹

ABSTRACT

This paper presents the effect of wetting-drying on the hydraulic properties of swelling clays. Hydraulic properties include the soil water characteristic curve (SWCC) and the hydraulic conductivity. The micro and the macro structures undergo significant changes influencing the hydraulic properties, as well as volume change. For a more reliable design of compacted barriers, soil covers or highway embankments, which are unsaturated throughout a long period and subjected to only short periods of showers, effect of the climatic changes on the hydraulic properties must be studied. In this study, the effect of only three cycles of wetting and drying on the hydraulic properties is investigated. van Genuchten's model, with variable m and n values, provided the best fit for the desorption data obtained for samples subjected to different number of wetting-drying cycles. van Genuchten-Mualem model was used to predict the hydraulic conductivity function.

Keywords: *Unsaturated soils, cyclic wetting-drying, soil-water characteristic curve.*

ÖZET

Bu bildiri tekrarlı ıslanıp kurumanın şişen killerin hidrolik özellikleri üzerindeki etkisini incelemektedir. Hidrolik özellikler zemin-su muhtevası eğrisi ve hidrolik iletkenliği içerir. Sıkıştırılmış zemin nünunelerinin (suya doymun olmayan) mikro ve makro strüktürlerindeki değışimler zeminin hidrolik özelliklerini de etkiler. İklimsel faktörler sıkıştırılmış kalkerli ve tuz miktarı yüksek olan zeminlerin kimyasal ve fiziksel değışimler nedeniyle tanecikler arasındaki bağların çözölüp zayıflamasına neden olur. Dolayısıyla, tekrarlı ıslanıp kuruma ince taneli zeminlerin yapısal değışime uğramalarına neden olur. Bu çalışmada sadece üç kez ıslatılıp kurutulan nünunelerin hidrolik özellikleri irdelenmektedir. van Genuchten bağıntısı en uygun model olarak tekrarlı kurumalarda zemin-su karakteristik eğrisine uygulanmıştır. Ayrıca van Genuchten model parametreleri kullanılarak kuruma esnasındaki emme basıncı ile değışen hidrolik iletkenlik fonksiyonu da elde edilmiştir.

Anahtar kelimeler: *Doymun olmayan zeminler, tekrarlı ıslanıp-kuruma, zemin-su karakteristik eğrisi.*

¹ Yrd.Doç.Dr., Doğu Akdeniz Üniversitesi, huriye.bilsel@emu.edu.tr

1. GİRİŞ

Şişen-büzülen zeminlerde, şişme potansiyelini önemli ölçüde etkileyen etkenlerden birisi şişme-büzülme olayının tekrar sayısıdır. Birçok araştırmacı tekrarlı ıslanıp-kuruyan numunelerde her tekrarda şişme potansiyelinin azaldığını gözlemlemiştir (Ring, 1966; Chu ve Mou, 1973; Hanafy, 1991; Al Hamoud vd., 1995). Obermeir (1973), Bell (1978), Popescu (1980), Osipov vd., (1987) ve Day (1994) ise yaptıkları çalışmalarda tekrarlı şişmenin şişme potansiyelini artırdığı gibi tamamen zıt bir sonuca varmışlardır.

Bu gözlemden yola çıkılarak, tekrarlı şişmenin şişme potansiyeline etkisini araştırmak amacıyla, Balalan bölgesinden alınan ve Kıbrıs'ta yerel halk arasında Konnos olarak bilinen, şişme potansiyeli çok yüksek kalkerli kil kullanılmıştır. Sıkıştırılmış kalkerli ve çözünebilir tuz miktarı yüksek olan bu kilin tekrarlı suya doymun hale getirilip rötne limiti altında su muhtevasına kadar kurutulunca, yapısal değişime uğrayıp şişme potansiyelinde artış tesbit edilmiştir.

Zemin yapısının tekrarlı şişme büzülme ile değişmesi hidrolik özelliklerin de değişmesi demektir. Bu araştırma programında her ıslanma prosedüründen sonra kurumaya bırakılan numunelerin belirli aralıklarla emme basınçları ölçülerek zemin-su karakteristik eğrileri elde edilmiştir. SWCC verilerine van Genuchten (1980) modeli uygulanmış ve Mualem (1956) ile de hidrolik kondaktivite tahminleri yapılmıştır.

2. DOYGUN OLMAYAN ZEMİNLERİN HİDROLİK ÖZELLİKLERİ

Hidrolik özellikler zemin-su muhtevası eğrisi (SWCC) ve hidrolik iletkenlik fonksiyonundan oluşur. SWCC hacimsel veya gravimetrik su muhtevası ile emme basıncı arasındaki ilişkidir ve doymun olmayan zeminlerin hidrolik iletkenlik, kayma direnci ve sıkışabilirliğini etkiler. Dolayısıyla doymun olmayan zeminlerin davranışlarını anlayabilmek için önce emme basıncı kavramını iyice anlayıp gerek laboratuvar, gerekse arazideki ölçümlerin güvenilir olması için yöntemler geliştirmek gerekir.

2.1 Emme Basıncı

Doymun olmayan zeminlerde emme basıncı boşluk suyunu boşluklarda tutabilmek için gerekli gerilmenin ifadesidir. Bu da Denklem 1' de verilen matrik ($u_a - u_w$) ve ozmotik veya eriyik (π) emme basınçlarından oluşan toplam emme basıncıdır.

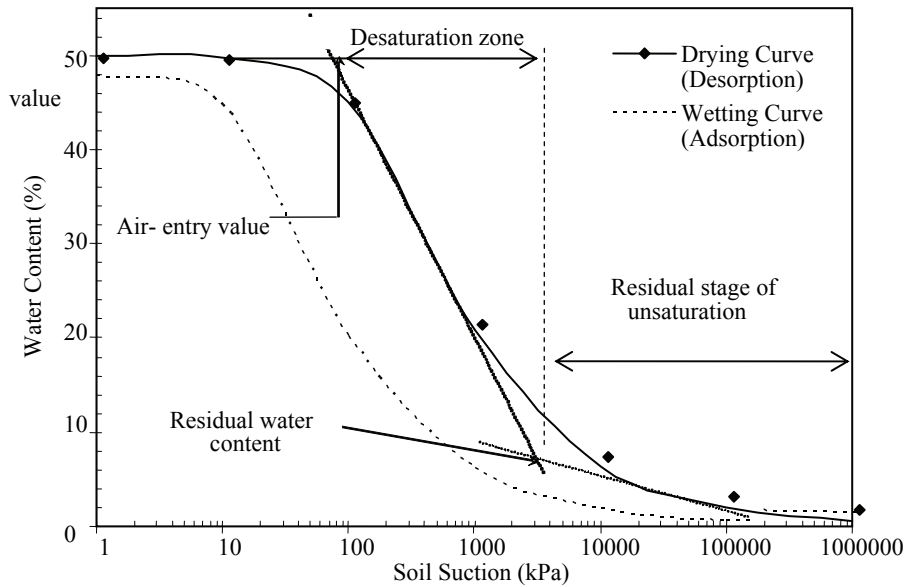
$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (1)$$

Matrik emme basıncı kapilarite artı zemin tanelerinin yüzey çekim kuvvetlerinin etkisiyle oluşur, ve boşluk ve tane dağılımına bağlıdır. Ozmotik emme basıncı ise boşluk suyundaki tuz konsantrasyonunun değişiminden kaynaklanır ve genelde su muhtevasından bağımsızdır. Dolayısıyla toplam emme basıncındaki değişimler genelde matrik emme basıncından kaynaklandığından çoğunlukla bu iki terim birbirinin yerine kullanılır (McDougall, 1997). Fredlund ve Xing (1994)' e göre ise 1500 kPa'dan yüksek emme basınçlarında toplam emme basıncı matrik emme basıncına eşittir.

Emme basıncı doymun olmayan zeminlerin davranışlarına hakim bir parametredir, ve önemi doymun zeminlerdeki boşluk suyu basıncının önemine eşdeğerdir. Ancak emme basıncı ölçüm yöntemleri, çok uzun zaman aldıkları için, geoteknik mühendisliğinde rutin laboratuvar teknikleri arasında henüz yerlerini almamıştır. Emme basıncı ve temel zemin özellikleri ile yeterli korelasyonların olmadığı inancı da buna bir etkindir.

2.2. Zemin-su Karakteristik Eğrisi (SWCC)

Zemin-su karakteristik eğrisi, su muhtevası ile emme basıncı (matrik veya toplam) arasındaki ilişkidir. SWCC tüm emme basıncı değerleri için (0- 1 000 000 kPa) logaritmik aksiste, Şelik 1'deki gibi çizilir. Kuruma ayağı (desorption) takip edilirse emme basıncı arttıkça su muhtevası azalır. İslanma ayağında (adsorption) ise emme basıncı azalırken su muhtevası artar. Kuruma ve ıslanma eğrileri arasında bir histeresis vardır. Histeresise neden olarak boşlukların geometrik olarak benzeşmemesi, boşluk suyu ve havası arasındaki temas açısı, hapsolmuş hava kabarcıkları, ve zeminin şişme-büzülme davranışı gösterilebilir. Doymun olmayan zeminlerle ilgili çalışmalar, SWCC'yi tek bir bağıntı ile ifade etmek amacıyla sadece kuruma ayağını baz almıştır. Eğrinin birinci kırılma noktasına denk gelen emme basıncı, hava giriş değeri (air-entry value, AEV) olarak bilinir. Bu değer, havanın önce en büyük boşluklara girmeye başladığı ve zeminin kurumaya başladığı emme basıncı olarak bilinir (Fredlund ve Rahardjo,1993; Rahardjo ve Leong, 1997).



Şelik 1. Zemin-su muhtevası eğrisinin (SWCC) tanımlanması.

2.3 Zemin-su Karakteristik Eğrisi Modelleri

Doymun olmayan zeminlerin davranışı birçok araştırmacı tarafından matematiksel modellerle ifade edilmiştir. Bu modeller, özel bilgisayar yazılımları ile akışkanların vadoz bölgesindeki hareketini simüle etmeye yarar. Yine bu gibi yazılımlar vasıtasıyla farklı zeminlerin hidrolik özelliklerini karşılaştırmak, yeterli data olmadığı durumlarda SWCC'nin tümünü elde etmek ve doymun olmayan zeminlerin hidrolik iletkenlik, difüzyivite, kayma direnci ile sıkışabilirlik gibi özelliklerini de önceden tahmin etmek için

kullanılırlar. Bu modellerin literatürde en sık uygulananları Tablo 1’de verilmiştir. Özellikle van Genuchten (1980) ve Fredlund and Xing (1994) modellerinin, yazarın tecrübesine de dayandırılarak, geniş spektrumlu zeminlerde çok iyi sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir.

Tablo 1. Zemin-su muhtevası (SWCC) denklemleri.

	Equation	Soil Parameter
van Genuchten (1980)	$w = \frac{w_s}{\left(1 + \left(\frac{\Psi}{a_{vg}}\right)^{n_{vg}}\right)^{m_{vg}}}$	a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}
Fredlund and Xing (1994)	$w = C(\Psi) \frac{w_s}{\left(\ln\left(e + \left(\frac{\Psi}{a_f}\right)^{n_f}\right)\right)^{m_f}}$	$a_f, n_f, m_f, C(\Psi)$

2.4 Doygun Olmayan Zeminlerde Hidrolik İletkenlik

Dünyanın birçok bölgesinde zirai ve endüstriyel faaliyetler arttıkça yer yüzeyindeki faaliyetlerden en çok etkilenecek olan vadoz bölgesinde ve atık depolama sistemlerinin tasarımı için kimyasal akışın izlenmesi ve modellenmesi gereği de artmıştır. Bu sistemlerin performansını etkileyen en önemli unsur hidrolik iletkenliktir (Ross ve Smettem, 1993; Benson ve Trast, 1995; Benson ve Gribb, 1997).

Doygun olmayan zeminlerde hidrolik iletkenliğin doğrudan bulunabilmesi uzun zaman alan pahalı ve zor deneyler gerektirdiğinden çok sayıda empirik yaklaşımlar önerilmiştir. Bu yaklaşımlar SWCC’den elde edilen bağıl hidrolik iletkenlik ($K_r = K_\psi/K_s$) fonksiyonlarını içerir (Meerdink vd., 1996; Tinjum vd., 1997). Hidrolik iletkenlik fonksiyonu, bağıl hidrolik iletkenlik ve hacimsel su muhtevası, θ , veya emme basıncı, ψ , arasındaki ilişkidir. Dolayısıyla suya doymuş haldeki hidrolik iletkenlik, K_s ve SWCC kullanılarak kolaylıkla elde edilebilir (Ng ve Pang, 2000). Denklem 2’deki Mualem (1986)’nın statistiki bağıl hidrolik iletkenlik fonksiyonu doymuş olmayan zeminlerle ilgili yayınlarda sıkça kullanılan modellerdendir.

$$K_r(\psi) = \frac{\left\{1 - (\alpha\psi)^{n-1} \left[1 + (\alpha\psi)^n\right]^{-m}\right\}^2}{\left[1 + (\alpha\psi)^n\right]^{m/2}} \quad (2)$$

K_r = Bağıl hidrolik iletkenlik

Ψ = emme basıncı

α , m , n = model parametreleri

3.MALZEME VE METODLAR

Balalan bölgesinden alınan şişen zemin nünunelerinin likit limit değeri %76, plastisite indisi ise %52, kil oranı ise %50 olarak tesbit edilmiştir. Şişme potansiyeli çok yüksek olan nünuneler, SWCC’nin elde edilebilmesi için optimum su muhtevasında standard

sıkıştırma enerjisinde sıkıştırılmış 75 mm çapında en az sekiz zemin numunesi önce Şekil 2 (a)'da tek eksenli şişme aparatlarında suya doygun hale getirilmiştir. Arazide sıkıştırılmış zeminler genelde yer yüzeyinde olduklarından ortalama 7 kPa basınç altında oldukları varsayımı ile, laboratuvarında da ıslatma-kurutma bu sabit basınç altında yapılmıştır.

Kurumaları için beklemeye alınan numunelerin (Şekil 2 (b)) belirli zaman aralıklarında ağırlıkları ve boyutları (hacim tesbiti için) ölçülmüştür. Sıkışabilirlik katsayılarını bulmak ve hidrolik iletkenlik fonksiyonunu elde etmek için gerekli olan büzülme eğrileri (boşluk oranı-su muhtevası ilişkisi) çizilir. Belirli zaman aralıklarında büzülme ölçümleri alınan numunelere aşağıda anlatılacak olan filtre kağıdı emme basıncı yöntemi uygulanmıştır.

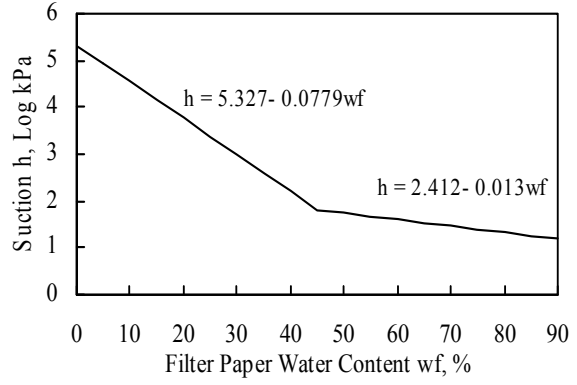
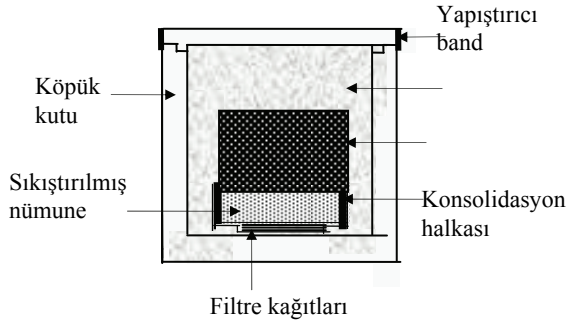


Şekil 2. (a) Tek eksenli şişme aparatlarında emme basıncı ölçümü için numunelerin suya doygun hale getirilmesi, (b) doygun numunelerin 7 kPa altında oda ısısında kurumaları için beklemeye alınması.

3.1 Filtre Kağıdı Yöntemi

En fazla kullanılan emme basıncı ölçüm yöntemi olan filtre kağıdı yöntemi sıkıştırılmış zeminlerin zemin-su karakteristik eğrisini elde etmek için yazar tarafından modifiye edilmiştir. Bu yöntemle 1500 kPa'dan yüksek emme basıncı ölçülebilmektedir. Ayrıca kolay ve ucuz bir yöntemdir.

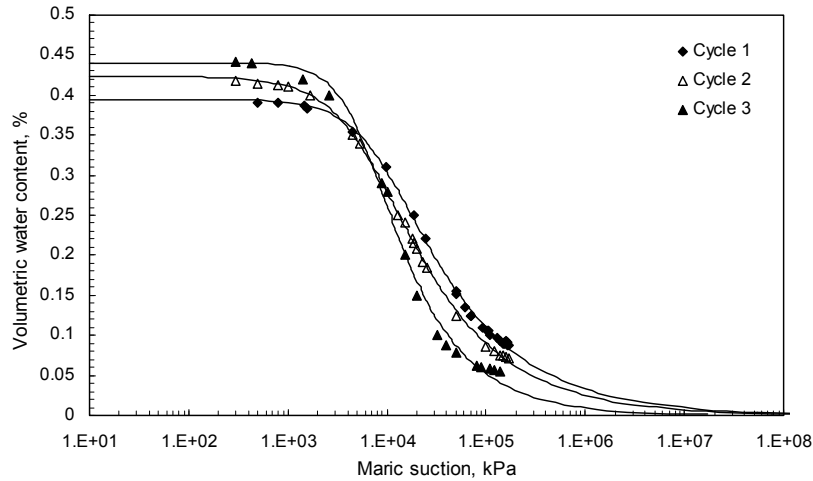
Doygun hale getirilen numuneler, 7 kPa basınç altında bekletilerek istenilen ısıda veya oda sıcaklığında kururken belirli zaman aralıklarında ağırlık ve hacim ölçümleri alındıktan sonra, 5.5 cm Whatman No. 42 filtre kağıdı ile sıkı temasda, üzerinde 7 kPa yük de olduğu halde Şekil 3 (a)'te kesit halinde görülen hava geçirmez köpük kutularda sıkıca paketlenir. Farklı zamanlarda paketlenen kutular ısı kontrollü ($22^{\circ} \pm 1^{\circ}\text{C}$) ortamda bekletilir. Her numunenin paketlenme zamanından, nem denge zamanı olan 7-10 gün sonra numunenin su muhtevası ve hacmi ile filtre kağıdının su muhtevası (w_f) bulunur. Filtre kağıdının su muhtevasını bulmak için 0.0001 g hassasiyette elektronik terazi kullanılır. Filtre kağıdı su muhtevaları Şekil 3 (b)'teki kalibrasyon eğrisi kullanılarak matrik emme basıncına çevrilir. Filtre kağıdının emme basıncı ile aynı ortamda bekletilen zeminin emme basıncının aynı olduğu kabul edilir. Zemin su muhtevası-matrik emme basıncı ilişkisi gravimetrik (w) veya hacimsel su muhtevası (θ) kullanılarak çizilip literatürdeki bir model de uygulanırsa doygun olmayan zeminin hidrolik özellikleri tesbit edilmiş olur. Filtre kağıdı yöntemi farklı uygulandığında (zeminle temas etmeyecek şekilde) toplam emme basıncını da ölçmek mümkündür.



Şekil 3. (a) Filtre kağıdı matris emme-basıncı ölçüm düzeni, (b) Filtre kağıdı kalibrasyon eğrisi.

4. DENEYSEL BULGULAR

Zemin yapısının tekrarlı şişme büzülme ile değişmesi hidrolik özelliklerin de değişmesine neden olur. Bu araştırma programında her ıslanma prosedüründen sonra kurumaya bırakılan numunelerin belirli aralıklarla emme basınçları ölçülerek Şekil 4’de görülen zemin-su karakteristik eğrileri elde edilmiştir. SWCC verilerine van Genuchten (1980) modeli uygulanmış ve Mualem (1956) ile de hidrolik iletkenlik fonksiyonu elde edilmiştir (Şekil 5). Şekil 4’te her kurumada zemin-su karakteristik eğrilerinin eğimlerinin arttığı gözlemlenebildiği gibi, Tablo 3’teki λ parametresinin artışı da bunu göstermektedir. Eğimin artışı kurumanın daha süratli gerçekleştiğini gösterir. Ayrıca, doymun haldeki hacimsel su muhtevasının (θ_s) artışı ise, kabaca eşit olduğu porositenin de arttığını gösterir (Assouline et al. 1997). Bu da ıslanma-kurumada artan çatlaklarla açıklanabilir. Artan çatlaklar (macropores) Tablo 3’ten de anlaşılacağı gibi hava giriş emme basıncının (AEV) düşmesinin de nedenidir.

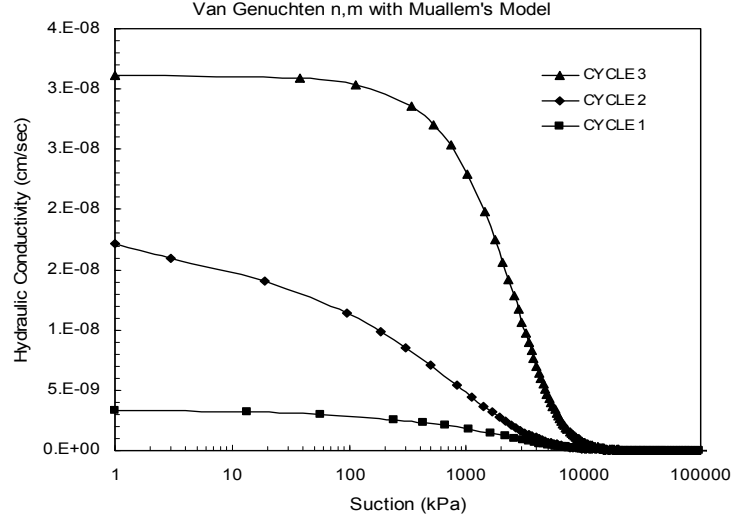


Şekil 4. Tekrarlı ıslanıp-kuruyan zeminin, her kurumadaki zemin-su karakteristik eğrisi.

Her kurumada artan büyük boşluklardan (macropores) ve havanın önce büyük boşluklara girmesinden kaynaklanan boşluk suyunun sürekliliğinde azalma, tekrarlar arttıkça daha hızlanır. Bu nedenle hidrolik iletkenliğin düşüş hızında da artış gözlemlenir. Şekil 5 incelendiğinde, kuruma tekrarlarında hidrolik iletkenliğin daha hızlı azaldığı da izlenebilir.

Tablo 1. Tablo 3. van Genuchten model parametreleri.

Cycle Number	m	n	α	ψ_a (kPa)	R ²
1	0.330	1,594	0.00011	9091	0.9986180
2	0.399	1.408	0.00015	6667	0.9995062
3	0.356	2.095	0.00018	5556	0.9931576



Şekil 5. Tekrarlı ıslanıp-kuruyan zeminin her kurumadaki hidrolik iletkenlik-emme basıncı ilişkisi.

5. SONUÇLAR

Suya Doygun Olmayan Zeminler Mekaniği prensipleri ile yapılan bu çalışmanın sonucunda, tekrarlı ıslanıp-kuruma ile, hava giriş emme basıncı (AEV) azalırken hacimsel su muhtevasının emme basıncına oranının tekrarlı kurumalarda arttığı ve bunun da makro boşlukların (çatlakların) artması ve nümunenin parçalanmasıyla artan yüzey alanından kaynaklandığı izlenmiştir. Kuruma esnasında, matrik emme basıncı arttıkça, boşluk suyunun sürekliliğinin azalması ile, bağıl hidrolik iletkenlik de azalmıştır. Dolayısıyla, her tekrarda nümuneler daha süratli kurumaktadır.

KAYNAKLAR

- Al-Homoud, A.S., Basma, A.A., Malkawi, A.I.H., Al Bashabsheh, M.A., (1995), "Cyclic swelling behavior of clays", J. Geotech. Eng. ASCE. Vol. 121, 562-565.
- Assouline, S., Tavares-Filho, J., and Tessier, D., (1997), "Effect of compaction on soil physical and hydraulic properties: Experimental results and modeling", Soil Science Society of America Journal, Vol 61, 390-398.
- Bell, F.G. (1978), Foundation Engineering in Difficult Ground. London: Newnes-Butterworth.
- Benson, C., H., and Trast, J., M. (1995), "Hydraulic conductivity of thirteen compacted clays. The Clay Minerals Society", Vol. 43, No.6, 669-681.

- Benson, C.H., and Gribb, M.M. (1997), "Measuring Unsaturated Hydraulic Conductivity in the Laboratory and Field", *Unsaturated Soil Engineering practice: Geotechnical Special Publication No. 68*, edited by Houston, S.L. and Fredlund, D.G., Geo Institute, ASCE, Utah.
- Bilsel, H., and E.R. Tuncer. (1999), "Cyclic swell-shrink of structured soils in a semi-arid climate", *Proceedings of the 52nd Candian Geotechnical Conference*. October 25-27, 1999, Regina, Saskatchewan. pp. 3-6.
- Chu T.Y., and Mou, C.H. (1973), "Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests", *Proceedings of 3rd International Conference on Expansive Soils*, Haifa, Israel, pp. 177-185.
- Day R.W., "Swell-shrink behavior of compacted clay" (1994), *J. Geotech. Eng. ASCE*. Vol. 120, 618-623.
- Fredlund, D.G., and Rahardjo, H. (1993), *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley and Sons, Inc.
- Fredlund, D.G., and Xing, A. (1994), "Equations for the soil-water characteristic curve". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 31, 521-532.
- Hanafy E.A.D.E. (1991), "Swelling/shrinkage characteristic curve of dessicated expansive clays". *Geotech. Testing J. GTJODJ*. Vol 14, 206-211.
- McDougall, J.R. (1997), "Fundamentals of Unsaturated Flow", *Proceedings of the Conference Unsaturated Soils Theory into Practice*, Napier University, Edinburgh.
- Meerdink, J.S., Benson, C.H. and Khire, M.V. (1996), "Unsaturated hydraulic conductivity of two compacted barrier soils", *J. Geotech. Eng.* Vol 122, 565-576, 1996.
- Mualem, Y. (1986), "Hydraulic conductivity of unsaturated soils: prediction and formulas, *Methods of Soil Analysis*", second edition, Part 1, Physical and mineralogical methods, edited by A. Klute. Madison, Wisconsin: American Society of Agronomy, Inc., pp. 799-823.
- Ng, C.W.W., and Pang, Y.W. (2000), "Influence of Stress State on Soil-Water Characteristic and Slope Stability", *J. Geotech. and Geoenv. Eng.*, Vol 126, 157-166.
- Obermeier S.F. (1973), "Evaluation of laboratory techniques for measurement of swell potential of clays and shales". *Proceedings of Workshop on Expansive Clays and Shales*, Denver, Colorado, pp. 214-217.
- Osipov V.I. Bik, N.N., Rumjantseva. N.A. (1987), *Cyclic swelling of clays*, *Appl. Clay Sci.*, Vol. 2, 363-374.
- Popescu M. (1980), "Behavior of expansive soils with a crumb structure", *Proceedings of 4th International Conference on Expansive Soils*, Denver, Colorado, pp. 158-171.
- Ring W.E. (1966), "Shrink-swell Potential of Soils". *Highway Research Record no. 119*. Washington: National Academy of Sciences Research Council.
- Ross, P.J., and Smettem, K.R.J. (1993), "Describing soil hydraulic properties with sums of simple equations", *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 57, No. 1, 26-29.
- Tinjum, J.M., Benson, C.H., and Blotz, L.R.(1997), "Soil-water characteristic curves for compacted clays", *J. Geotech. and Geoenv. Eng.*, Vol 123, 1060-1069.
- van Genuchten, M.Th.(1980), "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils", *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898.

BİR DEMİR ÇELİK TESİSİNİN TEMELLERİ ALTINDA ZEMİN İYİLEŞTİRME YAPILMASI

SOIL IMPROVEMENT UNDER FOUNDATIONS OF A STEEL PLANT

Ahmet SAĞLAMER¹

Zeynep ASLAY²

ABSTRACT

In the iron and steel plant that is being constructed on coast of Dörtöy, Iskenderun at south of Turkey, the soil profile, mainly consisting of soft-medium stiff silty clay layer at the surface, medium dense to dense sandy gravel below and stiff silty clay layer at deep levels with a high groundwater level prevented the use of JET 1 method for soil improvement. So JET 2 with 10 bars air pressure has been used. For the buildings containing heavy equipments and cranes that have stresses over the allowable bearing capacity of the soil, were constructed on piled foundations. This paper intends to report soil investigations that have been conducted at the site, the soil profile and the soil improvement / deep foundation methods that are chosen. The settlement measurements on the foundations of the buildings after construction will also be explained.

Keywords: Soil Improvement, Jet Grouting, Deep Foundations, Bored Piles

ÖZET

Hatay'ın Dörtöy ilçesine 6km uzaklıkta bir Demir Çelik Tesisi inşa edilmektedir. Tesisin temelleri altındaki zemin genel olarak yüzeyde yumuşak-orta katı, derinlerde ise katı siltli kil tabakalarından oluşmaktadır. Siltli kil tabakalarının arasında yer yer orta sıkı-sıkı kumlu çakıl, çakıllı kum ara bantlarına rastlanmaktadır. Zemin profilindeki tabakaların mühendislik özellikleri, üst yapı yükleri uygulanacak zemin iyileştirme yönteminde büyük rol oynamıştır. Bu doğrultuda ilk etapta uygulanan Jet 1 yöntemi ile jet grout kolonları istenilen çapta oluşturulamamış ve Jet 2 yöntemine geçilmesi gerekmiştir. Göreceli olarak ağır binalarda da temeller kazıklı tekil ve radye temeller olarak boyutlandırılmıştır. Bu bildiride, sahada yapılan zemin araştırmaları, zemin profilindeki tabakaların mühendislik özellikleri ve bunlara bağlı olarak üst yapı yüklerine göre seçilen zemin iyileştirme yöntemleri ve derin temel sistemleri ve bunların uygulanması sırasında yaşanan zorluklar konu edilecektir. Ayrıca, uygulanan zemin iyileştirme yöntemleriyle ilgili kalite kontrol deneyleri de bildiride konu edilecektir.

Anahtar Kelime: Zemin İyileştirmesi, Jet Grout, Derin Temeller, Fore Kazıklar

¹ Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, asaglam@itu.edu.tr

² İnş. Y. Müh., ENAR Mühendislik, zaslay@enargeo.com

1. GİRİŞ

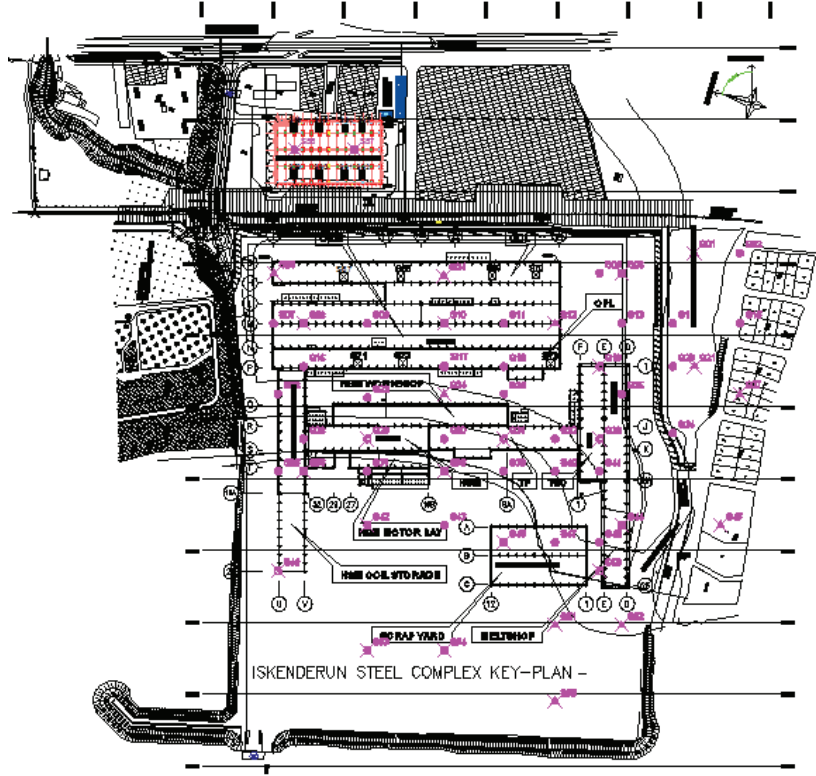
Hatay'ın Dörtyol ilçesine 6km uzaklıkta bir Demir Çelik Tesisi inşa edilmektedir. Demir Çelik Tesisinin toplam inşaat alanı 440 000 m² dir. Tesisin bünyesinde inşa edilen iskele de toplam 1 300 m uzunluğundadır. Tesis 4 ana bina (çelikhane, sıcak haddehane, soğuk haddehane, sac servis merkezi) ve hava ayırıştırma, nötralizasyon, oksijen tesisi, acil durum suyu deposu ve sus tesisleri gibi destek binalarından oluşmaktadır. Tesisin temelleri altındaki zemin genel olarak yüzeyde yumuşak-orta katı, derinlerde ise katı siltli kil tabakalarından oluşmaktadır. Siltli kil tabakalarının arasında yer yer orta sıkı-sıkı kumlu çakıl, çakıllı kum ara bantlarına rastlanmaktadır. Zemin profilindeki tabakaların mühendislik özellikleri, üst yapı yükleri ve önem katsayıları sahada uygulanacak zemin iyileştirme ve derin temel sistemlerinin seçiminde önemli rol oynamıştır. Bu bildiriye, sahada yapılan zemin araştırmaları, zemin profilindeki tabakaların mühendislik özellikleri ve bunlara bağlı olarak üst yapı yüklerine göre seçilen zemin iyileştirme yöntemleri ve derin temel sistemleri ve bunların uygulanması sırasında yaşanan zorluklar konu edilecektir. Ayrıca, uygulanan zemin iyileştirme yöntemleriyle ilgili kalite kontrol deneyleri ve temel inşaatları sonrasında yapılan oturma kontrolleri de bildiriye konu edilecektir.



Şekil 1. İnşaat Arazisi Genel Görünüş

2. ARAZİ İNCELEMELERİ VE ZEMİN PROFİLİ

Demir Çelik Tesisi binalarının temellerinin inşa edileceği zemin profilini ortaya çıkarabilmek ve bu zemin profilindeki tabakaların mühendislik özelliklerini belirleyebilmek amacıyla, söz konusu sahada, derinlikleri 20m ila 50m arasında değişen 81 adet zemin araştırma sondajı yapılmıştır (Şekil 2). Bu sondajlar sırasında her 1.50m'de bir Standart Penetrasyon Deneyleri (SPT) yapılmış ve sondajlar sırasında alınan örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Numuneler üzerinde yapılan deneyler sonucunda, zemin profili ve analizlerde kullanılmak üzere her bina için idealize zemin modelleri oluşturulmuştur.



Şekil 2. Sondaj Vaziyet Planı

2.1.Zemin Profili ve Analizlerde Kullanılan İdealize Zemin Modelleri

Sahadaki zemin profili, zemin üst kotuna ve derinliğe bağlı olarak, yer yer farklılıklar göstermektedir. Ancak, genel olarak, yüzeyde kalınlığı 8.00m ile 16.00m arasında değişen orta katı siltli kil tabakası, ardından orta sıkı, derinlikle sıkı yerleşmiş kum-çakıl tabakalarından oluşmaktadır. Kum-çakıl tabakalarını takiben sondajlar yeniden siltli kil tabakasına girmiştir. Bu kil tabakaları katı kıvamlıdır ve kıvamları derinlikle artmaktadır.

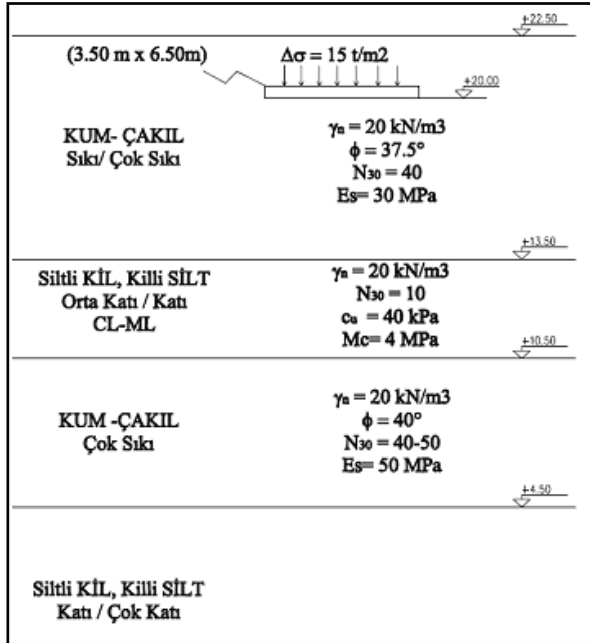
Sahada kabul edilen sıfır yüzey kotu +8.00m'dir. Yüzeydeki orta katı siltli kil tabakasının SPT değerleri N30=6-11 dolayında iken, kil tabakaları derinlikle daha katı kıvama gelmekte ve SPT değerleri N30=15-20 olmaktadır. Bunun yanı sıra, yapılan laboratuvar deneyleri sonucunda, siltli kil tabakalarının plastisite indisleri yüzeydeki tabakalarda $I_p=4-7$, derinlerde ise $I_p=8-17$ olarak belirlenmiş ve bu tabakalar, SC, CL VE CL-ML olarak uluslararası sisteme göre sınıflandırılmışlardır. Dolgu ve çakıllı kum tabakaları için SPT değerleri malzemenin iri daneli olması nedeniyle arazideki durumu tam olarak yansıtmamaktadır. Ancak yapılan laboratuvar deneyleri sonucunda, söz konusu siltli, killi kum-çakıl tabakaları SM, GM ve GC olarak sınıflandırılmıştır.

Sahadaki yeraltı suyu denizden ve kara tarafında da dağlardan beslenmektedir. Su seviyesi mevsimlere bağlı olarak 1.0m-2.0m değişirken genel olarak 2.00m (kara tarafında) ile 6.00m (deniz tarafında) derinliktedir.

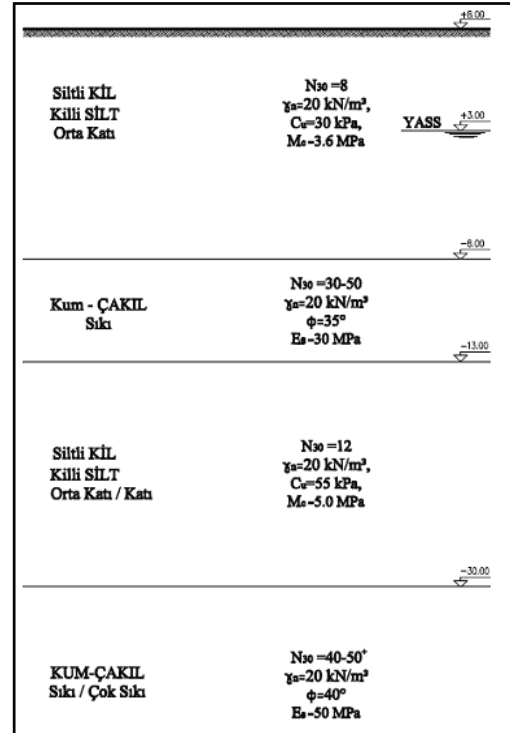
Tabakaların mühendislik özellikleri Tablo 1'de özetlenmiştir. Ayrıca, sahanın dağ tarafı ile denize yakın bölgelerinde karşılaşılan iki idealize zemin profili Şekil 3a ve Şekil 3b'de gösterilmiştir.

Tablo 1. Zemin Profilineki Zemin Tabakalarının Mühendislik Özellikleri

Mühendislik Özellikleri	Kum-Çakıl Dolgu	Siltli Kil-Killi Silt (I)	Kum-Çakıl (I)	Siltli Kil-Killi Silt (II)	Kum-Çakıl (II)	Siltli Kil-Killi Silt (III)
Doğal Su Muhtevası ($\gamma = \text{kN/m}^3$)	20	18	20	18	20	18
Ortalama SPT Değeri (N_{30})	30-50	6-11	30-R	12-20	R	>20
İçsel Sürtünme Açısı ($\phi = ^\circ$)	32.5-35	-	37.5-40	-	40-45	-
Drenajsız Kohezyon ($c_u = \text{kPa}$)	-	30-55	-	90	-	110
Deformasyon Modülü (E_s or $M_c = \text{MPa}$)	10-15	4	25	9	30	10
Düşey Yatak Katsayısı ($k_v = \text{kN/m}^3$)	50 000	10 000 - 20 000	50 000	70 000	60 000	70 000



Şekil 3a. Zemin Modeli I (Dağ tarafı)



Şekil 3b. Zemin Modeli II (Deniz tarafı)

3.BİNALARIN STATİK VE MİMARİ ÖZELLİKLERİ

MMK-Atakaş tarafında inşa ettirilmekte olan Demir Çelik Tesisi Toplamda 4 ana binadan ve bu binalara servis verecek olan nötralizasyon binası, hava ayrıştırma ve oksijen binası, elektrik şalt sahası, acil durum suyu deposu ve açık ve kapalı devre su binaları gibi destek binalarından oluşmaktadır. Söz konusu binalar çelik olarak tasarlanmıştır ve genel olarak ağır yapılardır. Binaların temel sistemleri tekil ve radye temel olarak ikiye ayrılırken, ekipman temelleri radye olarak tasarlanmıştır.

Soğuk Haddehane yapısı planda 146.0m x 402.0m alana oturmaktadır. Kolonlarının arası ise 12.0m'lik akslarla belirlenmiştir. Bina içerisinde çalışacak olan krenlerin taşıma kapasitesi 10ton ile 60ton arasında değişmektedir. Üst yapıdan ve ekipmanlardan temellerle aktarılan yükler 200-250kPa arasında değişmektedir.

Sıcak Haddehane binası soğuk haddehane binasına oranla göreceli olarak daha ağır bir yapıdır. Binanın plandaki boyutları, 33.0m x 276.0m'dir. Üst yapıdan ve makinelerden temellere aktarılan gerilmeler, 350kPa değerine ulaşmaktadır. Binadan geçen derin kanallar ve teknolojik gereksinimler nedeniyle, bina ve ekipman temellerinin derinlikleri 11.00m'ye ulaşmaktadır.

Çelikhane Binası tesisin en ağır yapısı olacaktır. Binadan zemine aktarılan gerilmeler 400-450kPa değerlerini bulmaktadır. Bina içerisinde çalışacak ağır krenlerin kapasitesi 300-500ton arasında değişmektedir. Bina kolonları arasındaki mesafe 33.0m ile 40.0m'dir. Temel derinlikleri tıpkı sıcak haddehanede olduğu gibi çelikhane binasında da 11.00-12.50m'lere inmektedir. Çelikhane binasının plandaki boyutları, 95.0m x 350.0m'dir.

Sahanın kuzeyinde ilk inşa edilen Sac Servis Merkezi, 84.00m x 167.50m boyutlarındadır. Üst yapıdan temellere gelen yükler 150-200kPa arasındadır. Sahadaki diğer destek binaları olan nötralizasyon, hava ayırıştırma, acil durum suyu deposu ve su yapıları göreceli olarak daha küçük yapılardır ve plandaki boyutları ise sırasıyla, 28.0m x 85.0m, 57.0m x 108.0m, 27.0m x 28.4m ve su yapıları için ortalama 50.0m x 100.0m'dir. Acil Durum Suyu Deposu tamamen betonarme inşa edilirken, diğer binalar çelik karkas üzerine inşa edilmektedir.

4.ZEMİN İYİLEŞTİRME VE DERİN TEMELLER

Yukarıda mühendislik özellikleri verilen yapılar ağır ekipman, makine ve yapısal elemanlara sahiptir. Binaların temelleri genel olarak yüzeydeki kalın, orta katı siltli kil tabakasına oturtulacaktır. Bu kil tabakasının kalınlığı 8.00m ila 16.00m arasında değişmektedir. Zemine aktarılan gerilmeler, 400-450kPa değerine ulaşırken temel derinlikleri de 4.00m-11.00m arasında değişmektedir. Sistemin en elverişsiz durumu için zeminin taşıma kapasitesi, $c_u=35-55kPa$ dreneajsız kohezyon değerine sahip siltli kil tabakası için aşağıdaki gibi hesaplandığında;

$$q_{ult} = 5.53 \cdot c_u + \gamma \cdot D_f = 5.53 \cdot 35 + 18 \cdot 4 = 265.55kPa \quad (1)$$

Güvenlik sayısı $F_s=3.0$ kabul edilirse, zeminin izin verilebilir taşıma kapasitesi;

$$q_{all} = 265.55 / 3 = 88.5kPa \quad (2)$$

olacaktır.

Bu durumda, temellerin taşıtılacağı siltli kil tabakasının izin verilebilir taşıma kapasitesinin bina ve makine temellerinde aktarılan gerilmeleri, yüzeysel temeller ile taşıyamayacakları aşıkardır. Sistemin yüzeysel temeller üzerine inşa edilmesi durumunda, temellerde toplam ve farklı oturumların olması kaçınılmaz olacaktır. Böyle bir oturma riski, sürekli çalışması gereken hassas makine temellerinde ve tüm çelik sistemi taşıyacak olan bina temellerinde kabul edilemez. Bu nedenle, bina ve ekipman temellerinin yüzeysel temeller yerine derin temeller olarak tasarlanması veya temeller altında zemin iyileştirilmesi yapılması mecburi olmuştur. Zemin profiline ve binalardan zemine aktarılan gerilmelere dayanarak, göreceli olarak hafif olan, soğuk haddehane, nötralizasyon, hava ayırıştırma binaları altında jet grout kolonları ile iyileştirme yapılırken, daha ağır yapılar olan çelikhane ve sıcak haddehane

binalarının temelleri altında fore kazıklar imal edilmiştir. Zemine oturan döşemeler ve çok hafif yapılar olan açık ve kapalı devre su tesisleri altında ise, siltli kil zemin 1.0m kazılarak 4 x 25cm'lik tabakalar halinde serilmek üzere, iyi derecelenmiş kırmataş tabakası ile zemin yer değiştirmesi yapılmıştır. Kırmataş tabakasının Proktor sıkılığının en az %95 olması sağlanmıştır.

4.1. Jet Grout Kolonları ve Fore Kazıklar için Taşıma Kapasitesi Analizleri

Zemin iyileştirme yönteminin tasarımı aşamasında, zeminin izin verilebilir taşıma kapasitesi ve üst yapı yükleri karşılaştırılmıştır. Zemin cinsi ve binanın yerleşimi göz önüne alındığında jet grout kolonları ile zemin iyileştirmesi yapılmasına karar verilmiştir. Jet Grout imalatının yapıldığı binalar, soğuk haddehane bina ve ekipman temelleri, sıcak haddehane binasının bazı ekipman temelleri, nötralizasyon binası bina temelleri, hava ayırıştırma binası, elektrik şalt sahası, hurda holü ve mamul stok holleri olarak sıralanabilir. Bunun yanında, ağır yüklere sahip sıcak haddehane derin bina ve ekipman temelleri, çelikhane bina ve makine temelleri ve acil durum suyu deposu fore kazıklara taşıtılmıştır. Sac servis binası, temelleri altında çok kalın ve sıkı bir kum-çakıl tabakası bulunması nedeniyle, yüzeysel temellere taşıtılmıştır.

Jet grout kolonlarının taşıma kapasitesi hesaplanırken yalnızca yanal sürtünme dikkate alınmış ve Q_s hesaplanmıştır. Jet grout kolonları $D=80\text{cm}$ çapında tasarlanmış ve boyları, binaların konumlarına ve o bölgedeki zemin profiline göre, her bir kolon 50-60ton taşıyacak şekilde seçilmiştir.

Fore kazıkların taşıma kapasitesi hesabında ise yanal sürtünmeye ilave olarak kazıkların taban basınçları da dikkate alınmıştır. Fore kazıkların çapları temellerden zemine aktarılan gerilmelere bağlı olarak, 80cm, 100cm ve 120cm arasında değişmektedir. Kazıkların ön tasarımda kabul edilen taşıma kapasiteleri ve boyları, çaplarına göre Tablo 2'de özetlenmiştir.

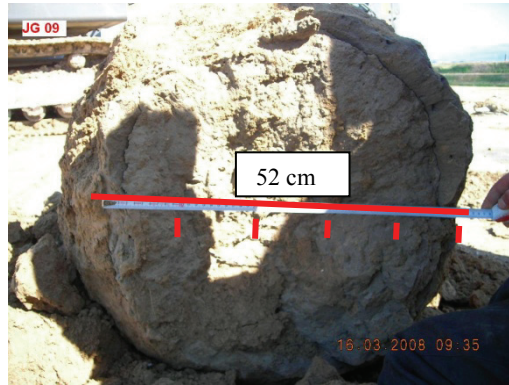
Tablo 2. Kazık Boy ve Çaplarına göre Tipik Taşıma Kapasiteleri

Kazık Çapı (cm)	Kazık Uzunluğu (m)	Kazık Taşıma Kapasitesi (ton)
80	20	120
	25	150
	28	170
	30	180
100	20	160
	25	200
	28	220
	30	240
	32	260
120	20	200
	25	240
	28	270
	30	290
	32	310

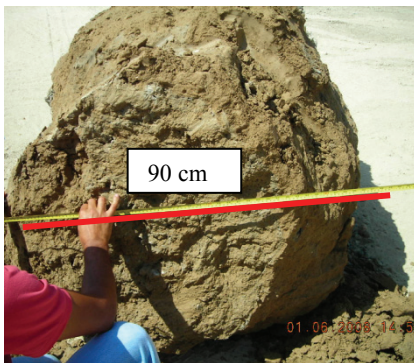
4.2. Kalite Kontrol Deneyleri

4.2.1. Jet Grout Test Kolonları ve İmalat Parametrelerinin Belirlenmesi

Sahada temeller altında zemin iyileştirmesi imalatlarına başlamadan önce, D=80cm çapındaki jet grout kolonlarının imalat parametrelerini belirleyebilmek amacı ile, her binanın altında 5'er adet 6.0m uzunluğunda test kolonu imal edilmiştir. Yapılan ilk test kolonları Jet 1 yöntemi kullanılarak imal edilmiştir. İlk inşa edilecek bina olan soğuk haddehane binasının alanında, imalattan 4 gün sonra etrafları açılan test kolonlarının 80cm'den daha küçük olduğu belirlenmiştir (Şekil 4). Basınç, çekme hızı ve dönme hızı gibi parametreler değiştirilerek yapılan ilave test kolonlarında da aynı sorun ile karşılaşmış ve sahadaki orta katı-katı kil tabakasında, Jet 1 yöntemi ile projesinde öngörülen kolon çapları elde edilememiştir. Jet grout kolonlarının çapları kumlu çakıl tabakalarında 100cm'ye ulaşırken, siltli kil tabakasında 50cm'den daha büyük çaplar elde etmek mümkün olmamıştır. Bu nedenle, jet grout yapım metodu Jet 2 olarak değiştirilmiş ve yeni parametrelerle yeni test kolonları imal edilmiştir. Test kolonlarının açılması sonucu kolon çaplarının, siltli kil tabakasında dahi, istenilen 80cm'yi aştığı hatta 100cm'ye kadar ulaştığı görülmüştür (Şekil 5). Jet grout kolonlarının imalatı için şu parametreler seçilmiştir: 3.0mm çaplı nozzle ile, 350 bar basınç, 80cm/dak. çekme hızı, 16rpm dönme hızı ve 10 bar hava basıncı.



Şekil 4. Jet 1 Yöntemi ile imal edilen Jet Grout Kolonu



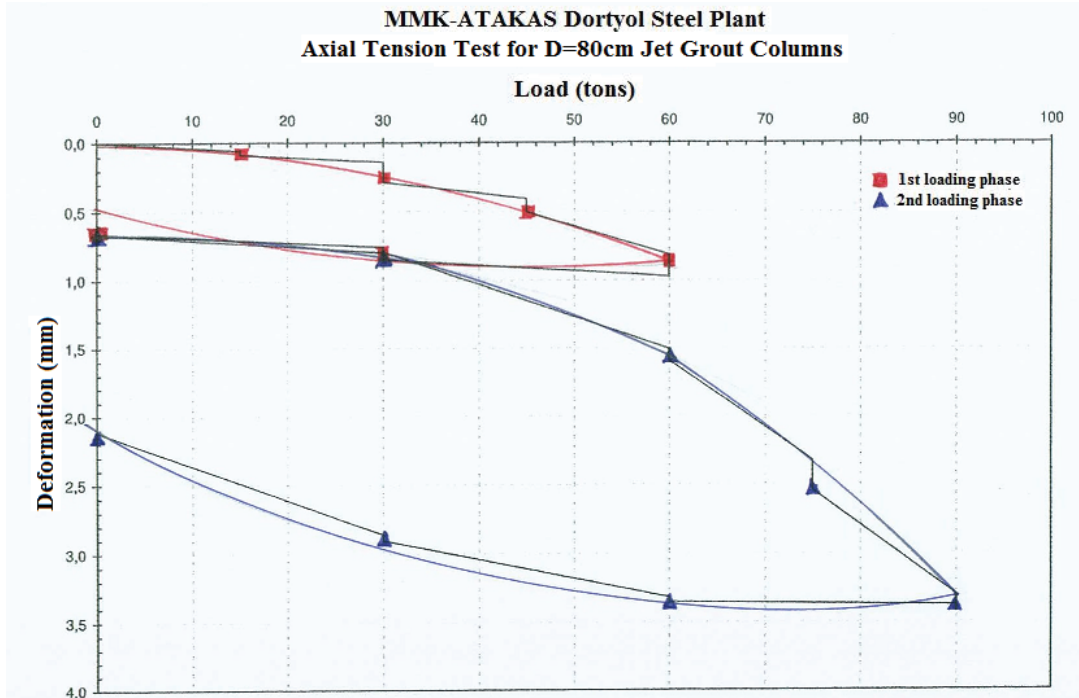
Şekil 5. Jet 2 Yöntemi ile imal edilen Jet Grout Kolonları

4.2.2. Jet Grout Kolonu Süreklilik Deneyleri

İmalat kalitesini belirleyebilmek ve jet grout kolonlarının çap ve uzunluklarını kontrol edebilmek amacı ile sahada şimdiye kadar toplam 300 adet Kolon Süreklilik Deneyleri yapılmıştır ve imalat ilerledikçe yapılmaya devam edilmektedir. Süreklilik deneylerinin sonuçları, Jet 1 yöntemi ile başta imal edilmiş olan kolonların istenilen çapta oluşmadığını, daha küçük çapta oluştuklarını doğrulamış, bunun yanında Jet 2 yöntemi ile imal edilen kolonların projede belirtilen çaplarında oluştuğunu göstermiştir. Projede istenilen çaptan daha küçük çapta oluşan kolonların yanlarına ilave jet grout kolonları imal edilmiştir.

4.2.3. Jet Grout Kolonları üzerinde Eksenel Çekme Deneyi

Yukarıdaki paragraflarda açıklandığı gibi, jet grout kolonları, görece olarak hafif binaların temeller altında zemin iyileştirmesi amacı ile imal edilmiştir. Jet grout kolonlarının taşıma kapasitelerinin kontrolü amacı ile, sahanın farklı alanlarında toplam 10 adet jet grout kolonu üzerinde eksenel çekme deneyleri yapılmıştır. Bu deneyler, ASTM D 3689 – 90 [4] uluslararası standardına uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Jet grout kolonları servis yüklerinin 1.5 katına, 90 tona test edilmiştir. Okumalar, her 5 dakikada bir, en az 20 dakika boyunca deformasyonlar 0.25mm/saat'in altında kalıncaya kadar, hassas okuma saatlerinden alınmıştır. Testlerin sonuçları göstermiştir ki, Jet 2 yöntemi ile imal edilen kolonlar, jet 1 yöntemi ile imal edilen kolonlardan daha çok yanıl sürtünme almakta ve daha az deformasyon yapmaktadırlar. Çekme deneylerinde kaydedilen maksimum total deformasyon 3.43mm ve maksimum plastik deformasyon 2.07mm'dir. Testler sırasında göçme olmamıştır.

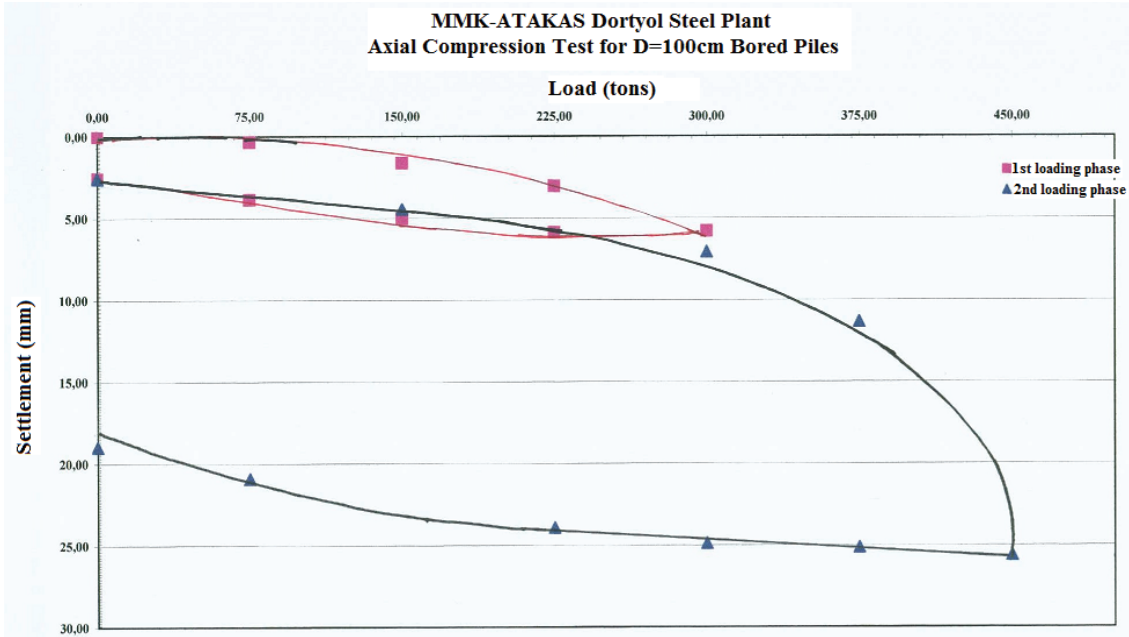


Şekil 6. D= 80cm Çapındaki Jet Grout Kolonları Eksenel Çekme Deneyi
Yük-Deformasyon Eğrisi [5]

4.2.4. Fore Kazıklar üzerinde Eksenel Basınç Deneyi

Sahada D=100cm çapında imal edilen bir test kazığı üzerinde Eksenel Basınç Deneyi yapılmıştır. Deney, ASTM D 1143 – 81 [6] standardına uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Okumalar, her biri 1/100mm hassaslığa sahip 4 adet okuma saatinden alınmıştır. Kazık sistem kazığı olmadığı için deney yükü, kazığın servis yükünün %200'ü olan 600 ton olarak belirlenmiştir. Deneyde CYCLIC LOADING yükleme prosedürü uygulanmış ve %25'lik kademelerle yükleme yapılmıştır. Servis yükünde 1 saat beklendikten sonra, yine %25'lik kademelerle boşaltma yapılmıştır. Tekrar yüklemede ise servis yüküne kadar %50, servis yükünden test yüküne kadar ise %25 yük kademeleri ile yükleme yapılmıştır.

Deney sırasında 450 ton yüke çıkıldığında okuma saatlerindeki değerler, söz konusu yük altında kazığın göçtüğünü göstermiştir. Kazığın servis yükündeki maksimum toplam deformasyonu 6.08mm iken, göçmenin olduğu 450 ton yükte bu değer 25.60mm değerine ulaşmıştır (Şekil 7). Fore kazıkta oluşan plastik deformasyon değeri 18.70mm'dir. Kazıkta göçme 450 tonda oluştuğuna göre, FS=2 güvenlik için kazığın servis yükü $Q_{ser}=225$ ton olarak kabul edilmiş ve tasarım bu doğrultuda revize edilmiştir.



Şekil 7. D=100cm Çaplı Fore Kazıkların Eksenel Yükleme Deneyi Yük-Oturma Eğrisi [7]

5.SONUÇLAR

Yapılan çalışmalardan görüleceği gibi, Demir Çelik Tesisi binalarının ve binalardaki makine temellerinin altlarında, göreceli olarak hafif ($\sigma=8\sim 15t/m^2$) olanlarda jet grout kolonları ile zemin iyileştirilmesi yapılmış ve daha ağır ($\sigma>15t/m^2$) ve derinde olanlarda ise fore kazıklı temeller inşa edilmiştir. Sahada uygulanacak jet grout yöntemine karar verirken zemin profilindeki zemin tabakalarının özellikleri belirleyici olmuştur. İmalat öncesinde yapılan test kolonları JET1 yöntemi ile istenilen çap ve kapasitede kolonların elde edilemeyeceğini göstermiş ve JET2 yöntemi ile jet grout imalatına geçilmesini mecbur kılmıştır. JET2 yöntemi ile imal edilen test kolonlarının kontrolleri sonucunda imalata bu yöntem ile devam edilmiştir. Benzer şekilde ağır temellerin altında imal

edilecek olan fore kazıklar için yapılan aksenal yükleme deneyi sonucuna bağlı olarak FS=1.8 güvenlik ile tasarım yükünü taşıdığı görülen D=120cm çaplı kazıkların tasarım imalat kapasiteleri ve yerleşim planları değiştirilerek projede revizyon yapılmıştır. Bina temelleri tamamlanmış olan binalarda oturma kolonları tesis edilmiş ve oturma gözlemleri yapılmıştır. Gözlem sonuçlarına göre, binalarda şu ana kadar ciddi boyutta bir oturma gözlenmemiştir. Özellikle bina temellerinin inşaatı ve bina çelik kolonlarının yerleştirilmesi biten Soğuk Haddehane ve Sıcak Haddehane yapılarında yapılan gözlemler tüm bina yükleri yüklenmiş olan yapılarda herhangi bir oturma kaydedilmemiştir.

KAYNAKLAR

- [1] ENAR Eng. Arch. February 2008. "Cold Mill Building Geotechnical Evaluation Report". Istanbul: ENAR Eng. Arch. and Cons. (in Turkish)
- [2] ENAR Eng. Arch. July 2008. "Melt Shop Building Geotechnical Evaluation Report". Istanbul: ENAR Eng. Arch. and Cons. (in Turkish)
- [3] ENAR Eng. Arch. October 2008. "Hot Mill Building Geotechnical Evaluation Report". Istanbul: ENAR Eng. Arch. and Cons. (in Turkish)
- [4] ASTM D 3689 – 90
- [5] ENAR Eng. Arch. September 2008. Evaluation Report about Axial Tension Test on Jet Grout Columns. Istanbul: ENAR Eng. Arch. and Cons. (in Turkish)
- [6] ASTM D 1143 – 81
- [7] ENAR Eng. Arch. February 2009. Evaluation Report about Axial Compression Test on Bored Piles. Istanbul: ENAR Eng. Arch. and Cons. (in Turkish)

YOL ALTYAPISINDA POLİMER KATKISI İLE ZEMİN STABİLİZASYONU

SOİL STABILİZATION USING POLYMER ADMIXTURE FOR ROAD FOUNDATIONS

Aydın KAVAK¹ Eric FARRELL² Ulaş DOĞAN³ İbrahim ÖZİŞİK⁴
Gamze BİLGİN⁵ Utkan MUTMAN⁶

ABSTRACT

The quality of materials used in road infrastructure and the grain size distribution of the materials used is very important for road construction works. In many projects, usually appropriate road materials cannot be found easily around the project area and this increases the cost of projects. If road infrastructure material found close to construction site does not satisfy the criteria for the material, this type of materials can be improved with suitable chemicals such as lime, cement and fly ash etc. These types of additives in general contribute more features for the developments of low-quality materials are used. In this study, polymer used in many areas of the world is used as an additive for improvement of a base material for road infrastructure. Working in the framework of routes divided road Keşan Uzunköprü 20th Km. Polymer has been implemented in 100-meter section. The plate loading tests and field CBR tests are conducted on both of the polymer improved base and natural base without additive and comparisons have been done. Base material is improved by 1% by weight dry polymer. In plate loading tests the maximum deformations decreases from 3.77 mm to 1.7 mm and permanent deformations decreases from 2.1 mm to 1 mm under very high stresses as much as 10 kg/cm². When sieve analysis results are examined, it is observed that polymer binds and agglomerates the finer particles in the material and the finer content in the material drops from 8% to 1% with polymer. These types of improvements will lead to use the unsuitable material as suitable in the road construction works.

Keywords : *Polymer, soil stabilization, plate loading test, road*

¹ Yard. Doç. Dr, Kocaeli Üniv. İnş. Müh. B., aydinkavak@yahoo.com

² Kimya Müh., Wacker Chemie AG USA, Eric.Ferrall@wacker.com

³ İnş. Müh., Geotek AŞ, eudogan@geotek.com.tr

⁴ Kim.Müh. Wacker Türkiye, Ibrahim.oezisik@wacker.com

⁵ İnş. Y. Müh. Zonguldak Karaelmas Üniv. Alaplı MYO, bilgamze@yahoo.com

⁶ Dr. İnş.Y. Müh., Kocaeli Üniv. İnş. Müh. B., utkanmutman@gmail.com

ÖZET

Yol altyapısında ve dolgularda kullanılan malzemelerin kalitesi ve dane dağılımı oldukça önemlidir. Projelerde imalata yakın bölgelerde uygun malzeme bulunamaması veya yüksek bedeller ödenmek zorunda kalınması bu tür inşaat çalışmalarında çok önemli gecikmelere veya maliyet artışlarına sebep olmaktadır. Yol altyapı çalışmalarında uygun olmayan zeminler kireç, çimento vb. çeşitli kimyasal katkılarla iyileştirilerek uygun hale getirilerek ekonomik olarak kullanılabilir. Bu çalışmada dünyada birçok alanda kullanılan bir kimyasal olan polimer kullanılarak yol altyapı temel malzemesi iyileştirilmiştir. Çalışma Karayollarının bölünmüş yol çalışmaları kapsamında bulunan Keşan Uzunköprü 20. Km. de 100 metrelik bir kısımda uygulanmıştır. Polimer ile

iyileştirilmiş zemin ve temel imalatı yapılmış zeminler üzerinde Plaka yükleme deneyleri ve arazi CBR deneyleri yapılarak karşılaştırmalar yapılmıştır. Çalışmada karayollarında temel malzeme kriterlerini sağlayan kırma taş bir malzeme ağırlıkça %1 oranında polimer ile iyileştirilmiştir. Arazide yapılan plaka yükleme deney uygulamalarında 10 kg/cm^2 gibi çok yüksek gerilmeler altında oluşan deformasyonlar polimer katkısı ile maksimum 3.77 mm'den 1.7 mm.'ye, 2.1 mm olan kalıcı deformasyonlarda ise 1 mm'ye kadar düşmektedir. Bu tür katkı malzemeleri genel olarak daha düşük kalitede malzemelerin özelliklerinin geliştirilmesi için kullanılmaktadır. Elek analizi dağılımı sonuçları incelendiğinde polimerlerin çok ince malzemeleri bağlayarak zemin yapısını daha daneli bir yapıya getirdiği gözlenmektedir. Çalışmada %8 olan ince oranı polimer uygulaması sonrasında %1 değerlerine düşmüştür. Bu değişim özellikle düşük kaliteli malzemelerin mukavemetlerin ve CBR değerlerinin artması yanında ince oranını azaltarak uygun olmayan dolgu malzemelerini yol altyapısında kullanılabilir duruma getirebilecektir.

Anahtar kelimeler: *Polimer, zemin stabilizasyonu, plaka yükleme deneyi, yol*

1.GİRİŞ

Yol altyapısında ve dolgularda kullanılan malzemelerin kalitesi ve dane dağılımı oldukça önemlidir. Projelerde kullanılacak yere yakın bölgelerde malzeme bulunamaması veya çok yüksek bedeller ödenmek zorunda kalınması bu tür inşaat işlemlerinde önemli gecikmelere veya maliyet artışlarına sebep olmaktadır. Bu tür durumlarda bazen düşük kaliteli malzemelerle çalışmak zorunda kalınmakta ve bu durum yolun kalitesini ve zaman içinde dayanıklılığını etkileyerek çok önemli kayıplara sebep olabilmektedir. Malzemelerin kalitesini arttırmak bu tür çalışmalarda önemli ekonomi ve kalite sağlayabilmektedir. Yol altyapısında zemin özellikleri göz önüne alınarak birçok kimyasal katkı kullanılmaktadır, bunlardan dünyada en yaygın olarak kullanılan kireç ve çimento ile yapılan iyileştirmeler sayılabilir. Bu çalışmada dünyada birçok alanda kullanılan bir kimyasal olan polimer kullanılarak zemin iyileştirilmiştir. Polimerler kısaca çok sayıda molekülün kimyasal bağlarla düzenli bir şekilde bağlanarak oluşturdukları yüksek molekül ağırlıklı bileşikler olarak tanımlanmaktadır. Polimerler "monomer" denilen bir araya gelmesi ile oluşmaktadır. Monomer adı verilen küçük moleküllerin ardarda dizilmesi ile oluşan makromoleküllerin üstün özellikleri sebebi ile kullanım alanları giderek yaygınlaşmaktadır. Polymerlerin gelişmesi ile birlikte günümüzde sayısız polimer türü geniş bir uygulama alanının da çeşitli amaçlar için kullanılmaktadır. İnşaat faaliyetlerinde de polimer kullanımı zaman içinde hızlı bir şekilde artmaktadır. İnşaat mühendisliğinde özellikle polimer lifli betonlarda, geotekstillerde ve geogridlerde de önemli oranlarda artmaktadır. Polimer kullanımının hemen hemen her branşta yoğun olarak kullanılmasına karşılık zeminle ilgili çalışmalarda polimerlerin direk katkı olarak kullanılması son derece sınırlıdır. Amerika ve Avrupa da bazı projelerde yerlerin yaz aylarında tozlaşması ve rahat çalışma sağlanabilmesi için sıvı olarak kullanılmaktadır (Surdahl vd. 2007). Literatürde Miller vd. (1998) de kaolin türü kil içeren bir agregada polimerin etkilerini incelemiştir. Bu çalışmada elek analizi sonucunda bazı boyutlarda zemin danelerinde büyümeler gözlenmiştir. Bu çalışmada da elek analizleri sonucunda polimerli zeminlerde bazı boyutlarda özellikle ince oranlarında artışlar gözlenmiştir. Liu vd. (2009) da yapmış oldukları çalışmada daneli bir zemini iki çeşit polimerle iyileştirerek zeminin stabilitesini arttırmışlardır. Sonuç olarak zemin malzemesinin geliştirilmesini çalışmalarında deneysel ve gözlemsel olarak göstermişlerdir. Inyang vd. (2007) bir bentonit kilinin şişme özelliklerinin geliştirilmesi için sulu polimer katkısı kullanmışlar ve polimerin etkili bir stabilizasyon katkısı olduğunu belirtmişlerdir.

Yol stabilizasyonunda polimerin katkı olarak kullanımı şu anda hemen hemen yoktur. Bu çalışmada bu amaç için üretilmiş bir polimer ile bu çalışma yapılmıştır. Çalışma Karayollarının bölünmüş yol çalışmaları kapsamında bulunan Keşan Uzunköprü 20. km. de 100 metrelik bir kısımda uygulanmıştır. Çalışmada Kavak (2007)'de kireç stabilizasyonunun arazide kullanımına yönelik metodolojiye benzer bir sistem kullanılmıştır. Polimer ile iyileştirilmiş zemin ve temel imalatı yapılmış zeminler üzerinde Plaka yükleme deneyleri ve arazi CBR deneyleri yapılarak karşılaştırmalar yapılmıştır. Çalışmada karayollarında temel malzeme kriterlerini rahatlıkla kırma taş bir malzeme polimer ile iyileştirilmiştir. Polimer ile iyileştirilerek yapılmış olan yolun üst kaplaması yapılmadığı ve yol yüzeyinin deney yapmaya uygun olması sebebiyle 6 ay sonra tekrar aynı deneyler yapılabilmiş ve ilk değerlerle karşılaştırılmıştır. İmalattan 6 ayın sonlarına doğru yol tam olarak trafik almamasına rağmen polimer kullanılmayan kısımlarda ciddi oturmalar ve yüzeyde bozulmalar sebebiyle bu kısımlar karayolları ekipleri tarafından kaldırılarak, su muhtevaları optimum su muhtevalarına getirilerek tekrar serilip sıkıştırılmışlardır. Bu kısımların ciddi anlamda bu ek çalışmayla düzelmesine karşılık polimerli kısımda hiçbir ilave sıkıştırma ve çalışma yapılmamasına rağmen mukavemetini koruduğu hatta arttırdığı gözükmektedir. Bu tür bir çalışmada yüksek kaliteli bir malzeme yol altyapısında kullanılmıştır bu malzeme için bir iyileştirmeye gerek olmadığı halde iyileştirilmesine rağmen diğer kısmın tekrar yapılması da düşünüldüğünde ekonomik olabilmektedir. Bu çalışma dışında da daha düşük kaliteli zeminlerde daha önemli maliyet düşüşlerine sebep olabilecektir.

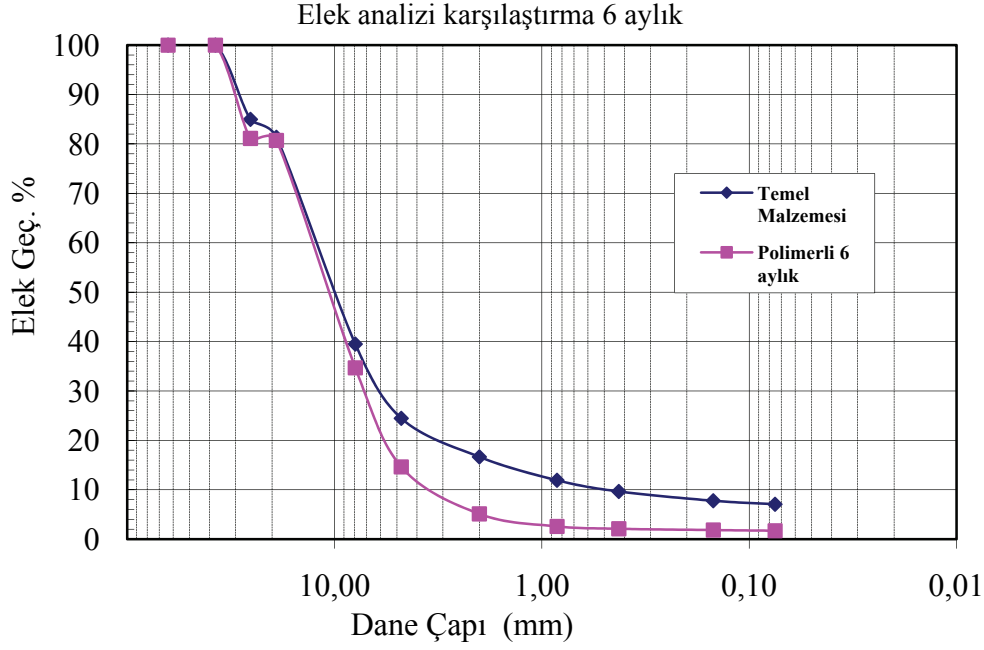
2.METHODOLOJİ

Çalışma Karayolları bölünmüş yol çalışmaları kapsamında Keşan Uzunköprü yolu 20 km. de 100 metrelik bir kısımda uygulanmıştır. Yol imalatı sırasında polimer daha önceden karıştırılarak kamyonu yüklenmiş olarak uygulama sahasına getirilmiş ve optimum su muhtevalarında serilip sıkıştırılmıştır. Çalışmada polimer oranı ağırlıkça %1 olarak uygulanmıştır. Yolun bitişik kısımlarında da katkısız olarak aynı temel malzemesiyle optimum su muhtevalarında sıkıştırma işlemi yapılmıştır. Çalışma ağırlıklı olarak bir arazi uygulaması şeklinde olmuştur. Sıkıştırma sonrasında Troxler marka nükleer yoğunluk ölçme cihazıyla su muhtevaları ve rölatif sıkışma değerleri bulunmuştur. Arazide yapılan Plaka yükleme deneyleri ve arazi Kaliforniya Taşıma oranı (CBR) deneyleri hem katkısız hem de polimerli kısımda uygulanmıştır. Araziden alınan numunelerle laboratuvar da elek analizleri, modifiye Proctor deneyleri hem doğal malzeme üzerinde hem de polimerli olan numunelerle karşılaştırmalar yapılmıştır.

3. LABORATUVAR VE ARAZİ DENEYLERİ

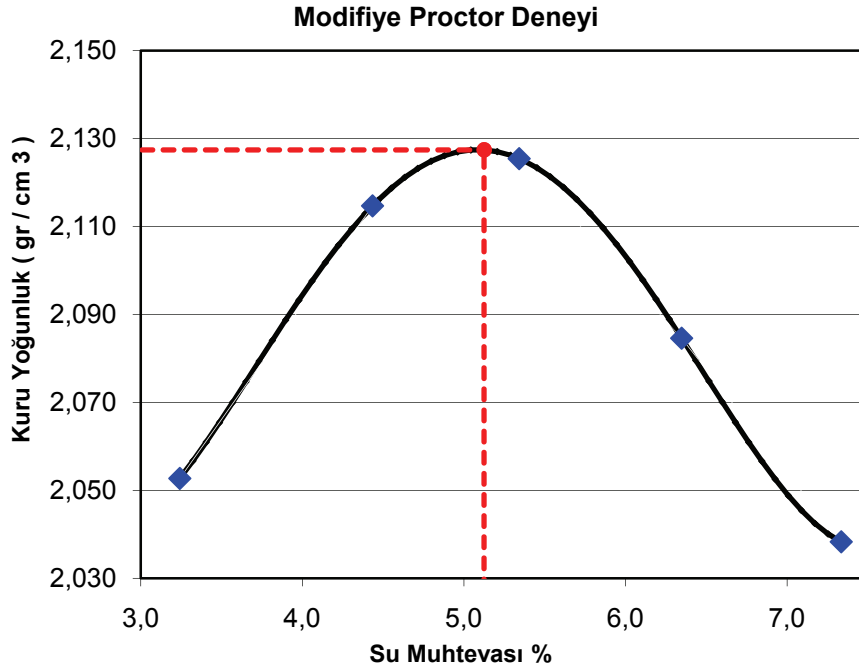
3.1 Laboratuvar Deneyleri

Deneyler doğal malzeme ile ve 6 ay sonra sıkıştırılmış kısımdan alınan numunelerle ASTM D 421 ve D422 standartlarına uygun olarak yapılmıştır. Laboratuvarda yapılan Elek analizleri neticesinde bulunan dane boyu dağılımı grafiği aşağıda Şekil 1.'de verilmektedir.



Şekil 1. Temel malzemesinin ve Polimerli temel malzemesinin dane boyutu dağılımı grafikleri

Laboratuvarda yapılan modifiye Proctor grafiğide aşağıda Şekil 2.'de gösterilmektedir. Deneyle ASTM D1557-78'e göre yapılmıştır.



Şekil 2. Temel Malzemesinin katkısız modifiye Proctor eğrisi

Modifiye Proctor deneyi sonucuna göre malzemenin optimum su muhtevası %5,1 maksimum kuru yoğunluk ise $2,13 \text{ gr/cm}^3$ olarak bulunmuştur. Yapılan Atterberg limitlerinde beklendiği gibi malzeme kırmataştan olduğu için plastik olmayan bir davranış göstermiştir. Yapılan laboratuvar deneyleri sonucunda malzemelerin hem doğal hem de polimerli özellikleri aşağıda Tablo 1. de özetlenmektedir

Tablo 1. Temel malzemesinin ve polimerli temel malzemesinin malzeme özelliklerinin karşılaştırılması

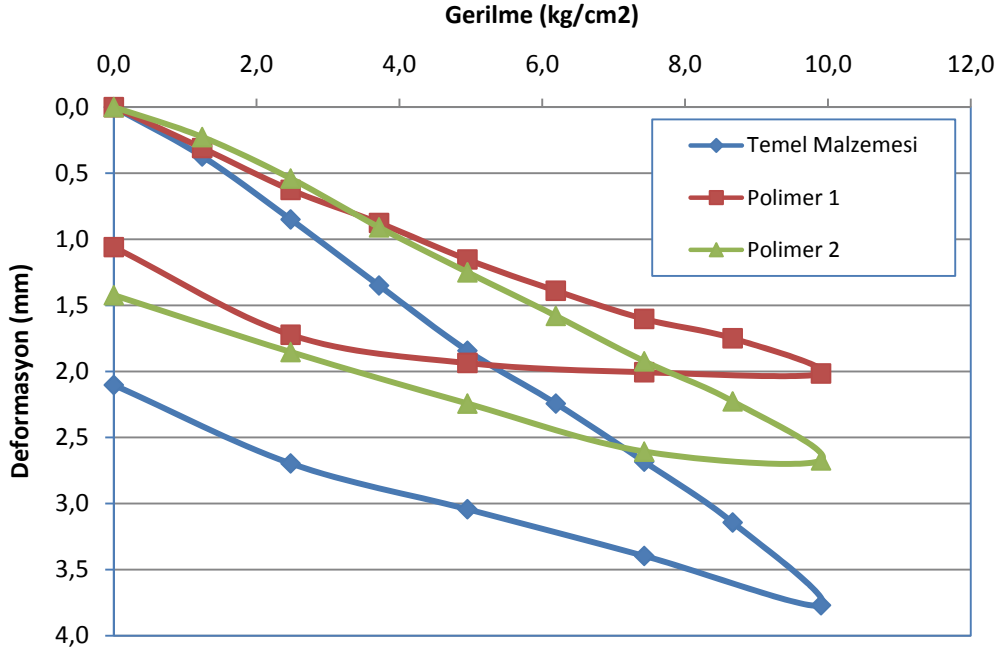
	Temel Malzemesi	Polimerli Temel
Zemin Sınıflandırılması		
Zemin Tanımı - USCS	GM	GP-GW
Zemin Tanımı - AASHTO	A-1-a	A-1-a
Kıvam Limitleri		
PL (%)	N.P	N.P
LL (%)	N.L	N.L
PI (%)	N.P.	N.P.
Elek Analizi - USCS		
Taş(blok) (>76.2 mm) (%)	0	0
Çakıl (76.2 mm - 4.76 mm) (%)	76	85
Kum (4.76mm-0,074) (%)	16	14
Silt ve Kil (<0.074) (%)	8	1
Arazi CBR Deneyleri		
CBR Değeri (%)	85	106
Kompaksiyon Parametreleri		
M.K.B.H.A. - Modifiye Proctor (kN/m ³)	20,79	19,23
Optimum Su Muhtevası (%) - Modifiye Proctor	5,10	4,38

Tablo incelendiğinde malzemenin içindeki ince malzeme oranı yani toplam kil+silt oranının % 8'den %1'e düştüğü gözlenmektedir. Polimer malzemeler arasında bir bağ oluşturarak dane boyutunun bir miktar büyümesine sebep olmuştur. Malzeme bu sebeple birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre Siltli çakıl (GM) iken kötü ve iyi derecelenmiş çakıla (GP ve GW) dönüşmüştür. AASHTO zemin sınıflandırma sistemine göre her iki malzemede A-1-a grubuna girmektedir. Polimer etkisiyle Maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinde 20,79 kN/m³'den 19,23 kN/m³'e düşmüş optimum su muhtevasında ise %5,1'den % 4,3'e düşmüştür.

3.2 Arazi Çalışmaları

3.2.1 Plaka Yükleme deneyleri

Arazide plaka yükleme deneyleri yapılarak doğal durum ile polimerli durum karşılaştırmaları yapılmıştır. Ayrıca Uygulama sonrası 10 gün sonra ve 6 ay sonunda deneyler tekrarlanarak karşılaştırmalar yapılarak polimerin etkisi incelenmiştir. Plaka yükleme deneyleri 30 cm.'lik bir plakayla gerçekleştirilmiş, deformasyon okumaları ise 3 ayrı deformasyon saati ile okunarak ortalama değerleri alınmış ve grafiklerde ortalama değerler kullanılmıştır. Çift hücreli bir kriko ile yük uygulanmış ve basınçlar hidrolik sistem üzerinden okunmuştur. Basınçlar daha önce kalibre edilmiş olduğundan uygulanan kuvvetler bulunmuş ve plaka çapı kullanılarak uygulanan gerilmeler bulunmuştur. Deneylerde 10 kg/cm² gibi çok yüksek değerlere ulaşılmıştır. Karşılaştırmaların yapılabilmesi için bütün deneylerde bu değerlere çıkılmıştır. Maksimum yüklerin kademe kademe uygulanmasından sonra kademem kademe boşaltma yapılarak yük tamamen boşaltılmıştır. Bu işlemler sonucunda zeminde oluşan maksimum deformasyonlar ve kalıcı deformasyonlarda kaydedilmiştir. Gerilme deformasyon grafiklerin yükleme kısımlarından teğetler kullanılarak zeminde oluşan yatak katsayıları da hesaplanarak aşağıda tablolarda yer almıştır.



Şekil 3. Uygulamanın yapıldığı günlerde (10gün) yapılan plaka yükleme deneyleri Uygulama sonrasında yapılan plak yükleme deneyleri gerilme-deformasyon grafikleri Şekil 3.'te gösterilmektedir. Deneyler polimer uygulanan iki adet noktada ve uygulanmamış bir noktada yapılmıştır. Grafiklerden polimerin etkisi 10 günlük kısa bir kür süresine rağmen açık olarak gözlenmektedir. Maksimum deformasyonlar (S_{maks}) 3.8 mm'den 2 mm'ye kadar düşmektedir. Ayrıca kalıcı deformasyon ($S_{kalıcı}$) değerleri de 2,1 mm'den 1 mm'ye düşmektedir.

Arazide yapılmış temel ve alttemelde uygulanmış plaka yükleme deney veri özetleri aşağıda Tablo 2'de gösterilmektedir.

Tablo 2. Uygulamada Temel ve Alttemelde yapılan Plaka yükleme deneyleri ve yoğunluk tespitleri özetleri

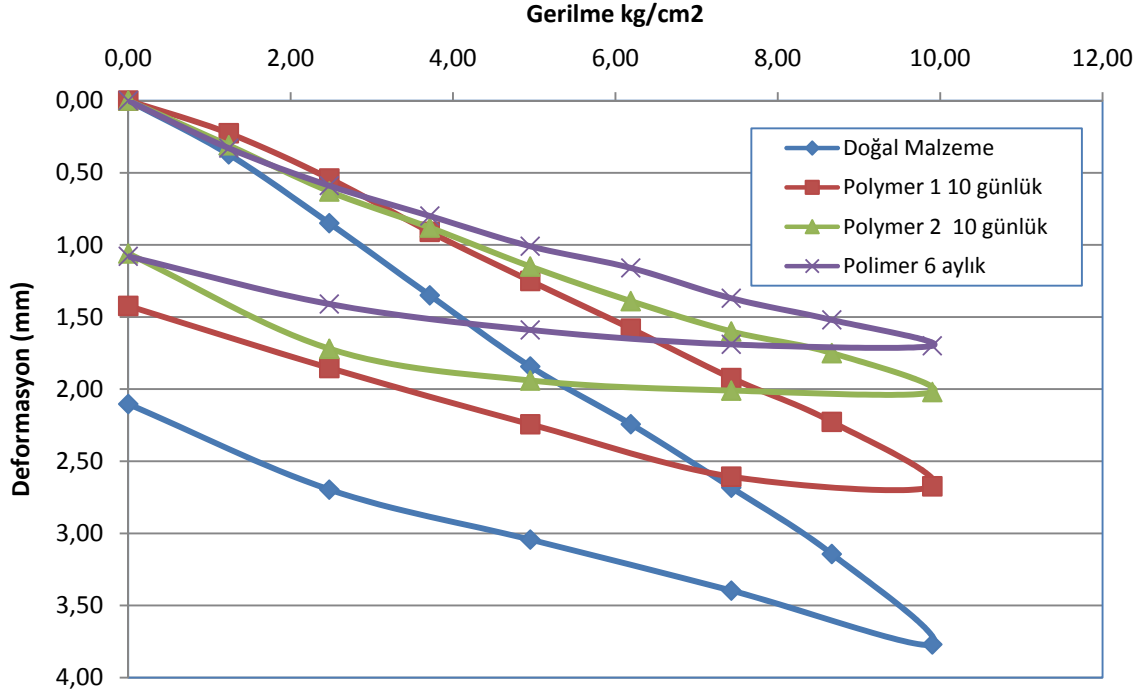
		Uygulama Öncesi					
		w (%)	kN/m^3	Rel.Sıkışm. (%)	$S_{maks}(mm)$	$S_{kalıcı}(mm)$	k (t/m ³)
Temel	TP1	4,49	20,53	98,23	3,05	1,68	68000
Temel	TP2	5,70	20,53	98,23	3,77	2,10	29000
Alttemel	TP3	2,60	20,11	96,22	3,20	1,79	35000
Alttemel	TP4	2,30	20,78	99,43	2,49	1,11	50876

İmalat yapıldıktan sonra Troxler ile yapılan yoğunluk tespitlerinde rölatif sıkışmanın %96,22-%99,43 arasında değiştiği su muhtevalarının ise %2,6 ile %5,7 aralığında olduğu anlaşılmaktadır. Yatak katsayıları (k) 29000 ile 68000 t/m³ arasında olduğu bulunmuştur. Uygulama sonrası aynı gün polimerli temel tabakasında yapılan Plaka yükleme deneyleri ve yoğunluk tespitleri özetleri ise Tablo 3.'te gösterilmektedir. Bu Tabloda da polimerli temelde rölatif sıkışma değerleri % 99,84 ve %100,31 olarak bulunmuştur aynı noktalarda bulunan su muhtevaları %3,4 ve %3,48 'dir. Yatak katsayılarında ise 39620t/m³ ve 49840 t/m³ olarak bulunmuştur.

Tablo 3. Uygulamada polimerli Temel üzerinde yapılan Plaka yükleme deneyleri ve yoğunluk tespitleri özetleri

		Uygulama Sonrası					
		w (%)	kN/m ³	Röl.Sıkışm. (%)	Smaks(mm)	Skalıcı(mm)	k (kN/m ³)
Polymerli Temel 10 gün	TP1	3,40	19,20	99,84	2,67	1,42	498400
Polymerli Temel 10 gün	TP3	3,48	19,29	100,31	2,02	1,06	396200
Polimerli Temel 6 ay	TP1	3,64	19,20	99,84	1,70	1,08	533000

Uygulama sonrasında polimerli temel ile ilk durum karşılaştırıldığında polimerli temelin üzeri bir kaplamayla kaplanmamasına karşılık plaka yükleme deneyinde hem kalıcı deformasyonlar hem de maksimum deformasyonlar azalmaktadır. Kalıcı deformasyon değeri 6 ay sonra yapılan deneylerde 10 kg/cm² gibi çok yüksek yükler altında dahi 1 mm civarında oluşmaktadır. Yatak katsayısı değerlerinde kayda değer değişimler gözlenmemiştir. Bunun sebebi polimer ile mukavemet artarken elastiklik de artmakta ve yatak katsayısında kayda değer değişiklikler gözlenmemektedir.



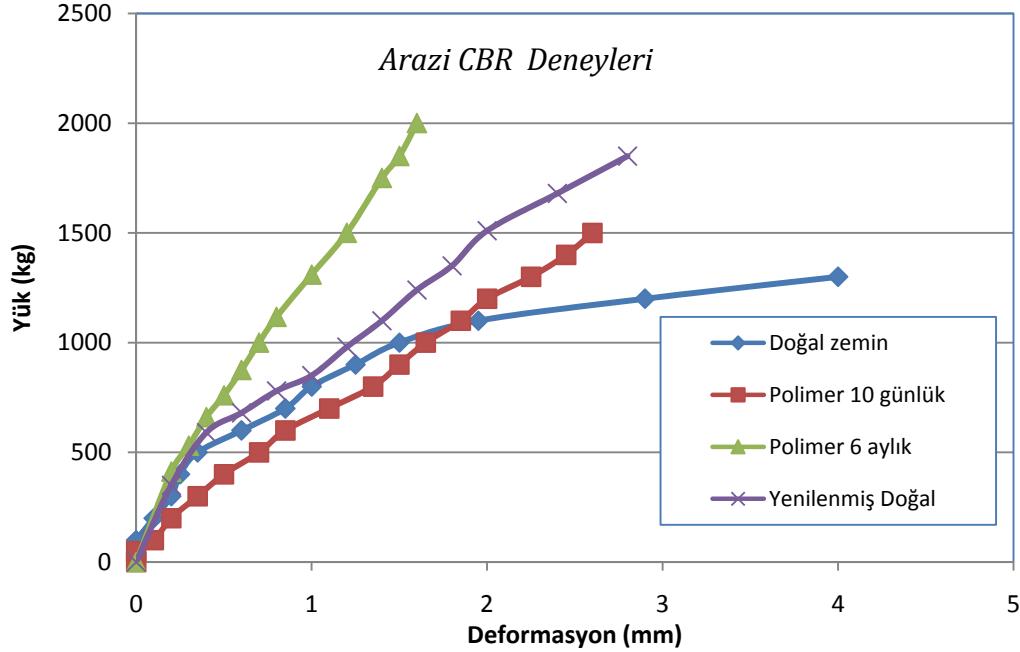
Şekil 4. Farklı zamanlarda yapılan plaka yükleme deneyleri ve karşılaştırmalar

3.2.2 Arazi CBR deneyleri

Arazide yapılmış olan polimerli temel ve katkısız temel üzerinde yapılmış olan deneyler aşağıda Şekil 5.'te gösterilmektedir. Bu grafiklerde Arazi CBR değerlerin de polimerli durumlarda artışların olduğu ve zaman içinde de devam ettiği anlaşılmaktadır. Polimerli kısma bitişik olan kısımda yolda bozulmalar sebebiyle tekrar yapılmasına karşılık CBR değerlerinde 6 ayda 150 değerini geçmektedir. Aşağıdaki tabloda arazide CBR değerleri toplu olarak gösterilmektedir. Arazide temelde bulunan %85 CBR değerleri polimer ile %150 değerlerini geçmektedir.

Tablo 4. Arazide bulunan CBR % değerleri

	Arazi CBR %
Temel Malzemesi	85
Temel yenilenmiş	120
Temel Polymerli anlık	106
Temel Polymerli 6 aylık	>150



Şekil 5. Arazi CBR deney sonuçları karşılaştırmaları

Bu sonuçlar yüzey kısımlarda polimerli temelin üstü kaplanmamasına rağmen artışların devam ettiği yolda bozulma olmadığı gibi mukavemetlerinde artışların devam ettiği anlaşılmaktadır.

4. SONUÇLAR

- Polimer ile yapılan iyileştirmenin %1 civarında bir katkı ile dahi arazide başarılı sonuçları olduğu anlaşılmaktadır. Teknik olarak yol altyapısına uygun kriterde bir temel malzemesi dahi polimer ile iyileştirilerek dayanımı artırılmış ve yolda zaman içinde de deformasyon beklentilerinin düşmesine sebep olmuştur. Arazide uygulamalarda plaka yükleme deneyinde 10 kg/cm² gerilme altında oluşan maksimum 3.77 mm olan deformasyonlar 1.7 mm'ye, 2.1 mm olan kalıcı deformasyonlarda ise 1 mm'ye kadar düşmektedir. Bu tür katkı malzemeleri genel olarak daha düşük kalitede malzemelerin özelliklerinin geliştirilmesi için kullanılmaktadır.
- Elek analizi dağılımı sonuçları incelendiğinde polimerlerin çok ince malzemeleri bağlayarak zemin yapısını daha daneli bir duruma getirdiği gözlenmektedir. Çalışmada %8 olan ince oranı %1 değerlerine düşmüştür. Bu değişim özellikle düşük kaliteli malzemelerin ince oranını azaltarak uygun olmayan dolgu malzemeleri yol altyapısında kullanılabilir duruma getirebilecektir.
- Polimerler birçok alanda güçlü bağları ile yüksek mukavemetler sağlayarak elastikliği artırarak kullanılmaktadır. Yol altyapısında da zaman içinde zemin stabilizasyonda yaygın bir kullanım alacağı anlaşılmaktadır. Proje bazında zaman

içinde ekonomik analizlerle yol kalitesini arttırması yanında ekonomik bir katkı olarak da kullanılabilir. Yol kalitesinin artması zaman içinde yolda bakım onarım masraflarını düşürebileceği için yolun servis ömrü içinde ekonomikliği daha ön plana çıkabilecektir.

- Bu tür çalışmalar hem Türkiye de hem de Dünyada da ilk çalışmalardır. Zaman içinde değişik özellikleri de incelenerek yol altyapısında da geogridler ve geotekstillerde kullanılması yanında zemin stabilizasyonunda bir katkı malzemesi olarak önemli bir kullanım alanı elde edebilecektir.

KAYNAKLAR

- Miller, WP, Willis, RL, Levy GJ (1998) “Aggregate stabilization in kaolinitic soils by low rates of anionic polyacrylamide” Soil use and management, 14(2): 1001-105, June
- Inyang, Bae, Mbamalu, Park (2007) “Aqueous polymer effects on volumetric swelling of Na-montmorillonite”, Journal of Materials in Civil Engineering, 19(1):84-90
- Jin, Bin, Hongtao, Sunyoung, He (2009) “Improvement of water-stabilty of clay aggregates admixed with aqueous polymer soil stabilizers”, Catena, 77 175-179
- Kavak, Akyarlı (2007) “A field application for lime stabilization”, Environmental Geology, 51: 987- 997
- Surdahl, Woll, Marquez (1989) “Stabilization and dust control at the Buenos Aires National Wildlife Refuge, Arizona”, Transportation Research Record, part 1, 312-321

BİR KİLİN SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİNE VE KONSOLİDASYON OTURMA MİKTARINA GEOTEKSTİL TAKVİYESİNİN ETKİSİ

THE EFFECT OF GEOTEXTILE REINFORCEMENT ON UNCONFINED
COMPRESSIVE STRENGTH AND CONSOLIDATION SETTLEMENT OF
A CLAY

S. Nilay KESKİN¹

T.Selçuk GÖKSAN²

Soner UZUNDURUKAN²

Ömür ÇİMEN²

Mehmet KARPUZCU³

ABSTRACT

Clay embankments are often used in civil engineering. There are many factors affecting the safety of embankments. Settlement and bearing capacity are most important factors. In this study, the effects of geotextile reinforcement on the unconfined compressive strength and consolidation characteristics of a high plasticity clay were investigated by using woven (Propex 6062) and non-woven (Geo 400) geotextiles. Geotextile layers were placed in different locations of specimens and then the specimens were compacted. Unconfined compressive strength and consolidation settlements of specimens were determined. Specimens that reinforced with one layer of Geo 400 and reinforced with two layers of Propex 6062 showed best results for unconfined compressive strength. Unconfined compressive strength of these specimens was approximately two-fold increased by geotextile reinforcement. Settlement of non reinforced specimens was less than the settlement of reinforced specimens. It was thought that this situation caused from the elastic behaviour of geotextiles.

Keywords: Clays, Geotextile, Unconfined Compressive Strength, Consolidation.

¹ Prof.Dr.,Süleyman Demirel Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, nilay@mmf.sdu.edu.tr

ÖZET

İnşaat mühendisliğinde kil dolguların kullanımına sıkça rastlanılmaktadır. Sıkıştırılarak hazırlanan bu dolguların güvenli bir şekilde oluşturulması için oturma miktarlarının ve taşıma gücünün kontrol edilmesi yapılması gereken işlemlerden bazılarıdır. Bu çalışmada yüksek plastisiteli bir kilin serbest basınç mukavemetine ve konsolidasyon oturma miktarına iki farklı geotekstil takviyesinin etkisi araştırılmıştır. Çalışmada örgülü (Propex 6062) ve örgüsüz (Geo 400) geotekstil yerleştirilerek hazırlanan sıkıştırılmış kil zemin numunesinin serbest basınç mukavemeti ve konsolidasyon oturma miktarları belirlenmiştir. Serbest basınç deney sonuçlarına göre en iyi dayanım tek sıra Geo 400 takviyeli ve çift sıra Propex 6062 takviyeli sistemde elde edilmiş ve serbest basınç mukavemetini yaklaşık iki kat arttırmıştır. Konsolidasyon deney sonuçlarına göre ise takviyesiz numunede elde edilen oturma değeri takviyeli numunelere göre daha küçüktür. Bunun geotekstilin yük altındaki esneme davranışından kaynaklandığı düşünülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Killer, Geotekstil, Serbest Basınç Mukavemeti, Konsolidasyon.

1. GİRİŞ

Polimer ürünleri, polimer sanayindeki gelişmelerle birlikte geniş bir kullanım alanına sahiptir. Bu malzemeyi üreten ve pazarlayan firma sayılarındaki artış Türkiye’de de bu tür malzemelerin geniş kullanım alanına sahip olduğunun bir göstergesidir. İnşaat sektöründe ise genel olarak ‘geosentetikler’ olarak adlandırılan ve geoteknik uygulamalarda zemin içinde zemin davranışını iyileştirme amacı ile kullanılan polimer ürünleridir.

Geosentetik malzemeler; geotekstil, geomembran, geoağ (geomat), geoızgara (geogrid), kompozit geosentetikler adı altında üretilir. Geomembranlar bitüm, polimer ve bunların karışımlarından üretilen geçirimsiz tekstil ürünleridir. Geomat, geogrid vb. gibi diğer malzemeler geotekstil tanımına uymayan; fakat geotekstil yerine veya geotekstil ile beraber kullanılan malzemelerdir. Geotekstil, temel, zemin, kaya veya geoteknik mühendisliği ile ilgili herhangi bir malzeme ile beraber kullanılan geçirgen tekstil ürünü olup sentetik yapılı ürünlerin bütünü veya sistemidir. Geotekstil yapımında pek çok hammadde kullanılır. Bunların arasında alifatik poliamid (nylon), polipropilen, polietilen, polyester, vinil (polivinilklorür), cam, mineral veya karbon fiberleri çelik çubuk, aromatik polyester veya poliamidler, kompozit malzemeler sayılabilir. Geotekstillerin başlıca türleri boyuna elemanların kumaş gibi dokunduğu örgülü ve mekanik, ısı veya kimyasal yöntemlerle elyafların birleştirildiği örgüsüz tipleridir. Zeminlerin stabilizasyonunda geotekstil iki ayrı fonksiyonu yerine getirir. Bunlardan biri takviye (güçlendirme) diğeri ise ayırmadır (Çoruh, 1991; Bell,1993; Frost ve Han, 1999).

Killer birçok durumda geoteknik mühendisliğinde inşaat malzemesi olarak kullanılır. Dolgu barajlarda ve atık depolarında geçirimsizliğin sağlanması, göletlerin su tutması için ve kazıldığında kendini tutamayan zeminlere pelteleşebilir bulamaç halinde ilave edilmesiyle etkin destek sağlamak amacıyla kullanılır. Kaba daneli zeminlere belli bir oranda katıldığında bağlayıcılık görevi yapar. Ancak bu olumlu etkilerinin yanında, kilin varlığı genel olarak taşıma gücü, şişme ve oturma açısından önemli mühendislik sorunları oluşturabilmektedir.

Kil içeren yumuşak zeminler yüksek su muhtevasına sahip olduklarından düşük yük taşıma kapasitesine sahip olmaktadır. Geotekstil ve geomembran kullanılarak taşıma kapasitesinin artırılması oldukça yaygın kullanılan bir yöntemdir (Baykal ve Güler, 2000). Tang ve diğ. (2007), düşük plastisiteli kil zemine farklı oranlarda çimento ve polipropilen fiber karıştırarak kompaksiyon şartlarında hazırlanmış numuneler üzerinde serbest basınç ve direk kesme deneyleri yapmışlardır. Fiber katkısının hem çimentolu hem çimentosuz durumda serbest basınç mukavemetini ve kayma mukavemetini arttırdığı belirtilmiştir.

Subaida ve diğ. (2009), sıkıştırılmış yüksek plastisiteli kil alt temel tabakası ile agrega tabakası arasına iki farklı örgülü geotekstil yerleştirerek, sabit ve tekrarlı yükler uygulamışlar ve düşey deformasyon miktarlarını ölçmüşlerdir. Örgülü tip geotekstil kullanımının düşey deformasyon miktarlarını önemli ölçüde azalttığını, taşıma kapasitesini arttırdığını göstermişlerdir.

Bu çalışmada yüksek plastisiteli bir kilin serbest basınç mukavemetine ve konsolidasyon oturması miktarına iki farklı geotekstil takviyesinin etkisi araştırılmıştır. Çalışmada kullanılan kil zemin numunesinin farklı derinliklerine örgülü ve örgüsüz geotekstil yerleştirilerek, serbest basınç ve konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Takviyesiz olarak yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar ile takviyeli olarak yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

2. MALZEMELERİN TANITILMASI

Bu çalışmada likit limiti %54, plastik limiti %24.5, rötre limiti %19 ve plastisite indisi %29.5 olan Birleştirilmiş Zemin sınıflandırma sistemine göre CH sınıfındaki bir kil kullanılmıştır. Takviye olarak ise Amoca firması tarafından üretilen propex 6062 kodlu örgülü ve hassan firması tarafından üretilen geo 400 kodlu örgüsüz geotekstil kullanılmıştır. Kullanılan geotekstillere ait mühendislik parametreleri Çizelge 2.1 ve Çizelge 2.2' de verilmiştir.

Çizelge 2.1. Goo 400 için Sağlanan Mühendislik Parametreler

Özellik	Ağırlık	Çekme Mukavemeti	Kopma Uzaması	Delinme Mukavemeti	Yırtılma Mukavemeti
Birim	gr/cm ²	N/5 cm	%	N	N
Test Metodu	DIN 53854	ASTM-D 4632	ASTM-D 4632	ASTM-D 751	ASTM-D 1117
Geo 400	400	1400	210	1055	245

Hammadde: Polyester ve/veya Polipropilen

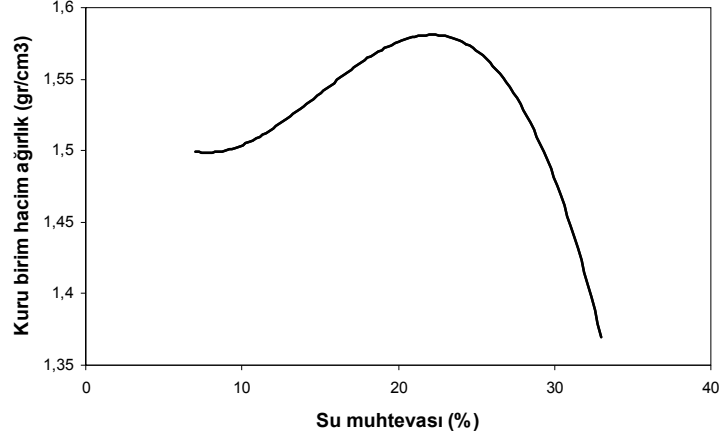
Çizelge 2.2. Propex 6062 için Sağlanan Mühendislik Parametreler

Özellik	Ağırlık	Dar Mesnetli Çekme Dayanımı	Dar Numune Çekme Dayanımı	Delinme Dayanımı	Kopma Uzaması	UV Işınlara Dayanım
Birim	gr/cm ²	N	kN/m	N	%	%
Test Metodu	DIN 53854	DIN 53858	DIN 53857	DIN 54307	DIN 53857	ASTM-G 2670
Propex 6062	190	1200	36	4800	17	500 Saatte 90° dan Büyük

Hammadde: Polipropilen

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

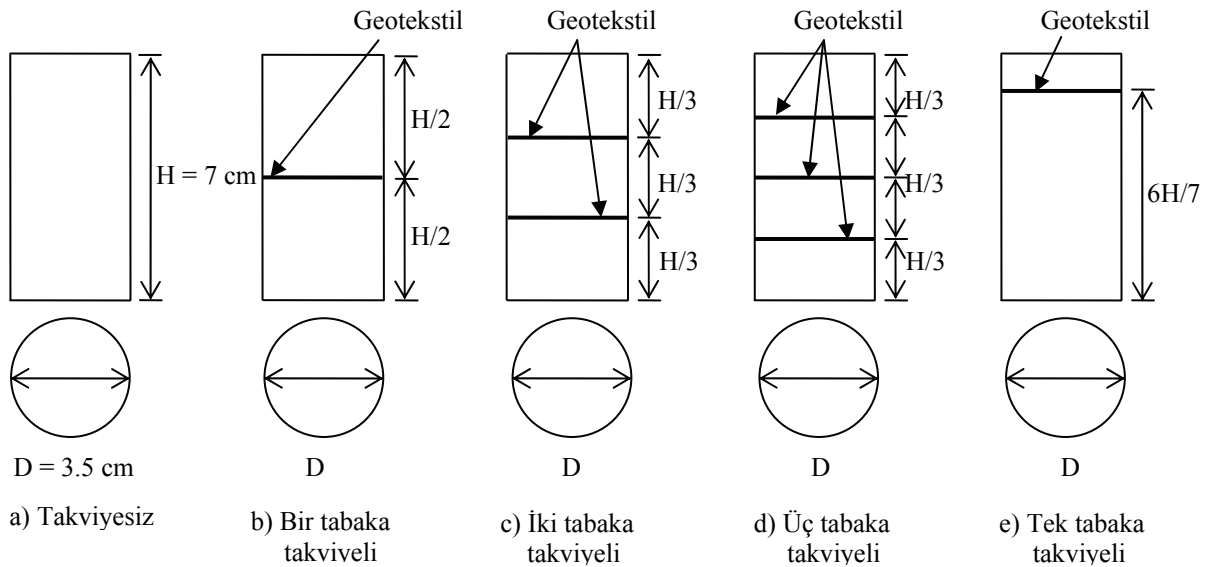
Kullanılan kil zemin numunesi üzerinde standart kompaksiyon deneyleri yapılarak kilin en iyi sıkılaşabileceği optimum su muhtevası ve bu su muhtevasındaki maksimum kuru birim hacim ağırlığı belirlenmiştir. Bu deney sonuçlarına göre elde edilen kompaksiyon eğrisi Şekil 3.1’ de verilmiştir.



Şekil 3.1. Takviyesiz kompaksiyon eğrisi

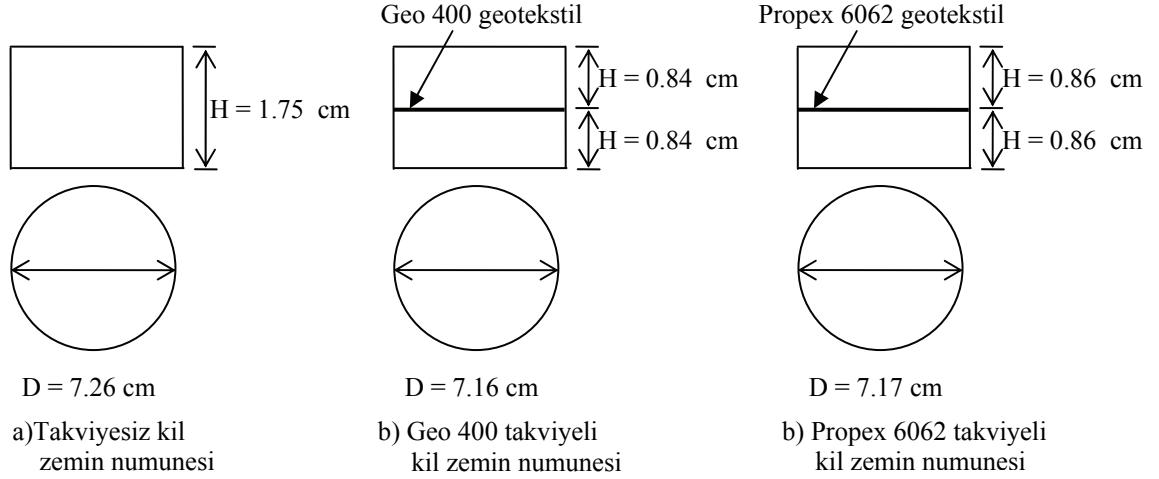
Şekil 3.1’ den görüldüğü gibi optimum su muhtevası %24 ve maksimum kuru birim hacim ağırlık ise 1.58 gr/cm^3 olarak elde edilmiştir.

Standart kompaksiyon şartlarında hazırlanan numuneler 7cm yüksekliğinde 3.5cm çapında ayrılabilen ringe maksimum kuru birim hacim ağırlık sağlanacak şekilde sıkıştırılmıştır. Geotekstil numuneleri 3.5 cm çapında kesilerek Şekil 3.2’ de görüldüğü gibi numune hazırlama ringine tabakalar halinde yerleştirilmiştir. Numunelerin hazırlanması sırasında su muhtevasının değişmesinin önlenmesi için numuneler nem odasında hazırlanmıştır. Ringten çıkarılan numuneler hemen serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur. Deneylerde yükleme hızı 0.05mm/dak olarak uygulanmıştır.



Şekil 3.2. Serbest Basınç Deneylerindeki Geotekstil Yerleşim Düzeni

Geotekstil konsolidasyon oturma miktarına olan etkisinin incelenmesi amacıyla, standart kompaksiyon şartlarında sıkıştırılmış kil zemin numuneleri üzerinde konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Optimum su muhtevasında hazırlanan Numuneler 7.26 cm çapında ve 1.75cm yüksekliğindeki konsolidasyon ringine maksimum kuru birim hacim ağırlık sağlanacak şekilde sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Sıkıştırma sırasında Şekil 3.3' de görüldüğü gibi farklı derinliklerde geotekstil yerleştirilmiştir.



Şekil 3.3. Konsolidasyon Deneyindeki Geotekstil Yerleşim Düzeni

Hazırlanan numunelerin alt ve üst kısımlarına poroz kağıt ve poroz taş yerleştirildikten sonra konsolidasyon hücresi su ile doldurulmuştur. Sırasıyla 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8 kg/cm² lik yüklemeler yapılmıştır. Her yük kademesinde yük koyulduktan sonra standart zaman aralıklarında okumalar alınmıştır. Nihai yüklenme kademesinden sonra boşaltmaya geçilmiş ve bu aşamada sadece 24 saat okuması alınmıştır.

4. BULGULAR

4.1. Serbest basınç deneyi sonuçları

Serbest basınç deneyinde kil zemine belirli aralıklarla tabakalar halinde geotekstiller yerleştirilmiş, geotekstil zeminin mukavemetine etkisi araştırılmıştır. Kil zemin numunelerinin serbest basınç deneylerine ait deney sonuçları Çizelge 4.1' de verilmiştir.

Çizelge 4.1' de görüldüğü gibi en büyük serbest basınç mukavemeti değeri tek tabakalı örgüsüz geo 400 takviyeli sistemde elde edilmiştir. Takviyeli yapılan deneylerde, takviyesiz numunede elde edilen kayma gerilmelerine göre daha yüksek değerler elde edilmiştir.

Çizelge 4.1. Serbest Basınç Deney Sonuçları (Karpuzcu, 2001)

Geotekstil Yerleşim Düzeni	Takviye Cinsi	q_u (kg/cm ²)
Takviyesiz	----	0.499
Tek sıra takviyeli	Geo 400	1.2
Çift sıra takviyeli		1.07
Üç sıra takviyeli		0.508
Üstten H/7 derinlikte tek sıra takviyeli		0.402
Tek sıra takviyeli		0.515
Çift sıra takviyeli	Propex 6062	1.05
Üç sıra takviyeli		0.769
Üstten H/7 derinlikte tek sıra takviyeli		0.805

4.2. Konsolidasyon deneyi sonuçları

Takviyesiz olarak ve iki farklı geotekstilin takviye olarak yerleştirilmesi ile yapılan konsolidasyon deneylerine ait sonuçlar Çizelge 4.2’de görülmektedir.

Çizelge 4.2. Konsolidasyon Deneyine Ait Sonuçlar (Karpuzcu, 2001)

Deney Tipi	Deney Başı Su Muhtevası (ω_0) (%)	Deney Sonu Su Muhtevası (ω_n) (%)	Deney Başı Birim Hacim Ağırlık (γ_0) (gr/cm ³)	Deney Sonu Birim Hacim Ağırlık (γ_n) (gr/cm ³)	Deney Başı Numune Kalınlığı (mm)	Deney Sonu Numune Kalınlığı (mm)	Oturma (mm)
Takviyesiz kil Numune	24	24.8	1.96	2.1	17.5	16.33	1.17
Geo 400 (örgüsüz) Takviyeli kil Numune	24	26.28	1.6	2.02	16.8	13.49	3.31
Propex 6062 (örgülü) Takviyeli kil Numune	24	26.96	1.88	2.1	17.2	15.79	1.41

Konsolidasyon deney sonuçlarına göre Geo 400 ve Propex 6062 geotekstil kullanımının konsolidasyon oturma miktarını takviyesiz numune ile karşılaştırıldığında arttırdığı belirlenmiştir. En fazla oturma ise örgüsüz geotekstil çeşidi olan Geo 400 ‘ün takviye olarak kullanıldığı durumda belirlenmiştir.

5. SONUÇLAR

Serbest basınç deney sonuçlarına göre geotekstil takviyesi (yüzeyden H/7 derinlikteki geo 400 yerleştirilen numune hariç) zeminin serbest basınç mukavemetini olumlu yönde etkilemiştir. En iyi dayanım tek sıra Geo 400 takviyeli ve çift sıra Propex 6062 takviyeli sistemde elde edilmiş ve serbest basınç mukavemetini yaklaşık iki kat arttırmıştır. Sıkıştırılmış kilin serbest basınç mukavemetinin artırılmasında tek sıra örgüsüz Geo 400 kullanımının uygun olabileceği düşünülmektedir.

Konsolidasyon deney sonuçları incelendiğinde takviyesiz numunede elde edilen oturma değeri takviyeli numunelere göre daha küçüktür. Bunun geotekstilin yük altındaki esneme davranışından kaynaklandığı düşünülmektedir. Geo 400 örgüsüz geotekstilde üretim biçimindeki farklılıklardan dolayı propex 6062 ye göre daha fazla oturma meydana gelmiştir.

KAYNAKLAR

Baykal, A.E., Güler, E., 2000, Yumuşak zemine oturan geotekstil donatılı dolgularda kabuk etkisi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, İstanbul, 291-299.

Karpuzcu, M., 2001, Zemin İyileştirilmesi ve Geotekstille İyileştirilen Zeminler, Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.

Bell, F.G. (1993).Engineering Treatment of Soils. E&FN Spon.

Çoruh, T. (1991). Geosentetikler. DSİ Genel Müdürlüğü, Teknik Araştırma ve Kalite Kontrol Daire Başkanlığı Yayını No: Mlz. 798, 176s. Ankara.

Frost, D.J., Han, J., 1999, Behavior of interfaces between fiber-reinforced polymers and sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125 (8) , 633-640.

Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F., Cai, Y., 2007, Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil, Geotextiles and Geomembranes, 25, 194-202.

Subaida, E.A., Chandrakaran, S., Sankar, N., 2009, Laboratory performance of unpaved roads reinforced with woven coir geotextiles, Geotextiles and Geomembranes, 27, 204-210.

ANTALYA TRAVERTENLERİNDE BULUNAN ÇATLAKLARDA KONSOLIDASYON ENJEKSİYONU İLE ZEMİN İYİLEŞTİRİLMESİNE AİT VAKA ANALİZİ

A CASE STUDY FOR SOIL IMPROVEMENT WITH CONSOLIDATION GROUTING FOR CRACKS IN ANTALYA TRAVERTINE

Gülbahar BUDAK¹

Mustafa Hilmi ACAR²

ABSTRACT

This case study reports the application of consolidation grouting as the ground treatment method for the construction of Antalya Metropolitan Municipality service area. The ground in the work area is partly weathered rock-quality travertine. The RQD values of the travertine up to 10m depth below the foundation excavation are 40%, and these RQD values decrease to 20% as the depth increases. Consolidation grouting has been applied in order to strengthen the underlying ground. A 1/3 cement slurry grouting mixture is pumped into approximately 10 ~ 30 m deep wells dug with a drilling machine. After the injection process is accomplished, void samples are taken along the entire length for control purposes. In the Core samples taken, it is observed that all the voids have been filled and no anomalies have been detected. No strength tests have been carried out by the building company on the core samples taken, since the filling of the voids has been considered to be sufficient. After the completion of the processes described above, the construction of the foundations has been started.

Keywords : Consolidation Grouting, Travertine, Antalya

ÖZET

Bu çalışmada, Antalya Büyükşehir Belediyesi Hizmet Binası'nın temel zemininin konsolidasyon enjeksiyonu yöntemi ile iyileştirilmesi vaka analizi sunulmaktadır. Çalışma alanında zemin kısmen ayrışmış kaya kalitesinde travertendir. Temel çukuru tabanından itibaren 10 m derinliğe kadar olan travertenlerin RQD değerleri % 40 olup derinlik arttıkça bu RQD değerleri % 20 seviyelerine düşmektedir. Temel zemininin güçlendirilmesi için konsolidasyon enjeksiyonu uygulanmıştır. 1/3 oranlı çimento şerbetli enjeksiyon karışımı delici makine ile açılan ortalama 10 ~ 30 m lik kuyulara basılmıştır. Enjeksiyon işlemi tamamlandıktan sonra kontrol amaçlı derinlik boyunca karot numuneleri alınmıştır. Alınan karot örneklerinde boşlukların tamamen dolduğu ve herhangi bir anomaliye rastlanılmadığı gözlemlenmiştir. Alınan bu karot numuneleri üzerinde yapımcı firma herhangi bir mukavemet testi yapmamıştır. Boşlukların dolu olması yeterli kabul edilmiştir. Uygulama tamamlandıktan sonra temel yapımına geçilmiştir.

Anahtar Kelimeler : Konsolidasyon Enjeksiyonu, Traverten, Antalya.

¹ İnş.Yük.Müh., Antalya Büyükşehir Belediyesi, Fen İşleri Daire Başkanlığı, gbbudak@yahoo.com

² Prof.Dr., Akdeniz Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnş.Müh.Bölümü, mhacar@akdeniz.edu.tr

1. GİRİŞ

Traverten, uzun süreli jeolojik devirlerde CaCO_3 bileşenli yer altı sıcak kaynak sularının içerisindeki karbonatların çökmesinden meydana gelen bir malzemedir. Antalya kentindeki mühendislik yapılarının temelleri, bu malzeme üzerinde inşa edilmiştir. Travertenlerin dokusu çökme ve ortam koşullarına bağlıdır. Çökme ve ortam koşulları; sıcaklık, derinlik, karbonat yoğunluğu, flora, fauna değişikliklerine göre travertenler; masif, bitki dokulu ve gözenekli traverten olarak sınıflandırılmıştır.

Çalışma sahası Antalya Büyükşehir Belediyesi Hizmet Binası'nın inşa edileceği alan olup; 3700 m^2 taban alanı üzerinde 42000 m^2 kapalı alana sahiptir. Zemin etüt raporlarında kaya kalitesi; RQD değeri %20-40 arasında zayıf-çok zayıf kayaç (yer yer bitki dokulu ve gözenekli traverten) olarak tespit edilmiş olup temel sistemi radye temel olarak belirlenmiştir. Ancak; yaklaşık 8 m'lik temel çukuru kazıldığında, kazı duvarlarında düşey ve yanal istikamette devam eden boşluklu süreksiz yapının olduğu gözlemlenmiştir. Bu zon boyunca çeşitli büyüklüklerde boşluk ve dayanımsız zayıf çimentolu veya çimentosuz zemin türü olduğu belirlenmiştir. Ayrıca kazıdan sonra yapılan sondaj çalışmalarında da değişik derinliklerde su kaçağı olan boşluklu yapı ve irili ufaklı mağara ve mağaracıkların bulunduğu anlaşılmaktadır. Su kaçakları, bu boşlukların başka boşluklarla irtibatlı olduğunu göstermektedir. Bu tür boşlukların doldurulması için kullanılan yöntemlerden bir tanesinde, konsolidasyon enjeksiyonu yapılarak kayaçların stabilitesinin sağlanmasıdır.

Traverten gibi karstik boşlukları olan kayaçlarda yapılan enjeksiyon işlemlerinde kademeli enjeksiyonlar yapılmalıdır. Boşluğa rastlayan çatlak veya boşluklarda, gereğinden çok uzak yerleri enjekte etmemek ve yer altı sularının enjeksiyon malzemesini sürükleyip götürmesine engel olmak için, travertene değişik şerbetleri (farklı çimento yoğunluklarında) seri halinde enjekte etmek gerekmektedir (Ertunç,1996). Bu nedenle yapılan enjeksiyonların başarılı olup olmadığını belirleyebilmek için, enjeksiyon sondajlarından 1-2 m uzaklıklarda kontrol sondajları açılmış, alınan karot numunelerinde boşlukların süreksizlikleri kontrol edilmiş herhangi bir boşluğa rastlanılmadığı karot numuneleri ile teyit edilmiştir. Yapılan iyileştirmenin bu şekilde devam ettirilerek işlem sona erdirilmiştir.

2. SAHANIN TARİFİ

2.1. Bölgesel Jeoloji

Traverten, çalışma alanının ortasından Akdeniz kıyı şeridine kadar yaklaşık 630 km^2 lik bir alanda yüzeylenmektedir. Üst ve alt plato olmak üzere iki farklı platoya ayrılan traverten, ince ve kalın tabakalı hatta bazı bölgelerde tabakasız özellik sunmaktadır. Alt traverten platosu, kıyı kenar çizgisinden 40 m kotundan başlayıp 150 m kotuna kadar 10 km kuzeye kadar uzanmaktadır. Üst traverten platosu ise diğer platonun üzerinde 250 m kotundan 300 m kotuna kadar uzanmaktadır. Travertenlerde ayrı doku oluşumları yanal ve düşey yönde çok sık geçişler göstermektedir (Ağacık vd,1985). Karasal ve çok sık bataklık ortamının ürünü olan travertenler; kalsiyum bikarbonatça zengin suların az eğimli ve kısmen geçirimli yüzeylerde buharlaşması sonucu oluşmuştur. Travertenlerde gözlenen bir diğer unsur ise kırmızı renkli topraklardır. Kırmızı topraklar (Terra-Rossa) traverten üzerinde gözlenen ve karstik ayrışmaya bağlı olarak oluşan; traverten ve karbonat kayaçlarının tümüyle ayrışması sonucu oluşmuştur.

2.2 Sismisite

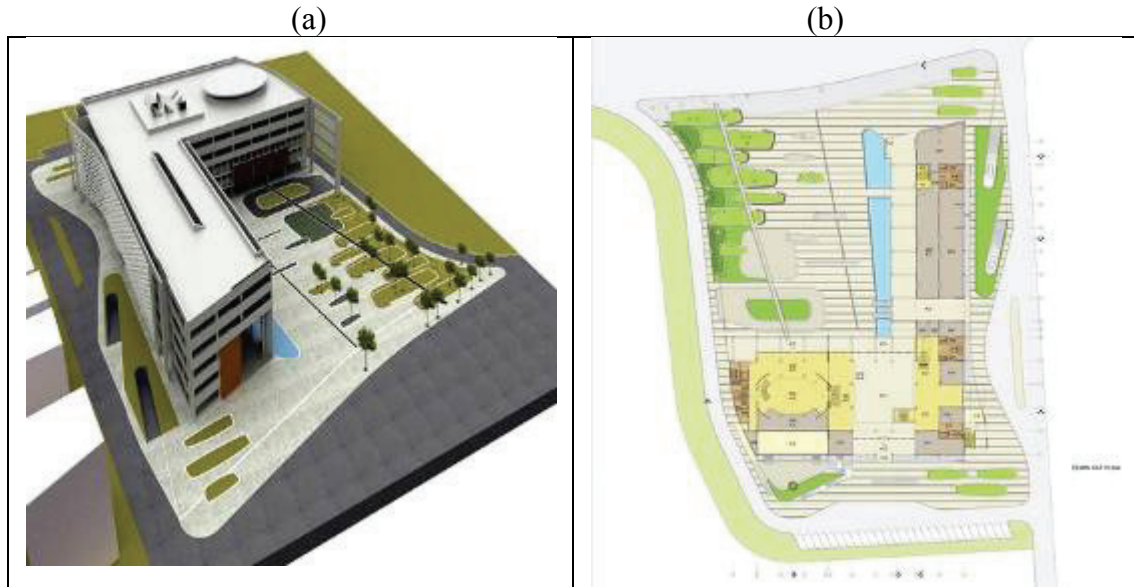
Antalya ve yakın çevresi; Türkiye'nin güney kıyısı yakınlarında, Girit adasının güneyinden geçerek kuzeydoğu yönünde Rodos adasının güneyinden Fethiye Körfezi'ne doğru uzanan Helenik-Kıbrıs yayının etki alanına girmektedir. Antalya ve çevresi, (1) Fethiye-Burdur Fay Zonu, (2) Helenik-Kıbrıs yayının Plini ve Strabo Hendekleri ile Antalya Körfezi'nde uzanan bölümü, (3) Aksu Bindirmesi boyunca uzanan faylardan etkilenmektedir. Ayrıca Antalya Körfezi içerisinde de yoğun mikro deprem etkinliği gözlenmektedir.

Acar vd. (2004) Antalya il merkezinin depremselliğinin incelenmesi amacıyla manyitüt-frekans ilişkisi, sismik risk ve tekrarlanma periyodu hesaplamalarını yapmışlardır. Bu bölgede 1900-2005 yılları arasında meydana gelen $M_d \geq 4$ olan depremler için, yıllık maksimum depremleri esas alarak Gutenberg ve Richter bağıntısına göre manyitüt-frekans istatistik yöntemini kullanarak bölgenin deprem riskini ortaya koymuşlardır. Yapılan çalışmanın sonucuna göre bölgenin en çok 10 yılda bir kez 5.5 büyüklüklü bir depremle karşılaşma olasılığının % 72 olduğunu saptamışlardır. Antalya il merkezi 2.derecede deprem bölgesi olmasına karşın yakın çevresi aktif olarak depremlerle iç içe olan bir bölge olduğu unutulmamalıdır.

2.3 İnşaa Edilecek Yapı

Antalya şehir merkezinde yer alan inşaat ; toplam 16600 m² parsel alanına sahip olup, saha üzerinde toplam 5 bloktan oluşan Antalya Büyükşehir Belediyesine ait Hizmet Binası inşa edilecektir. 3700 m² taban alanı üzerinde 42000 m² inşaat alanına sahiptir.

Bina betonarme karkas olup her 25 m de dilatasyon yapılarak 5 blok halinde 2 bodrum kat ve zemin kat üzerinde, toplam 4 kattan oluşmaktadır. Binada toplam kat yüksekliği 20.20 m dir. Döşeme sistemi betonarme kaset döşeme olup; kaset kalınlığı 60 cm döşeme kalınlığı ise 10 cm dir. Yapılan zemin etüdü sonuçları ve üstyapıdan gelen yükler değerlendirildiğinde temel sistemi olarak 130 cm kalınlığında radye temel seçilmiştir.



Şekil 1. a) İnşaa Edilecek Yapının Kurgusal Görünümü
b) İnşaa Alanından yapılan Sondajların Yerleri

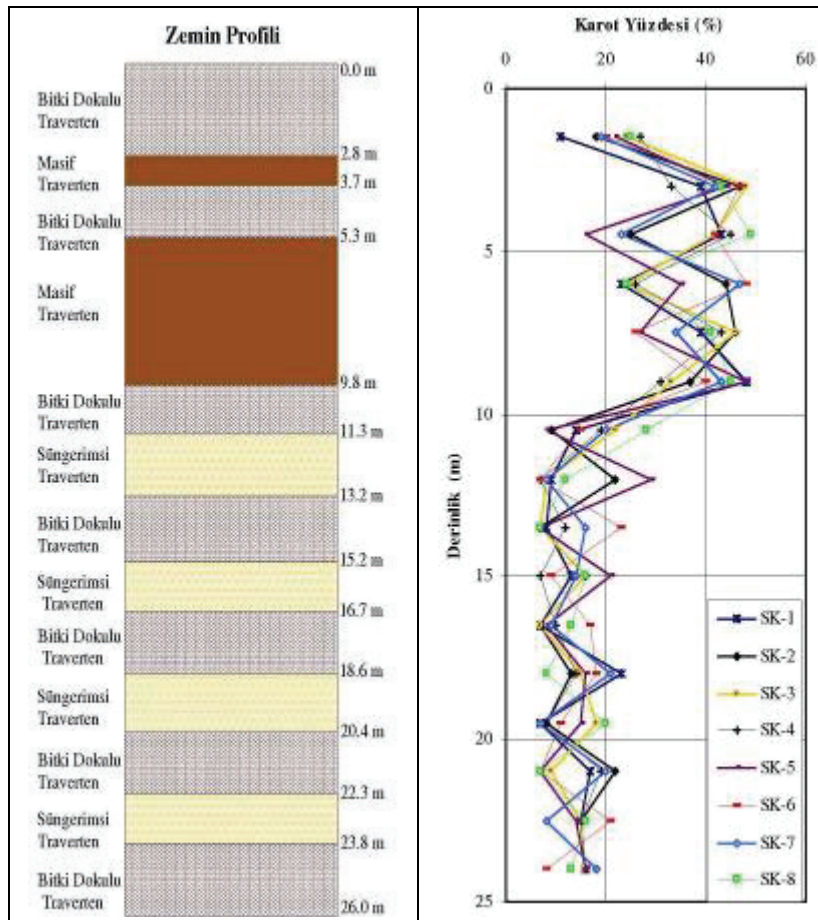
3. ZEMİN KOŞULLARI

3.1 Zemin Etütleri Değerlendirmeleri

İnceleme alanında zemin kısmen ayrıışmış kaya kalitesinde traverten niteliğindedir. Travertenler bazı yerlerde ince veya kalın tabakalı, bazı yerlerde ise tabakasız yapı göstermektedir. Travertenlerde yapılan gözlemler, ayrı doku oluşumlarının yanal ve düşey yönden geçiş gösterdiğini veya bunların yakın aralıkla bulunabileceklerini ortaya koymaktadır. Çalışma alanında çeşitli derinliklerde masif, bitki dokulu ve süngerimsi travertenler gözlemlenmiştir (Şekil 2a).

İnceleme alanı denizden yaklaşık 30-35 m yükseklikte olup; yer altı su seviyesi ortalama 35 m derinliktedir. Yer altı suyu, mevsimsel yağışlara bağlı olarak yükselmektedir. Ayrıca ortamın traverten olması nedeniyle deprem sırasında sıvılaşma riski yoktur. İncelenen parsel alanının topoğrafik eğimi ise % 0 dır.

İnşa alanı sınırları içerisinde 8 ayrı lokasyonda zemin sondaj çalışması yapılmıştır. Sondajların derinlikleri ortalama 26 m olup mevcut zeminin yerinde dayanım parametrelerini tespit etmek amacıyla sondaj çalışmaları sırasında her 1.5 m de bir karot numuneleri alınmıştır. Yapılan deneylerde 10 m derinliğe kadar olan travertenlerin; RQD değeri %40 olup taşıma gücü değeri zayıftır. Ancak derinlik arttıkça kaya kalitesi düşmüş ve ayrışmaya karşı oldukça dayanımsız olduğu belirlenmiştir. Genel olarak RQD değeri %20 olup zemin çok zayıf kaya kalitesindedir. (Şekil 2b)



Şekil 2. a-b) Çalışma Alanının Jeolojik Kesiti ve RQD Değerleri

Ancak; yaklaşık 8 m' lik temel çukuru kazıldığında, kazı duvarlarında düşey ve yanal istikamette devam eden boşluklu süreksizlik gösteren bir yapının mevcut olduğu gözlemlenmiştir. (Şekil 3.a-b) Bu nedenle kazıdan sonra zemin profilinin nasıl olduğunu tekrar belirleyebilmek amacıyla ortalama 15 m derinliğinde 14 adet sondaj daha yapılmıştır. Sondaj sonuçları -7.50 m kotundan itibaren değerlendirildiğinde; yumuşak süngerimsi travertenler ile sert masif travertenlerin var olduğu belirlenmiştir. Bu durum ise kısa mesafelerde hem düşey hem de yanal litoloji değişkenliğini göstermektedir. Ayrıca kazıdan sonra yapılan sondaj çalışmalarında da değişik derinliklerde su kaçağı olan boşluklu yapı ve irili ufaklı mağara ve mağaracıkların bulunduğu karstik boşlukların varlığı anlaşılmaktadır. Su kaçakları, bu boşlukların başka boşluklarla irtibatlı olduğunu göstermektedir. Bu durum ise sağlam ve yumuşak traverten katmanlarının art arda sıralanması, karstik boşlukların varlığı ve su hareketi etkileri ile bina yükünden kaynaklanan farklı oturmalar meydana gelebileceği fikrini doğurmuştur.



Şekil 3. a-b) Çalışma sahasında bulunan Karstik Boşluklar

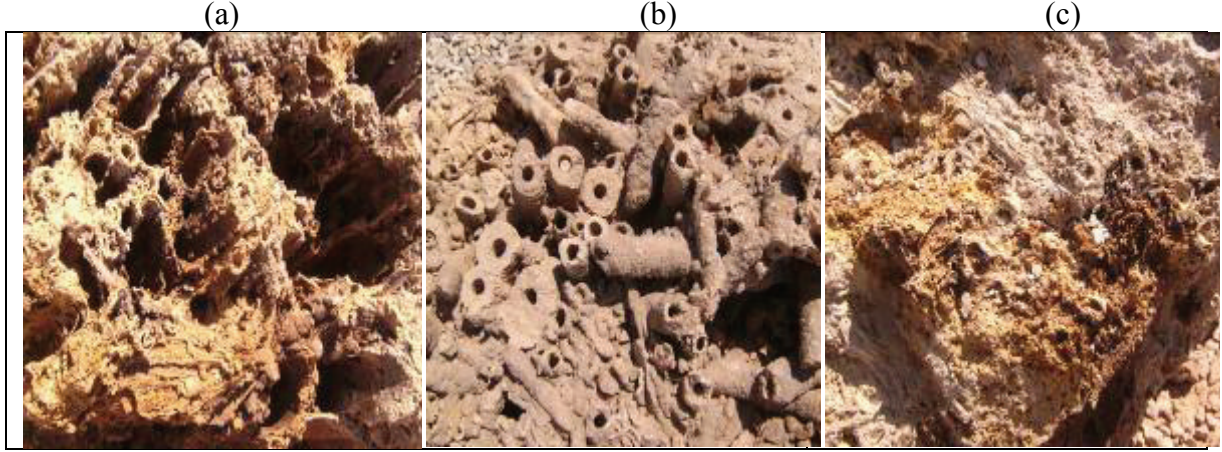
3.2 Antalya Travertenlerinin Geoteknik Özellikleri

Traverten, uzun süreli jeolojik devirlerde CaCO_3 bileşenli yer altı sıcak kaynak sularının içerisindeki karbonatların çökmesinden meydana gelen bir malzemedir. Antalya kentindeki mühendislik yapılarının temelleri, bu malzeme üzerinde inşa edilmiştir. Travertenlerin dokusu çökme ve ortam koşullarına bağlıdır. Çökme koşulları; sıcaklık, derinlik, karbonat yoğunluğu, flora, fauna değişikliklerine göre travertenler; masif, bitki dokulu ve gözenekli traverten olarak sınıflandırılmıştır.

Masif travertenler görünüşleri ile kireçtaşlarından ayırt edilmesi oldukça güçtür. Bunların dokusu kalsit minerallerinden oluşup, denizel yada gösel ortamın ürünüdür. Oluştugu ortamın organik kalıntılarını içerir. Masif travertenler, aragonit kristalli olup bitki fosilleri içerir. Travertenlerin içyapısındaki boşluklar, amorf silislerce doldurulmuştur. Masif travertenlerin geçirgenliği ise çok azdır.

Bitki dokulu travertenler ortamdaki bitki kök ve gövdelerinin karbonat çökelişi sonucunda çürümesiyle bitki boşlukları oluşur. Bu tip traverten, masif travertenden bağlayıcısına göre farklılık göstermektedir ve masif travertenden daha çok boşluklu bir yapıya sahiptir.

Gözenekli travertenler su derinliğinin az olduğu, ısınmanın çabuk, buharlaşma ve karbondioksit kaybının fazla olduğu ortamın ürünüdür. Çok gözenekli ve sünger görünümündedir. Boşluklarının bazıları kalsit çimento ile doldurulmuştur. Bu yapısı, oksidasyonun fazla oluşuna neden olduğundan kahve renklidirler.



Şekil 4. Kazı alanında bulunan Travertenler

a) Masif Traverten b) Bitki Dokulu Traverten c) Süngerimsi Traverten

İsmailov vd. (2005) travertenlerin geoteknik özelliklerini belirlemek için arazi ve laboratuvar deneyleri yapmışlardır. Laboratuvar çalışmaları için, Antalya yerleşim alanının çeşitli yerlerinden blok numuneler alınmıştır. Tüm deneyler ayrılmamış veya az ayrılmış numuneler üzerinde yapılmıştır. Travertenlerin fiziksel ve mekanik özelliklerini belirlemek için araziden alınan blok örneklerden laboratuvarında 3 cm çapında 6 cm boyutunda karot numuneler hazırlanmıştır. Bu amaçla masif, bitki dokulu ve gözenekli travertenlere ait örneklerden yararlanılmışlardır. Tablo 1 a ve b'de Antalya Travertenlerinin Fiziksel ve Mukavemet özellikleri gösterilmektedir.

Tablo 1. Antalya Travertenlerinin Mühendislik Özellikleri (İsmailov vd, 2005)

a) Fiziksel Özellikleri b) Mekanik Özellikleri

(a)

Traverten Türü	Birim Hacim Ağırlığı		Su İçeriği	Boşluk Oranı	Porozite
	γ_d (gr/cm ³)	γ_k (gr/cm ³)	Wn (%)	e	n (%)
Bitki Dokulu	2.26	1.96	15.30	0.19	16.0
Gözenekli	2.19	1.64	33.53	0.37	27.0
Masif	2.61	2.47	5.66	0.068	6.4

(b)

Traverten Türü	Tek Eksenli Basınç Gerilmesi	Çekme Gerilmesi	Kohezyon	İçsel Sürtünme Açısı
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)
Bitki Dokulu	171	18-20	28-30	41-42
Gözenekli	83	8-14	35-36	35-36
Masif	214	24-30	45-49	41-46

4. ENJEKSİYON TEKNİKLERİ

Zemin enjeksiyonu, temel olarak akışkan malzemelerin basınç altında zemin içerisindeki boşluklara enjekte edilmesidir. Buradaki amaç zeminin ya da kaya kütlelerinin mühendislik özelliklerini iyileştirmektir. Nitekim bu iyileştirme zeminin gerilme-deformasyon ve dayanım gibi mekanik özellikleri değiştirilerek/iyileştirilerek elde edilir.

Enjeksiyon teknikleri, enjeksiyon malzemesinin zemin içerisine yerleştirme biçimine bağlı olarak değişmektedir. Fakat enjeksiyon malzemesinin özelliğine bağlı olarak da (çimento enjeksiyonu veya kimyasal enjeksiyon) bir ayırım yapılabilir.

4.1 Emdirme (Permeasyon) Enjeksiyonu

Bu enjeksiyon tekniğinde düşük viskoziteli enjeksiyon malzemesi, zemin içerisindeki boşluklara, düşük basınçlarda nüfuz etmekte dolayısıyla zeminin hacmi ve yapısında bir değişiklik meydana getirmemektedir. Zemin içerisine enjekte edilen malzeme zamanla sertleşmekte ve böylece zeminin mekanik ve hidrojeolojik özelliklerini değiştirmektedir. Emdirme enjeksiyonunda hem süspansiyon türünde olan çimento şerbeti hem de kolloit yapıdaki saf kimyasal çözeltiler kullanılabilir. Fakat zeminin geçirimsizliği azaldıkça hem teknik hem de ekonomik zorluklar artmaktadır.

4.2 Kompaksiyon Enjeksiyonu

ASCE Enjeksiyon Komitesi (1980) , kompaksiyon enjeksiyonunu 25 mm'den daha az çökme değeri olan, plastisiteyi sağlayacak silt ve içsel sürtünmeyi sağlayacak kadar da kum içeren katı enjeksiyon malzemesinin, zemin boşlukları içerisine girmeksizin enjeksiyon noktası etrafında giderek genişleyen bir kütle oluşturacak ve bu sayede etrafındaki gevşek zeminleri sıkıştıracak şekilde yüksek basınçlarda enjekte edilmesi olarak tanımlamıştır. Gevşek veya yumuşak zeminlerin derin sıkıştırma yöntemlerinden biri olan kompaksiyon enjeksiyonunun kullanımı, çok derinlerdeki bölgesel zemin tabakalarını efektif olarak sıkıştırabilmesi, kullanılan ekipmanın dar bölgelerde hatta bina bodrum katlarında bile çalışabilmesi, yapım esnasında nispeten daha az atık ve kirlilik oluşturması ve mevcut yapılar üzerindeki titreşim etkilerinin asgari olması nedeniyle giderek yaygınlaşmaktadır. Özellikle son 15 yıllık bir süre içerisinde, her ne kadar uygulamalar sınırlı olsa da, sıvılaşma potansiyelini azaltmada kullanılmıştır.

4.3 Çatlatma Enjeksiyonu

Bu enjeksiyon tipinde zeminin kontrollü bir şekilde, kararlı fakat düşük viskoziteli çimento enjeksiyonu ile yüksek basınçlarda (4 MPa) çatlatılması söz konusudur. Bu enjeksiyon tekniği temel olarak permeasyon enjeksiyonunun mümkün olmadığı düşük geçirimsizliğe sahip, ince daneli zeminlerin stabilizasyonunda uygulanmaktadır. Çatlatma enjeksiyonunun gelişimi tünel veya kazı aktiviteleri esnasında meydana gelen oturmaları önleme (kompense etme) çalışmalarına dayanmaktadır. Çatlatma enjeksiyonu sonucunda zemin içerisinde ağaç dallarına benzer bir şekilde sertleşmiş çimento kanalları oluşmakta ve bu sayede zemin kontrollü bir şekilde ve bölgesel olarak sıkıştırılmaktadır.

4.4 Jet Enjeksiyonu

Bu enjeksiyon türünde tasarım derinliğine kadar, su kullanılarak delgi yapılmakta ve delgi için kullanılan tijlerin ucundaki nodullardan yüksek basınçlarda çimento şerbeti zemine jetlenmektedir. Bu jetleme esnasında tijler de belirli bir hızla döndürülmekte ve yine belirli bir hızla da zemin içinde aşağıdan yukarıya doğru çekilmektedir. Böylece, belirli bir çapta ve boyda zemin içinde silindirik bir kolon oluşturulmaktadır. Jet enjeksiyonu sonucu zemin içerisinde oluşturulan kolonlar, temeller, döşemeler ve dolgular altında taşıma gücü ve oturma kontrolü için kullanılabilmesi gibi yumuşak zeminlerde açılan tünellerde ve yumuşak killerdeki derin kazılarda kazı tabanı altında payanda elemanı olarak da kullanılabilir.

4.5 Kontakt Enjeksiyonu

Tünellerde genellikle iki tür enjeksiyon yapılır. Birincisi kontakt enjeksiyonu, ikincisi konsolidasyon enjeksiyonudur. Ayrıca bu işlemlerin başarılı ve güvenli olması için daha sonra kesitler arasındaki muhtemel boşlukları doldurmak amacıyla kontrol enjeksiyonu yapılır. Son olarak, araştırma ve test kuyularıyla bu işlemler denetlenir. Test sonucu başarısız olan kuyular için onarım enjeksiyonuna başlanır.

Kontakt enjeksiyonunun temel amacı beton ile zemin arasındaki boşlukları doldurmaktır. Kontakt enjeksiyonunda; kuyu derinliği beton dahil, en az 90 cm boyunda ve enjeksiyon basıncı 3 kg/cm^2 olarak projelendirilmiştir. Kontakt enjeksiyonuna ağırlıkça çimento/su oranı 1/1 olan karışımla başlanır. Bu oranda refü basıncına erişilemezse, ağırlıkça çimento/su oranı 7/5 olan karışım verilmeye başlanır, yine refüye erişilemezse ağırlıkça çimento/su/ince kum oranı 1/1/1 olarak refü sağlanıncaya kadar enjeksiyona devam edilir.

4.6 Konsolidasyon Enjeksiyonu

Konsolidasyon enjeksiyonunun başlıca amacı beton çevresindeki kayaçların stabilitesinin sağlanmasıdır. Bu enjeksiyon tipi kontakt enjeksiyonu tamamlandıktan sonra delinecek araştırma kuyularından alınan karotların değerlendirilmesi sonucunda zayıf kaya koşulları ve sızma problemleri olan bölgelerde yapılması öngörülmüştür.

4.7 Kontrol Enjeksiyonu

Kontakt enjeksiyonu tamamlanan anolardan başlanarak iki kesitin ortasına ve tavana dik gelecek biçimde 2.5 m derinliğinde kontrol kuyuları açılır. Bu kuyularda kontrol enjeksiyonu kriter ve şartlarına göre enjeksiyona devam edilir. Kontrol enjeksiyonunda amaç iki kesit arasında kalan muhtemel boşlukları doldurmaktır.

5. ZEMİN İYİLEŞTİRMESİNİN DETAYLARI

5.1 Travertenler İçerisindeki Karstik Boşluklar

Temel kazısındaki zemin içerisinde gelişen karstik boşuklardan bir kısmı çökme koşullarında oluştuğu; ama önemli bir kısmının ise tektonik kökenli çekme ve makaslama çatlaklarına bağlı olarak geliştiği gözlemlenmiştir. Özellikle çekme çatlaklarının su hareketinde ve buna bağlı eriyebilir, genişleyebilir yapıda karstik boşluk oluşumunda önemli rol oynadıkları saptanmıştır. Antalya yöresi çok yağış aldığından; asidik özellik taşıyan yağmur suları bu kırık ve çatlaklar içerisinde rahatlıkla hareket edebildiklerinden, bu kırıkların etkisiyle gelişmiş olan birbirleriyle bağlantılı olan, bu boşlukların genişlemesine neden olmaktadır. Tektonik kökenli bu boşluklarda suyun kolay hareketi, gerek boşluklarda ve gerek ise civarındaki zayıf çimentolu/çimentosuz malzemelerin taşınmasına ve dolayısıyla boşlukların genişlemesine neden olmaktadır. Bunun sonucunda bina yükünün etkisiyle zeminde oturma, çökme, çatlama sonucunda üstyapıda çatlaklar yada kolon patlamaları meydana gelebilmektedir.

5.2 Konsolidasyon Enjeksiyonu Uygulanması

Enjeksiyon; zeminin veya kayaların geoteknik karakteristiklerini iyileştirmek, boşluk ve çatlakları doldurmak, su sızıntısı ve akıntılarının önlemek amacıyla enjeksiyon malzemesinin enjekte edilmesidir. Zeminin veya kayanın konsolidasyonunun istenen dereceye çıkarılması, üzerine gelecek yükü taşıyabilecek şekilde pekiştirilmesi, kuvvetlendirilmesi amacıyla yapılan enjeksiyon türü ise konsolidasyon enjeksiyonudur.

Delici makine ile açılan ortalama 10–30 m'lik kuyu içine (enerji deliği) bırakılan tij+matkap ucundan zemine enjeksiyon karışımı basınçlı olarak basılmış, projeye göre tatbik noktası üzerinde kuyuya packer yerleştirilerek, enjeksiyon karışımının zemine girmesi sağlanmıştır. Uygulama esnasında kademeli enjeksiyon yapılmış, bir kademe bittikten sonra diğer kademe delinerek enjeksiyona devam edilmiştir. Konsolidasyon enjeksiyonunda; enjeksiyon basıncı 2 kg/cm², enjeksiyon kuyu çapı ise 60 mm olarak projelendirilmiştir. Genellikle 1/3 oranında çimento şerbeti kullanılmış, şerbet akışının çok yoğun olduğu bölgelerde harç enjeksiyonuna geçilerek refü sağlanabilmiştir. Toplam 11.400 m³ enjeksiyon yapılmıştır.



Şekil 5. a-b) Enjeksiyon Ekipmanı ve Çalışma sahasından görüntüler

6. SONUÇLAR

Antalya il sınırları içerisinde inşa edilen Büyükşehir Belediyesi hizmet binası temel zemininin iyileştirilmesine yönelik vaka analizidir. Çalışma alanında zemin kısmen ayrılmış kaya kalitesindeki traverten niteliğindedir. Temel zemininin incelenmesi için Derinlikleri 26 m olan 8 ayrı lokasyonda zemin sondaj çalışması yapılmıştır. Zemin profilinin -7.50 m kotundan itibaren travertenlerin,yumuşak süngerimsi travertenler ile sert masif travertenlerden meydana geldiği görülmektedir.Alınan karot örneklerinden; 10 m derinliğe kadar olan travertenlerin RQD değerleri % 40 iken derinlik arttıkça bu RQD değerleri % 20 seviyelerine kadar inmektedir.

Temel zemininin güçlendirilmesi için konsolidasyon enjeksiyonu uygulanmıştır. 1/ 3 oranlı çimento şerbetli enjeksiyon karışımı delici makine ile açılan ortalama 10 ~ 30 m lik kuyulara basılmıştır. Şerbet akışının çok yoğun olduğu bölgelerde harç enjeksiyonuna geçilerek refü sağlanabilmiştir. Enjeksiyon işlemi tamamlandıktan sonra kontrol amaçlı derinlik boyunca karot numuneleri alınmıştır. Alınan karot örneklerinde boşlukların tamamen dolduğu ve herhangi bir anomaliye rastlanılmadığı gözlemlenmiştir. Alınan bu karot numuneleri üzerinde yapımcı firma herhangi bir mukavemet testi yapmamıştır. Boşlukların dolu olması yeterli kabul edilmiştir. Uygulama tamamlandıktan sonra temel yapımına geçilmiştir.

KAYNAKLAR

- Acar, M.H., Budak, G. ve Kılıcı, R.E. (2005), “Antalya Yöresinin Deprem Riski Açısından Değerlendirilmesi”, Antalya Yöresinin İnşaat Mühendisliği Sorunları Kongresi, Syf: 528-538.
- Atalay, U.,(2007) “Antalya Büyükşehir Belediyesi Hizmet Binası Zemin Etüt Raporu”
- Committee on Grouting of the Geotechnical Engineering Division, (1980) “, Preliminary Glossary of Terms Relating to Grouting”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, , ASCE, Cilt 106,No. GT7, Syf: 803-815.
- İsmailov, T., Özçelik, M. ve Şener, E. (2005), “Evsel Sıvı Atıkların Antalya Yerleşim Alanındaki Travertenlerin Geoteknik Özelliklerine Etkisi”, Antalya Yöresinin İnşaat Mühendisleri Sorunları Kongresi, Syf: 432-440.
- Karaman,E. ve Türker, E. (2007) “Antalya Büyükşehir Belediyesi Hizmet Binası Temel Zeminindeki Çatlak, Kırık ve Boşluklar İçin Yapılan Enjeksiyonların Değerlendirme Raporu”
- Toklu, İ. ve Kaya,C., (2005) “Antalya Büyükşehir Belediyesi Hizmet Binası Zemin Etüt Raporu”
- Tunçdemir, F. (2004), “ Temel Zeminlerinin Enjeksiyon Tekniğiyle İyileştirilmesi”, Türkiye Mühendislik Haberleri Dergisi, Sayı 430, 59-64.
- Yeşilnacar, M.I., (2005) “Şanlıurfa Tünellerinde Enjeksiyon Çalışmaları”, DSİ Teknik Bülteni, Sayı: 100,Syf : 3-10.

GEOGRİD DONATILI KUM ZEMİN ÜZERİNE OTURAN ŞERİT TEMELLERİN OTURMASI ÜZERİNE DENEYSEL BİR ÇALIŞMA

AN EXPERIMENTAL STUDY FOR SETTLEMENT OF STRIP FOUNDATION ON GEOGRID-REINFORCED SAND

Atila DEMİRÖZ¹

Özcan TAN²

ABSTRACT

In this study, design factors affecting the settlement of strip foundation on geogrid-reinforced sand were investigated experimentally. The experiments were made according to Taguchi's 5 parameter, 4 level, and standard L₁₆ orthogonal arrays. Signal-to-noise (S/N) and variance analysis are used to determine the levels of the factors affecting the bearing capacity. It was determined that the most effective parameters on settlement value are foundation width (with 52 % influence ratio) and foundation depth (with 30 % influence ratio). While the foundation width and depth increased, the settlement value increased also.

Keywords: Reinforced Soil, Taguchi Method, Geogrid, Foundation settlement, Sandy soils.

ÖZET

Çalışmada, geogrid donatılı kum üzerine oturan sürekli temellerde sınır taşıma gücüne ulaşılması için gerekli oturma miktarları deneysel olarak araştırılmıştır. Deneyler, Taguchi yöntemine göre 5 parametrelili (temel genişliği, temel derinliği, donatı uzunluğu, donatılar arası uzaklık ve donatı sayısı) 4 seviyeli standart L₁₆ ortogonal dizin tablosu seçilerek yapılmıştır. S/N ve varyans analizleri yapılarak oturma miktarını etkileyen faktörlerin etki dereceleri ve güvenilirlikleri belirlenmiştir. Oturma miktarı üzerinde etkili parametreler % 52 etki derecesi ile temel genişliği ve % 30 ile temel derinliği olarak belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Donatılı zemin, Taguchi yöntemi, Geogrid, Oturma, Kum

¹ Öğr. Gör. Dr. Atila. DEMİRÖZ, Selçuk Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fak. İnş. Müh. Böl., atillademiroz@hotmail.com

² Doç. Dr. Özcan TAN, Selçuk Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fak. İnş. Müh. Böl., ozcantan@selcuk.edu.tr

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinde son yıllarda sıklıkla kullanılan ve hızlı şekilde gelişim ve değişim gösteren malzemelerin başında polimer esaslı geosentetik malzemeler gelmektedir. Fabrika koşullarında üretilen polimerik malzemeler zemin ile birlikte kullanılarak geoteknik projelerin hayata geçirilmesinde önemli rol oynamakta ve ortam performansını arttırarak geleneksel yöntemlere göre maliyetleri de düşürerek estetik ve ekonomik çözümler elde edilmektedir. 1960'lı yıllarda Fransız yol araştırma laboratuvarında donatılı zemin kullanımının faydalı etkilerini değerlendirmek amacıyla birçok araştırmalar yapılmış ve önceki yapılan çalışmaların sonuçları da dikkate alınarak Vidal (1968) tarafından kapsamlı bir değerlendirme yapılmıştır.

Geogridler, yüksek çekme dayanımı, elastisite modülü ve sıyrılma direncine sahip, üzerinde düzgün olarak dağılmış elips, dikdörtgen ya da kare boşluklar bulunan ve özellikle zemin güçlendirmesinde kullanılan bir geosentetik türüdür. Tek eksenli ve çift eksenli olmak üzere iki gruba ayrılan geogridlerle güçlendirmede temel ilke, zemin yapısı içerisinde düşük deformasyona karşılık yüksek çekme mukavemeti oluşturmaktır. Bu da, temel zemini ile geogrid arasındaki kenetlenme sayesinde ortaya çıkmaktadır. Geogrid donatılı zeminler üzerinde günümüze kadar çok çeşitli bilimsel araştırmalar yapılmış olup bunlardan birkaç tanesi aşağıda özet olarak verilmiştir.

Yetimoğlu ve diğerleri (1994), tek eksenli geogrid donatılı kum zemin üzerine oturan dikdörtgen temellerin taşıma kapasitesini araştırmışlardır. Çalışma sonucunda; donatılı zeminlerde yapılan deneylerde göçme anındaki oturmaların daha fazla olduğu, donatılı zeminin nihai taşıma gücünün donatısız zemine göre dört kat daha fazla olduğu belirlenmiştir. Çok tabakalı donatılı kumlu zeminlerde ilk donatı tabakası derinliğinin $u=0.3B$ değerinde maksimum taşıma kapasitesine ulaştığı ve donatılar arası düşey aralığın $z=0.20B\sim 0.40B$ arasında değiştiği, donatı boyu $4.5B$ 'yi geçerse BCR değerinin sabit kaldığı belirtilmiştir.

Adams ve Collin (1997), model deneylerle donatılı kum zemin üzerine oturan kare tekil temellerin göçme oluşuncaya kadar belirli yükler altında donatı parametrelerinin taşıma gücüne ve oturmaya olan etkilerini araştırmışlardır. Donatı parametreleri olarak donatılar arası düşey aralık, donatı tabakasının boyutu, donatı tabaka sayısı, zeminin sıklık derecesi seçilmiştir. Donatı sayısı $N=3$ durumunda en büyük taşıma kapasitesi değerine ulaşılmış, Zeminde iyileştirmenin sadece tabaka sayısına göre değil toplam donatı derinliği ve donatılar arası düşey mesafeye göre değiştiği belirtilmiştir.

Shin ve Das (2000), tarafından yapılan çalışmada, geogridle güçlendirilmiş kum zemin üzerindeki şerit temelin taşıma kapasitesi incelenmiştir. Çok tabakalı geogrid donatılı orta sıklıkta sıkıştırılmış kum zemin üzerine oturan şerit temelin değişik derinlikteki ve yüzey temel koşulları göz önünde tutularak BCR değerleri araştırılmıştır. Temel derinliği temel genişliğinden daha küçük tutulmuştur. Deney sonucunda ilk donatı tabakası derinliğinin $u=0.3B$ değerinde maksimum taşıma kapasitesine ulaşıldığı belirtilmiştir.

Alawaji (2001), kumlu ve yumuşak zeminler üzerine oturan ($D=100$ mm) dairesel temelin taşıma kapasitesi araştırılmıştır. Deneyler 450 mm çapında, 350 mm yüksekliğinde dairesel çelik tank içinde, % 80'i yumuşak, % 20'si kum zemin ve TENSAR SS2 geogrid donatı

malzeme olarak kullanılmıştır. Çalışmada oturma miktarı, elastisite modülü ve taşıma kapasitesi, geogrid tabakasının derinliği ve genişliği değiştirilerek araştırılmıştır.

Atalar ve diğerleri (2002), geogrid takviyeli ayrık daneli zemin üzerine yerleştirilen düzenli yüklü dairesel plaklarla iletilen gerilmeyi ölçmek için okyanustan kazanılmış arazi üzerinde (Güney Kore'deki Inchon Uluslararası Havalimanı İnşaatı) yükleme deneyleri yapmışlardır. Çalışmada gerilme dağılımı, temel üzerindeki yükün büyüklüğü, takviye için kullanılan geogrid donatı levhalarının sayısı ve geogrid takviyeli zeminin kalınlığı araştırılmıştır.

Patra ve diğerleri (2005), çok tabakalı geogridle güçlendirilmiş orta sıklıktaki kum zemin üzerinde, eksantrik yüklü şerit temelin değişik derinlikte ve yüzey temel koşullarındaki durumu dikkate alınarak zeminin taşıma kapasitesini incelemiştir. Deneyde içsel sürtünme açısı 42.4° ve rölatif sıklığı %71 olan doğal kum ile tekyönlü TENSAR BX1100 geogrid donatı kullanılmıştır. Donatılı zeminler üzerinde yapılan tüm deneylerde boyutsuz parametreler; $u/B=0.35$ $h/B=0.25$, $b/B=5$ ve $e/B=0.1$ olarak alınmıştır.

Yıldız ve diğerleri (2006), tarafından yapılan çalışmada geogrid donatılı kum üzerine oturan dairesel temellerin taşıma kapasitesi sonlu elemanlar analizi ve PLAXIS bilgisayar programı kullanılarak yapılmıştır. Analizlerde donatı konfigürasyonu (u , h , N ve BR) parametreleri seçilerek donatıdan dolayı taşıma kapasitesinde meydana gelen artışlar, taşıma kapasitesi oranı BCR terimi ile ifade edilmiştir. İlk donatı tabakası $0.30D$, donatı tabakası arasındaki düşey mesafe $0.20D-0.30D$ arasında, donatı tabaka sayısı $N=4$ ve donatı uzunluğu $BR=3B$ olarak seçilmesi durumunda BCR değerinin donatılı zeminlerde 3.5 kat daha artış gösterdiği belirtilmiştir.

Kumar ve diğerleri (2007), tarafından yapılan çalışmada düşük taşıma kapasitesine sahip bir kum dolgu üzerinde güçlü bir kum tabakasından oluşan (donatılı/donatısız) temel zemini üzerinde inşa edilmiş şerit temellerin nihai taşıma kapasitesi incelenmiştir

Bu çalışmada, geogrid donatılı kum üzerine oturan merkezi yüklü sürekli temellerde sınır taşıma gücüne ulaşılması için gerekli oturma miktarları 5 faktör (temel genişliği, temel derinliği, donatı uzunluğu, donatı tabaka sayısı ve donatılar arası uzaklık) dikkate alınarak deneysel olarak araştırılmıştır. Deneyler, Taguchi yöntemine göre 5 parametrelilik ve 4 seviyeli standart L_{16} ortogonal dizin tablosuna göre yapılmıştır. S/N ve varyans analizleri yapılarak faktörlerin etki dereceleri ve güvenilirlikleri belirlenmiştir. Çalışma hakkında ayrıntılı bilgi Demiröz (2008)'de bulunmaktadır.

2. TAGUCHİ YÖNTEMİ

Taguchi Yöntemi ile bir deneysel çalışma için sonuç üzerinde etkili olan ve kontrol edilebilen faktörler kullanılarak seçilen en uygun ortogonal dizin ile oldukça az sayıda deney yapılarak parametrelerin sonuca etkileri araştırılabilmektedir.

Bu Çalışma için seçilen 5 parametrelilik ve 4 seviyeli ortogonal dizin (L_{16}) Tablo 1'de verilmiştir. Tablo 1 deki F1, F2, F3, F4 ve F5: çalışmada seçilen parametreleri, her deney numarası satırındaki rakamlar ise deneyin yapılacağı parametre seviyelerini göstermektedir. Taguchi Yöntemine göre hazırlanmış olan bu ortogonal dizin tablosu L_{16} sembolü ile gösterilmektedir. Her satır, satırda gösterilen faktör seviyeleri kullanılarak yapılacak deney programını göstermektedir.

Taguchi Yönteminde analizler; S/N (signal to noise) oranları (değişim indeksi) kullanılarak yapılmaktadır. S/N değişim indeksinin kullanılmasının nedeni, deneylerin tekrarlanması ile dış koşulların veya kontrol edilemeyen değişkenlerin alınan sonuçlar üzerindeki etkisini görebilmektir. S/N oranı aşağıdaki bağıntı ile belirlenmektedir.

$$S/N = -10 \log_{10}(MSD) \quad (1)$$

Tablo 1. Ortogonal dizin $L_{16}(4^5)$

Deney No	Parametreler ve Deneylerin Yapılacağı Parametre Seviyeleri				
	F1	F2	F3	F4	F5
1	1	1	1	1	1
2	1	2	2	2	2
3	1	3	3	3	3
4	1	4	4	4	4
5	2	1	2	3	4
6	2	2	1	4	3
7	2	3	4	1	2
8	2	4	3	2	1
9	3	1	3	4	2
10	3	2	4	3	1
11	3	3	1	2	4
12	3	4	2	1	3
13	4	1	4	2	3
14	4	2	3	1	4
15	4	3	2	4	1
16	4	4	1	3	2

Burada MSD hedef değer etrafındaki sapma karelerinin ortalaması olarak tanımlanmaktadır. MSD değeri hedef değer en büyük ve en küçük olması durumları için aşağıdaki bağıntılarla belirlenmektedir.

Hedef değer maksimum olması için:

$$MSD = \left(\frac{1}{Y_1^2} + \frac{1}{Y_2^2} + \dots + \frac{1}{Y_n^2} \right) / n \quad (2)$$

Hedef değer minimum olması için:

$$MSD = \frac{Y_1^2 + Y_2^2 + \dots + Y_n^2}{n} \quad (3)$$

Burada; Y_1, Y_2, \dots, Y_n : deney sonuçları, n : bir deneydeki tekrar sayısı, Y_0 : bilinen belirli hedef değerdir. Bu yöntemle göre yapılmış bir deney tasarımında, optimum deney koşullarında beklenen hedef değerler ile deneylerin yapılmadığı durumlar için beklenen değerler (Y_{exp}) tahmin edilebilir. Bu değer, optimum koşullardaki faktör seviyelerinin ortalama S/N değerleri ve bütün tasarımın ortalama S/N değeri göz önüne alınarak belirlenmektedir.

$$Y_{exp} = \sqrt{\frac{1}{MSD}} \quad (5)$$

Deney sonuçlarının güvenilirliğini ve parametrelerin sonuca etki derecelerinin belirlenmesi için çeşitli istatistiksel analizler yapılmaktadır. Bunun için varyans analizi (ANOVA) olarak bilinen standart istatistiksel teknik kullanılmaktadır. Sonuçların güven düzeyleri varyanstan ölçülmektedir. ANOVA analizi ile ortogonal dizinde bulunan her parametrenin sonuç üzerindeki etkileri değerlendirilmektedir. Yöntem hakkında detaylı bilgi Taguchi (1987) de bulunmaktadır.

3. MATERYAL ve METOD

Materyal

Donatısız ve geogrid donatılı kum zeminler ($D_r=85$) üzerine oturan model taşıma gücü deneylerinde kullanılan malzemeler ve deney düzeneği aşağıda açıklanmıştır.

Deney Kumusu: Deneylerde 0.4-2 mm aralığında kötü derecelenmiş doğal kum kullanılmıştır. Kumun indeks özellikleri Tablo 2 de verilmiştir.

Tablo 2. Deney Kumunun Özellikleri

Zemin Sınıfı (USCS)	SP
Efektif Dane Çapı D_{10} (mm)	0.35
D_{30} (mm)	0.48
D_{60} (mm)	0.55
Üniformluk Katsayısı C_u	1.4
Derecelenme Katsayısı C_c	1.05
Özgül Yoğunluk G_s	2.68

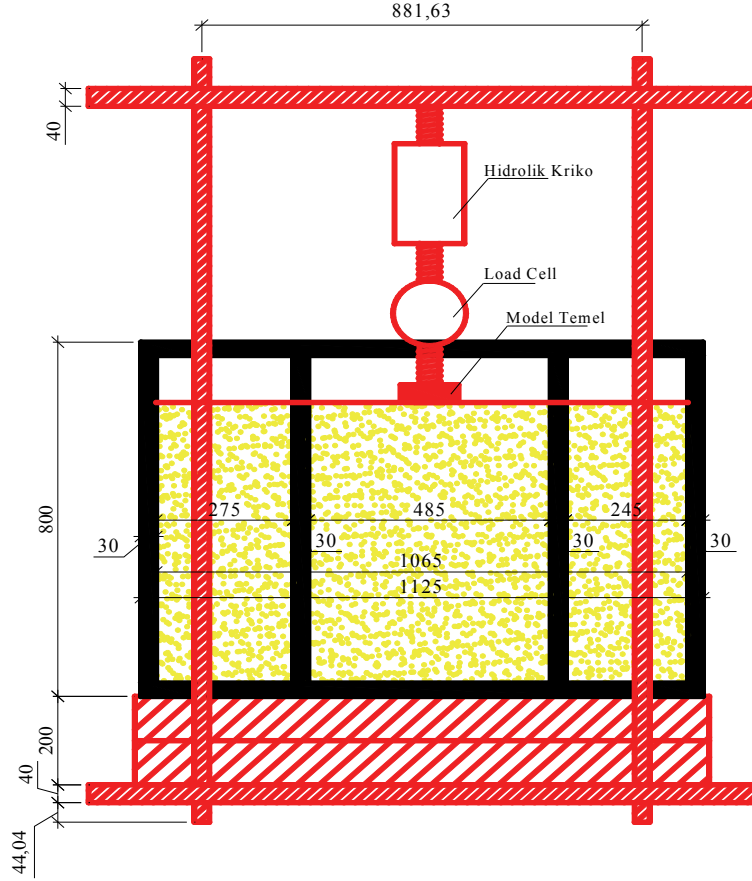
Geogrid: Deneylerde kullanılan tek yönlü geogridin (UR55) özellikleri Tablo 3 de verilmiştir.

Tablo 3. Geogridin Fiziksel ve Mekanik Özellikleri (URL-1)

Donatı Tipi	GEOGRİD UR55					
Birim ağırlık (g/m^2)	500					
Hammadde	PP					
Rulo boyutları (m)	Boy			En		
	60			1		
Çekme dayanımı (kN/m)	Boyuna			Enine		
	55			12		
Kopma uzaması (%)	Boyuna			Enine		
	11			13		
Ölçüler (mm)	A	B	c	d	t_1	t_2
	80	14	5	10	2.50	0.95

Deney Düzeneği: Model temellerle taşıma gücü deneyleri genişliği 39cm, uzunluğu 112.50 cm ve yüksekliği 80 cm olan deney tankı içerisinde yapılmıştır (Şekil 1). Tankın ön ve arka yüzleri kalın temperli cam plakalardan, yan yüzeyleri ise et kalınlığı 3 mm olan çelik

saçtan yapılmıştır. Deneyler esnasında deformasyonları engellemek için tankın yan yüzeyleri yatay ve düşey profillerle desteklenmiştir. Deney tankı yükleme çerçevesi içine monte edilmiştir. Yükleme çerçevesi farklı çelik profillerden imal edilmiş ve üst kat seviyesinden düşey yük uygulanabilecek şekilde tasarlanmıştır. Deneyler esnasında okunan değerler veri toplama sistemi ile bilgisayara aktarılmış ve kayıt altına alınmıştır.



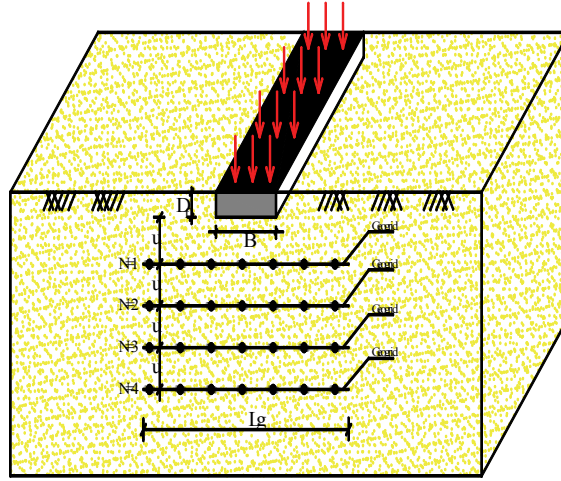
Şekil 1. Deney Düzenegi

Deney Programı

Deneylerde kullanılan parametreler ve bu parametrelerin seviyeleri Tablo 4. te, parametrelerin şematik gösterimi ise Şekil 1'de verilmiştir. Tablo 1'de verilen L16 tasarımına uygun olarak deneyler yapılmış ve sonuçlar değerlendirilmiştir.

Tablo 4. Seçilen parametreler ve seviyeleri

Seviye	Parametre				
	Genişlik B (cm)	Donatı sayısı, N	Donatı derinlik Oranı, U	Donatı uzunluğu, L _G	Temel derinliği, D _f
1	B ₁ =4	N ₁ =1	U ₁ =0.25B	L _{G1} =4B	D _{f1} =0
2	B ₂ =6	N ₂ =2	U ₂ =0.50B	L _{G2} =6B	D _{f2} =0.5B
3	B ₃ =8	N ₃ =3	U ₃ =0.75B	L _{G3} =8B	D _{f3} =1.0B
4	B ₄ =10	N ₄ =4	U ₄ =1.0B	L _{G4} =10B	D _{f4} =1.5B



Şekil 2. Donatı ve temele ait parametreler

4. BULGULAR

S/N VE VARYANS ANALİZLERİ

16 farklı deney için ölçülen oturma miktarları kullanılarak hesaplanan S/N değerleri Tablo 5'te, parametre seviyelerine ait ortalama S/N değerleri ise Tablo 6'da verilmiştir.

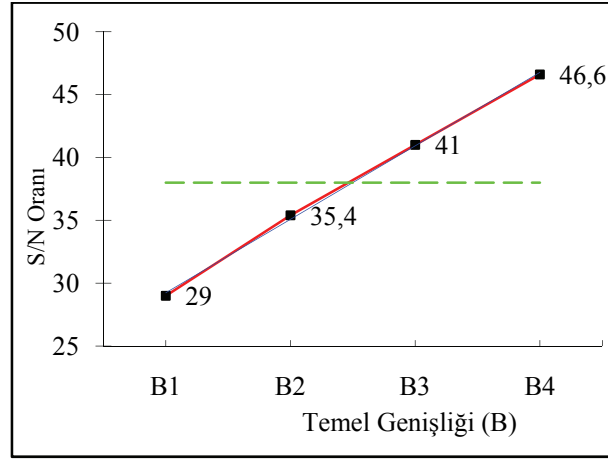
Tablo 5. Oturma miktarları için S/N oranları

Deney No	1	2	3	4	5	6	7	8	Ortalama S/N oranı
Ortalama oturma (mm)	0.6	5.9	3.85	4.5	13	12.3	3.7	2.0	
S/N oranı	42,5	54,6	54,7	54,4	54,9	57,6	52,3	50,0	55,70
Deney No	9	10	11	12	13	14	15	16	
Ortalama oturma (mm)	10.2	4.4	29.5	13.4	18.3	18.6	17.0	40.4	
S/N oranı	54,2	50.4	63,5	60,1	57.0	58.7	60,7	65.7	

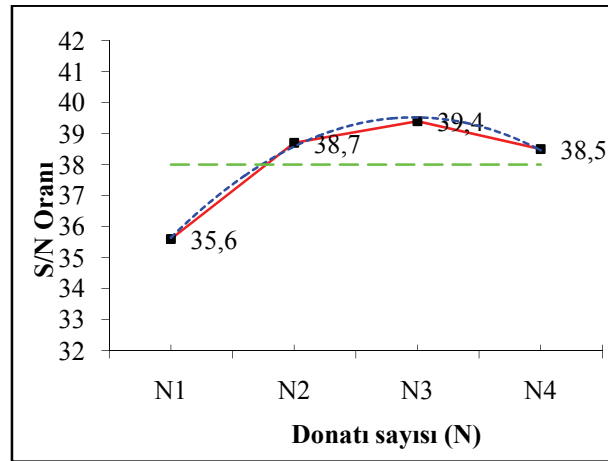
Tablo 6. Parametre Seviyelerinin Ortalama S/N Değerleri

Parametre	S/N ORANLARI			
	1. seviye	2. seviye	3. seviye	4. seviye
Temel genişliği (B)	29.0	35.4	41.0	46.6
Donatı sayısı (N)	35.6	38.7	39.4	38.4
Donatı derinlik oranı (U)	39.7	41.2	35.9	35.2
Donatı uzunluğu (L_G)	33.7	38.8	39.6	39.9
Temel derinliği (D_f)	29.6	39.7	40.2	42.6
Ortalama S/N	38.0			

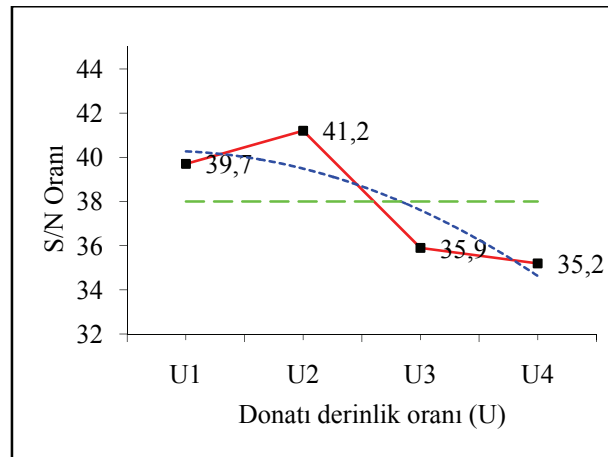
Tablo 6’da verilen ortalama S/N değerleri kullanılarak çizilen değişim grafikleri Şekil 3-7 de verilmiştir.



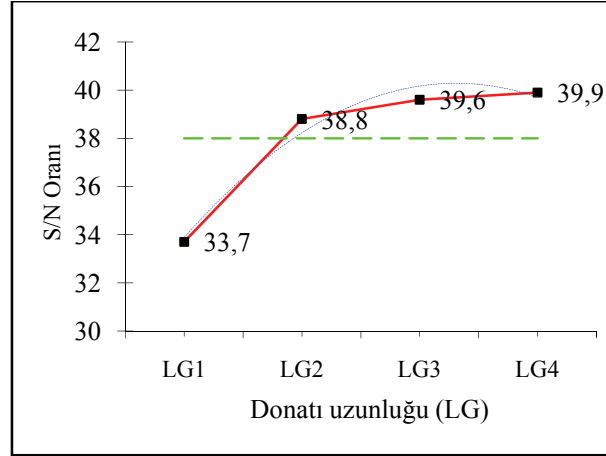
Şekil 3. Temel genişliği ile S/N oranları arasındaki değişim



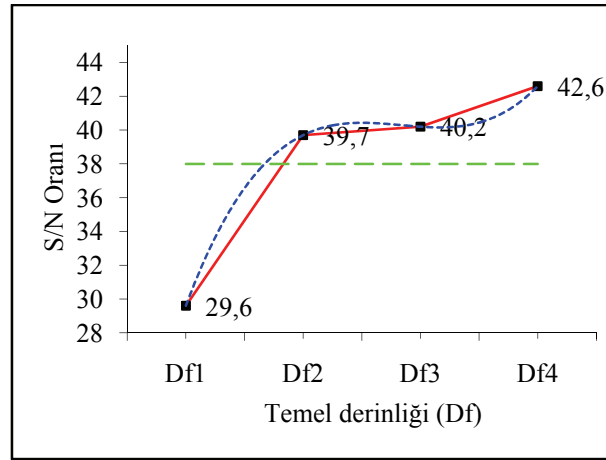
Şekil 4. Donatı sayısı ile S/N oranları arasındaki değişim



Şekil 5. Donatı derinlik oranı ile S/N oranları arasındaki değişim



Şekil 6. Donatı uzunluğu ile S/N oranları arasındaki değişim



Şekil 7. Temel derinliği ile S/N oranları arasındaki değişim

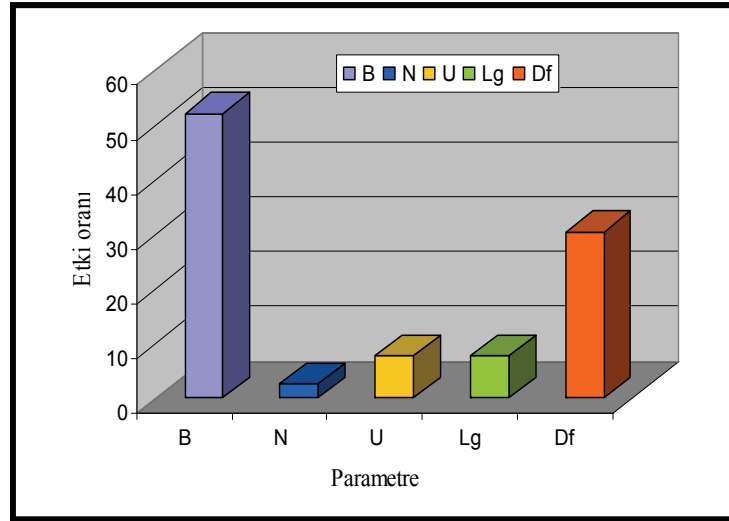
Geogrid donatılı zemin üzerindeki sürekli temelde temel genişliği arttıkça sınır taşıma gücüne ulaşıldığı andaki oturma değeri doğrusal olarak artmaktadır (Şekil 3). Donatı sayısı ile S/N oranı arasındaki değişim grafiği (Şekil 4) incelendiğinde genelde donatı sayısı $N=3$ değerine kadar oturma miktarının arttığı görülmektedir. Donatı derinlik oranının 2. seviyesine ($u=0.5B$) oturma miktarı artmakta, bu seviyen sonra ise azalmaktadır (Şekil 5). Donatı uzunluğu $L_G=10B$ değerine kadar (4. seviye) oturma yavaş bir şekilde artmakta özellikle 2. seviyeden sonra artış hızı azalmaktadır (Şekil 6). $D_f=0.5B$ değerine kadar temel derinliği arttıkça oturma değeri de hızlı bir şekilde artmakta, bu değerden sonra ise $D_f=1.5B$ değerine kadar çok az artış gözlenmektedir (Şekil 7).

Geogrid donatılı kuma oturan sürekli temellerde parametrelerin oturma üzerindeki etkilerini ve etki derecelerini belirlemek amacıyla çok değişkenli varyans analizleri (ANOVA) yapılmış olup sonuçları Tablo 7 de verilmiştir.

Tablo 7. Varyans analizi sonuçları

Parametre	Serbestlik Derecesi (DOF)	Kareler Toplamı (Ss)	Varyans	Etki oranı (P) (%)
Temel genişliği (B)	3	658.7	228.6	51.9
Donatı sayısı (N)	3	33.1	11.0	2.5
Donatı derinlik oranı (u)	3	101.2	33.7	7.7
Donatı uzunluğu (L_g)	3	99.7	33.2	7.6
Temel derinliği (D_f)	3	400.1	133.4	30.3
Toplam	15	1319.9		100

Oturma için yapılan varyans analizi sonuçlarından görülebileceği gibi en etkili parametre % 51.90'lık oran ile temel genişliği (B), ikinci derecede etkili parametre ise %30.30'luk oran ile temel derinliği (D_f) dir. Donatı derinlik oranının etkisi % 7.7, donatı sayısının etkisi % 2.5 ve donatı uzunluğunun etki derecesi ise % 7.6 olarak belirlenmiştir. Parametrelerin etki dereceleri grafik olarak Şekil 8'de gösterilmiştir.



Şekil 8. Oturma için parametrelerin etki oranları

5. SONUÇLAR

Geogrid donatılı kuma oturan sürekli temelerde sınır taşıma gücüne ulaşıldığı andaki oturma miktarlarının deneysel olarak araştırıldığı çalışmada deneyler Taguchi yöntemine göre 5 parametrelilik, 4 seviyeli standart L_{16} ortogonal dizin tablosu seçilerek yapılmıştır. Deneysel ve istatistiksel çalışmaların değerlendirilmesine ait başlıca sonuçlar aşağıda maddeler halinde verilmiştir.

- Sınır taşıma gücüne ulaşmak için gerekli oturma miktarı üzerinde en etkili parametre % 52'lik oran ile temel genişliği olup temel genişliği arttıkça oturma miktarı da yaklaşık doğrusal olarak artmaktadır.
- İkinci derecede etkili parametre ise % 30'luk oran ile temel derinliği olup temel derinliği arttıkça oturma miktarı da artmaktadır.
- Donatı sayısı ve donatı uzunluğu arttıkça sınır taşıma gücüne ulaşmak için gerekli oturma miktarı da artmaktadır.
- Çalışma sonuçlarının güvenilirliği, Taguchi Yönteminin Geoteknik Mühendisliğinde karşılaşılan bu tür deneysel araştırmalarda ve matematiksel modellerin geliştirilmesinde uygulanabilirliğini göstermesi açısından önemlidir.
- Farklı zemin (zemin türü, sıklık, sertlik), temel (kare, dikdörtgen, radye ve daire), donatı (geogrid, geotekstil) parametreleri için daha kapsamlı deneysel çalışmalar yapılarak uygulamaya yönelik daha genel sonuçlar elde edilebilir.

Bu çalışma Selçuk Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinatörlüğü (BAP) tarafından 07101035 Nolu tez projesi olarak desteklenmiştir. Sağlanan destek nedeniyle S.Ü. BAP Koordinatörlüğüne teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- Adams, M. T., Collin, J. G., (1997), "Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundation", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol: 123 No:1 pp. 66-72
- Alawaji, H., A., (2001), "Settlement and Bearing Capacity of Geogrid-Reinforced Sand over Collapsible Soil", Geotextiles and Geomembranes, Vol: 19 pp. 75-88.
- Atalar, C., Das, M. B., Omar, M. T., ve Shin, E. C., (2002), "Geogrid Takviyeli Zemin Yastık Altında Gerilme Dağılımı", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği, Dokuzuncu Ulusal Kongresi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, Cilt II, ss.509-518.
- Demiröz, A., (2008), "Geogrid Donatılı Kum Üzerine Oturan Şerit Temellerde Taşıma Gücünü Etkileyen Tasarım Faktörlerinin Deneysel Olarak Araştırılması", Doktora Tezi, Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya, 247s.
- Kumar, A., Ohri, L. M., Bansal K. R., (2007), "Bearing Capacity Tests of Strip Footings on Reinforced Layered Soils", Geotechnical and Geological Engineering, Vol: 25, pp. 139-150.
- Patra, C. R., Das, M. B., Shin, E. C., (2005), "Ultimate Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Strip Foundations on Sand Reinforced With Geogrids", Paper Presented in International Symposium on Tsunami Reconstruction with Geosynthetics, Bangkok, pp.335-344.
- Patra, C. R., Das, M. B., Bhoi, M., Shin, E. C., (2005), "Eccentrically Loaded Strip Foundations on Geogrid-Reinforced Sand", Technical Note, Geotextiles and Geomembranes, pp.1-6
- Patra, C. R., Mandal, J. N., Das, M. B., (2005), "Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundation on Geogrid-Reinforced Sand", Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotech. Eng. (ISSMGE), Osaka-Japan, pp.12-16.
- Shin, E. C., Das, M. B., (2000), "Experimental Study of Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand", Geosynthetics International, Vol: 7, No: 1, pp.59-71.

- Taguchi, G., (1987), System of Experimental Design, ASI, Dearborn.
- Vidal M. H., (1968), “La Terre Arme”, AnnAnnales de L’Intitut Technique du Batiment et des Travaux Publics, pp.888-938. (as referred by Das, M. B.,1990).
- Yetimoğlu, T., Wu, J., Sağlamer, A., (1994), “Bearing Capacity of Rectangular Footing on Geogrids-Reinforced Sand”, Journal of Geotechnical Eng. ASCE, Vol: 120, No:12, pp. 2083-2099.
- Yıldız, A, A., Laman, M., Örnek, M., Demir, A., (2006), “Donatılı Kum Zeminlere Oturan Dairesel Temellerin Sayısal Analizi”, İkinci Ulusal Geosentetikle Konferansı, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, ss:75-84.
- URL -1, <http://www.cevreplastik.com.tr>.

SİSMİK TEPKİ ANALİZLERİ–BİR PARAMETRİK ÇALIŞMA

A PARAMETRIC STUDY OF SEISMIC RESPONSE

Tahir Erdem ÖZTÜRK¹

Erol GÜLER²

ABSTRACT

In this study, a parametric study of seismic response analysis of reinforced soil retaining structures was performed using a finite element analysis with a commercial computer program, Plaxis. It is aimed to determine the influence of reinforcement length, reinforcement spacing, wall height and block width on seismic-induced permanent displacements. Permanent displacements under earthquake loading conditions associated with different L/H ratios and reinforcement spacing for different wall heights varying between 2 m to 10 m are investigated. 20 seconds of Adapazarı earthquake was applied in dynamic analysis to understand the response of the reinforced soil retaining walls subjected to an earthquake.

Key words: Seismic response, finite element methods.

ÖZET

Bu parametrik çalışmada donatılı zemin istinad duvarlarının sismik tepki analizleri sonlu elemanlar yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmanın amacı donatı boyunun, donatı aralığının, duvar yüksekliğinin ve yüzey bloklarının genişliğinin ve ağırlıklarının deprem kaynaklı kalıcı deplasmanlara olan etkilerinin belirlenmesidir. 2 m ile 10 m arasında değişen duvar yüksekliklerinde farklı donatı boyu/duvar yüksekliği oranlarının ve farklı donatı aralıklarının deprem yükü altındaki kalıcı deplasmanlara olan etkisi incelenmiştir. Depreme maruz kalan donatılı zemin istinad duvarlarının tepkisini anlamak için dinamik analizlerde Sakarya Depreminin ilk 20 saniyesi kullanılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Sismik tepki, sonlu elemanlar yöntemi.

¹ Ar.Gör., Boğaziçi Üniversitesi, erdemtahir@hotmail.com

² Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, eguler@boun.edu.tr

1. GİRİŞ

Yapım kolaylığı ve deprem yükü altındaki başarılı performanslarından dolayı harçsız beton blok yüzey elemanlı geosentetik donatılı istinad duvarları ülkemizde

yaygınlaşmaktadır. Bu tip duvarların kullanımları düşük maliyet ve estetik görünüşleri yüzünden gün geçtikçe artmaktadır.

Bu çalışmada deprem yükü altında donatılı zemin istinad duvarlarında meydana gelecek kalıcı deplasmanlar incelenmiştir. Deformasyonların hesaplanmasında ticari bir sonlu elemanlar programı olan “Plaxis” programı kullanılmıştır.

2-10 m yüksekliklerdeki modüler blok yüzey elamanlarına sahip donatılı zemin istinad duvarların sismik tepkimelerine donatı rijitliği, dolgu malzemesi tipi, düşey donatı aralığının etkilerini incelemek için nümerik simülasyonlar yapılmıştır. Seçilen duvar yükseklikleri, donatı düşey aralıkları ve donatı boyları uygulamada genel olarak kullanılan değerlere uygun olarak belirlenmiştir.

Donatılı zemin duvarların sismik tepkilerinin analizinde kullanılan Plaxis sonlu elemanlar programı özellikle geoteknik mühendisliği konularına yoğunlaşan bir paket programdır. Bu programla yapılar iki boyutlu düzlem gerilme modeli kullanılarak analiz edilmiştir.

2. GÖÇME MODLARI

Geosentetik donatılı istinad duvar sistemlerinin stabilite analizlerinde statik ve sismik durumlarda dış, iç ve yüzey göçme modlarının herbiri için güvenlik katsayılarının hesaplanması için geliştirilmiş yöntemler bulunmaktadır.

Dış stabilite hesaplamaları donatılandırılmış zemin bölgesini ve ön cephe elemanlarını tek bir yapı gibi kabul eder. Kayma, dönme ve taşıma kapasitelerine karşı güvenlik katsayılarının değerlendirilişi klasik ağırlık tipi ve betonarme istinad yapılarında kullanılan yöntemlere benzerdir.

Donatılandırılmış zemin duvarların iç satibilite analizlerinde donatılandırılmış bölgeyle donatının yapısal bütünlüğünün sağlandığından emin olunmalıdır. Bu bölge için sıyırılma ve kopmaya karşı yeterli güvenliğin bulunduğu hesapla gösterilmelidir.

Yüzey stabilite analizlerinde yüzey elemanlarının topuk üzerindeki her bir katmanın ve bağlantılarının stabil olduğundan ve donatı katmalarına aşırı gerilmeler etki etmediğinden emin olunmalıdır.

3. SİSMİK ANALİZ YAKLAŞIMLARI

Donatılı istinad duvarlarının sismik analizlerinin analitik ve sayısal yaklaşımlarını 4 katagoride toplayabiliriz: Pseudo-statik metod, yerdeğiştirme metodu, dinamik sonlu eleman analizleri ve sonlu farklar metodları.

Pseudo-statik metod yer ivmesinin yatay ve dikey bileşenlerini kütle üzerine kütleyle orantılı statik yük olarak etkilen ve çözümde limit denge methodlarının kullanıldığı bir yöntemdir. Bütün limit-denge methodlarında olduğu gibi geosentetik donatılı duvar veya şevlerin pseudo-statik analizinde de deformasyonların hesaplanması mümkün değildir. Geosentetik donatılı zemin yapılarında kayma ve kesme mekanizmalarından kaynaklanan kalıcı deplasmanları iki yaklaşımdan biri kullanılarak hesaplanabilir. Bunlardan birisi Newmark yöntemi, diğeri de sonlu elemanlar analizidir.

Belirli ivme zaman dataları verildiğinde kalıcı deplasmanların hesaplanmasında Newmark'ın kayan kütlelerde kullandığı çift integral yöntemi kullanılabilir. (Newmark,

4.1. Zemin Parametreleri

4.1.1. Malzeme Parametreleri

Zeminin modellenmesinde elastik – tam palstik Mohr-Coulomb modeli kullanılmıştır. Bu modelin 5 temel parametreye ihtiyacı vardır ve bunlar: Elastisite Modülü E, Poisson oranı ν , kohezyon c, içsel sürtünme açısı ϕ ve genişleme açısı ψ 'dir. Toprağın Kayma modülü formül (1) ile hesaplanır;

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1)$$

Bu tip duvarlarda genelde yeraltı suyu birikimine müsaade edilmediği için modelde drenajlı malzeme özellikleri kullanılmıştır. Modellemede dolgu zemini, doğal zemin ve temel zemini olmak üzere üç farklı zemin kullanılmıştır. Her malzeme için kullanılan zemin parametreleri Tablo 1'de verilmiştir.

Dolgu zemini kısmen donatılı ve kısmen donatısız bölgelerde yer almaktadır. Bu bölge yüzeyde 28 m ve tabanda eğimden dolayı 25 m uzunluğundadır.

Doğal zemin dolgu bölgesinin arkasında kalan bölgedir. İnşaat durumunu simule etmek için doğal zeminin ön tarafında 2:1 eğimli bir kazı yapıldığı varsayılmıştır. Doğal zemin katı kil olup burada da zemin suyu bulunmadığı varsayılmıştır.

Duvar temel zemini kaya gibi katı bir toprak olarak kabul edilmiştir.

Tablo 1. Zemin Malzeme Özellikleri

Parametre	Dolgu Zemini	Doğal Zemin	Temel Zemini	Birim
Malzeme Modeli	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Birim Ağırlık (γ_{dry})	18	19	22	kN/m ³
Elastisite Modülü (E)	30000	35000	200000	kN/m ²
Poisson Oranı (ν)	0,3	0,2	0,1	-
Kohezyon (c)	5	50	100	kN/m ²
İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	35	1	30	°
Genleşme Açısı (ψ)	0	0	0	°
Kayma Modülü (G)	14563	17156	99009	kN/m ²

4.1.2. Donatı Parametreleri

Modelde kullanılan geosentetik donatılar çekme doğrultusunda normal rijitlikte olup eğilme momenti almayan elemanlardır. Donatının tek malzeme özelliği aksel elastik rijitliği olup EA değeri ile tanımlanmaktadır. Bu parametric çalışmada EA değerleri 2.000, 10.000 ve 69.000 kN/m olarak alınmıştır. 2.000 kN/m değeri tipik bir örgülü geotekstili, 10.000 kN/m değeri tipik bir geogridi ve 69.000 kN/m değeri de tipik bir metalik donatıyı temsil etmektedir.

Düşey donatı aralığının etkisini araştırmak için donatı aralığı olarak 0.2 m ve 0.4 m değerleri kullanılmıştır. Bu aralıklar pratikte de yaygın olarak kullanılan değerlerdir. Şekil 1 'deki referans model geometrisinde 6 m yüksekliğindeki bir duvar için L/H=0.7 oranını sağlayacak şekilde donatı uzunluğu 4.2 m olarak seçilmiştir. Bu oran genelde donatılı istinad duvarlarının statik tasarımları için minimum donatı uzunluğunun duvar yüksekliğine oranıdır. (Bathurst and Hatami, 1998)

4.1.3 Ön Cephe Elemanı Parametreleri

Beton modüler ön cephe elemanları toprak elemanı gibi modellenmiş ancak parametreleri beton özelliklerine uygun olarak seçilmiştir. Blok yüksekliği 0.2 m olarak seçilirken 0.2 ve 0.4 m olmak üzere iki blok genişliği irdelenmiştir. Dolu ve delikli blokları temsilen blokların birim hacim ağırlıkları sırasıyla $\gamma_{\text{block}}=23 \text{ kN/m}^3$ ve $\gamma_{\text{block}}=13 \text{ kN/m}^3$ olarak alınmıştır. İki modüler blok arasında arayüz elemanı tanımlanmıştır. Modüler blokların malzeme özellikleri Tablo 2 'de verilmiştir.

Tablo 2. Modüler Blok Malzeme Özellikleri

Parametre	Malzeme Modeli	Birim Ağırlık (γ_{block})	Elastisite Modülü (E)	Poisson Oranı (ν)	Kohezyon (c)	İç Sürtünme açısı (ϕ)
Ön Cephe Elemanı (1)	Mohr-Coulomb	23 kN/m ³	30000 kN/m ²	0.1	200 kN/m ²	35°
Ön Cephe Elemanı (2)	Mohr-Coulomb	13 kN/m ³	30000 kN/m ²	0.1	200 kN/m ²	35°

4.1.4 Ara Yüzey Parametreleri

Ara yüzey, yapı elemanları ile zemin arasındaki etkileşimi modellemek için kullanılmıştır. Bu etkileşim bu yüzeydeki kayma direncinin uygun bir mukavemet indirgeme katsayısı (R_{inter}) ile çarpılması ile modellenmektedir.

Ara yüz mukavemet özellikleri toprak mukavemeti değerleri kullanılarak aşağıdaki gibi elde edilir;

$$c_{\text{inter}} = R_{\text{inter}} \times c_{\text{soil}} \quad (2)$$

$$\tan \phi_{\text{inter}} = R_{\text{inter}} \times \tan \phi_{\text{inter}} \quad (3)$$

Bu çalışmada kullanılan sonlu elemanlar modelinde temel ve dolgu arasında, dolgu ve doğal zemin bölgeleri ve bütün blok elemanları arasında ara yüzey tanımlanmıştır. Mukavemet indirgeme katsayısı dolgu temel arası, dolgu doğal zemin arası ve bloklar kendi arasında olmak üzere sırasıyla 0.7, 0.5 ve 0.7 olarak alınmıştır.

4.2 Sınır Koşulları

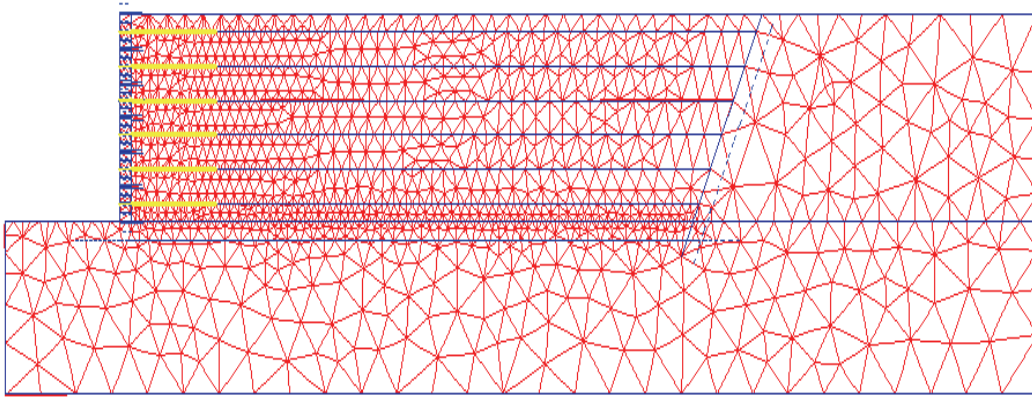
Modelde sağ ve sol sınırlar sadece yatay sabitliğe sahipken taban sınırı ise hem yatay hemde dikey sabitliğe sahip olarak tanımlanmıştır ($u_y = 0$ and $u_x=0$).

Dinamik hesaplamada toprağın yarı sonsuz bir ortam olduğu gerçeğini hesaba katabilmek için sönümleyici sınırlar kullanılmıştır. Bu özel sınırlar olmaksızın dalgalar model sınırlarından yansıtılıp tekrar modele döneceği için sonuçları sağlıksız bir şekilde etkilemektedir. İşte bu sahte yansıma etkisinden kurtulmak için tabanda, sağ ve sol kenarlarda sönümleyici sınırlar kullanılmıştır.

4.3 Kullanılan Sonlu Elemanlar Ağı

Sonlu eleman hesaplamasının yapılabilmesi için model geometrisi elemanlara bölünür. Bu aşama üçgenleştirme prensibine dayanır ve optimize edilen üçgenler sonlu elemanlar ağını oluşturur. Sonlu elemanlar analizi genellikle düzgün aralıklı elemanlardan oluştuğu takdirde sayısal olarak daha iyi bir performans sunar (Brinkgreve, R.B.J. and Vermeer, P.A., 1998).

Bu çalışmada kullanılan sonlu elemanlar ağı Şekil 2 'de gösterilmiştir. Modelimizde temel çizgisi, donatı ve yüzey sistemi etrafında ağ yoğunlaştırılmıştır. Modelimizde 2900 eleman ve 6500'e kadar düğüm noktası kullanılmıştır.



Şekil 2. Analizde kullanılan sonlu eleman ağı

5. ANALİZLER

5.1. İnşaat Aşamasının Modellenmesi

Donatılı istinad duvar inşaatının tam olarak modellenebilmesi için dolgunun sıkıştırılması, geotekstil serilmesi ve yüzey elemanlarının yerleştirilmesi işlemlerinin sırayla modellenmesi gerekmektedir. Her katman için bu işlem duvar tamamlanincaya kadar devam eder. Bu gerçekçi bir duvar yapım simulasyonu elde etmemizi sağlar. Bir hesaplama evresinde model gerekli elemanlar aktive edilerek bir katmanın inşası tanımlanır. Duvarın bütün katmanları aktive edildiğinde yapım evresi tamamlanmış olur.

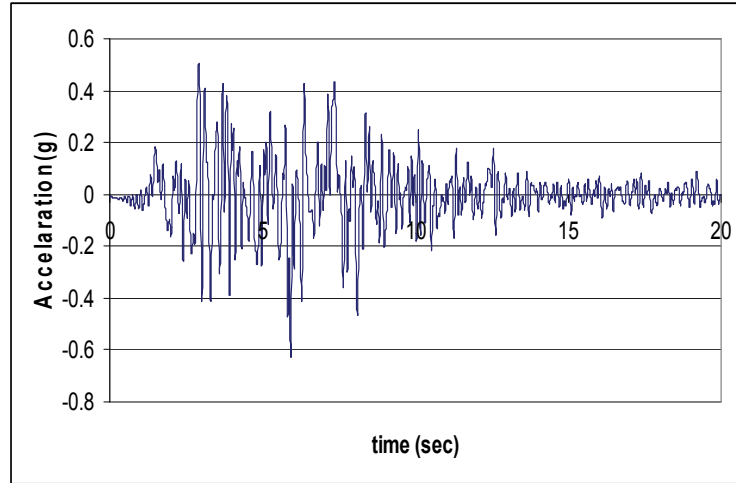
5.2. Dinamik Analiz

5.2.1. Uygulanan Sismik Yük

Deprem modellemesi için duvar temelinin altında önceden belirlenmiş deplasmanlar tanımlanır. Sismik yükleme için hesaplama esnasında uygulanılacak deplasmanın büyüklüğü uygun yük çarpanlarının ürünüdür. Bu yük çarpanları önceden belirlenmiş sismik yüklerin veya deprem kayıtlarının data dosyaları olabilir.

5.2.1.1. Deprem Kayıtları: Hesaplamanın sayısal simülasyonu için referans modelimizde maksimum ivmesi ve hızı sırasıyla 0.628g ve 0.277 m/s olan Sakarya Depreminin sismik dataları kullanılmıştır. Depremin modelde kullanılan 20 saniyelik süresi Şekil 3'teki diyagramda gösterilmiştir.

Deprem yükü SMC formatındaki kayıtlarla verilir. SMC USGS tarafından kullanılan deprem ve güçlü yer sarsıntılarının kayıtlarının yapıldığı formattır. Bu depremin modellemesinde Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi'nden alınan SMC dosyaları kullanılmıştır. Kayıtların zaman aralık göstergesi 0.001 saniye olarak alınmıştır.



Şekil 3. Sakarya Depreminin ivme-zaman kaydı.

5.2.2. Sönümlenme

Zeminde malzeme sönümlenmesi genellikle sürtünme, viskozite ve plastisite gibi özelliklerden kaynaklanır. Plaxis'teki toprak modelleri viskozite özelliğini içermez. Global sönümlenme terimi sistemin kütlesi ve rijitliği ile orantılıdır. Bunun için sönümlenme katsayısı hesabında Rayleigh katsayıları α ve β kullanılır.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (5)$$

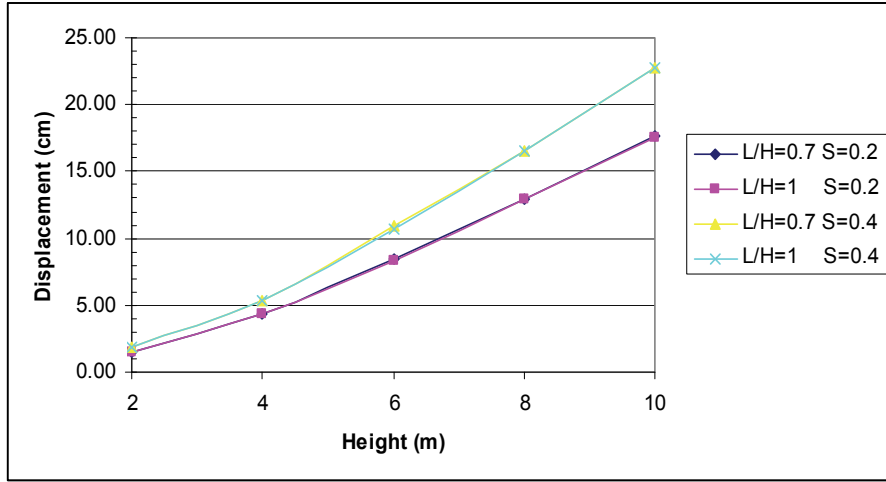
Bu formülde C sönümlenmeyi, M kütleyi ve K sertliği ifade eder.

Rayleigh alfa sayısı kütle, Rayleigh beta rijitliğin sistemin sönümlenmesine etkisini gösterirken yüksek alfa değeri daha düşük frekansta daha yüksek bir sönümlenme demektir. Yüksek beta değeri de daha yüksek bir frekansta sönümlenme demektir. Ortalama ivme

tasarısı için program tarafından da varsayılan olarak önerilen $\alpha=0.25$ ve $\beta=0.5$ değerleri kullanılmıştır.

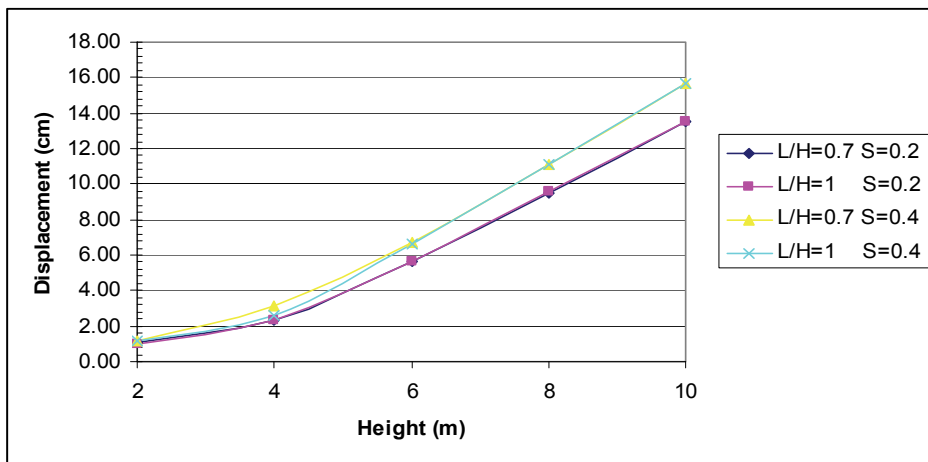
6. ANALİZ SONUÇLARI

Şekil 4'te görüldüğü üzere duvar yüksekliği arttıkça deplasmanlar da artmaktadır. Yine aynı şekilde ön cephe elemanlarının birim hacim ağırlığının $\gamma_{\text{block}}=23\text{kN/m}^3$ ve genişliğinin $L_w=0.2$ m olduğu durumda donatı düşey aralığının 0.4 m'den 0.2 m ye düşmesinin kalıcı deplasmanları %30 oranında azalttığı görülmektedir. Yine aynı grafik donatı uzunluğunun $L/H=0.7$ veya $L/H=1$ olmasının deprem durumunda duvarda oluşacak deplasmanlar açısından önemli bir fark meydana getirmediğine işaret etmektedir.



Şekil 4. $S_v=0.2\text{m}$ ve $S_v=0.4\text{m}$ için yüksekliğe göre toplam yer değiştirme ($L_w=0.2\text{m}$; $\gamma_{\text{block}}=23\text{kN/m}^3$)

Şekil 5'te yine ön cephe elemanlarının birim hacim ağırlığının $\gamma_{\text{block}}=23\text{kN/m}^3$ fakat blok genişliğinin $L_w=0.4$ m olduğu durum için hesaplanmış deplasmanlar verilmiştir. Düşey donatı aralığının 0.4 m den 0.2 m ye düşmesinin kalıcı deplasmanları sadece %15 oranında azalttığı gözlemlenmiştir.

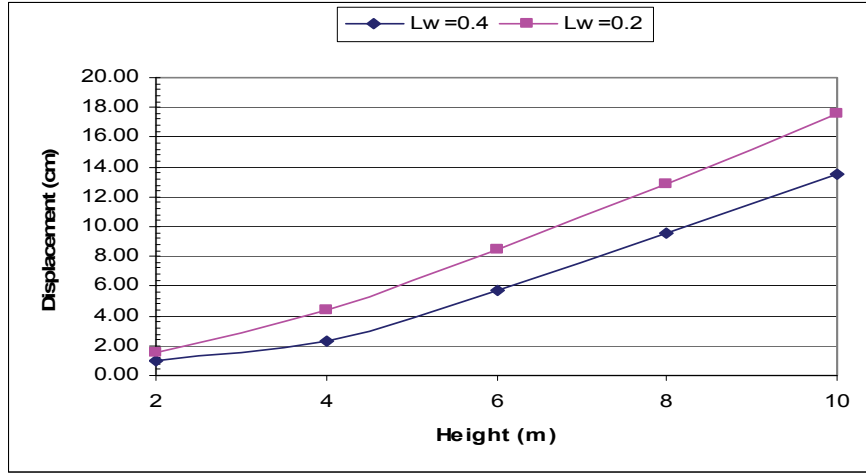


Şekil 5. $S_v=0.2\text{m}$ ve $S_v=0.4\text{m}$ için yüksekliğe göre toplam yer değiştirme ($L_w=0.4\text{m}$; $\gamma_{\text{block}}=23\text{kN/m}^3$)

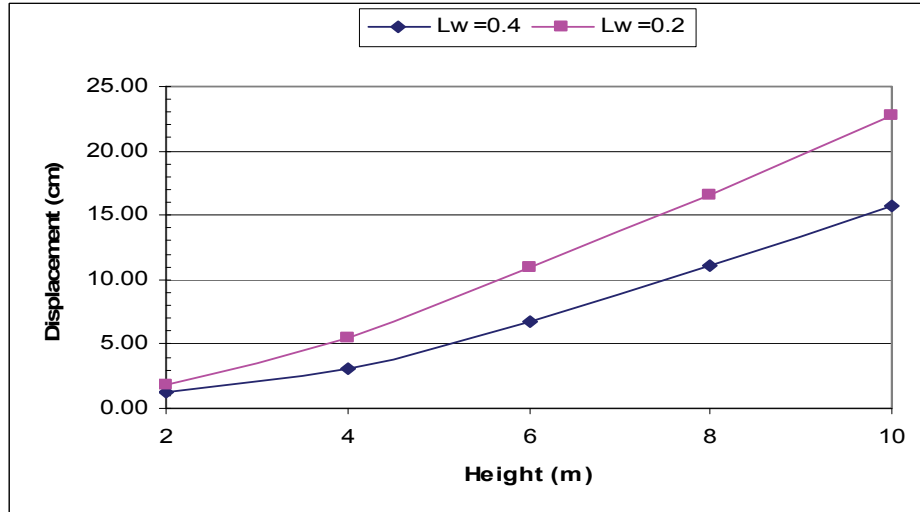
Düşey donatı aralığının $S_v=0.2$ m ve $\gamma_{\text{block}}=23\text{kN/m}^3$ olduğunda blok genişliğinin 0.4 m yerine 0.2 m olması kalıcı deplasmanları % 29 arttırmaktadır (Şekil 6).

$S_v=0.4$ m ve $\gamma_{\text{block}}=23\text{kN/m}^3$ olduğunda blok genişliğinin 0.4 m yerine 0.2 m olması durumunda ise kalıcı deplasman artışı % 44'e ulaşmaktadır (Şekil 7). Bu da göstermektedir ki büyük düşey donatı aralıklarında blok genişliği daha önemli olmakta, donatı düşey aralığı azaldıkça önemi azalmaktadır.

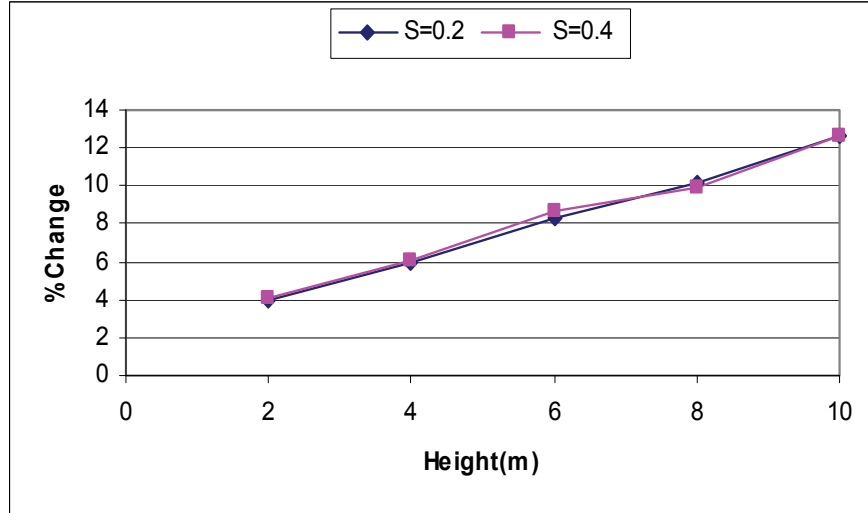
Şekil 8'de görüldüğü gibi yüzey bloklarının birim ağırlığını arttırmak donatılı duvarın yer değiştirmelerini azaltmaktadır. Bu da boşluklu beton bloklar kullanılsa bile bunların içlerinin zemin ile doldurulmasının yararlı olduğunu göstermektedir.



Şekil 6. $L_w=0.2\text{m}$ ve $L_w=0.4\text{m}$ için yüksekliğe göre toplam yer değiştirme
($L/H=0.7$; $S_v=0.2\text{m}$; $\gamma_{\text{block}}=23\text{kN/m}^3$)



Şekil 7. $L_w=0.2\text{m}$ ve $L_w=0.4\text{m}$ için yüksekliğe göre toplam yer değiştirme
($L/H=0.7$; $S_v=0.4\text{m}$; $\gamma_{\text{block}}=23\text{kN/m}^3$)



Şekil 8. $\gamma_{\text{block}}=13\text{kN/m}^3$ ve $\gamma_{\text{block}}=23\text{kN/m}^3$ için yüksekliğe göre % yer değiştirme değişimi ($L/H=0.7$, $L_w=0.2\text{m}$)

7. SONUÇLAR

Donatı boyu, donatı düşey aralığı, blok genişliği ve blok birim ağırlığı parametreleri üzerinde yapılan çalışmalar sonucunda aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Beklenildiği gibi kalıcı deplasmanlar duvar yüksekliğiyle beraber artmaktadır.
- Donatı düşey aralığının 40cm'den 20cm'ye düşürülmesi deprem kaynaklı kalıcı deplasmanların büyük oranda azalmasını sağlamaktadır. Bu azalma blok genişliği 40 cm olduğunda %15 iken blok genişliği 20 cm olduğunda %30'a ulaşmaktadır.
- Sık aralıklı donatı kullanıldığında L/H oranının 0.7 den 1'e çıkarılması deprem süresince oluşan kalıcı deplasmanlar üzerinde çok fazla etkili olmamıştır.
- Donatı aralığının 40cm olduğu durumda L/H oranının 1'den 0.7'ye düşürülmesi deprem yükü altında oluşan kalıcı deplasmanları %2.5 kadar arttırmıştır.
- Donatı boyunun ve blok genişliğinin artması kalıcı deplasmanları azaltmaktadır.
- Donatı aralığının 20 cm blok birim ağırlığının 23 kN/m³ olduğunda blok genişliğinin 40 cm'den 20 cm'ye inmesi kalıcı deplasmanları %29 oranında arttırmıştır.
- 23 kN/m³ birim ağırlığındaki bloklarda donatı aralığı 40 cm olduğunda genişliğin 40cm'den 20 cm'ye inmesi durumunda oluşan kalıcı deplasman artışı %44'e çıkmıştır.
- Modüler blokların birim ağırlığının artmasıyla oluşan kalıcı deplasman artışları duvar yüksekliğinin artmasıyla daha da belirginleşmektedir.

KAYNAKLAR

- Bathurst, R. J., Cai, Z. and Pelletier M. J., 1996, “Seismic Design and Performance of Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Walls”, *Proceedings of the 10th Annual Symposium of the Vancouver Geotechnical Society* Vancouver, British Columbia, Canada.
- Bathurst R. J. and Hatami, K., 1998, “Influence of Reinforcement Length and Base Condition on Seismic Response of Geosynthetic Reinforced Retaining Walls”, *Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics*, Atlanta Georgia, USA, pp. 613-616.
- Brinkgreve, R. B. J. and M. Yogendrakumar, 1992, “Dynamic Response Analysis of Reinforced Soil Retaining Wall”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 8, pp. 1158-1167.
- Najafzadeh, G. R., 1988, “*Reinforced Earth Retaining Structures*”, M. S. Thesis, Bogazici University.
- Newmark N. M., 1965, “Effect of Earthquakes on Dams and Embankments”, *Géotechnique*, Vol. 15, No. 2, 139-159.

HAVZA KENAR EĞİMİNİN YER HAREKETİNE ETKİLERİ

EFFECT OF BASIN EDGE SLOPE ON THE GROUND RESPONSE

Dr. Serap CILIZ¹ Prof. Dr. M. Yener ÖZKAN² Prof. Dr. K. Önder ÇETİN³

ABSTRACT

Effects of basin edge slope on the dynamic response of horizontal soil deposits are investigated by using one-dimensional and two-dimensional numerical analyses. For this purpose, 24 basin models having trapezoidal cross section are generated to represent different geometries (i.e. depth of basin, slope of basin edge). A relatively “soft” and a “stiff” soil profile are used to identify the effect of the soil type. Harmonic base motions having a maximum acceleration of 0.15g with different predominant periods (T_p) are used in the analyses. Effect of basin edge slope is assessed by the ratio $PGA_{(2D)}/PGA_{(Rock)}$ which is essentially a dimensionless soil amplification ratio and $PGA_{(2D)}/PGA_{(1D)}$ is defined which is also a dimensionless ratio.

The results indicate that, for a constant basin edge slope and a constant ratio of fundamental period of site to the predominant period of base motion (T_n/T_p), the response is almost the same for different soil types, basin depths and base motions. Whereas, it is found that keeping T_n/T_p constant, the ratio $PGA_{(2D)}/PGA_{(1D)}$ & $PGA_{(2D)}/PGA_{(rock)}$ increases within the inclined basin and approaches to 1 with decreasing basin edge slope. The increase in the “amplification” is smooth in basins with gentle slopes as compared to the basins with steep slopes.

Keywords: Basin Edge Effect; Harmonic Base Motion; Dynamic Soil Response; Two-dimensional Analysis; One-Dimensional Analysis

ÖZET

Havza kenar eğiminin zemin tabakalarının dinamik tepkisi üzerine etkisi bir boyutlu ve iki boyutlu sayısal analizler kullanılarak değerlendirilmiştir. Bu amaçla farklı geometrileri (havza derinliği, havza kenar eğimi) temsil eden yamuk kesitli 24 havza modeli oluşturulmuştur. Zemin tipinin etkisini tanımlamak için göreceli olarak yumuşak ve siki zemin profilleri kullanılmıştır. Farklı hâkim periyotlara (T_p) sahip maksimum ivme değeri 0.15g olan zemin hareketleri ile analizler yapılmıştır. Havza kenar eğiminin etkisini incelemek için boyutsal olmayan $PGA_{(2D)}/PGA_{(Rock)}$ ve $PGA_{(2D)}/PGA_{(1D)}$ parametreleri değerlendirilmiştir.

¹ Dr. Serap CILIZ, MITENG ODTU TEKNOKENT, sciliz@miteng.com

² Prof. Dr. Yener Ozkan, ODTU Insaat Muhendisligi

³ Prof. Dr. Kemal Onder Cetin, ODTU Insaat Muhendisligi

Sonuçlar göstermiştir ki, sabit bir havza kenar eğimi ve sabit bir zemin hâkim periyodunun depremin hâkim periyoduna oranı (T_n/T_p) için, farklı zemin tipleri, havza derinlikleri ve zemin hareketleri ile elde edilen dinamik tepki oldukça benzerdir. Başka bir taraftan ise, T_n/T_p oranı sabit tutulduğunda $PGA_{(2D)}/PGA_{(1D)}$ ve $PGA_{(2D)}/PGA_{(Rock)}$ oranının azalan havza eğimi ile birlikte eğimli bölgede arttığını ve bire yaklaştığı bulunmuştur. Bu artış hafif eğimli havzalarda dik eğimli havzalara oranla daha yumuşaktır.

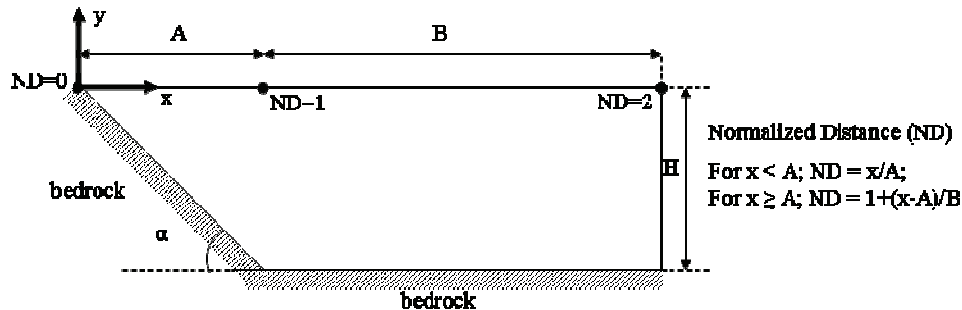
Anahtar Kelimeler: Havza Kenar Eğiminin Etkisi; Harmonik Zemin Hareketi; Dinamik Saha Tepkisi; İki Boyutlu Analiz; Bir Boyutlu Analiz

1. GİRİŞ

Havza kenar eğiminin dinamik saha davranışı üzerine etkilerini incelemek ve bu yolla sismolojik ve mühendislik perspektifler ile havzaların dinamik davranışlarını birleştirmek amacıyla bir çalışma yapılmıştır. Bu çalışmada bir boyutlu (SHAKE91) ve iki boyutlu sonlu eleman yöntemi (QUAD4M) ile oluşturulan modeller kullanılmıştır. Havza derinliği ve havza kenar eğimi değiştirilerek 24 farklı havza modeli oluşturulmuştur. Birbirine nazaran yumuşak ve sıkı kil olmak üzere farklı zemin türleri analizlerde kullanılmıştır. Farklı hâkim periyotları (T_p) olan harmonik taban hareketleri ile analizler yapılmıştır. Havza geometrisinin etkisi amplifikasyon (büyütme) oranı, $PGA(2D)/PGA(Rock)$, ile incelenmiştir. Bir boyutlu ve iki boyutlu analiz sonuçları kıyaslamak içinde $PGA(2D)/PGA(1D)$ oranı tanımlanmıştır. Analiz sonuçları kullanılarak alüvyon havzalarda sismik hareketi etkileyen ana parametreler incelenmiştir.

2. HAVZA KENAR MODELLERİ GEOMETRİSİ

Yamuk en kesitli havza modeli Şekil 1’de gösterilmiştir ve ilgili tüm ölçüler Tablo 1’ verilmiştir. Başlıca havza derinlikleri 40m, 80m ve 120m olan 3 grup model vardır. Her grupta havza kenar eğimi 9 dereceden 76 dereceye kadar değişmektedir.



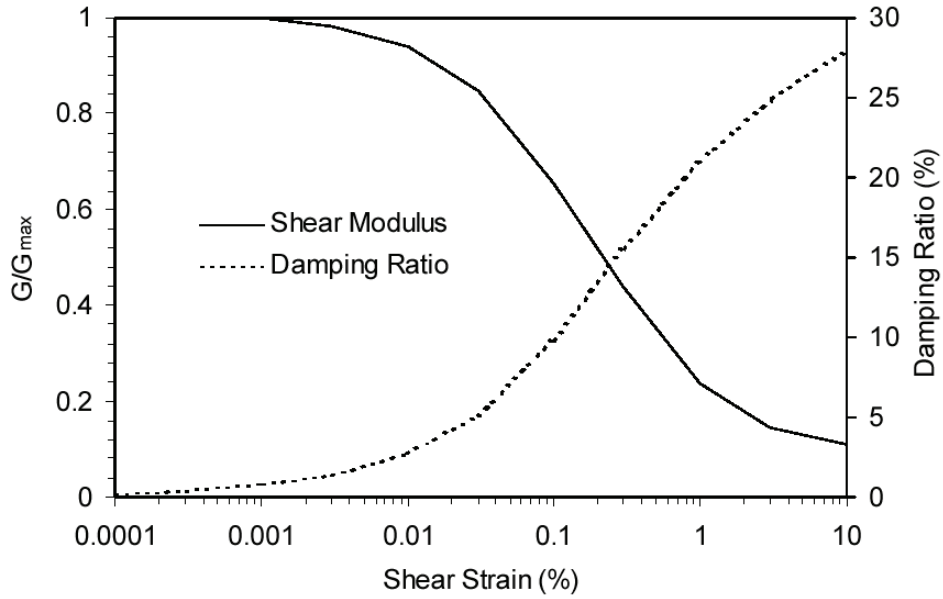
Şekil 1. Havza modeli ve geometrik parametreler (ND=Normalize edilmiş uzaklık)

Tablo 1. Havza modellerinin geometrik ölçüleri

MODEL NO	α (derece)	A (m)	MODEL NO	α (derece)	A (m)	MODEL NO	α (derece)	A (m)
H=120m & B=500m			H=80m & B=500m			H=40m & B=500m		
1	76	30	9	76	20	17	76	10
2	63	60	10	63	40	18	63	20
3	53	90	11	53	60	19	53	30
4	45	120	12	45	80	20	45	40
5	34	180	13	34	120	21	34	60
6	27	240	14	27	160	22	27	80
7	14	480	15	14	320	23	14	160
8	9	720	16	9	480	24	9	240

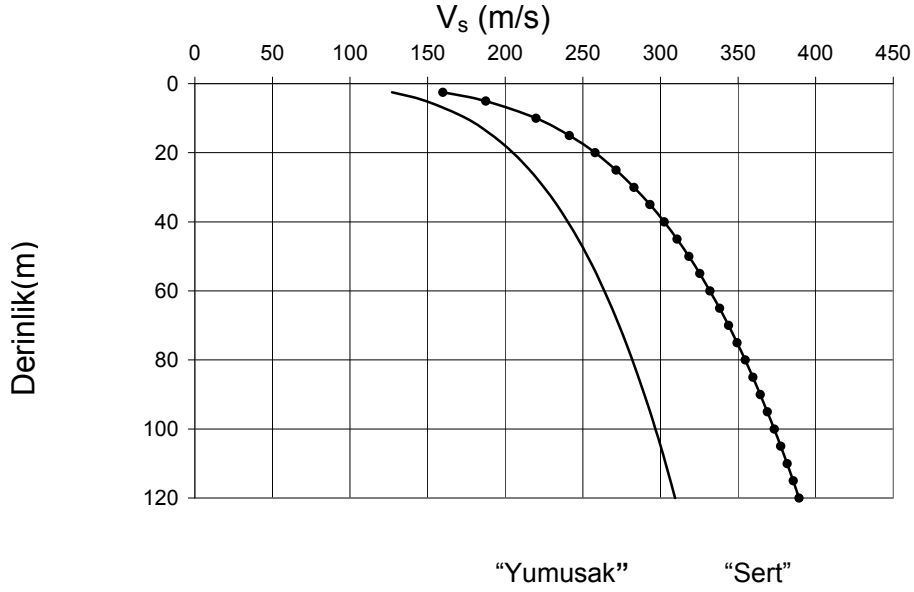
3. ZEMİN ÖZELLİKLERİ

Zemin türü olarak kil seçilmiştir. Kil için, Idriss (1990) ve Seed & Sun (1989) tarafından önerilen kayma modülünün birim deformasyonla azalma ilişkisi ve Idriss (1990) tarafından önerilen Şekil 2’de gösterilen sönümlenme eğrisi kullanılmıştır.



Şekil 2. Kayma modülünün birim deformasyonla azalma ilişkisi ve sönümlenme eğrisi (Idriss (1990) ve Seed & Sun (1989))

Havza için toplam birim ağırlık 20kN/m^3 olarak alınmıştır. Şekil 3’te 24 adet modelde alınan Vs (m/s) değerinin derinlik ile değişimi yumuşak ve sert zemin için verilmiştir.



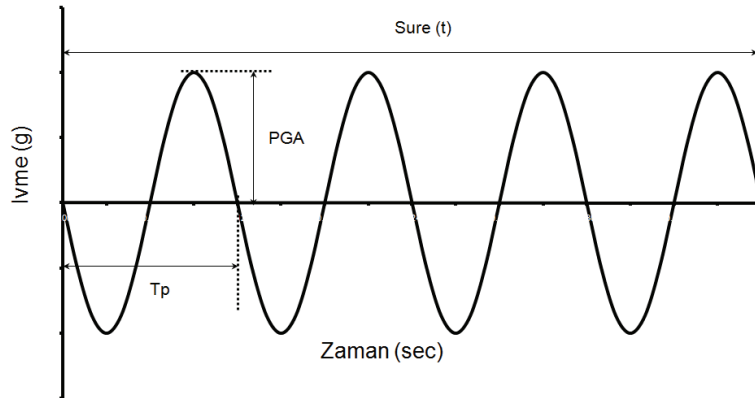
Şekil 3. Kesme dalgası hızının derinlik ile değişim grafiği (yumuşak ve sıkı zemin için)

4. HARMONİK TABAN HAREKETİ

Harmonik taban hareketinin karakteristik özellikleri Tablo 2’de gösterilmiştir:

Tablo 2. Harmonik taban hareketinin karakteristik özellikleri

HARMONİK	PGA (g)	Hâkim Periyod T_p (s)	Δt (s)	# data sayısı
S-012	0.15	0.12	0.01	2000
S-032	0.15	0.32	0.01	2000
S-052	0.15	0.52	0.01	2000
S-072	0.15	0.72	0.01	2000
S-100	0.15	1.00	0.01	2000



Şekil 4. Harmonik (sinus) taban hareketinin karakteristikleri (T_p ,PGA,t)

5. SONUÇLAR

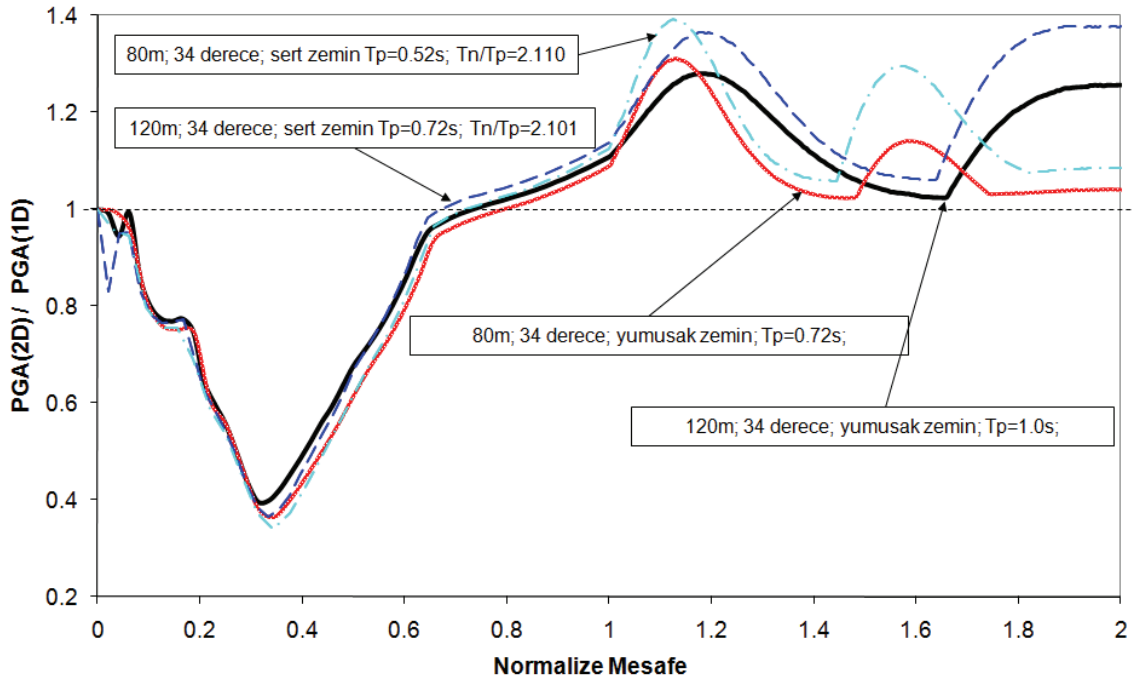
$PGA_{(2D)}/PGA_{(1D)}$ oranı iki boyutlu analiz sonuçlarının bir boyutlu analiz sonuçlarına oranı olarak tanımlanmıştır. Eğer bu oran bir değerine yakınsa, iki boyutlu ve bir boyutlu analiz saha için benzer büyütme değerini verir. Havza kenar eğiminin yer hareketine etkisini göstermek için, $PGA_{(2D)}/PGA_{(ROCK)}$ oranı kullanılmıştır. Bu parametrenin normalize edilmiş mesafe (ND) ile değişimi Şekil 4'te çizilmiştir. Figür 1'de de gösterildiği gibi ND şu şekilde tanımlanabilir;

$$x < A \text{ için; } ND = x/A;$$

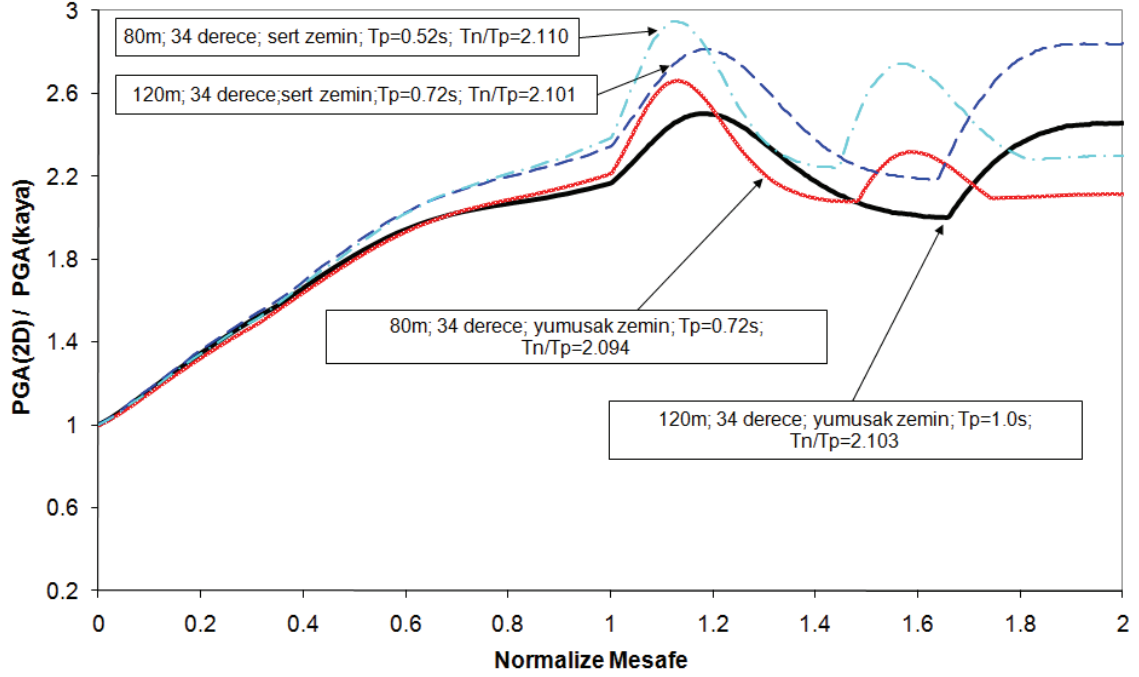
$$x \geq A \text{ için; } ND = 1+(x-A)/B$$

Analizlerden aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Şekil 5 ve Şekil 6'dan de görüleceği gibi sabit bir (T_n/T_p) oranı ve aynı havza kenar eğimi için $PGA_{(2D)}/PGA_{(1D)}$ değerinin ND ile değişimi ve $PGA_{(2D)}/PGA_{(ROCK)}$ değerinin ND ile değişimi farklı zemin tipleri, havza derinlikleri ve zemin hareketleri için benzerdir.

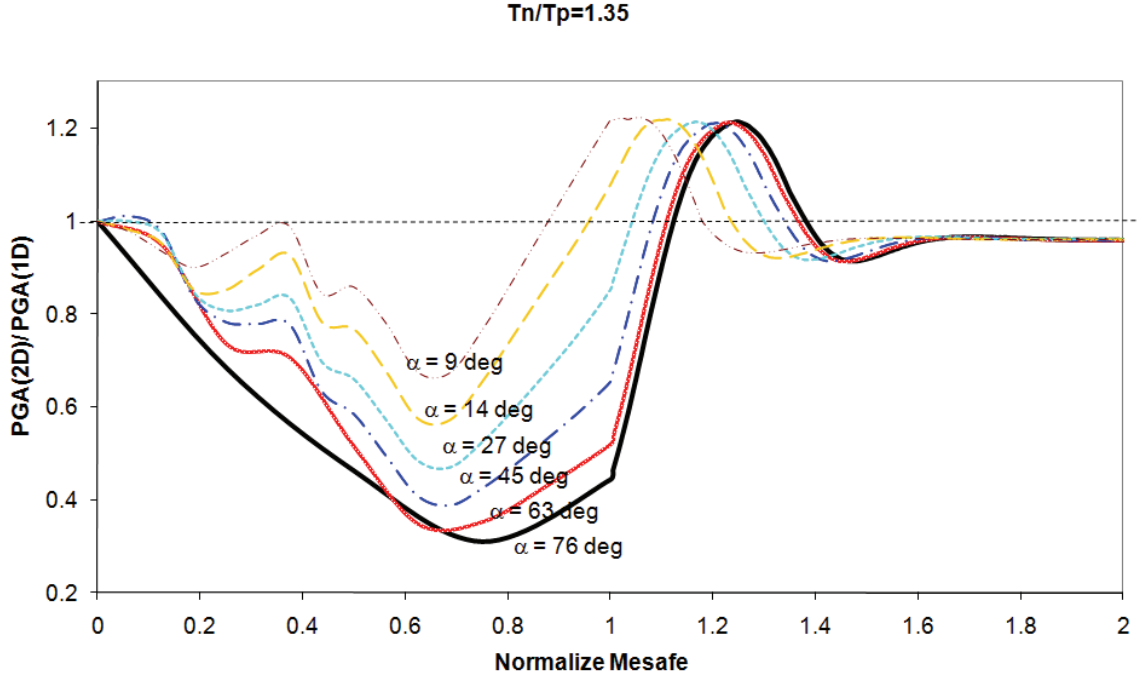


Şekil 5. $PGA_{(2D)}/PGA_{(1D)}$ ile normalize edilmiş mesafe değişimi



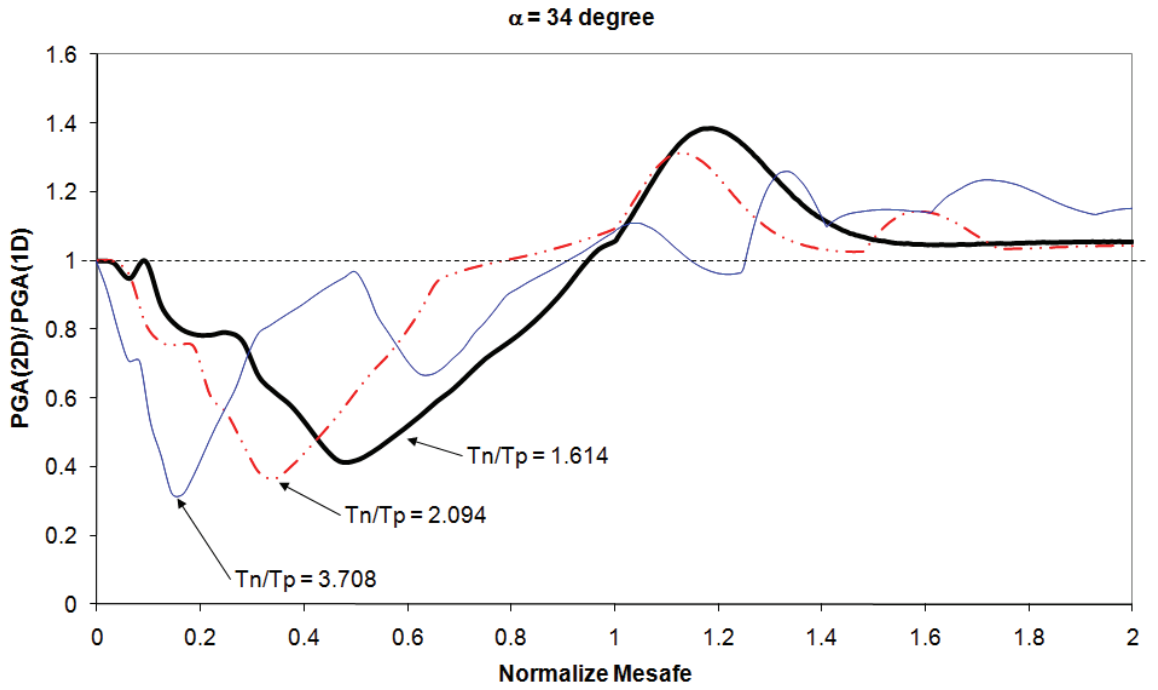
Şekil 6. $PGA_{(2D)}/PGA_{(rock)}$ ile normalize edilmiş mesafe değişimi

- T_n/T_p oranı sabit tutulduğunda, $PGA_{(2D)} / PGA_{(1D)}$ değeri havzanın eğimli bölgesinde ($ND < 1$) azalan havza kenar eğimi ile artmakta ve 1 değerine yaklaşmaktadır (Şekil 7). Bu durum bir boyutlu analiz sonuçlarının iki boyutlu analiz sonuçlarına yaklaştığını göstermektedir. Bir boyutlu analiz sonuçlarının havza kenar eğiminden kaynaklı etkileri doğru olarak tespit edemediği gözlemlenmiştir. $ND < 1$ iken daha yüksek, $ND = 1$ civarında ise daha düşük sonuçlar vermektedir.
- İki boyutlu analiz sonuçlarına göre, eğimli bölgede, bir boyutlu analiz sonuçları en az 0.3 kat daha konservatif sonuçlar vermektedir. Fakat, bu bölgenin ötesinde, bir boyutlu analiz sonuçları konservatif değildir, 1.2 lere varan oranda sapma göstermiştir. Bir boyutlu analiz sonuçlarının konservatif olmadığı kritik bölge ND değeri 0.8 ila 1.4 arasında olan bölgedir (Şekil 7).



Şekil 7. $PGA_{(2D)}/PGA_{(1D)}$ ile normalize edilmiş mesafe değişimi ($T_n/T_p=1.35$)

- Rezonans haline ($T_n/T_p=1$) yaklaşan havza ve deprem çifti için, iki boyutlu analiz ile hesaplanan maksimum yer ivmesinin bir boyutlu analiz ile hesaplanana göre %40 lara varan oranda daha yüksek olduğu gözlemlenmiştir (Şekil 8).



Şekil 8. $PGA_{(2D)}/PGA_{(1D)}$ ile normalize edilmiş mesafe değişimi $\alpha=34^\circ$

KAYNAKLAR

- Hudson, M., Idriss, I. M., Beikae M.(May 1994), "QUAD4M: A Computer Program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base manual" Center for Geotechnical Modeling. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California.
- Idriss, I. M., and Sun, J. I.(November 1992), "SHAKE 91: A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits-Users Manual, " Center for Geotechnical Modelling. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California.
- Idriss, I. M. (May 1990), "Response of Soft Soil Sites during Earthquakes", Proceedings, Memorial Symposium to honor Professor Harry Bolton Seed, Berkeley, California, Vol. II.
- Seed, H.B. and J.I. Sun, 1989 (UBC/EERC Report), "Implications of Site Effects in the Mexico City Earthquake of Sept. 19,1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California." Contract No. UCBJEERC-89-03, University of California at Berkeley, College of Engineering, pp.27-40.

İÇERİSİNE KUM KOLON YERLEŞTİRİLMİŞ KİLİN KAYMA DAYANIMININ İNCELENMESİ

SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF CLAY WITH SAND COLUMN

Hakan İKİZ¹

Hanifi ÇANAKÇI²

ABSTRACT

Direct shear test were carried out on low plastic residual clay incorporated with sand columns having different diameter. Tests were performed under undrained condition. Sand used in the test is poorly graded passing the No. 5 sieve and retaining the sieve No. 40. Effect of diameter of sand column and ratio of sand to clay surface area ratio (S/C) on internal friction angle and cohesion were investigated. Test results showed that increase in the S/C ratio for the same sand column diameter increases the internal friction angle and reduces the cohesion of the mixture. It was also found that internal friction angle of the mixture increased but cohesion reduced when S/C ratio kept constant with increasing sand column diameter.

Keywords: Sand column, shear strength, cohesion, internal friction angle

ÖZET

Bu çalışmada, düşük plastisiteli kilin içine farklı sayıda ve farklı çaplarda kum kolonları yerleştirilerek, kum kolonları sayısının ve kum kolon yüzey alanlarının toplam kayma yüzeyi alanına olan oranının kayma mukavemeti parametreleri olan içsel sürtünme açısı ve kohezyon üzerindeki etkisi incelenmiştir. Bu amaçla optimum su muhtevasında sıkıştırılan kil içerisinde oluşturulan silindirik boşlukların içerisine 5 numaralı eleğin altına geçen ve 40 numaralı eleğin üstünde kalan kum yerleştirilip sıkıştırılarak drenajsız direk kesme deneyi yapılmıştır. Test sonuçlarına göre kolon çapı sabit tutulup kum kolonun kil içindeki oranı artırıldığında içsel sürtünme açısının arttığı, kohezyonun ise düştüğü görüldü. Kum kil oranı sabit tutulup kolon çapı artırıldığında ise genel olarak hem içsel sürtünme açısını artırmakta kohezyonu ise azaltmaktadır.

Anahtar kelimeler: Kum kolonu, kayma dayanımı, kohezyon, içsel sürtünme açısı

¹ İnşaat Müh., ikizhakan@yahoo.com

² Yrd.Doç.Dr., Gaziantep Üniversitesi, canakci@gantep.edu.tr

1. GİRİŞ

Taşıma kapasitesi düşük ve oturma problemi olan zeminler çeşitli yöntemlerle güçlendirilerek iyileştirilmektedir. Uygulamada çok farklı iyileştirme yöntemleri mevcut olmakla beraber düşük maliyetli ve yapımı kolay olan metotlar tercih edilmektedir. Bunlar içerisinde en çok tanınanı kum ve taş kolonlardır. Bu yöntemle, yumuşak ve orta sert kil içerisine açılan kuyulara kaliteli kırma taş veya dere malzemesinin yerleştirilip çeşitli yöntemlerle sıkıştırılması ile iyileştirilmektedir. Yapı temeli altında oluşturulan bu kompozit zeminin kayma mukavemet artmakta ve oturma miktarı azalmaktadır.

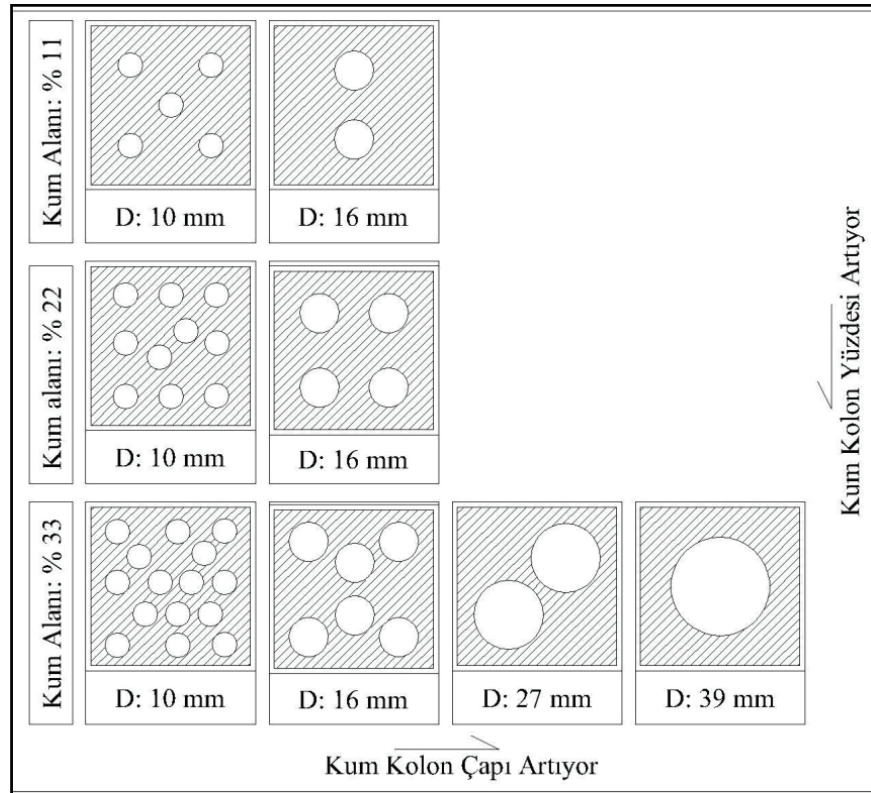
Birçok araştırmacı kum kil karışımlarının davranışını incelemek amacı ile çeşitli çalışmalar yapmışlardır (Charles ve Watts, 1983; McKelvey ve diğ., 2004; Çanakçı ve Güllü, 2007; Black, ve diğ., 2007; Dağdeviren ve diğ., 2008; Ölmez, 2008;). Charles ve Watts (1983) yaptıkları çalışmada çeşitli çaplardaki kum kolonları buluna killi numuneleri büyük ölçekli konsolidasyon hücresi çerisine yerleştirerek karışımın oturma davranışını incelemişler. Yazarlar, kum kolonlarının düşey deplasmanları önemli ölçüde azalttığını gözlemlemişler. McKelvey ve diğ. (2004) tarafından yapılan bir çalışmada ise yanal gerilmelerin artmasının kil içerisine yerleştirilen kum kolonunun şişmesini azaltarak karışımın mukavemetini artırdığını tespit etmişlerdir. Çanakçı ve Güllü yaptıkları çalışmada kil içerisine çeşitli oranlarda kum katarak karışımın kayma mukavemetini incelemişlerdir. Yazarlar çalışmaları sonucunda kil-kum karışımı zeminin içsel sürtünme açısının kum oranına bağlı olarak bir noktaya kadar azalıp bu noktadan sonra arttığını gözlemlemişler. Bu oranı %15 olarak belirtmişlerdir. Dağdeviren ve diğ.(2008) yaptıkları çalışmalarında kil içerisine katılan kum miktarının belli bir değerin üzerinde olması durumunda içsel sürtünme açısı etkilediğini çalışmalarında gözlemlemişlerdir. Black, ve diğ.(2007) kil içerisine yerleştirdikleri iki farklı çaptaki kum kolonu ile üç eksenli basınç dayanımı deneyini aktarmaktadırlar. Çalışmalarında kil yerine şeffaf bir malzeme kullanarak kum kolonlarının deformasyon davranışını incelemişler. Deneylerinde iki farklı deney seti kullanmışlar. Setlerin ikinde, şeffaf kil benzeri malzeme içerisine 32 mm çapında tek kum kolonu diğer sette ise 20 mm iki kum kolonu yerleştirmişler. Yüklemeleri drenajlı ve drenajsız olarak yapmışlar. Yazarlar çalışmaları sonucunda kum kolonu yerleştirilen kilin drenajsız kayma mukavemetinin önemli ölçüde arttığını buna karşılık drenajlı kayma mukavemetinde bir değişim olmadığı gözlemlemişler. Ölmez (2008) kum içerisine değişik oranlarda kaolin katarak konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneyi yaparak karışımın drenajsız kayma mukavemetini incelemiş. Çalışma sonunda karışımın mukavemetinin kil miktarının artmasıyla azaldığı en büyük etkinin ise ise kil miktarının %20 mertebesinde olduğu gözlenmiş.

Bu çalışmada kil zeminin içine farklı oranlarda ve farklı çaplarda kum kolonlar yerleştirilerek kum kil karışımlarının kayma dayanımı özelliklerini incelemektir. Bu amaçla, iki grup deney yapılmıştır. Deneylerde kum kolonlarının yüzey alanının toplam kayma yüzeyi alanına olan oranları (S/C) % 11, 22 ve 33 olacak şekilde kil içine yerleştirilmiştir. Bu deneylerde kum oranları değiştirilmeden 10 mm ve 16 mm olmak üzere iki farklı çapta kum kolonlar kullanılarak deney numuneleri hazırlanmıştır. İkinci grup deneyde S/C oranı sabit tutulup (% 33) farklı çaplarda (10, 16, 27 ve 39 mm) kum kolonlar kil içine yerleştirilmiştir. Numuneler üzerinde 50, 100 ve 150 kPa düşey gerilmeler uygulanarak konsolidasyonsuz-drenajsız direk kesme deneyleri yapılmıştır. Her iki grup deneyde de kompozit malzemenin kayma mukavemeti parametre incelenmiştir.

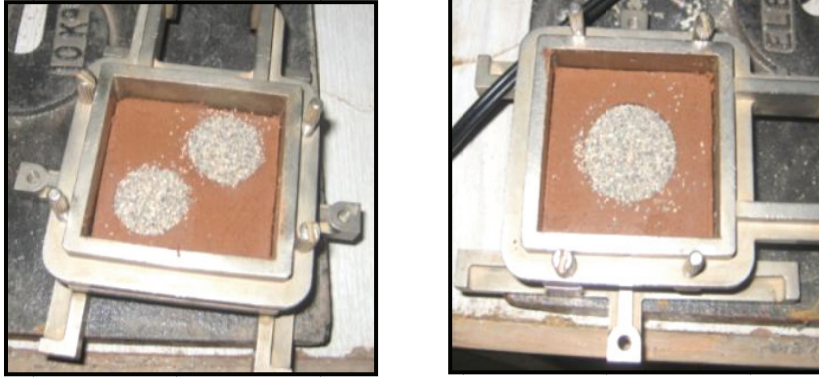
2. MATERYAL VE YÖNTEM

Deneylerde kil, kum ve su kullanılmıştır. Kullanılan kil Gaziantep Üniversitesi kampüs alanından alınmış ve No 40 elekten geçirilmiştir. Kırmızı renkli residual kilin, likid limiti % 40, plastik limiti % 24, plastisite indisi 16 dır. Birleştirilmiş zemin sınıflama sistemine göre Düşük plastisiteli kil (CL) olarak sınıflandırılmaktadır. Kil üzerinde yapılan standart Proktor deneyinde maksimum kuru birim hacim ağırlığı $16,7 \text{ kN/m}^3$ ve optimum su muhtevası % 18,9 olarak bulunmuştur. Deneyde 5 numaralı eleğin altına geçen ve 40 numaralı eleğin üstünde kalan kötü derecelenmiş dere kumu kullanılmıştır. Kumun maksimum kuru birim hacim ağırlığı $17,3 \text{ kN/m}^3$ ve minimum kuru birim hacim ağırlığı $14,5 \text{ kN/m}^3$ tür.

Numuneler, kesme kutusu deneyi için hazırlanmış olan örselenmemiş numune alma kabı içerisine optimum su muhtevasında karılmış olan saf kilin sabit yoğunlukta sıkıştırılması ile başlanmıştır. Hazırlanan bu numuneler kesme kutusu içerisine yerleştirilip, kil içerisine ince cidarlı tüplerle istenilen çapta delikler açılmış ve açılan bu deliklerin içerisine kum yerleştirilmiştir. Delikler içerisindeki kum el vibratörü yardımı ile sıkıştırılmıştır. Her grup için hazırlanan numuneler üç farklı düşey gerilme altında kesilerek kayma gerilmesi şekil değiştirme verilerinden normal gerilme kayma gerilmesi eğrileri çizilerek kayma mukavemeti parametreleri olan kohezyon ve içsel sürtünme açıları bulunmuştur. Deneylerde kullanılan kum kolon çapı, S/C oranları ve kum kolon yerleştirilmesi Şekil 1’de verilmiştir. 27 ve 39 mm çaplı kum kolonu ile oluşturulmuş numuneler ise Şekil 2’de verilmiştir.



Şekil 1. Kum kolonlarının kum kil karışımları içindeki dağılımı

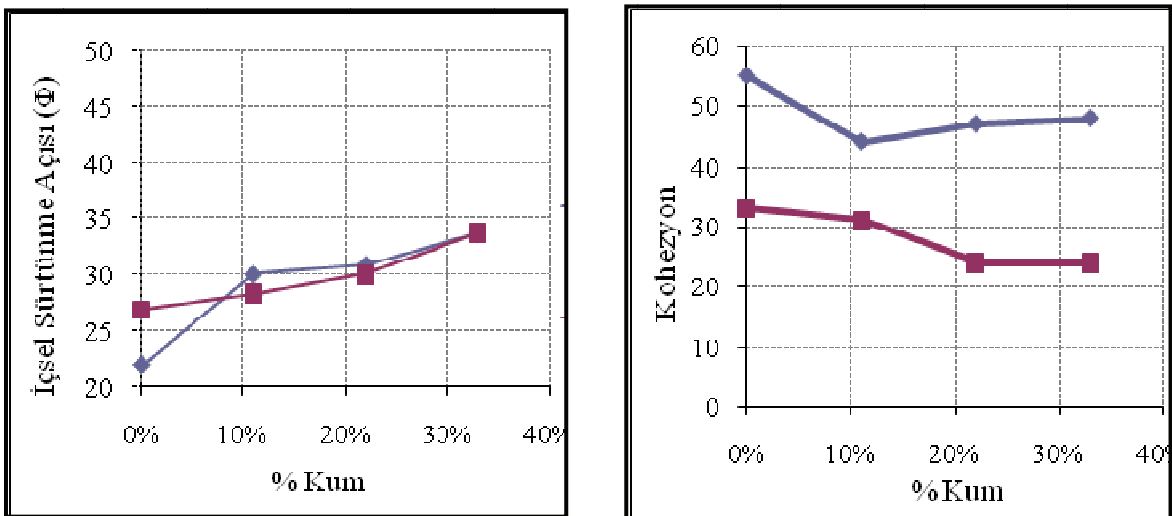


Şekil 2. 27 mm ve 39 mm kum kolonu ile oluşturulmuş numuneler

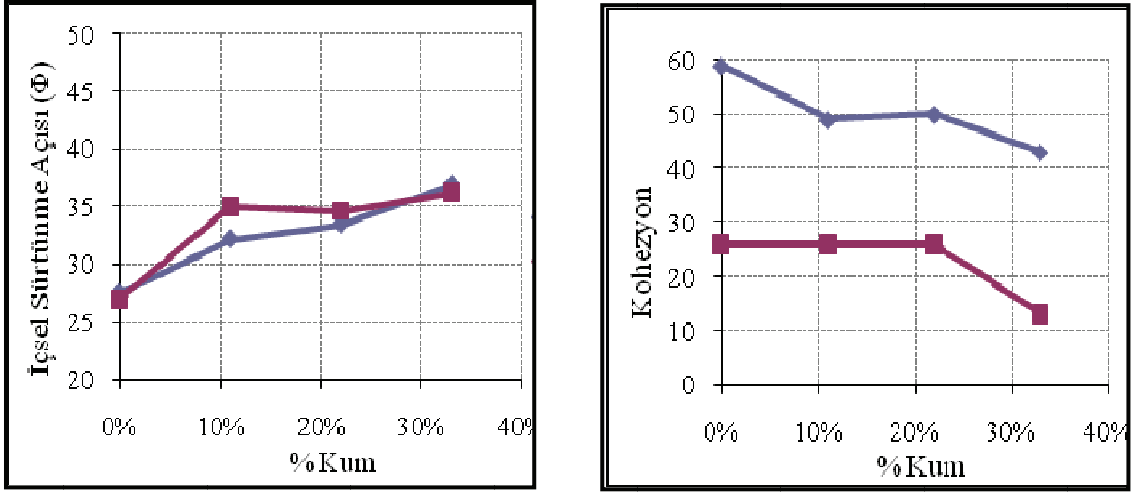
3. DENEY SONUÇLARI

Şekil 3'te 10 mm çapında ve değişik S/C oranlardaki kum kolonlarının kayma mukavemeti parametrelili olan içsel sürtünme açısı ve kohezyona olan etkilerini göstermektedir. Grafiklerin incelenmesi sonucu içsel sürtünme açısının kil içerisindeki kum kolonlarının toplam kayma yüzeyi alanına olan oranının artması ile arttığı görülmektedir. Kum oranının artması ile granüler zemin miktarı arttığı için, karışımda kum davranışının etkin hale geldiği ve kompozit malzemenin içsel sürtünme açısını artırdığı düşünülmektedir. Aynı numunede kum oranının artması ile kohezyonun azaldığı görülmektedir. Bu azalma kum miktarının artması ile kilin drenajsız kayma mukavemeti olan kohezyonun azalması olarak yorumlanmaktadır.

Şekil 4 ise aynı deneyin 16mm çaplı kum kolonları ile yapılan deney sonuçlarını göstermektedir. Şekiller incelendiğinde 10mm çaplı kolonda gözlenen davranışa benzer bir davranışın olduğu görülmektedir. 16mm çapta da kum miktarının artması ile içsel sürtünme açısı artmakta ve kohezyon azalmaktadır.

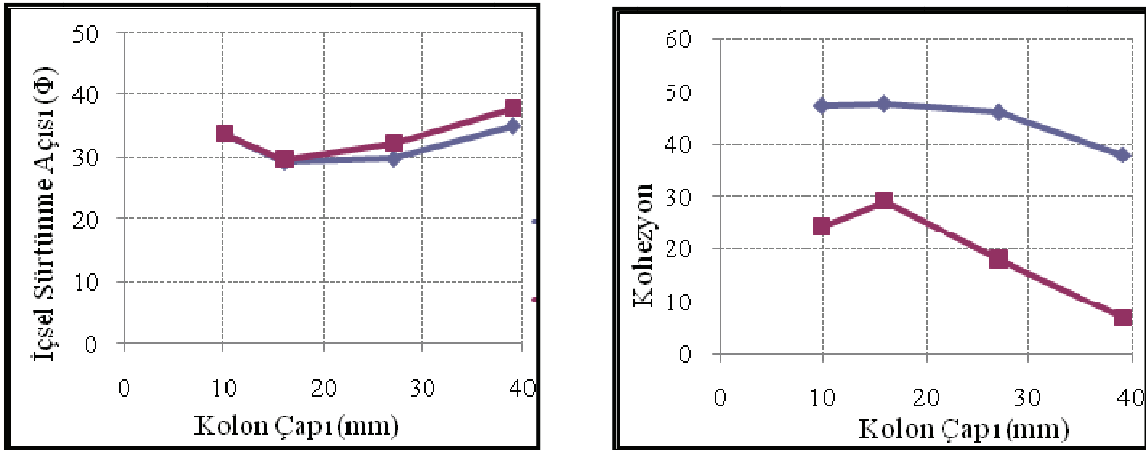


Şekil 3. 10 mm kum kolon oranının kayma dayanımı parametrelerine etkisi



Şekil 4. 16 mm kum kolon oranının kayma dayanımı parametrelerine etkisi

Kum kolon alanının toplam kayma yüzeyine oranı sabit tutularak (%33) kolon çaplarının kayma mukavemeti parametreleri üzerine olan etkisi Şekil 5'te verilmiştir. Şekil incelendiğinde kolon çapının artması ile içsel sürtünme açısının azlıp tekrar arttığı gözlenmektedir. Değişim kolon çapının 16 mm olduğu noktada başlamaktadır. Buna benzer davranış Çanakçı ve Güllü (2007) ve Dağdeviren ve diğ. (2008) tarafında gözlenmiştir. Kum kolonları belli bir çapa ulaşana kadar kayma yüzeyindeki kil oranı karışımın davranışı üzerinde önemli ölçüde etkili olmaktadır. Bu oran aşıldıktan sonra kilin kompozit malzemenin davranışı üzerindeki etkisi azalmaktadır. Kohezyonda ise genel olarak kolon çapının artması ile azalma olduğu gözlenmektedir. Bunda da en önemli etkenin kayma yüzeyinde kil oranının azalması olarak yorumlanmaktadır.



Şekil 5. Kolon çapının kayma dayanımı parametrelerine etkisi

4. SONUÇLAR

Yapılan çalışmada aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Kum kil karışımında karışımın içsel sürtünme açısının kum kolonlarının yüzey alanının toplam kayma yüzeyi alanına oranının artmasıyla artmaktadır. Bu artışın S/C oranının %11’lik dilimine kadar hızlı, bu orandan sonra ise yavaşlamaktadır. 10 mm ve 16 mm kolon çaplarında aynı durum gözlenmiştir.
- Kil içerisine yerleştirilen kum kolonları ile oluşturulan kompozit malzemenin S/C oranının artması ile kohezyonu azalmaktadır.
- Aynı S/C oranında (% 33) kompozit malzemenin kolon çaplarının büyümesiyle içsel sürtünme açısı artmakta kohezyonu ise azalmaktadır.

5. KAYNAKLAR

- Black, J. ve Sivakuma, V. (2007), “McKinley Performance of clay samples reinforced with vertical granular columns”, *Can. Geotech. J.* **44**: 89–95.
- Charles, J.A., ve Watts, K.S. (1983). “Compressibility of soft clay reinforced with granular columns”. *In Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki. pp. 347–352.
- Çanakcı H. and Güllü H. (2007), “Kil-kum karışımı zeminlerde karışım oranının içsel sürtünme açısı üzerine etkisinin incelenmesi”. 2. Geoteknik sempozyumu, Adana, 430-436.
- Dağdeviren U., Güven C., ve Gündüz Z. (2008), “Effect of uniform sand on shear strength and porosity of high plastic clay. 12. Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği ulusal kongresi. Konya. 345-354.
- McKelvey, D., Sivakumar, V., Bell, A, and Graham. J. (2004), “Modelling vibrated stone columns in soft clay”. *Geotechnical Engineering*, **157**: 137–149.
- Ölmez, M. Salih (2008), “Shear Strength Behaviour of Sand–Clay Mixtures”, M.S. Thesis, Middle East Technical University, Turkey.

KÖPRÜ KENARAYAKLARINDA POLİMER ŞERİTLİ DONATILI ZEMİN DUVAR UYGULAMALARI

REINFORCED SOIL BRIDGE ABUTMENT APPLICATIONS USING POLYMER STRIPS

Hakan ÖZÇELİK¹

ABSTRACT

Starting from 1980s, after geosynthetic products became popular in civil engineering applications, usage of polymer and similar products as reinforcement elements in reinforced soil walls have increased widely because of its known advantages. Polymer reinforced soil walls have been used widely in various projects like motorway, highway, junction constructions and industrial facilities since 1986. The economic and constructional advantages provided by these structures as retaining walls, are also applicable for bridge abutments hence increasing the number of applications within the last decade. The courageous engineer's role as decision maker who believe that the reinforced soil principle is also be applicable to bridge abutments in exactly the same way contributes a lot for this increase. This paper discusses the construction and advantages of reinforced soil wall bridge abutments constructed in 2009, having a total height of 12.60 and 15.60 metres in two different projects.

Keywords: bridge abutment, geosynthetics, reinforced soil wall, retaining structure, polymer strips.

ÖZET

80li yıllarda geosentetik malzemelerin inşaat mühendisliğinde uygulama alanı bulmasından sonra, donatılı zemin duvarlarda da donatı elemanı olarak polimer ve benzeri malzemelerin donatı elemanı olarak kullanılması bilinen avantajları nedeniyle yaygınlaşmıştır. 1986'dan beri polimer şeritli donatılı zemin duvar sistemi otoyol, karayolu, şehir içi kavşak projeleriyle sanayi tesislerinde avantajlarından dolayı geniş bir kullanım alanı bulmuştur. Bu tip duvarların istinat yapısı olarak kullanılması sonucu gerek ekonomik ve gerekse yapım kolaylığı olarak sağladığı avantajların köprü kenarayaklarında aynen geçerli olacağı düşüncesiyle yapılan uygulamalar son yıllarda büyük ölçüde artmıştır. Bunda, polimer şeritli donatılı zemin duvar sisteminin köprü kenarayağına uygulanmasında da aynı prensipte çalışacağına inanmış karar mekanizmasındaki cesur mühendislerin payı büyüktür. Bu bildiri 2009 yılında hizmete açılan iki farklı projedeki toplam yükseklikleri 12.60 ve 15.60m olan donatılı zemin köprü kenarayak uygulamaları ve avantajları anlatılmıştır.

Anahtar kelimeler: dayanma yapısı, donatılı zemin duvar, geosentetikler, köprü kenarayağı, polimer şeritler.

¹ İnş.Yük.Müh., EAST İnşaat ve Dış Ticaret A.Ş., hakan@east.com.tr

1. GİRİŞ

Bozüyük Bilecik Yolu Km:25+400'deki DDY altgeçit köprüsü kenarayak duvarları ve Kayseri – Malatya Yolu üzerinde yer alan Mimar Sinan Köprülü Kavşağı ile bağlantı yollarındaki kenaraayaklar ve istinat duvarları polimer şeritli donatılı zemin duvar sistemi ile projelendirilmiştir.

Her iki projede de çift taraflı duvarlar yer almakta olup, polimer şeritli donatılı zemin duvar sisteminin en büyük özelliği olan şeritlerin her iki taraftaki panellere tutturulmasıyla rampa ve kenarayak duvarları oluşturulmuştur.

Kenarayağın tasarımı sırasında mesnet bandından gelen düşey ve yatay yüklerin dağılımı kısaca incelendikten sonra, yukarıda adı geçen projelerdeki polimer şeritli donatılı zemin kenarayak uygulamaları incelenmiştir.

2. POLİMER ŞERİTLİ DONATILI ZEMİN DUVAR SİSTEMİ

2.1. Duvar sisteminin elemanları

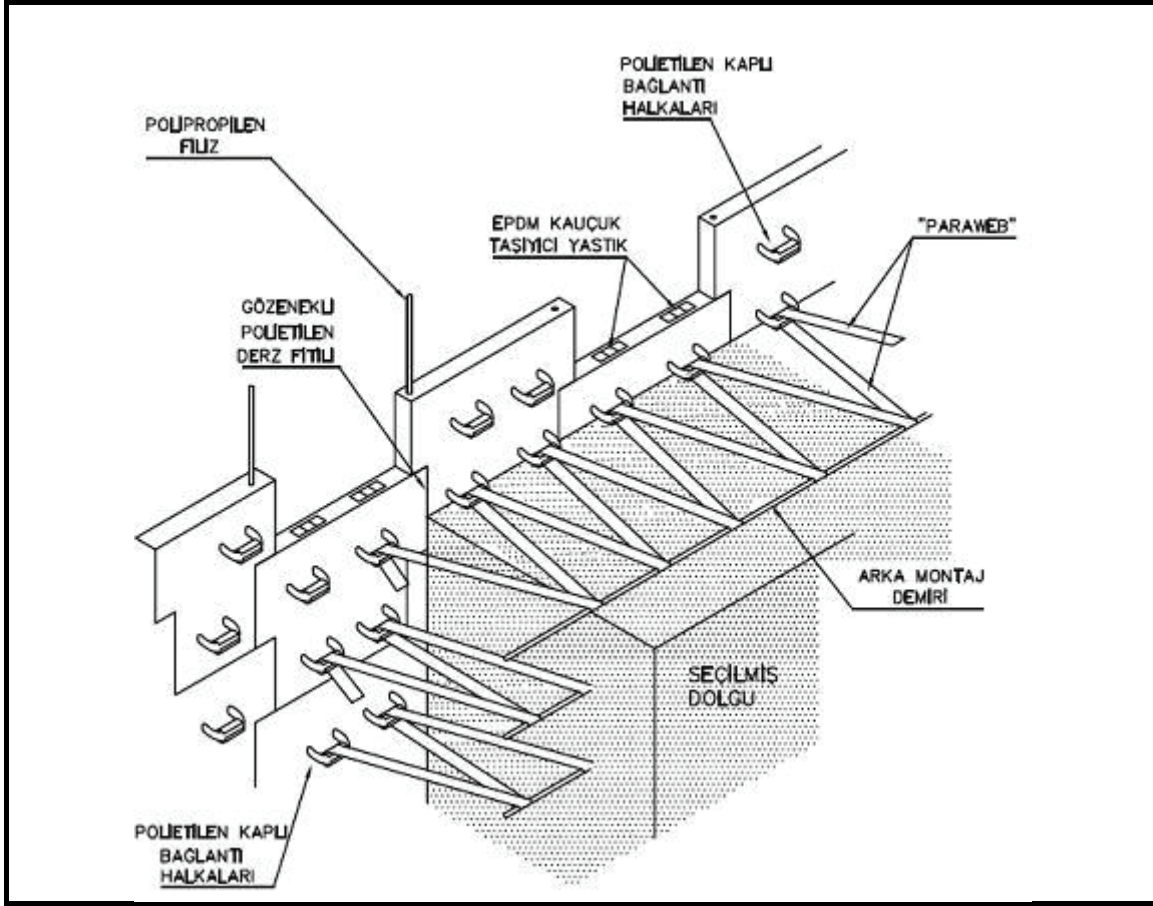
Polimer şeritli donatılı zemin duvarlar, dolgu içinde oluşan çekme gerilmelerinin polimer şeritler ile taşındığı dayanma yapılarıdır. Donatılı zemin köprü kenarayakları sistem olarak donatılı zemin duvarlarla aynıdır. Dolayısıyla donatılı zemin duvarlarda kullanılan bütün elemanlar donatılı zemin köprü kenarayaklarının yapımında da kullanılmaktadır (Şekil-1).

Bunlar yüzey panelleri, donatı şeritleri, bağlantı elemanları ve dolgu ile yardımcı elemanlar olarak da polipropilen filizler, yatay derzlerde kullanılan kauçuk taşıyıcı takozlar, düşey derzlerde dolgunun ince parçacıklarının akmasını önleyen derz dolgu fitilleri, tahta keleşler şeklinde sıralanmaktadır (Özçelik 2004).

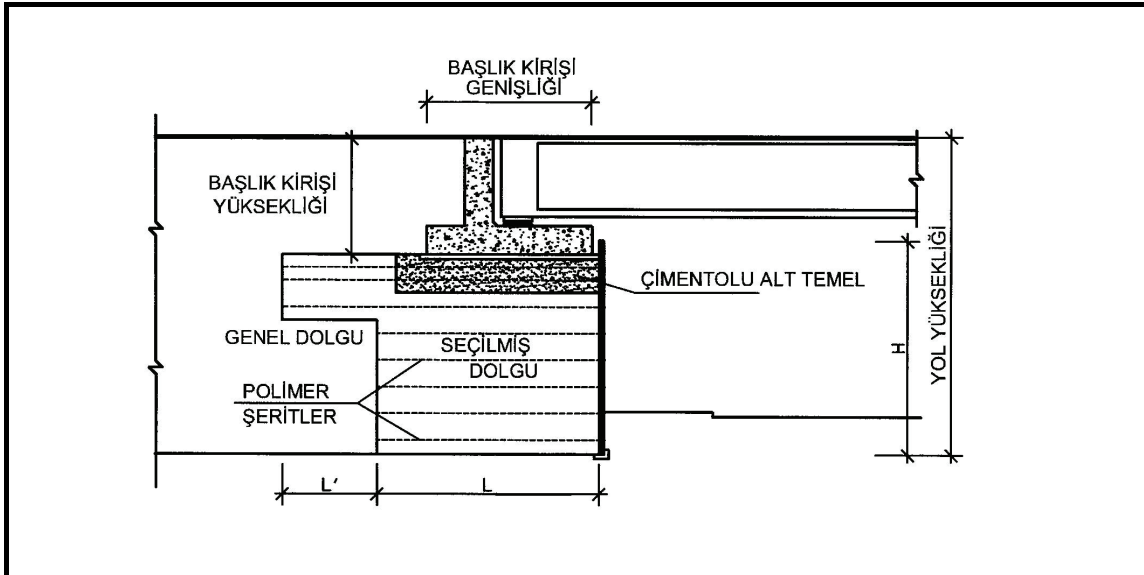
2.2 Kenarayak tasarımı için yapılan varsayımlar

Kenarayak duvarları, mesnet bandının dolgu üzerine oturduğu ve köprü kirişlerinden gelen yüklerin donatılı zemin kütesince taşındığı duvarlardır (Şekil.2). Kenarayak duvarlarını normal duvarlardan ayıran farklılık başlık kirişinden gelen düşey ve yatay yüklerin yarattığı ilave çekme gerilmelerinin şeritler tarafından taşınmasıdır. Başlık kirişi taban basıncı 200kPa'ı geçmeyecek şekilde tasarlanmakta ve ilgili şartnamelerde tanımlanan dağılımlarla elde edilen çekme gerilmelerini karşılayacak donatı şeritleri hesaplanmaktadır. Bu tip duvarlarda tasarıma başlanırken şerit uzunluğu, (L) olarak, 0.6H+2m veya 7m uzunluklarından büyük olanı seçilir. Başlık kirişinden gelen yatay kuvvetten dolayı üst sıralardaki donatı şeritleri iç stabilite analizinde sıyrılma kriterini sağlaması için alttaki şeritlere göre daha uzun olmaktadır.

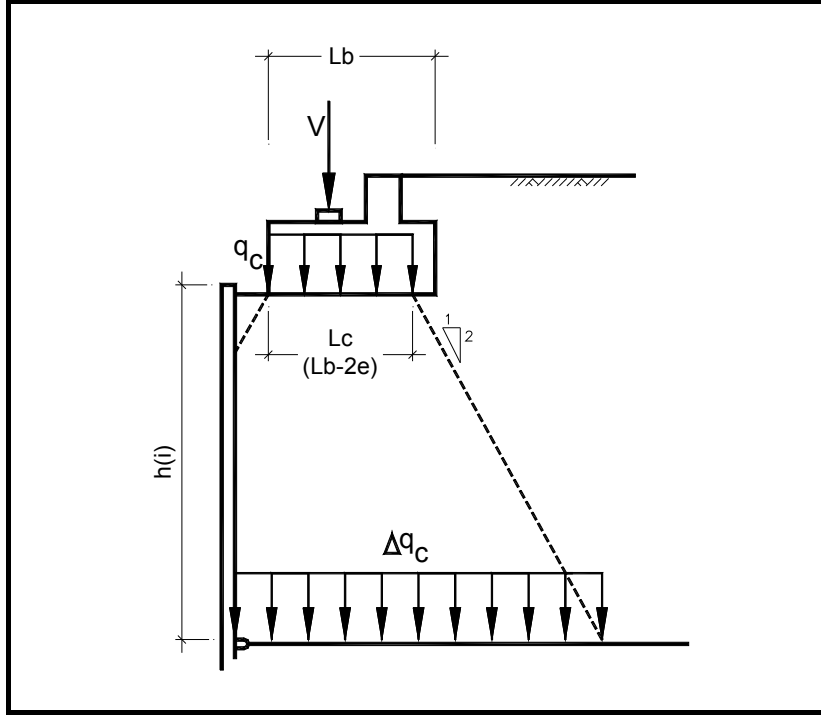
Mesnet bandında Meyerhof teorisine hesaplanan eşdeğer yüke göre, mesnet tabanında oluşan uniform dağılımdan şeritlere, kirişlerden gelen yükler hesaplanır (Şekil-3). Sıyrılma kriteri kontrol edilirken aktif bölgenin dışında kalan şerit kısmına mesnet bandından gelen ilave yükün etkisi göz önüne alınır. Aktif ve direnç bölgelerin tanımı klasik donatılı toprak duvarlardakine benzer şekildedir. Mesnet bandının yeri belirlenirken mümkün olduğunca, mesnet bandı aktif bölgenin içinde tutulmalıdır (0.3H).



Şekil 1. Polimer Şeritli Donatılı Zemin Sistemi (Price ve Özçelik, 1994)



Şekil 2. Tipik Donatılı Zemin Kenarayak Kesiti, (Özçelik 2004).



Şekil 3. Mesnet bandı altındaki düşey yük dağılımı (NF P 94-220-0, 1998).

Burada h_i seviyesindeki şeride mesnet bandından gelen çekme kuvveti :

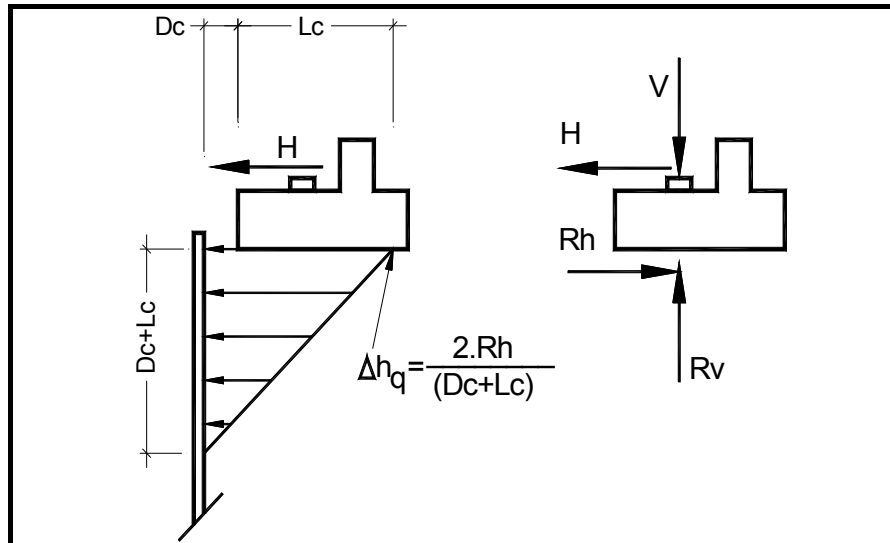
$$\Delta T_{iv} = k_a \cdot \Delta q_c$$

bağıntısından bulunur, k_a toprak basıncı katsayısıdır.

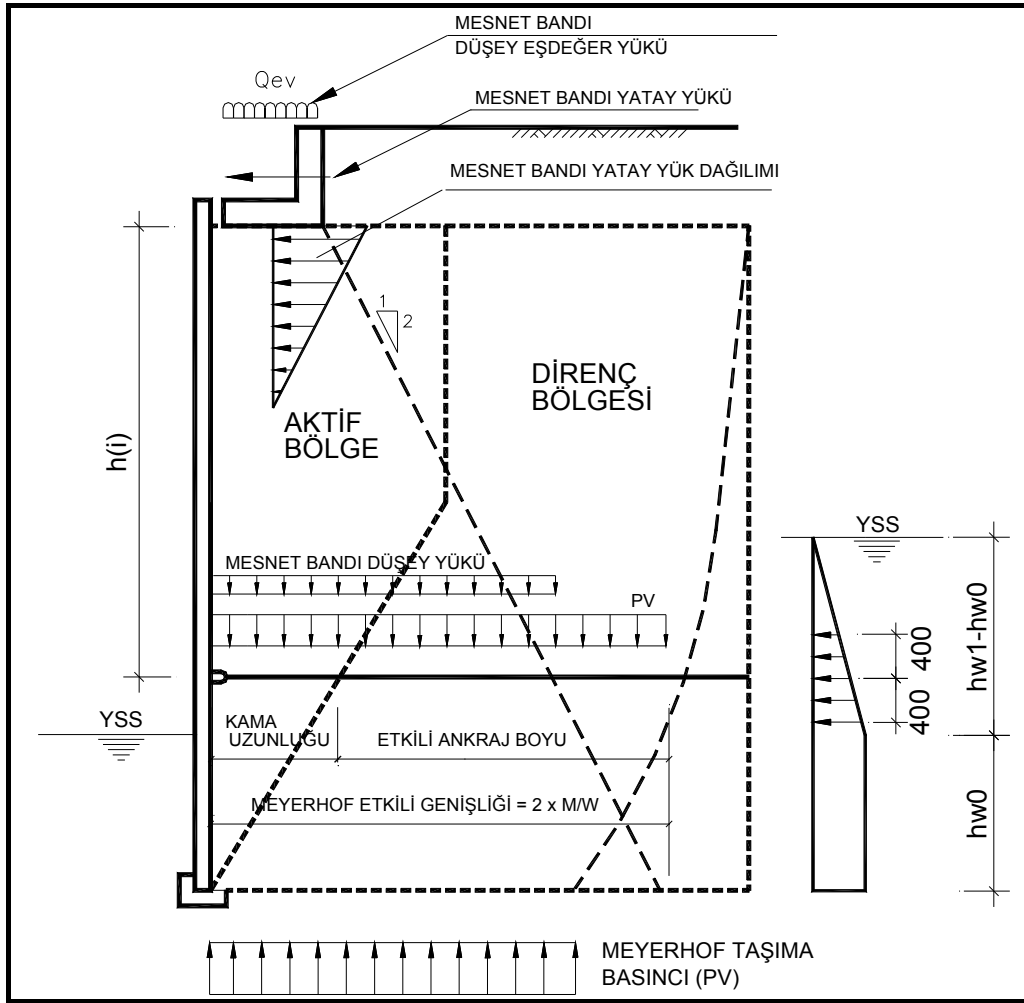
Mesnet bandında düşey yükün dağılımı için kullanılan Meyerhof genişliği yatay yükün mesnet bandı altından itibaren etki ettiği derinliği de vermektedir (Şekil-4). Mesnet bandından gelen yatay yükün şeritlere dağılımı ise aşağıdaki bağıntıdan hesaplanır.

$$\Delta T_{ih} = \Delta h_q \cdot h_i / (L_c + d_c)$$

Donatılı zemin kenar ayak duvarlarındaki yük dağılımları Şekil-5 de özetlenmiştir.



Şekil 4. Mesnet bandı altındaki yatay yük dağılımı (NF P 94-220-0, 1998).



Şekil 5. Donatılı Zemin Köprü Kenarayağ Kesitindeki Yük Dağılımları

3.KÖPRÜ KENARAYAĞI UYGULAMALARI

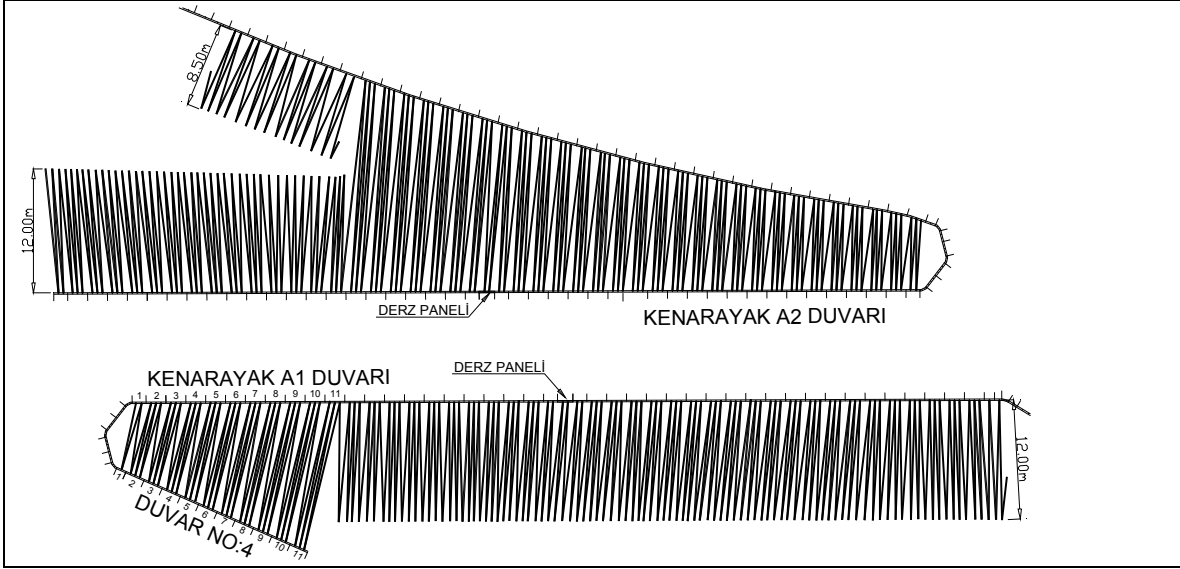
3.1. Bozüyük Bilecik Yolu

Bozüyük Bilecik Yolu Km:25+400'deki DDY altgeçit köprüsü kenarayağ duvarları polimer şeritli donatılı zemin duvar sistemi ile projelendirilmiştir. Köprü mahallinde yapılan sondajlardan A1 kenarayağının yeşilimsi, gri renkli ayrışmış diyorit üzerine, A2 kenarayağının ise çakıllı killi siltli kum üzerine inşa edileceği görülmüştür.

Bu köprünün gerek A1 ve gerekse A2 kenarayağlarının yapımı sırasında mevcut Bozüyük Bilecik Devlet yolu ile istimlak sınırları köprü geometrisini belirlemiş ve bu sebeple kenarayağ duvarlarının bazı kesimlerinde şeritlerin boşta olması gereken uçları kanat duvarlarındaki panellere tutturulmuştur (Şekil 6).

A1 ve A2 kenarayağ toplam alanı 1,600m² olan DDY altgeçit köprüsündeki kanat duvarları ile beraber toplam duvar alanı 4,275m² olup, üzerinde şevli dolgu bulunan en

yüksek kesit 11.20m'dir (Şekil 7). Kenarayak kesitinde panel yüksekliği 9.60m olup, mesnet bandı ile beraber toplam yükseklik 12.70m ve köprü açıklığı 30.00m dir.



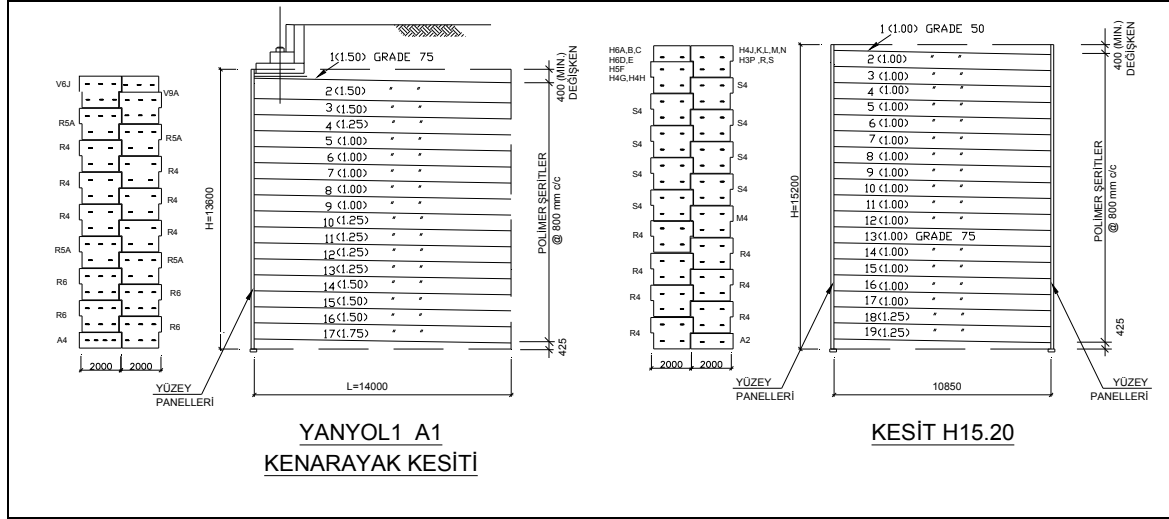
Şekil 6. DDY Altgeçit Köprüsü Şerit Yerleşim Planı

A1 kenarayağının sol tarafında yer alan şeritlerin Duvar No:4 olarak adlandırılan kanat duvarı panellerine tutturulması sayesinde (Şekil 8), Bozüyük – Bilecik yolunda trafik akışı engellenmeden kenarayak imalatı tamamlanmıştır. Keza, A2 kenarayak imalatında da Duvar No:2 olarak adlandırılan kanat duvarı, dolgunun, hemen bitişikte yer alan bir et kombinasyonu azaltmaya yönelik şekilde ve aynı zamanda kenarayak panellerine tutturularak tasarlanıp hem zaman hem de maddi kayıplara yol açacak kamulaştırma işlemini önlemiştir.

Öncelikle A1 kenarayağının yapımına başlanmış ve temel zemini için yapılan kazıda sondajda görülmeyen zayıf zeminle karşılaşarak bu zemin kazılarak çıkarılmış ve yerine seçilmiş dolgu doldurulmuş suretiyle zemin iyileştirilmesi yapılmıştır. Yapılan bu iyileştirmeye rağmen dolgu yüksekliği arttıkça duvarın ortasında oturma meydana gelmiş ve duvar bittikten sonra da devam ederek 15cm.ye ulaşmıştır. Bu fark, panel üst kotları ile proje kotları karşılaştırılarak bulunmuştur. Dikkatli bakıldığında panellerin yatay derzlerinden görsel olarak gözlenen bu oturmaya rağmen, paneller üzerinde herhangi bir olumsuzluk oluşmamıştır.

A2 kenarayağı için yapılan taşıma gücü hesaplarında gerekli güvenlik sayılarının sağlanabilmesi için temel altında 1m.lik kısımda zemin değiştirilmesi gerekmiştir. Bu kısımdaki zemin kazılarak çıkarılmış ve yerine seçilmiş dolgu doldurulmuş suretiyle zemin iyileştirilmesi yapılmıştır. Ayrıca oturma olasılığına karşı, A2 kenarayağın ortasında paneller arasında derz oluşturulmuştur. Bu kenarayakta da dolgu yüksekliği arttıkça oturma oluşmuş ve bu oturmanın yapılan kot ölçümleri ile 10cm olduğu görülmüştür. Paneller arasında oluşturulan derz, oluşan oturmanın yatay derzlerden görsel olarak gözlenmesini engellemiş sadece kot ölçümleri ile oturma meydana geldiği anlaşılmıştır.

Her iki kenarayakta oluşan oturmanın, kot ölçümleri ile tamamlandığı gözlemlendikten sonra mesnet bandı imalatı yapılmıştır.



Şekil 7. DDY Altgeçit Köprüsü Kenarayak ve Kanat Duvarı Kesitleri



Şekil 8. DDY Altgeçit Köprüsü A1 Kenarayak ve Duvar No:4 Şerit Montajı

3.2. Kayseri Mimar Sinan Kavşağı

Kayseri Mimar Sinan Kavşağı, Şehir Merkezi – Malatya yolunun üzerinden geçen bağlantı yoluyla türünün ilk örneğidir (Şekil 11). Bağlantı yolları üzerinde üç adet, anayol üzerinde ise iki adet köprü kenarayağı bulunmaktadır. Bağlantı yollarını oluşturan rampa duvarları çift taraflı olup şeritler karşılıklı panellere tutturularak duvar ve kenarayak imalatı gerçekleştirilmiştir.



Şekil 9. DDY Altgeçit Köprüsü A2 Kenarayak ve Duvar No:2 Şerit Montajı

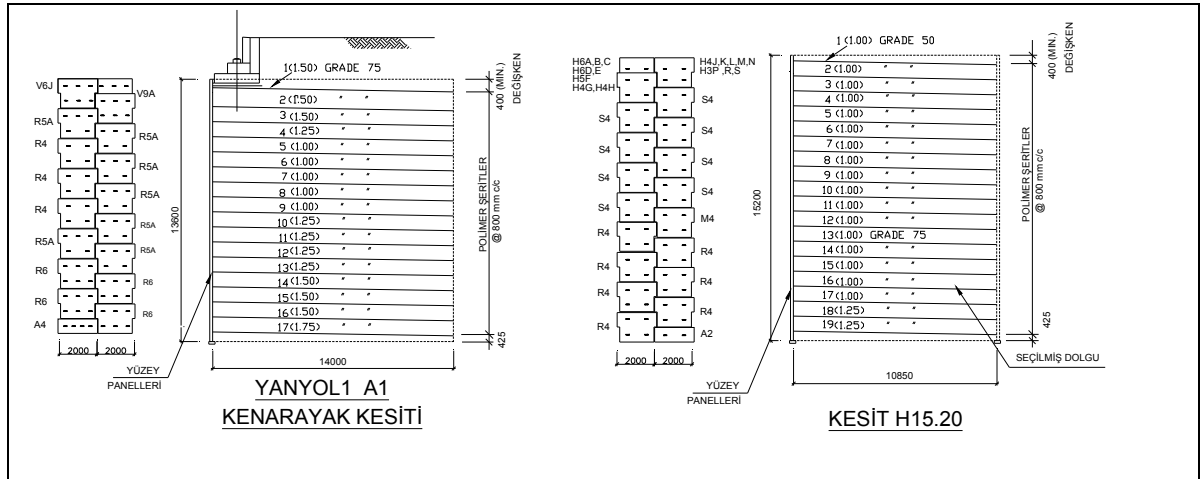


Şekil 10. DDY Altgeçit Köprüsünün Bitmiş Hali

Mimar Sinan Köprüsü Kavşak alanında yapılan sondajlardan, zeminin kumlu çakıllı tuf ve siltli kumlu çakıl ardalanmalarından oluştuğu görülmektedir. Bu projede yer alan bütün kenarayakların temel seviyesinde 1m kalınlığındaki zemin kazılarak çıkarılmış ve seçilmiş dolgu malzemesi ile yapılan zemin iyileştirilmesi sonucu, 1Y:2D yük dağılımı da göz önünde bulundurularak hesaplanan taşıma gücü değerleri gerekli güvenlik sayılarını sağlamıştır.



Şekil 11. Kayseri Mimar Sinan Köprüsü Kavşağı



Şekil 12. Mimar Sinan Kavşağı Yanyol-1 Kenarayak ve Duvar Kesitleri

Toplam donatılı zemin duvar alanı 11,900 m² olan projede yer alan beş adet kenarayakın toplam alanı 750m² olup en yüksek kesit 15.20m.dir (Şekil 12). Kenarayak kesitinde panel yüksekliği 13.60m olup, mesnet bandı ile beraber toplam yükseklik 15.20m ve köprü açıklıkları 25.00 – 30.00m dir.

Mimar Sinan Kavşağında yer alan Yanyol-1 A1, Yanyol-1 A2 ve Yanyol-2 A1 köprülerinde rampa duvarların genişliği 10.85m'dir. Bu rampa duvarlarındaki panellerin karşılıklı bağlanması sonucu (Şekil-13), muhtelif yüksekliklerdeki kesitlerin

projelendirilmesi aşamasında şerit boyu 10.85m olan donatılı zemin duvar kütlelerinin arkasında herhangi bir dolgu olmadığı varsayımı yapılarak tasarlanmıştır.



Şekil 13. Yanyol-1 Rampasında Şerit Montajı

4.SONUÇLAR

Bozüyük – Bilecik Devlet Yolu ile Kayseri Mimar Sinan Köprülü Kavşağı projelerinde uygulanan polimer şeritli donatılı zemin duvar sisteminin sağladığı faydalar aşağıda sıralanmıştır.

1. Devlet yolu üzerindeki trafik akışını engellemeyecek şekilde oluşturulan geometride kenarayak imalatı gerçekleştirilmiştir.
2. 15cm mertebesindeki oturmaları rahatlıkla tolere edebilmiş, panellerde herhangi bir yapısal hasar meydana gelmemiştir.
3. Kenarayak panellerindeki şeritlerin arka taraftaki kanat duvar panellerine tutturulması suretiyle, sıyrılma durumu ortadan kalktığından, daha kısa şerit boyu kullanılarak kenarayak imalatı gerçekleştirilmiştir.
4. Rampa duvarlarını oluşturan panellerin şeritlerle karşılıklı olarak bağlanması sonucu, metal şeritli sistemlere göre daha az şerit kullanılmak suretiyle daha ekonomik çözümler elde edilmiştir.

KAYNAKLAR

- Özçelik H. (2004). “Karadeniz sahil Yolu Projesinde Polimer Şeritli Donatılı Zemin Duvar ve Köprü Kenarayağı Uygulamaları”, Birinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, İstanbul, s.21-28
- Price D.I. ve Özçelik, H. (1994). “Polimer Şeritli Donatılı Zemin Duvarda Yapılan Ölçümler”, Zemin Mekaniği ve Temel Müh. 5. Ulusal Kongresi, II.Cilt pp.498-509
- NF P 94-220-0, (1998). “Soil Reinforcement- Backfilled Structures Reinforced with Quasi-inextensible and Flexible Reinforcing Strips or Sheets-Part 0 : Design”, Norme Française

HAARAJOKI DENEME DOLGUSUNUN S-CLAY1S ZEMİN MODELİ İLE SAYISAL ANALİZİ

NUMERICAL ANALYSIS OF HAARAJOKI TEST EMBANKMENT WITH S-CLAY1S MODEL

Abdulazim YILDIZ¹ ve Minna KARSTUNEN²

3

ABSTRACT

This paper investigates the influence of anisotropy and destructuration on the behaviour of Haarajoki test embankment, which was built by the Finnish National Road Administration as a noise barrier in 1997 on a soft clay deposit. Half of the embankment is constructed on an area improved with prefabricated vertical drains, while the other half is constructed on the natural deposit without any ground improvement. The construction and consolidation of the embankment is analysed with the finite-element method using S-CLAY1S model to represent the soft clay. The model accounts for initial and plastic strain induced anisotropy and additionally, for interparticle bonding and degradation of bonds. For comparison, the problem is also analysed with the isotropic modified cam clay model. The results of the numerical analyses are compared with the field measurements. The simulations reveal the influence that anisotropy and destructuration have on the behavior of an embankment on soft clay.

Keywords: Prefabricated vertical drain, Finite element method, Embankment, Soft clay

ÖZET

Bu çalışmada, Finlandiya Ulusal Yol İdaresi tarafından 1997 yılında gürültü bariyeri olarak yumuşak kil zemin üzerine inşa edilen Haarajoki deneme dolgusunun davranışı üzerinde anizotropi ve yapısal bozulmaların etkisi araştırılmıştır. Dolgunun yarısı doğal kil zemin üzerine diğer yarısı ise prefabrik düşey drenler ile iyileştirilmiş zemin üzerine inşa edilmiştir. Dolgunun inşaat safhası ve konsolidasyon davranışı sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir. Analizlerde, kil zeminlerdeki yapısal etkilere ilave olarak anizotropik etkileri de dikkate alan S-CLAY1S zemin modeli kullanılmıştır. Karşılaştırma amacıyla problem izotropik Modifiye Cam Kili modeli ile de analiz edilmiştir. Sayısal analizlerden elde edilen sonuçlar arazi ölçümleri ile karşılaştırılmış ve bu tip problemlerde anizotropinin ve mikro yapının sonuçlar üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu görülmüştür.

Anahtar kelimeler: Prefabrik düşey dren, Sonlu elemanlar yöntemi, Dolgu, Yumuşak kil

¹ Yrd. Doç. Dr., Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, E-mail: azim@cukurova.edu.tr

² Reader, University of Strathclyde, Dept. of Civil Eng., E-mail: minna.karstunen@strath.ac.uk

1. GİRİŞ

Yumuşak kil zeminler üzerine inşa edilen dolguların analiz ve tasarımı geoteknik mühendisliğinin en zor ve karmaşık problemlerinden biridir. Yumuşak zeminler taşıma gücü açısından sorunlu olup yük etkisinde aşırı oturmalara neden olabilirler. Düşük permeabiliteye sahip olması nedeniyle de konsolidasyon oturmalarının tamamlanması uzun yıllar sürebilir. Bu nedenle, yumuşak kil zeminler üzerine inşa edilecek dolgularda stabilite ve konsolidasyon için gerekli süre, tasarım için gerekli iki ana parametredir. Bu tür problemlerde dolgu altına inşa edilecek düşey drenler yardımıyla konsolidasyon oturmaları hızlandırılabilir ve stabilitesi arttırılabilir.

Son yıllarda dolguların analizlerinde sonlu elemanlar yöntemi (SEY) çok yaygın şekilde kullanılmaktadır (Bergado vd., 1993; Hird vd., 1995; Indratna ve Redana, 1997; Borges, 2004; Karstunen vd., 2005). Dolgunun geometrisi ve yükleme koşulları ile dolgu altına inşa edilen çok sayıda düşey dren ve etki bölgeleri dikkate alındığında söz konusu problem çok karmaşık bir yapı arz etmektedir. Bu nedenle, bu tür problemlerin SEY ile analizlerinin 3 boyutlu (3D) olarak yapılması gerekir. Fakat, 3D analizlerin çok zor ve zahmetli olması nedeniyle pratikte uygulanması çok zordur. Bu nedenle, dolgular genellikle iki boyutlu olarak düzlem deformasyon koşullarında analiz edilir. Fakat dolgu altına inşa edilen düşey drenler, silindirik geometriye sahip olması nedeniyle ekstenel simetrik koşullara sahiptir. Düşey drenlerin ekstenel simetrik koşullardan düzlem deformasyon koşullarına dönüştürülmesi için farklı yöntemler geliştirilmiştir (Zeng ve Xie, 1987; Hird vd., 1992; Kim ve Lee, 1997; Indratna ve Redana, 1997; Chai vd., 2001). Bu çalışmada Hird vd., 1992 tarafından geliştirilen eşleme yöntemi kullanılmıştır.

Bu çalışmada, Finlandiya'da 1997 yılında yumuşak kil zemin üzerine inşa edilen Haarajoki deneme dolgusu S-CLAY1S zemin modeli kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir. Deneme dolgusunun yarısı doğal kil zemin üzerine diğer yarısı ise düşey drenler ile iyileştirilmiş kil zemin üzerine inşa edilmiştir. Dolgu altına ölçüm cihazları yerleştirilerek yaklaşık 5 yıl boyunca dolgu altındaki düşey ve yatay deplasmanlar ile boşluk suyu basınç değerlerindeki değişimler ölçülmüştür. Sayısal analizlerde sonlu elemanlar yöntemine dayalı Plaxis 8.2 bilgisayar programı kullanılmış ve elde edilen sonuçlar ölçüm sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

2. S-CLAY1S ZEMİN MODELİ

S-CLAY1S zemin modeli (Koskinen vd., 2002) başlangıç ve plastik deformasyonlardan kaynaklanan dokusal anizotropiye ilave olarak yapısal etkileri de dikkate almaktadır. Model, kritik durum zemin mekaniği çerçevesinde geliştirilmiş olup killer için eğrisel bir akma yüzeyini esas alır (Şekil 1a). Model, plastik deformasyonların önemli rol oynadığı normal veya az aşırı konsolide killerde uygulanabilir. S-CLAY1S modeli için akma eğrisi kesilmiş bir elips şeklindedir ve denklemi aşağıda verilmektedir:

$$f = \frac{3}{2} \left[\{\underline{\sigma}_d - p' \underline{\alpha}_d\}^T \{\underline{\sigma}_d - p' \underline{\alpha}_d\} \right] - \left[M^2 - \frac{3}{2} \{\underline{\alpha}_d\}^T \{\underline{\alpha}_d\} \right] (p'_m - p') p' = 0 \quad (1)$$

Bu eşitlikte, $\underline{\sigma}_d$: deviatörük gerilme tensörü, p' : ortalama gerilme, $\underline{\alpha}_d$: deviatörük fabrik tensör, M : kritik durumdaki gerilme oranı ve p'_m : doğal kilin akma yüzeyinin boyutudur. S-CLAY1S zemin modelinde kullanılan en önemli özellik “içsel akma yüzeyi” terimidir. İçsel terimi ile anlatılmak istenen aynı dokusal özelliklere sahip fakat daneler arası bağ kuvvetleri bulunmayan kil zemindir. Bu nedenle doğal zeminin gerçek akma yüzeyi ile

aynı şekle ve yönelime sahip, fakat boyutu daha küçüktür. İçsel akma yüzeyinin boyutu p'_{mi} parametresi ile ifade edilmektedir. Doğal zemin için kullanılan p'_m ile p'_{mi} arasındaki oran aynı zamanda mevcut zeminin bağ kuvvetlerinin derecesini gösterir.

$$p'_m = (1 + \chi)p'_{mi} \quad (2)$$

burada χ terimi bağ kuvvetlerinin büyüklüğünü ifade eder (Şekil 1b). S-CLAY1S modeli, üç pekleşme kuralını esas alır. Bunlardan birincisi, plastik hacimsel deformasyonlardaki artışa bağlı olarak içsel akma yüzeyinin boyutundaki değişimi açıklar.

$$dp'_{mi} = \frac{v p'_{mi}}{\lambda_i - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (3)$$

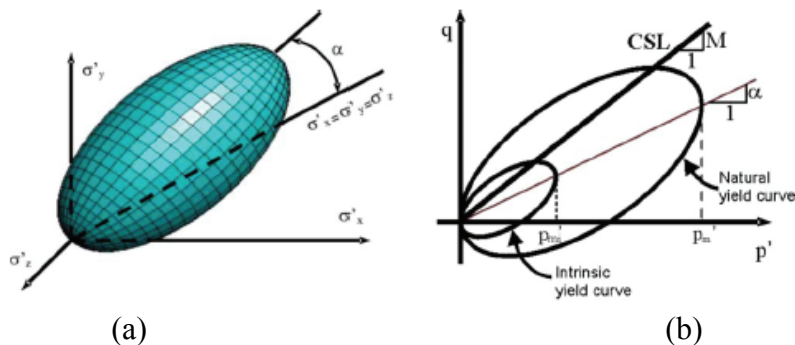
λ_i : İçsel normal sıkışma eğrisinin eğimi, v : özgül hacimdir. Modifiye Cam kilinde kullanılan pekleşme kuralı ile aynı formda olup sadece λ ile λ_i ve p'_m ile p'_{mi} yer değiştirmektedir. İkinci pekleşme kuralı ise, plastik deformasyonlar nedeniyle akma yüzeyinin yöneliminde meydana gelen değişimleri hesaplar.

$$d\alpha_d = \omega \left(\left[\frac{3\eta}{4} - \alpha_d \right] \langle d\varepsilon_v^p \rangle + \omega_d \left[\frac{\eta}{3} - \alpha_d \right] d\varepsilon_d^p \right) \quad (4)$$

$\eta = \sigma_d/p'$; $d\varepsilon_d$: plastik deviatörük deformasyon artımıdır. ω ve ω_d parametreleri ise ilave zemin parametreleridir. ω parametresi anizotropideki değişimi dolayısıyla da akma eğrisinin eğimini kontrol ederken ω_d parametresi ise, akma eğrisindeki dönme nedeniyle oluşan plastik hacimsel ve kayma deformasyonları arasındaki rölatif etkinliği kontrol eder (Wheeler vd. 2003). Modelde kullanılan üçüncü pekleşme kuralı ise, plastik deformasyonlar nedeniyle bağ kuvvetlerinin kademeli olarak bozulması ile ilgilidir:

$$d\chi = \xi([0 - \chi]|d\varepsilon_v^p| + \xi_d[0 - \chi]d\varepsilon_d^p) = -\xi\chi(|d\varepsilon_v^p| + \xi_d d\varepsilon_d^p) \quad (5)$$

ξ parametresi yük etkisinde bağ kuvvetlerinin bozulma hızını kontrol ederken ξ_d parametresi ise, yapının bozulması sırasında plastik hacimsel ve kayma deformasyonları arasındaki rölatif etkinliği kontrol eder (Koskinen vd. 2002).



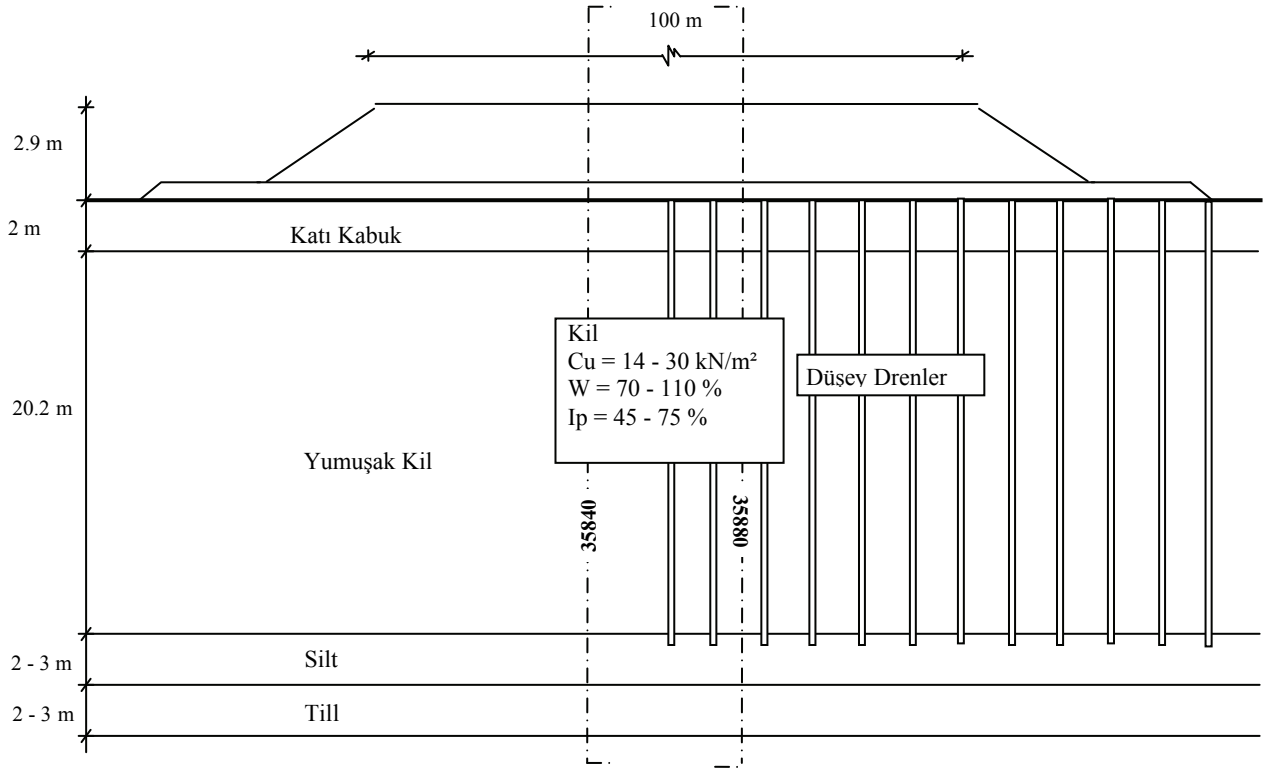
Şekil 1. S-CLAY1S modeli için akma yüzeyi (a) 3B gerilme uzayında (b) Üç eksenli deney koşullarında

3. HAARAJOKI DENEME DOLGUSU

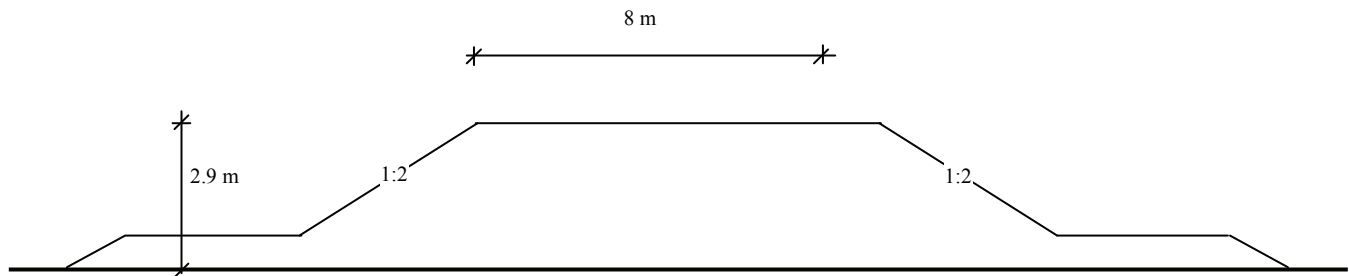
Finlandiya Ulusal Yol İdaresi tarafından 1997 yılında gürültü bariyeri olarak inşa edilen Haarajoki deneme dolgusu, yumuşak kil zemin üzerinde yer almaktadır. 2.9m yüksekliğinde, 100m uzunluğunda ve tepede ise, 8m genişliğe sahip olan dolgu 1:2 eğimle inşa edilmiştir (Şekil 2). Dolgunun yarısı doğal kil zemin üzerine diğer yarısı ise düşey drenler ile iyileştirilmiş bölge üzerine inşa edilmiştir. Zemin profili olarak en üstte yaklaşık 2m kalınlığında yüksek derecede aşırı konsolide kil kabuk (dry crust), altında ise yaklaşık 20m kalınlığında, organik içeriği %1.4 - %2.2 arasında olan yumuşak kil tabakası yer almaktadır. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyindedir. Su muhtevası değerleri %67 – 112 arasında değişmekte olup genellikle doğal su muhtevası likit limit değerine eşit veya daha yüksek değerlerdedir. Yumuşak kil tabakasında hassasiyet (sensitivity) değerleri 20-45 arasında değişmekte olup kil zemin genellikle normal konsolide veya az aşırı konsolide konumdadır. Dolayısıyla, dolgu altındaki yumuşak kil zemin yüksek oranda anizotropiye ve hassaslık derecesine sahiptir. Haarajoki deneme dolgusunun altına farklı noktalara oturma plakaları, piezometre, inklonometre ve ektensometreler yerleştirilmiş ve dolgunun davranışı yaklaşık 5 yıl süreyle gözlenmiştir.

4. SAYISAL ANALİZLER

Dolgu inşaatında kullanılan stabilize malzeme, sayısal analizlerde Mohr Coulomb zemin modeli ile modellenmiştir. Mohr Coulomb zemin parametreleri; $E' = 40000 \text{ kN/m}^2$, $\nu' = 0.35$, $\phi' = 40^\circ$, $\psi' = 0^\circ$, $c' = 2 \text{ kN/m}^2$ ve $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ (E' Young's modülü, ν' Poisson's oranı, ψ' dilatasyon açısı ve γ ise dolgu malzemesinin birim hacim ağırlığıdır). Dolgu altında yer alan kil zemin hesaplamaların daha hassas yapılabilmesi için 9 tabakaya ayrılmıştır. Analizlerde kullanılan MCK ve S-CLAY1S model parametreleri üç eksenli basınç ve ödometre deney sonuçları esas alınarak hesaplanmış ve Tablo 1-3'de verilmiştir. Deneme dolgusu, 6 tabaka halinde 35 günde inşa edilmiştir. Analizlerde, gerçek inşaat safhaları ve süreleri dikkate alınmıştır. Her tabakanın inşaatında, ilk olarak inşaat safhası drenajsız yükleme koşullarında analiz edilmiş ve hemen ardından da konsolidasyon safhasına geçilmiştir. Dolgu en kesitinin simetrik olduğu kabul edilerek dolgunun sadece yarısı düzlem deformasyon koşullarda, 15 düğümlü üçgen elemanlar kullanılarak analiz edilmiştir. Dolgu ve yumuşak kil zemin tabakaları, 830 elemandan oluşan sonlu elemanlar ağı ile modellenmiştir. Yanal sınırlar sadece yatay yönde, alt sınır ise her iki yönde sınırlandırılmıştır. Zemin yüzeyi ve alt sınırın drenaja açık olduğu kabul edilmiştir. Ayrıca sonlu elemanlar ağının yeterli derecede hassas olduğu farklı sayıda sonlu eleman kullanılarak test edilmiş ve sonuçlar üzerinde ağ etkisinin olmadığı gösterilmiştir.



(a)



(b)

Şekil 2. Haarajoki deneme dolgusu: a) Boyuna kesit; b) Enkesit.

Tablo 1. Dolgu altındaki başlangıç zemin parametreleri

Tabaka	Depth (m)	e_0	POP (kN/m ²)	α_0	χ_0
1	0.0-1.0	1.4	76.5	0.58	4
2	1.0-2.0	1.4	60.0	0.58	4
3a	2.0-3.0	2.9	38.0	0.44	22
3b	3.0-4.0	2.9	34.0	0.44	22
3c	4.0-5.0	2.9	30.0	0.44	22
4	5.0-7.0	2.8	24.0	0.42	30
5	7.0-10.0	2.3	21.0	0.41	45
6	10.0-12.0	2.2	28.5	0.41	45
7	12.0-15.0	2.2	33.5	0.44	45
8	15.0-18.0	2.0	17.0	0.58	45
9	18.0-22.0	1.4	1.0	0.58	45

Tablo 2. MCK ve S-CLAY1S zemin parametreleri

Tabaka	γ	ϕ'	ν'	κ	λ	M
1	17.0	36.9	0.35	0.006	0.12	1.50
2	17.0	36.9	0.35	0.009	0.21	1.50
3a	14.0	28.8	0.18	0.033	1.33	1.15
3b	14.0	28.8	0.18	0.033	1.33	1.15
3c	14.0	28.8	0.18	0.033	1.33	1.15
4	14.0	27.7	0.10	0.037	0.96	1.10
5	15.0	27.0	0.10	0.026	0.65	1.07
6	15.0	27.0	0.28	0.031	1.16	1.07
7	15.0	28.8	0.28	0.033	1.06	1.15
8	16.0	36.9	0.28	0.026	0.45	1.50
9	17.0	36.9	0.28	0.009	0.10	1.50

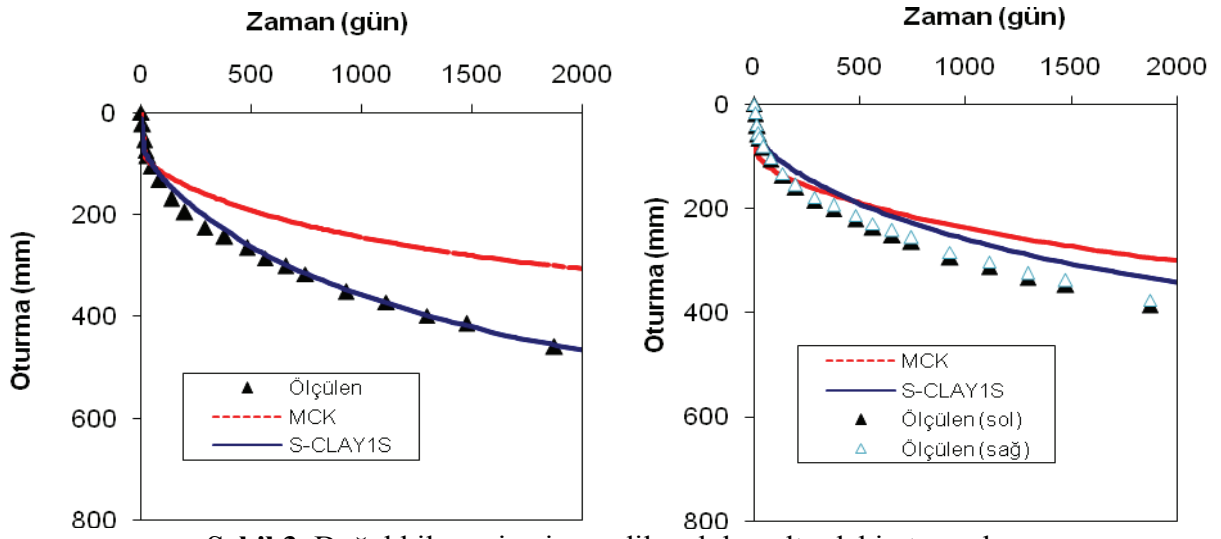
5. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI

İlk olarak deneme dolgusunun doğal kil zemin üzerine inşa edilen bölümü analiz edilmiştir. 5 yıllık bir konsolidasyon süresi için iki farklı zemin modeli ile dolgu altında meydana gelen oturmalar hesaplanmıştır. Şekil 3'te dolgunun merkez ve kenar alt noktalarında sayısal analizlerden hesaplanan düşey oturmalar ile ölçülen oturma değerleri karşılaştırılmıştır. S-CLAY1S zemin modeli ile arazi ölçüm değerleri arasında oldukça iyi

bir uyum görülmektedir. MCK modeli ile hesaplanan oturmalar ise ölçülen oturma değerlerinin oldukça altında kalmaktadır.

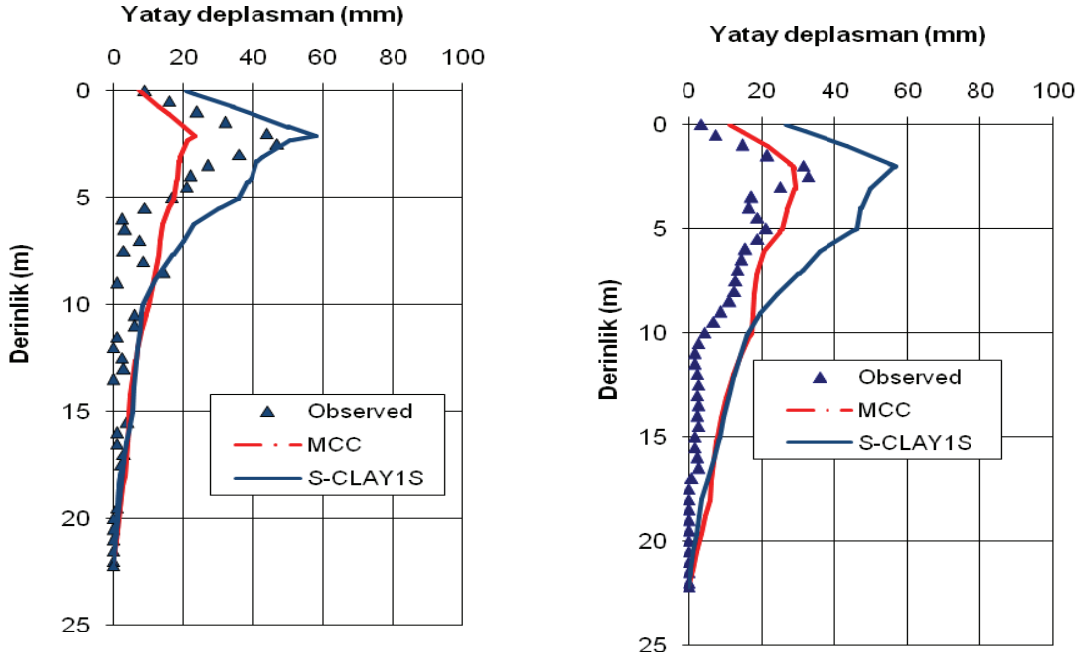
Tablo 3. S-CLAY1S zemin modeli için ilave parametreler.

Tabaka	ω_d	ω	λ_i	ξ	ξ_d
1	1.00	50	0.04	8	0.2
2	1.00	50	0.06	8	0.2
3a	0.70	20	0.38	8	0.2
3b	0.70	20	0.38	8	0.2
3c	0.70	20	0.38	8	0.2
4	0.64	20	0.27	8	0.2
5	0.60	20	0.19	8	0.2
6	0.60	20	0.33	8	0.2
7	0.70	20	0.30	8	0.2
8	1.00	20	0.13	8	0.2
9	1.00	20	0.03	8	0.2

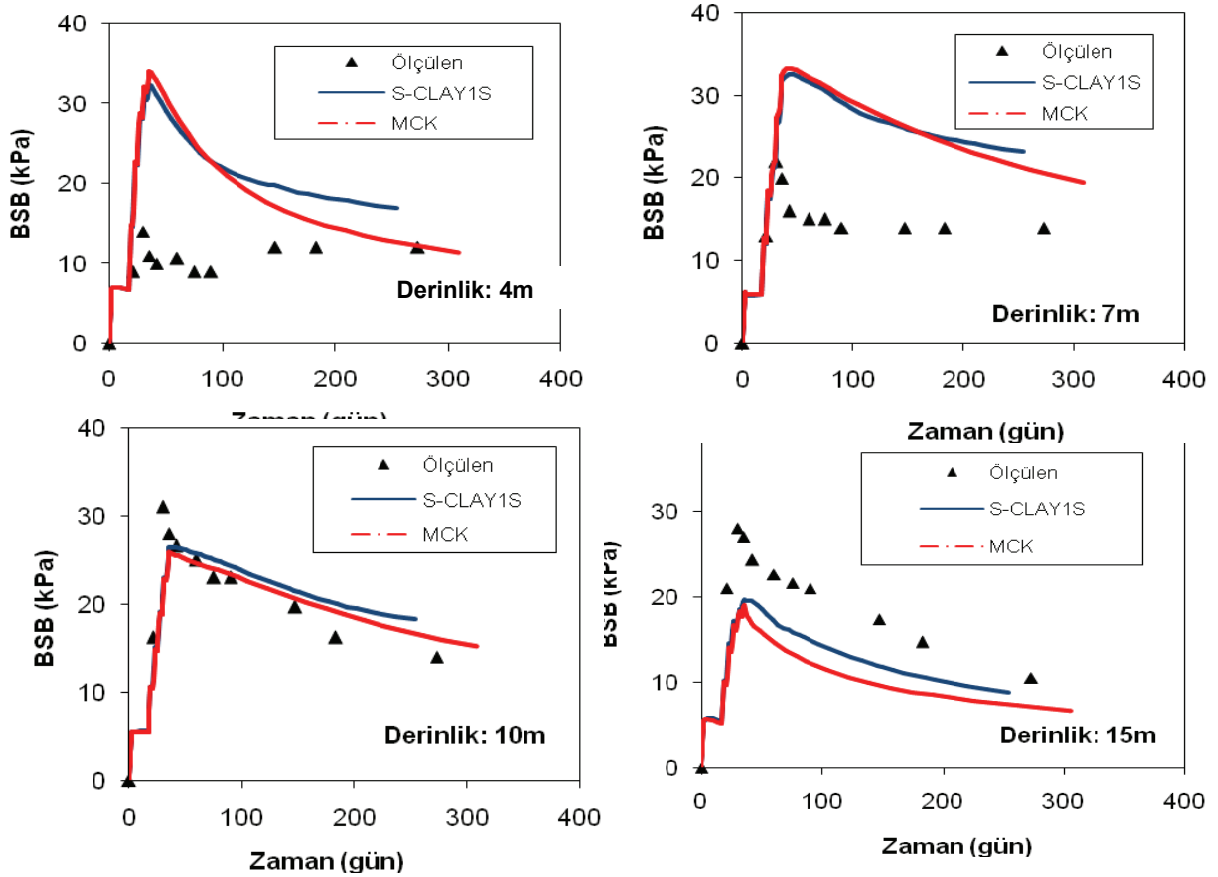


Şekil 3. Doğal kil üzerine inşa edilen dolgu altındaki oturmalar

Şekil 4'te dolgunun tepe (merkezden 4m uzaklıkta) ve topuk (merkezden 9m uzaklıkta) noktalarının altında hesaplanan yatay deplasmanlar ile ölçülen değerler karşılaştırılmıştır. Tepe noktası altında, S-CLAY1S ile hesaplanan yatay deplasmanlar ölçülen değerler ile iyi bir uyum gösterirken MCK modeli ile hesaplanan değerler ise ölçülen değerlerin altında kalmaktadır. Topuk noktasında ise MCK modeli ile hesaplanan yatay deplasmanlar ölçülen değerler ile iyi bir uyum gösterirken S-CLAY1S modeli ile hesaplanan yatay deplasmanlar ölçülen değerlerin üstünde çıkmaktadır. Fakat her iki model ile hesaplanan yatay deplasmanların derinlikle değişimi ölçülen değerler ile uyum içerisinde olup maksimum yatay deplasmanların gerçekleştiği derinlikler ölçülen maksimum değerler ile aynı derinlikte hesaplanmıştır.



Şekil 4. Yatay deplasmanların karşılaştırılması



Şekil 5. Farklı derinlikteki boşluk suyu basınç değerlerinin karşılaştırılması

Şekil 5’de farklı derinliklerde ölçülen boşluk suyu basınçları (BSB), sayısal analizlerden hesaplanan BSB değerleri ile karşılaştırılmıştır. Her iki model ile BSB değerlerinin genellikle birbirlerine yakın hesaplandığı görülmektedir. Hesaplanan BSB

değerleri ölçülen değerler ile karşılaştırıldığında, 4m ve 7m derinliklerde hesaplanan BSB değerleri ölçülen değerlerin üzerindedir. Fakat 10m ve 15m derinliklerde ölçülen ve hesaplanan değerler iyi bir uyum göstermektedir. 4m ve 7m derinliklerdeki farklılığın nedeni BSB ölçümlerinde yaşanan bazı sorunlar ve sağlıklı ölçümlerin alınamamasıdır.

Haarajoki deneme dolgusunun yarısı düşey drenli bölge üzerine inşa edilmiştir. Deneme dolgusu altına inşa edilen drenler, geosentetik malzemeden imal edilmiş olup kil zemin içerisine 15m uzunluğunda ve 1m aralıklarla kare şeklinde yerleştirilmiştir. Dolgu altına inşa edilen düşey drenlerin sonlu elemanlar yöntemi ile iki boyutlu olarak doğrudan analiz edilmesi mümkün değildir. Üç boyutlu analizler ise, çok fazla işlem hacmi ve zaman gerektirmesi pratik uygulamalar için uygun değildir. Bu nedenle, eksenel simetrik koşullara sahip düşey drenlerin düzlem şekil değiştirme koşullara dönüştürülmesi zorunludur. Düşey drenlerin düzlem şekil değiştirme koşullara dönüştürülmesi için farklı eşleme yöntemleri geliştirilmiştir (Hird vd. 1992; Indraratna ve Redana 1997, Chai vd. 2001). Bu çalışmada Hird vd. (1992) tarafından geliştirilen eşleme yöntemi kullanılmıştır. Bu eşleme yönteminde düşey drenler arasındaki aralık ve/veya permeabilite değerleri kullanılarak sistem, eksenel simetriden düzlem şekil değiştirme koşullara dönüştürülmektedir. Bu amaçla, geometrik, permeabilite ve birleşik eşleme yöntemleri olmak üzere üç yöntem önerilmiştir. Sayısal analizlerde, sonlu elemanlar ağı üzerinde geometrik olarak ayarlama yapılmasına imkân sağladığı için bu çalışmada birleşik yöntem kullanılmıştır. Bu yöntemde, düşey drenler arası mesafe önceden seçilmek suretiyle permeabilite değeri aşağıdaki bağıntı kullanılarak düzlem şekil değiştirme koşullara dönüştürülmektedir.

$$\frac{k_{pl}}{k_{ax}} = \frac{2B^2}{3R^2 \left[\ln\left(\frac{R}{r_s}\right) + \left(\frac{k_{ax}}{k_s}\right) \ln\left(\frac{r_s}{r_w}\right) - \left(\frac{3}{4}\right) \right]} \quad (6)$$

k_{pl} , k_{ax} = sırasıyla, düzlem deformasyon ve eksenel simetrik koşullardaki permeabilite

B = düzlem şekil değiştirme koşullarda birim hücrenin yarı genişliği

R = eksenel simetrik birim hücrenin yarıçapı

r_w = düşey dren yarıçapı

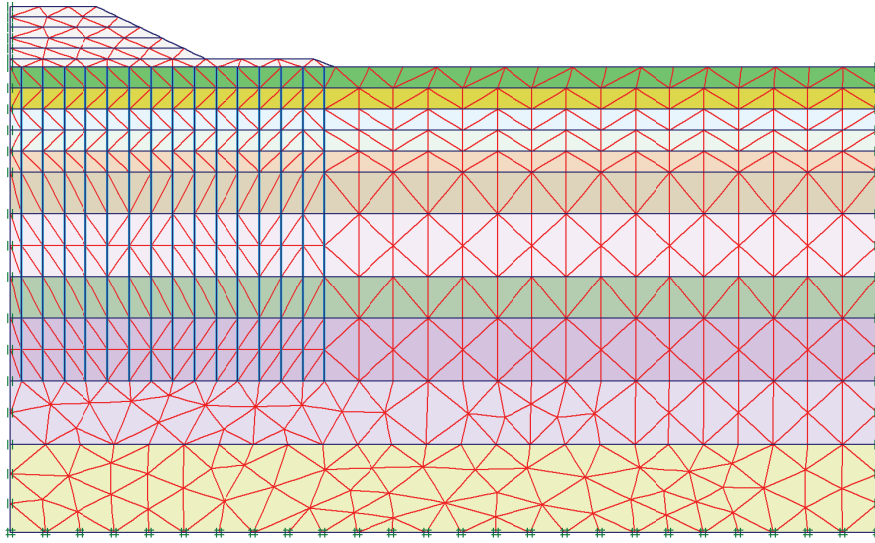
r_s = örselenmiş bölgenin yarıçapı

k_h = örselenmemiş bölgenin yatay permeabilitesi

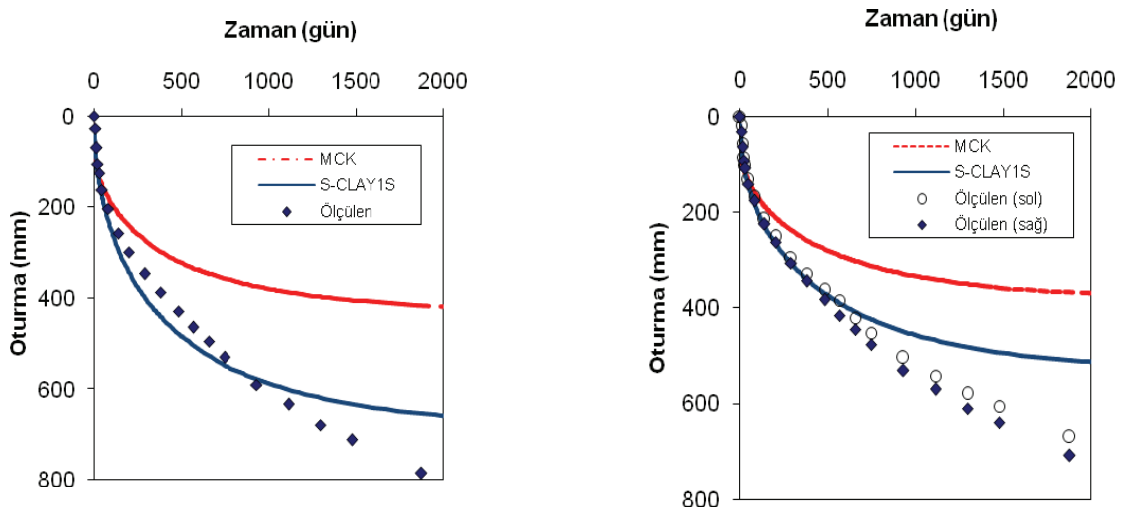
k_s = örselenmiş bölgenin yatay permeabilitesi

Sayısal analizlerde düşey drenler arası mesafe uygulamadaki gibi 1m seçilmiş ve (6) nolu eşitlik kullanılarak permeabilite değerleri dönüştürülmüştür. Drenlerin inşası sırasında kullanılan muhafaza (mandrel) nedeniyle kuyu etrafında belli bir bölge örselenir ve dolayısıyla zeminin konsolidasyon özellikleri önemli ölçüde değişir. Bu örselenme, zemin yapısına, drenlerin yapım şekline, muhafazanın boyutlarına ve şekline bağlıdır. Dolayısıyla analizlerde örselenmiş bölgenin kalınlığı ve bu bölge içerisindeki permeabilite değerinin dikkate alınması önemli bir konudur. Indraratna ve Redana (1998) yaklaşık olarak bu bölgenin çapının mandrel çapının 4 ile 5 katı civarında olduğunu, Bergado vd. (1993) ise örselenmiş bölgedeki zeminin permeabilitesi $2 \leq k/k_s \leq 20$ olduğunu öne sürmüşlerdir. Diğer önemli nokta ise, kuyu direnci nedeniyle suyun drenajının gecikmesidir. Fakat geosentetik malzemelerden imal edilen düşey drenlerde kuyu drenci ihmal edilebilir. Analizlerde örselenmiş bölgenin etkisini dikkate almak için $k/k_s=20$ ve d_s/d_m ise 5 olarak kabul edilmiştir. Şekil 6'da düşey drenli bölgenin analizinde kullanılan sonlu elemanlar ağı

görülmektedir. PLAXIS bilgisayar programında düşey drenler için özel elemanlar kullanılmaktadır. Kuyu direncini ihmal etmek için hesaplamalar sırasında bu elemanlar üzerinde ilave boşluk suyu basınçları sıfıra eşitlenerek ilave boşluk suyu basıncı oluşmasına izin verilmez. Şekil 7'de dolgunun merkez noktası altında hesaplanan düşey oturmalar ölçüm değerleri ile karşılaştırılmıştır. Sayısal analizlerden hesaplanan konsolidasyon oturmalarının ölçüm sonuçlarına göre daha hızlı gerçekleştiği görülmektedir. Arazi ölçüm değerleri ile S-CLAY1S modeli ile hesaplanan oturma değerlerinin daha iyi uyum içerisinde olduğu, izotropik model MCK ile hesaplanan oturma değerlerinin ise, ölçülen oturma değerlerinin çok altında kaldığı görülmektedir. Ayrıca, ölçülen oturma değerlerinden 5 yıl sonunda konsolidasyon oturmalarının hala devam ettiği anlaşılmaktadır. Bu oturmaların krip (sekonder konsolidasyon) etkisinden kaynaklandığını ve analizlerde kullanılan modellerin bu etkileri dikkate almadığı için bu oturmaların hesaplanmadığı görülmektedir.



Şekil 6. Analizlerde kullanılan sonlu elemanlar ağı



Şekil 7. Düşey drenli bölge üzerine inşa edilen dolgu altındaki oturmalar

1. SONUÇLAR

Bu çalışmada, yarısı doğal zemin üzerine diğer yarısı ise, düşey drenli zemin üzerine inşa edilen Haarajoki deneme dolgusu düzlem deformasyon koşullarda sayısal olarak analiz edilmiştir. Sayısal analizlerde, zemin davranışı anizotropik elasto-plastik zemin modeli S-CLAY1S modeli ile modellenmiştir. Ayrıca karşılaştırma amacıyla analizlerde izotropik zemin modeli Modifiye Cam Kili de kullanılmıştır. Analizlerden elde sonuçlar, arazi ölçüm sonuçları ile karşılaştırılmış ve elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- S-CLAY1S zemin modeli ile hesaplanan oturma değerleri, arazi ölçüm değerleriyle çok iyi uyum içersindedir. İzotropik model MCK ile hesaplanan oturmalar ise, arazi ölçüm değerlerinin çok altında kalmaktadır. Yumuşak kil zemin üzerine oturan bu tip dolgu problemlerinde, anizotropik davranışın ve mikro yapının sonuçlar üzerinde önemli derecede etkiye sahip olduğu görülmektedir.
- Dolgu altına inşa edilen düşey drenler, Hird vd. (1992) tarafından önerilen eşleme yöntemi kullanılarak iki boyutlu düzlem şekil değiştirme koşullarda analiz edilebilir. Sayısal analizlerde, düşey drenler etrafında imalat sırasında oluşan örselenme etkileri dikkate alınmalıdır.
- Ölçüm sonuçlarından özellikle düşey drenli bölgede krip etkisi nedeniyle konsolidasyon oturmalarının hala devam ettiği anlaşılmaktadır. Sayısal analizlerde kullanılan modeller krip etkisini (sekonder konsolidasyonları) dikkate almamaktadır. Bu nedenle bu tip problemlerde krip etkisinin dikkate alan zemin modellerine ihtiyaç vardır.

TEŞEKKÜR

Bu araştırma, Avrupa Birliği tarafından desteklenen ve Marie Curie Araştırma-Eğitim işbirliği çerçevesinde yürütülen “Advanced Modelling of Ground Improvement on Soft Soils” adlı proje (Contract No: MRTN-CT-2004-512120) kapsamında gerçekleştirilmiştir.

KAYNAKLAR

- Bergado, D.T., Mukherjee, K., Alfaro, M.C., Balasubramaniam, A.S. (1993), “Prediction of vertical-band-drain performance by the finite-element method”, *Geotextiles and Geomembranes*, 12, 567-586.
- Brinkgreve R. B. J., 2002. “PLAXIS, Finite element code for soil and rock analyses, 2D-Version 8.”, Rotterdam: Balkema.
- Chai, J. C., Shen, S. L., Miura, N., and Bergado, D. T. (2001), “Simple method of modeling pvd-improved subsoil.” *ASCE J. Geotech. and Geoenviron. Eng.*, 127 (11), 965-972.
- Hansbo, S., (1981), “Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains”, In *Proc. of the 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng.*, Stockholm, 3, 677-682.
- Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russell, D. (1992), “Finite element modeling of vertical drains beneath embankments on soft ground”, *Géotechnique*, 42. 499-511.
- Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russell, D., Cincioğlu, F. (1995), “Modelling the effect of vertical drains in two-dimensional finite element analyses of embankments on soft ground”, *Canadian Geotechnical Journal*, 32. 795-807.

- Indraratna, B., Redana, I.W., (1997), Plane strain modeling of smear effects associated with vertical drains. *J Geotech Geoenv Eng* 123(5),474–478.
- Indraratna, B. & Redana, I.W. (1998), “Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation”, *J. Geotech. and Geoenvironmental Engineering*, 124, 180-184.
- Karstunen, M., Krenn, H., Wheeler, S.J., Koskinen, M., Zentar, R., 2005. The effect of anisotropy and destructuration on the behaviour of Murro test embankment. *Int J Geomechanics* 5(2), 87-97.
- Karstunen M., Wiltafsky C., Krenn H., Scharinger F., & Schweiger H.F. (2006), “Modelling the behaviour of an embankment on soft clay with different constitutive models”, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 30:953–982.
- Koskinen M., Karstunen M., and Wheeler S.J. (2002), “Modeling destructuration and anisotropy of a natural soft clay”, *Proc. of the 5th European Conf. on Num. Meth. in Geotech. Eng. (NUMGE)*, Paris Presses de l’ENPC/LCPC: p. 11-20.
- Kim, Y.T. & Lee, S.R. (1997), “An equivalent model and back-analysis technique for modelling in situ consolidation behavior of drainage-installed soft deposits”, *Comp. Geotech.*, 20(2), 125–142.
- Wheeler S.J., Näätänen A., Karstunen M., Lojander M., 2003. “An anisotropic elastoplastic model for soft clays.”, *Canadian Geotechnical Journal*; 40: 403-418.
- Zeng, G.X., Xie, K.H. (1987), “Consolidation analysis of sand drained ground by FEM”, *Proc. 8th Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, vol. 1, pp.139–142.

ATIK MALZEMELER İLE STABİLİZE EDİLMİŞ TEMEL TABAKASININ SERBEST BASINÇ DAYANIMININ OPTİMİZASYONU

OPTIMIZATION OF UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH OF BASE COURSE STABILIZED WITH WASTE MATERIALS

A. Şahin ZAIMOĞLU¹ Fatih HATTATOĞLU² Sinan HINISLIOĞLU³

ABSTRACT

The base course in a flexible pavement increases load bearing capability, helps drainage and provides an additional protection against freezing effects. In this study, the effects of borogypsum (BG), fosfogypsum (FG), silica ferro crom (SF) and clinker (KL) on unconfined compressive strength of the base course were investigated and optimum conditions were determined for the maximum unconfined compressive strength. 15-30 % of BG, 10-20% of FG, and 10-20% of KL, by total dry weight of mixture were used in the preparation of specimens. Taguchi method was used for the experimental desing and L₉ orthogonal array was selected. 7 days unconfined compressive strength tests were performed on each specimen which were prepared in accordance with the optimum moisture content determined for each different mixture by standard proctor compaction. As a result of this study, it was seen that 7 days maximum compressive strength of 2.10 MPa was obtained for the mixture containing %15 BG, %0 FG, %3 SF and %10 KL.

Keywords: Compressive strength, Borogypsum, fosfogypsum, Base Course, Optimization

ÖZET

Esnek yol üstyapı temel tabakası, üstyapının yük taşıma kabiliyetini artırmakta, drenaja yardımcı olmakta ve don etkisine karşı ek bir koruma sağlamaktadır. Bu çalışmada, borojips (BG), fosfojips (FG), silikaferrokrom (SF) ve klinkerin (KL) üstyapı temel tabakasının serbest basınç dayanımı üzerinde etkileri araştırılmış ve serbest basınç dayanımını maksimum yapan optimum şartlar belirlenmiştir. Numunelerin hazırlanmasında toplam kuru ağırlığın sırasıyla %15-30 borojips, %10-%20 fosfojips, %3-%6 silika ferro krom ve %10-20 oranlarında klinker kullanılmıştır. 7 günlük serbest basınç dayanım deneyi her bir farklı karışım için belirlenen optimum su muhtevasında hazırlanan numuneler için yapılmıştır. Deneylerde Taguchi Yöntemine uygun olarak L₉ Ortogonal dizisi seçilmiştir. Yapılan çalışma sonucunda serbest basınç dayanımının BG, FG, SF ve KL parametrelerinin sırasıyla %15 , %0 , %3 ve %10 seviyelerinde optimum şartı sağladığı ve bu durumdaki değerinin 2.1 MPa olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Basınç dayanımı, Borojips, Fosfojips, Temel tabakası, Optimizasyon.

¹ Yrd. Doç. Dr., Atatürk Üniversitesi Erzurum MYO İnşaat Bölümü, zaimoglu@atauni.edu.tr

² Arş. Gör., Atatürk Üniversitesi Erzurum MYO İnşaat Bölümü, fhattat@atauni.edu.tr

³ Doç. Dr., Atatürk Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, shinis@atauni.edu.tr

1. GİRİŞ

Dünya ekonomisinin gelişmesi sonucunda, enerji kaynakları hızla tüketilmekte ve bunun sonucunda ekolojik dengeyi bozan ve çevre kirliliğine sebep olan büyük miktarda atık malzemeler üretilmektedir (Kavas vd. 2005). Ekonomik koşullar ve çevreye olan duyarlılığın artması, araştırmacıları yeni imkânlarla ve özellikle de atık maddelerin yeniden değerlendirilmesine yöneltmiştir. Atık maddelerin tüm dünyada bir çok alanda olduğu gibi mühendislik uygulamalarında da yaygın olarak kullanılması bu maddelerin daha dikkatli bir şekilde tüketilmesini gerektirmektedir.

Esnek yol üstyapısı temel tabakası, üstyapının yük taşıma kabiliyetini artırmakta, drenaja yardımcı olmakta ve don etkisine karşı ek bir koruma sağlamaktadır. Temel tabakası gerilmelere maruz kaldığından dolayı yüksek kalite ve dayanıma sahip olmalıdır. Bu nedenle, temel tabakasını oluşturacak zeminin geoteknik özelliklerinin çok iyi belirlenmesi gerekmektedir.

Zemin özelliklerini iyileştirmede iyi bir tasarım yapabilmek, kullanılacak atık maddelerin fiziksel, mekanik ve dinamik özellikleri yanı sıra optimum seviyelerinin belirlenmesi ile mümkündür. Birçok araştırmacı atık maddeleri, temel tabakasının mühendislik özellikleri üzerindeki etkilerini araştırmak amacıyla farklı oranlarda kullanmışlardır. (Wang vd. 2006, Rezende ve Carvalho 2003, Edinçler vd. 2004). Fakat çok az çalışmada bororjips ve fosfojips atık malzemelerin temel tabakasının mühendislik özellikleri üzerinde etkileri araştırılmış ve kullanılan malzemelerin optimum seviyeleri belirlenmiştir. Bu çalışmada, bororjips, fosfojips, silikaferrokrom ve klinker katkı maddelerinin, üstyapı temel tabakasının serbest basınç dayanımı üzerinde etkileri araştırılmış ve serbest basınç dayanımını maksimum yapan optimum değerleri belirlenmeye çalışılmıştır.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

Çalışmada kullanılan Bororjips; Eti Maden İşletmeleri Genel Müdürlüğü Bandırma Bor ve Asit Fabrikaları İşletme Müdürlüğünden, Fosfojips; Samsun Gübre Sanayi Anonim Şirketi Genel Müdürlüğünden, Silica Ferro Krom (SiFeCr); Eti Elektrometalurji A.Ş. Genel Müdürlüğünden ve Klinker ise Erzurum Aşkale Çimento Sanayi T.A.Ş. den temin edilmiştir. Bu malzemelere ait üretici firmalardan alınan bazı özellikler Tablo 1. de verilmiştir.

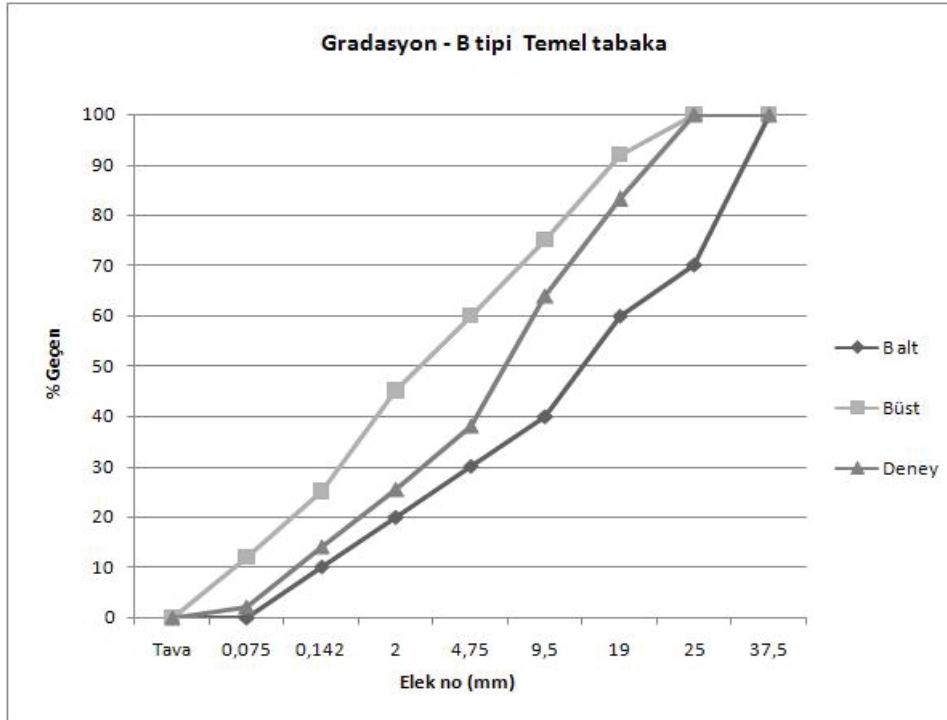
Deneylerde Türkiye Karayolları Genel Müdürlüğünün şartnamesinde belirtilen temel tabakası için verilmiş B tipi dane dağılımına sahip malzeme kullanılmıştır. Deneylerde kullanılan agrega kalker kaynaklı olup, Erzurum ili Serçeme köyü yakınlarındaki Akbaba tepesi taş ocağından alınmıştır. Deneylerde kullanılan daneli malzemeye ait bazı fiziksel özellikler Tablo 2’ de, dane boyutu dağılım eğrisi ise Şekil 1’ de gösterilmiştir.

Tablo 1. Katkı malzemelerine ait bazı özellikler

	Borojips (%)	Fosfojips (%)	Sil. Ferro Krom	Klinker
B ₂ O ₃	1.62	--	--	--
CaO	27.8	32,08	1,06	64,03
SO ₃	44.2	38,95	--	0,91
MgO	1.53	0,38	9,9	2,79
Na ₂ O	1.32	--	--	0,3
Al ₂ O ₃	0.23	0,19	5,6	5,1
Fe ₂ O ₃	0.84	0,031	2,55	4,09
SiO ₂	20.95	1,71	69,31	21,6

Tablo 2. Daneli malzemeye ait bazı özellikler

	Kaba agrega	İnce agrega	Filler
Hacim özgül ağırlık	2,676	2,625	--
Zahiri özgül ağırlık	2,715	2,72	2,785
Absorbsiyon, %	0,54	1,33	--
Aşınma Kaybı, %	26,5	--	--
Soyulma mukavemeti	65-70	--	--
Yassılık İndeksi, %	11,2	--	--
Donma Kaybı, %	0,23	--	--



Şekil 1. Granüler zemine ait dane boyut dağılım eğrisi

Deney tasarımı için Taguchi Metodu kullanılmış olup mevcut parametre ve seviyelerine uygun olarak L₉ deney tasarım dizisi seçilmiştir. Toplam kuru ağırlığın yüzdesi olarak alınan parametre ve seviyeleri Tablo 3’ te, kullanılan L₉ ortogonal dizisine uygun deney tasarımı ise Tablo 4’te verilmiştir.

Tablo 3. Temel malzemesinde kullanılan katkı malzemeleri ve oranları

Parametre	Seviye		
	1	2	3
Borojips (%)	0	15	30
Fosfojips (%)	0	10	20
Silika ferro Krom (%)	0	3	6
Klinker (%)	0	10	20

Tablo 4. L₉ ortogonal dizisine göre deney tasarımı

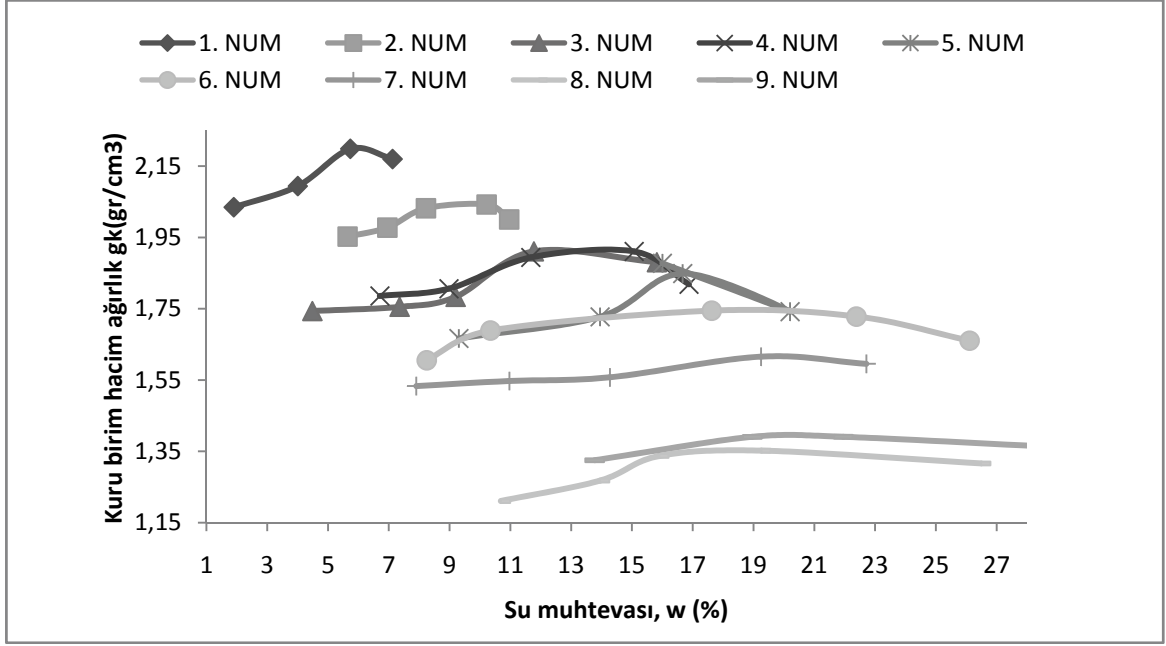
Deney No	Parametreler ve kullanılan seviyeler			
	Borojips	Fosfojips	Silika ferro krom	Klinker
1	0	0	0	0
2	0	10	3	10
3	0	20	6	20
4	15	0	3	20
5	15	10	6	0
6	15	20	0	10
7	30	0	6	10
8	30	10	0	20
9	30	20	3	0

2. 1. Deneysel Çalışma

Deneylerde kullanılan katkı malzeme oranları, literatürde yer alan kullanım oranları dikkate alınarak belirlenmiştir (Değirmenci vd. 2007, Prabakar vd.2004, Kavas vd.2005). Kontrol numunesi Şekil 1’ de gösterilen gradasyona sahip 1 no’lu deney numunesidir. Taguchi yöntemi deney tasarımında verilen her bir deney numunesi için standart kompaksiyon ve serbest basınç dayanımı deneyleri yapılmıştır.

2. 2. Standart Kompaksiyon Deneyi

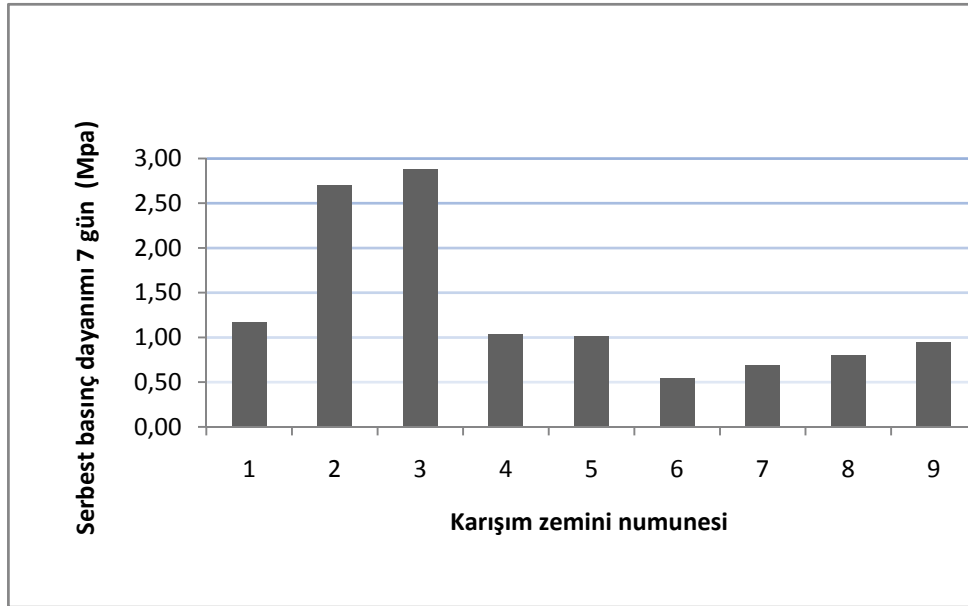
Taguchi deney tasarımında verilen her bir deney numunesi için belirtilen oranlarda alınan katkı malzemeleri, önce kuru olarak homojen hale gelinceye kadar karıştırılmıştır. Hazırlanan bu karışım daneli malzeme içerisine ilave edilerek tekrar karıştırılmıştır. Hazırlanan her bir deney numunesine ait optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlıklarını belirlemek için ASTM D 698’ e uygun olarak standart kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Deneyler sonucunda elde edilen optimum su muhtevası -maksimum kuru birim hacim ağırlık ilişkileri Şekil 2’de gösterilmiştir.



Şekil 2. Optimum su muhtevası -maksimum kuru birim hacim ağırlık grafikleri

2.3. Serbest basınç deneyi

Optimum su muhtevalarında 10x20 cm silindir kalıplarda hazırlanan her bir numune 7 gün süre ile uygun kür şartlarında (bağıl nem oranı %70 ve ortalama sıcaklık 21°C) bekletilmiştir. Her bir numunenin Serbest basınç dayanım deneyleri, ASTM D 2166' ya uygun olarak yapılmıştır. Deney sonuçlarının doğruluğunu kontrol etmek için deneyler üçer kez tekrar edilmiş ve grafikte ortalama sonuçlar kullanılmıştır. Tablo 4' te gösterilen karışımlara uygun olarak hazırlanan numunelerin Serbest basınç dayanım sonuçları Şekil 3'te, gösterilmiştir.

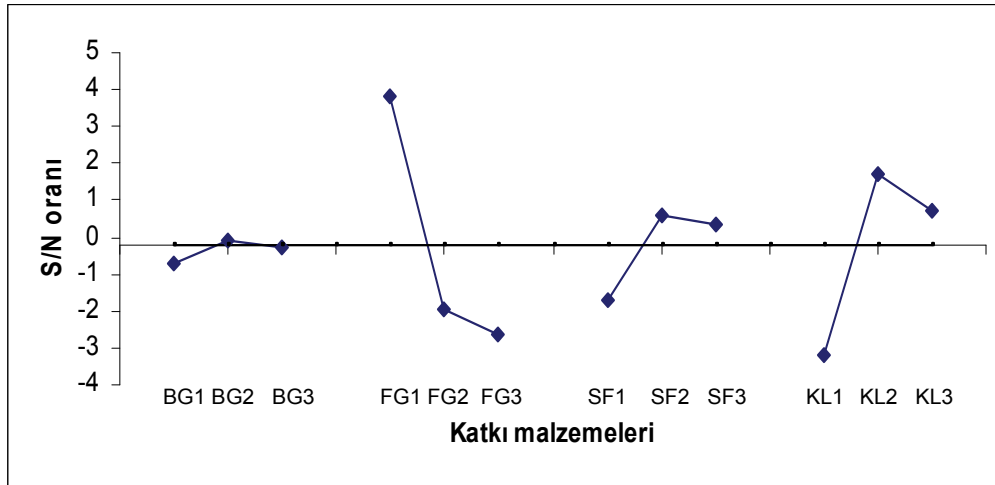


Şekil 3. Serbest basınç deneyi sonuçları.

Şekil 3 incelendiğinde, en yüksek serbest basınç dayanımına 2 ve 3 no' lu karışımlarla hazırlanan numunelerin sahip olduğu görülmektedir. Bu numunelere ait değerlerin, kontrol numunesi olan 1 no' lu karışım ile karşılaştırıldığında yaklaşık %130 kadar artış gösterdikleri görülmektedir. Kontrol numunesi içerisinde 0.142 mm elekten geçen ince daneler yer almaktadır. Bu daneler iri daneler için bağlayıcılık özelliği göstererek malzemeyi bir arada tutmuş ve kontrol numunesinde serbest basınç dayanımı elde edilmesini sağlamıştır. Serbest basınç deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak L₉ ortogonal dizisi için S/N ve varyans analizleri yapılmıştır. Varyans analiz sonuçları Tablo 5' te ve katkı malzemelerinin 7 günlük serbest basınç dayanımı üzerindeki etkilerini gösteren grafik Şekil 4'de verilmiştir.

Tablo 5. Varyans Analizi

Parametre	Serbestlik Derecesi (DOF)	Kareler Toplamı (S)	Varyans (V)	Varyans Oranı (F)	Net Toplam (S')	Oran P (%)
Borojips	2	-0.267	-0.134	---	0	0
Fosfojips	2	75.233	37.616	---	75.233	54.23
Silika Ferro Krom	2	9.811	4.905	---	9.811	7.072
Klinker	2	39.727	19.863	---	39.727	28.636



Şekil 4. Katkı malzemesinin 7 günlük serbest basınç dayanımı üzerindeki ortalama etkileri

3. TARTIŞMA

Tablo 5. incelendiğinde serbest basınç dayanımı üzerinde en etkili katkı malzemelerinin sırasıyla FG, KL, SF ve BG olduğu görülmektedir. Fosfojipsin tüm oranlarının 7 günlük serbest basınç dayanımının azalmasına neden olduğu Şekil 4' de görülmektedir. Borojips 7 günlük basınç dayanımı üzerinde çok fazla etkisi olmamasına karşın, %3 silika ferro krom ve %10 klinker, 7 günlük serbest basınç dayanımına en fazla etki eden katkı malzemeleri

olmuştur. Bu sonuçlara katkı maddelerinin kimyasal bileşenlerinin ve hidratasyona giren miktarlarının neden olduğu düşünülmektedir.

4. SONUÇLAR

Üstyapı temel tabakasının serbest basınç dayanımı üzerinde borojips, fosfojips, silikaferrokrom ve klinkerin etkilerini araştırmak üzere laboratuvarında yapılan deneyler sonucunda şu sonuçlar elde edilmiştir;

- Serbest basınç dayanımı (7 gün) için optimum şartlar %15 BG, %0 FG, %3 SF ve %10 KL seviyelerinde elde edilmiş ve bu durumdaki basınç dayanımı 2.10 Mpa olarak belirlenmiştir.
- Fosfojips oranının artması 7 günlük serbest basınç dayanımı olumsuz yönde etkilemektedir.
- 7 günlük serbest basınç dayanımı üzerinde borojips çok etkili değildir.

Yapılan çalışma sonucunda B tipi dane dağılımına sahip üstyapı temel tabakasının 7 günlük serbest basınç dayanımını iyileştirmek amacı ile borojips, fosfojips, silikaferrokrom ve klinkerin kullanılabileceği görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Da-yan Wang, Wei Ma, Yong-hong Niu, Xiao-xiao Chang, Zhi Wen, 2006, Effects of cyclic freezing and thawing on mechanical properties of Qinghai–Tibet clay, Cold Regions Science and Technology, doi:10.1016/j. coldregions.
- Degirmenci N., Okucu A., Turabi A., 2007, Application of phosphogypsum in soil stabilization, Building and Environment, 42, 3393-3398.
- Edinçler, A., Baykal, G., Dengeli, K., 2004, Determination of static and dynamic behavior of recycled materials for highways, 42, 223-237.
- Kavas, T., Olgun, A., Erdogan Y. 2005, Setting and hardening of borogypsum–Portland cement clinker–fly ash blends. Studies on effects of molasses on properties of mortar containing borogypsum, Cement and Concrete Research, 35, pp. 711-718.
- Lilian Ribeiro de Rezende, Jose´ Camapum de Carvalho 2003, The use of quarry waste in pavement construction, Resources, Conservation and Recycling, 39, 91-105
- Prabakar J, Dendorkar N., Morchhale R.K. 2004, Influence of fly ash on strength behavior of typical soils, Construction and Building Materials, 18, 263-267.

JETGROUTING YÖNTEMİ İLE DEPREME KARŞI ZEMİN İYİLEŞTİRME VE MS EXCEL KULLANARAK HAZIRLANMIŞ JET GROUTING HESAP PROGRAMI

SOIL IMPROVEMENT AGAINST EARTHQUAKE WITH JETGROUTING METHOD AND THE JETGROUTING CALCULATION SOFTWARE PREPARED BY USING MS EXCEL

Devrim ALKAYA¹

ABSTRACT

Static loads create exceeding of the bearing capacity and settlement problems. Exceeding of the bearing capacity of soil, settlement problems and liquefaction is experienced during an earthquake. In the improvement of soils, especially an improvement against liquefaction might be required in earthquake zones though there is no problem about settlement. In our country, jet grouting is the mostly applied soil improvement method. For facilitating the designing process of jet grouting a computer software is developed by using Excel. It was intended to facilitate the project design and the control of the prepared projects by using Excel software.

Keyword: Soil improvement, jet grouting.

ÖZET

Statik koşullar zemin şartlarına bağlı olarak taşıma gücü ve oturma problemi oluşturabilir. Deprem esnasından zeminde taşıma gücü aşılması, oturma problemleri ve sıvılaşma ile karşılaşmaktadır. Zeminlerin iyileştirilmesinde taşıma gücü ve oturma açısından bir sorun olmasa bile deprem bölgelerinde özellikle sıvılaşmaya karşı iyileştirme gerekli olabilmektedir. Ülkemizde en çok kullanılan zemin iyileştirme yöntemi jet grouting ile iyileştirilmiştir. Jet grouting ile projelendirme yapılmasını kolaylaştırmak için Excel ile bilgisayar programı hazırlanmıştır. Excel programının kullanımı proje yapılmasını ve hazırlanan projelerin kontrolünü kolaylaştırması amaçlanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Zemin iyileştirilmesi, jet enjeksiyon

¹ Y.Doç.Dr.,Pamukkale Üniversitesi, devrimalkaya@hotmail.com

1. GİRİŞ

Statik ve dinamik yükler altında zeminde taşıma gücü aşılması, oturma problemleri ve sıvılaşma ile karşılaşmaktadır. Zeminlerin iyileştirilmesinde taşıma gücü ve oturma açısından bir sorun olmasa bile deprem bölgelerinde özellikle sıvılaşmaya karşı iyileştirme gerekli olabilmektedir. Ülkemizde en çok kullanılan zemin iyileştirme yöntemi jet grouting ile iyileştirilmiştir. Jet grouting projelendirilmesinde statik yüklere karşı zemin emniyet gerilmesi hesaplar ve deprem yüklerine karşı sıvılaşma hesap yöntemi bir örnek üzerinde elle çözümlenmiş, projelendirme yapılmasını kolaylaştırmak için Excel ile bilgisayar programı hazırlanmıştır. Excel programının kullanımı proje yapılmasını ve hazırlanan projelerin kontrolünü kolaylaştırması amaçlanmıştır.

2. JET GROUTING YÖNTEMİ

Yüksek hızla zemine basılan karışımla zemini kesme, koparma sıkıştırma işlemleri ile iyileştirme düşüncesi ve bu konudaki çalışmalar ilk olarak 1965’ te Yamakado kardeşler tarafından Japonya’da uygulanmaya başlanmış olup 1970’li yılların başlarında iki farklı jetgrouting tekniği geliştirilmiştir.

Nakanishi ve şirketi (N.T.I) tarafından geliştirilen jetgrouting tekniğinde, kimyasal ve çimento karışımları kullanılmış olup bir delgi tijinin en altında bulunan 1.2-2.0 mm çaplı enjeksiyon memelerinden çok yüksek basınçla enjekte edilmektedirler. Karışımın enjeksiyonu sırasında, tijin kendi etrafında döndürülmesi ve yukarı çekilmesi ile kazık gibi zemin – çimento kolonları oluşturulmaktadır. Bu sebeple , bu tip jetgrouting tekniği “CCP jetgrouting” (chemical churning pile) olarak adlandırılmaktadır.

Bir başka jetgrouting tekniği ise 1970 yılında Japonya’ da diyafram duvar teşkil etmek amacı ile Teuro Yahiro tarafından geliştirilmiş ve “jetgrouting” olarak adlandırılmıştır. Bu yöntemin en belirgin özelliği zemini kesme, koparma ve sıkıştırma işlemleri için üç farklı akışkanın (su, hava, çimento şerbeti) kullanıldığı üçlü jet sisteminin uygulanmasıdır.

Jetgrouting yönteminin diğer uygulama teknikleri 1970’li yılların ortalarında Japonya’da kullanılmıştır. Nakanishi ve arkadaşları tarafından CCP jetgrouting sistemi, çimento karışımı ve havanın birlikte kullanılmasıyla geliştirilmiş ve “jumbo jet special grout (JSG)” olarak adlandırılmıştır. Sadece sıkıştırılmış hava kullanılarak teşkil edilen JSG kolonları aynı çalışma parametreleri kullanılarak teşkil edilen CCP kolonlarından 1.5-2 kat daha büyüktür.

Bundan sonra, Yahiro ve arkadaşları jetgrout kolonlar teşkil etmişlerdir. Benzer prensip kullanılarak, hava jetiyle sarılmış bir su jeti sistemine eklenmiştir. Örselenmiş zemin, hava jetiyle kopar ve oluşan boşluklar enjeksiyonla doldurulup karıştırılır.

1980 yılında, CCP grubu tarafından süper zemin stabilizasyon yöntemi “süper soil stabilization management (SSS-MAN)” geliştirilmiştir. Bu sistemde amaçlanan, çok geniş çaplı kolonların teşkil edilmesidir. Açılan boşluk süpersonik dalga tekniği ile ölçülür ve enjeksiyonla doldurulur. SSS-MAN tekniği ile büyük hacimler ve 4.0 m çapa kadar katılmış yapılar özellikle kohezyonsuz zeminlerde oluşturulabilmektedir.

Son üç yılda jetgrouting teknolojisi önemli ölçüde geliştirilmiştir. Çok yüksek basınçlı pompalar üretilmiş ve bunun sonucu yüksek enjeksiyon basıncına ve akış hızına ulaşılmıştır. Su-çimento karışım tesisleri modernleştirilmiştir. Bu gelişmeler sayesinde uygun olmayan bölge ve hava koşulları sorununun üstesinden gelinmiş, makinaların güvenlik koşulları önemli ölçüde geliştirilmiş olup işlem için gereken iş gücü, hazırlık çalışmaları ve diğer işler için gereken süre azalmıştır.

3.ÖRNEK ÇALIŞMA

Tuzla ilçesinde kalan inşaat alanında 5 lokasyonda toplam derinliği 60 m olan temel sondajı Geosistem firması tarafından yapılmıştır. Zemin jeolojik oluşumu açısından incelendiğinde çalışma alanı deniz kıyısına yakın kıyı çökelleri üzerinde yer almaktadır. Kuvaterner alüvyon olarak adlandırılmaktadır.

3.1. Zemin ile ilgili bilgiler

Zemin kesiti ilk 2.5- 3 m az çakıllı, siltli kumlu kil, 14 m ye kadar gri renkli killi siltli kum, 14 m sonrası sıkı yapılı killi kuma girilmektedir. SK 6 18 m derinliğe kadar yapılmıştır. 13.80 m derinlikte sıkı yapılı killi kuma girilmiştir. Zeminin sıklığı nedeniyle SPT deneyi sonuçlarından elde edilen vuruş sayıları temel tabanında minimum 5-10 civarındadır. Laboratuar deneyi olarak dane dağılımı (granülometri), su muhtevası ve kıvam limitleri, üç eksenli basınç deneyi ve konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Kayma mukavemeti parametreleri (kohezyon ve içsel sürtünme açısı) laboratuar ve arazi deneyleri ile belirlenmiştir.

Taşıma gücü hesaplarında kullanılan temel seviyesinde kayma mukavemeti parametreleri kohezyon emniyetli tarafta kalarak $28-35 \text{ kN/m}^2$, içsel sürtünme açısı 0° olarak alınmıştır. Zemin emniyet gerilmesi laboratuar deneyi sonuçlarından yararlanan Terzaghi formülü ile, arazi deneyi sonuçlarından Meyerhof formülüne göre iki yöntemle hesaplanmıştır. Zemin emniyet gerilmesi en gayri müsait durumda geoteknik raporda 45 kN/m^2 (0.45 kgf/cm^2), olarak belirlenmiştir.

İnşaat yeri birinci derece deprem bölgesindedir. Zemin grubu D, yerel zemin sınıfı Z4 olarak seçilmiştir. Zeminin doğal periyotları $T_A=0.2$ ve $T_B=0.90$ olduğu etkin yer ivme katsayısının $A_0=0.40$ olduğu belirlenmiştir.

Yapılan sondajlarda yeraltı suyuna rastlanmıştır. YASS 1.5 m seviyesindedir. Temel zemini yumuşak - orta sıkı durumdadır. Zemin sıvılaştırılabilir granülometriye sahiptir. Sıvılaştırma tahkiklerine göre sıvılaştırma beklenmektedir. Yüzeyden itibaren 2.5 m derinden 14 m derinliğe kadar yer alan siltli kum yapılan sıvılaştırma analizlerinde sıvılaştırma riski yüksek olarak tespit edilmiştir. Bu tabakada SPT deneyi ortalama 10 civarındadır. İnşa edilecek olan yapının önemi nedeniyle taşıma gücü sorunu ve sıvılaştırmanın önüne geçmek için Jet grouting ile iyileştirme yöntemi projelendirilmiştir.

Yapı yükünü taşımak için tasarımda kullanılan Jet grouting kolonlarının basınç dayanımı ortalama değerleri Tablo 1 de verilmiştir.

Tablo 1. Tasarımda kullanılan ortalama JG Basınç dayanımı Değerleri

Zemin Cinsi	JG kolonun 28 günlük basınç dayanımı (kg/cm ²)	JG kolonun Güvenlik sayısı 3 alınarak hesaplarda kullanılan basınç dayanımı
Organik	15	5
Killi	30	10
Killi kumlu	60	20
Temiz kum çakıl	120	40

3.2. Jet Grouting Yöntemi İle İyileştirme ve Sıvılaşmaya Karşı Jet-grouting Kolon Aralıklarının Tespiti

Gerekli alan yer değiştirme oranı 0.030 kabulü yapılarak hesaplara başlanmıştır. Eğer hesaplar sonucunda bu değer yeterli olmasa gerekli yer değiştirme oranı değiştirilmelidir.

Seed ve Idress(1971) yılında verilen maksimum kayma gerilmesinin hesaplanması ile ilgili formüller Özsoy ve Durgunoğlu (2003) de ayrıntılı, örnekli olarak açıklanmıştır. Özsoy ve Durgunoğlu (2003)' de verilen hesap yöntemi kullanılmıştır.

Tablo 2. Jetgrouting aralıklarının kontrolü

Zemin ve Jetgrouting Parametreleri	Değer
Jetgrut kolonun Tek eksenli Basınç mukavemeti (f_c)	2 N/mm ²
Jetgrut kolonun elastisite modülü (E) $E_{ig}= 4730 \times (f_c)^{1/2}$	6689
SPT N	10
Sıvılaşabilir zemin kalınlığı	10-12 m
Düzeltilme faktörü (F)	1.091 (kum)
Zeminin kayma hızı (m/sn) $V_s= 62.14 \times N^{0.219} \times H^{0.230} \times F$	200
Zeminin Birim hacim ağırlığı (γ)	17 kN/m ³
Jet grout poisson oranı (μ)	0.20
Jet grout kayma modülü $G_{ig}=E/(2 \times (1 + \mu))$	2787
Zeminin kayma modülü $G_s= \gamma V_s^2$	68
$Gr= G_{ig} / G_s$	40
Sıvılaşma riski K_g (CRR/CSR)	0.40
Gerekli alan yer değiştirme oranı	0.030
Aralık (m)	3.0 m
Jet grout çapı	0.6 m
A_{ig}	0.2827 m ²
Alan	3.0 x 3.0= 9
Sağlanan alan yerdeğiştirme oranı	0.031
0.031 > 0.030 yeterli iyileştirme sağlanmıştır.	

3. 3. Depremde Oluşabilecek Maksimum Kayma Gerilmelerinin Hesaplanması

Gerekli alan yer değiştirme oranı 0.030 kabulü yapılarak hesaplara başlanmıştır. Eğer hesaplar sonucunda bu değer yeterli olmasa gerekli yer değiştirme oranı değiştirilecekti. Özsoy ve Durgunoğlu (2003) da ayrıntılı, örnekli olarak açıklanan yöntem kullanılmıştır.

$$\tau_{\max} = (\gamma x h x a_{\max} \times r_d) / g$$

$$\text{CSR} = 0.65 \times \tau_{\max} / \sigma_{vo}$$

CSR= Çevrimsel Gerilme oranı (sıvılaşma analizinde hesaplanmıştır)

τ_{\max} = Maksimum kayma gerilmesi

r_d = Derinliğe bağlı azaltma faktörü

σ_{vo} = Herhangi bir derinlikte düşey efektif gerilme

a_{\max} maksimum ivme

h = zemin elemanının derinliği (z)

5 m derinlikte oluşan maksimum kayma gerilmesi

Formülden:

$$\tau_{\max} = (\gamma x h x a_{\max} \times r_d) / g$$

$$r_d = (1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}) / (1 - 0.4117z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)$$

$$\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$$

$$a_{\max} = 0.4$$

$$r_d = 0.906$$

$$\tau_{\max} = 3.08 \text{ t/m}^2 = 30.8 \text{ kN/m}^2$$

Sıvılaşma analizinden CSR değerleri bellidir.

$$\text{CSR} = 0.65 \times \tau_{\max} / \sigma_{vo}$$

$$0.42 = 0.65 \times \tau_{\max} / (5 \times 1.7 - 3.5 \times 1)$$

$$\tau_{\max} = 3.23 \text{ t/m}^2 = 32.3 \text{ kN/m}^2$$

8 m derinlikte oluşan maksimum kayma gerilmesi

Formülden:

$$\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$$

$$a_{\max} = 0.4$$

$$r_d = 0.811$$

$$\tau_{\max} = 4.415 \text{ t/m}^2 = 44.15 \text{ kN/m}^2$$

Sıvılaşma analizinden CSR değerleri bellidir.

$$\text{CSR} = 0.44$$

$$0.44 = 0.65 \times \tau_{\max} / (8 \times 1.7 - 6.5 \times 1)$$

$$\tau_{\max} = 4.80 \text{ t/m}^2 = 48.0 \text{ kN/m}^2$$

12 m derinlikte oluşan maksimum kayma gerilmesi

Formülden:

$$\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$$

$$a_{\max} = 0.4$$

$$r_d = 0.62$$

$$\tau_{\max} = 5.068 = 50.68 \text{ kN/m}^2$$

Sıvılaşma analizindeki CSR değerine göre:

$$\text{CSR} = 0.44$$

$$0.44 = 0.65 \times \tau_{\max} / (12 \times 1.7 - 10.5 \times 1)$$

$$\tau_{\max} = 6.70 \text{ t/m}^2 = 67.0 \text{ kN/m}^2$$

Depremden dolayı oluşan kayma gerilmelerinin Azaltım faktörü S_r değeri kadar bölümü zemine diğerleri Jetgrouting kolanlara aktarılmaktadır. S_r grafikten görülebileceği gibi formülle de bulunabilir.

$$S_r = (1/Gr) (1 (ar + (1/Gr)(1-ar)))$$

$$Gr = G_{jg} / G_s$$

$$Gr = 40$$

$$Ar = \text{Alan değişim oranı } (A_{jg}/A)$$

$$Ar = 0.031$$

$$S_r = (1/Gr) (1 (ar + (1/Gr)(1-ar)))$$

$$S_r = 0.44$$

Bu değer % 56 si (% 100- S_r) kadarı Jet grouting kolonları tarafından taşınacaktır. Depremde oluşan kayma gerilmeleri maksimum kayma gerilmesi kadar alındığı durumda Jet grouting kolonuna gelecek maksimum gerilme 44.22 kN/m^2 olacaktır.

İlk 12 m de en gayrimüsait durumda 60 kN/m^2 civarında bir kayma gerilmesi oluşacaktır. Ortalama kayma gerilmesi % 65 i mertebesinde yaklaşık 40 kN/m^2 olacaktır.

Jet grouting kolonunun taşınması gereken kayma kuvveti

$$40 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times \% 56 = 201.6 \text{ KN}$$

3.4. Jet Grouting Kolonlarının dayanabileceği Kayma Gerilmesinin Hesaplanması

$$V_{JG} = 0.3 (f_{JG})^{(1/2)} A_{JG}$$

Jetgrouting kolonlarının tek eksenli basınç tasarımı ile ilgili olarak literatürde killi kumlu zeminlere 28 günlük basınç dayanımı olarak 60 kg/cm^2 değeri verilmektedir.

$$V_{JG} = 0.3 (6)^{(1/2)} (3.14 \times 600^2)/4 = 207.78 \text{ kN/m}^2$$

Güvenlik sayısı 1 alınarak en gayrimüsait durumda oluşabilecek depremde Jetgrouting kolanlara gelecek maksimum kesme kuvveti jetgrouting kolonunun taşıyabileceği kuvveti aşmamaktadır.

$$(207 > 201 \text{ kN/m}^2)$$

Zemin iyileştirme tasarımını daha emniyetli yapmak mümkündür. Jetgrouting kolonlarını daha sık yapmak veya jetgrouting kolon çapını arttırmak projeyi daha emniyetli yapacaktır. Yapılan hesaplar en ekonomik tasarımın 3 m arayla 60 cm çaplı jetgrouting kolonlarla yapılacağını göstermektedir. Oluşan kayma gerilmeleri 7.5 büyüklüğündeki bir depremde oluşabilecek en büyük kayma kuvveti etkisidir. Bu büyüklükteki bir depremin olma olasılığı ve üst yapının bu büyüklükteki depremde ayakta kalma olasılığı dikkate alınarak en ekonomik tasarım önerilmiştir.

3.5. Jet Grouting Yöntemi İle İyileştirme sonrası Zemin emniyet Gerilmesinin Tespiti

Planda toplam 382 adet jet grouting kazığı kullanılmıştır.

1. Tek Bir Jet Grouting kazığı ile hesap:

1 kazığın taşıyabileği yük $2000 \text{ kN/m}^2 \times \text{alan} (0.28 \text{ m}^2) = 56 \text{ ton}$, zemin taşıma gücü 45 kN/m^2 olduğuna göre 1 jetgrouting kolonu için hesap yapılırsa:

$$0.28 \text{ m}^2 \times 2000 \text{ kN/m}^2 + 45 (9 \text{ m}^2 - 0.28 \text{ m}^2) / (3 \times 3) \text{ m}^2 = 105.8 \text{ kN/m}^2 \text{ (zem. emn. ger)}$$

2. Sistemi bir bütün olarak düşünerek yapılan hesap:

$$(382 \text{ adet} \times 0.28 \text{ m}^2 \times 2000 \text{ kN/m}^2 + (45 \text{ kN/m}^2 (95 \times 36 \text{ m}^2 - 0.28 \text{ m}^2 \times 382 \text{ adet})) / 95 \times 36 \text{ m}^2$$

$$\text{Zem. emn. Ger.} = 106.1 \text{ t/m}^2$$

Zemin emniyet Gerilmesi 100 kN/m^2 (1 kg/cm^2) alınarak temel hesabı yapılabilir.

3.6. Jet grouting Derinlikleri

Temel derinliğinden itibaren yüzeyden 15 m derindeki sağlam tabakaya kadar 60 cm çaplı jetgrouting kolonları yapılacaktır.

Yüzeyden -2 m kotundan -15 m kotuna kadar her jetgrouting kolonu 13 m uzunluğunda olacaktır. Temel yüklerinin düzgün yayılması için kolonların üzerine 40 cm çakıl dolgu sıkıştırılarak serilecek ve çakıl dolgu üzerine 10 cm kalınlığında 300 doz grobeton serilecektir. Grobeton üzerine radye temel inşa edilecektir.

3.7. Jetgrouting Metraji

Toplam 382 adet, 60 cm çaplı, jet grouting kolonu inşa edilecektir. 450 kg/m^3 dozaj siltli kum için yeterli iyileştirmeyi sağlayacaktır.

$$1 \text{ m kolon için } 0.2827 \text{ m}^2 \times 450 \text{ kg/m}^3 = 127.23 \text{ kg/m}$$

$$\text{Toplam sarfiyat } 382 \text{ adet} \times 13 \text{ m} \times 127.23 = 631.824 \text{ ton (12637 torba)}$$

3.8. Yaklaşık arazide çalışma hızı

Su/çimento oranı 1/1 oranına göre
Karışımın yaklaşık özgül ağırlığı 1.48 g/cm^3

Jet huzmesinin nozzle çıkış hızı:

$$V = \sqrt{2gh}, h = \text{hidrostatik düşü} = 4000 / 1.48 = 2.703 \text{ m}$$

$$V = 2 \times 9.81 \times 2.703 = 232 \text{ m/sn}$$

Grout miktarı: $Q = V \times A$ $V = \text{jet hızı}$, $A = \text{jet çıkış kesit alanı}$

$$Q = 2320 \text{ dm/sn} \times 0,00062 \text{ dm}^2 = 1.45 \text{ lt/sn}$$

1 m kolon teşkili için gerekli süre yaklaşık 120 sn dir. ($170/1.45 = 117 \text{ sn}$)

Takımın her çekmede 4 cm ilerlediği düşünülürse 1 m için 25 cm gerekecektir.

$120 \text{ sn} / 25 \text{ kademe} = 5 \text{ sn}$ her kademedeki bekleme süresi bulunur.

Arazide çalışma şekli yaklaşık olarak verilmiştir. Uygulama esnasında en uygun çözüm uygulama firmasınınca ayarlanmalıdır.

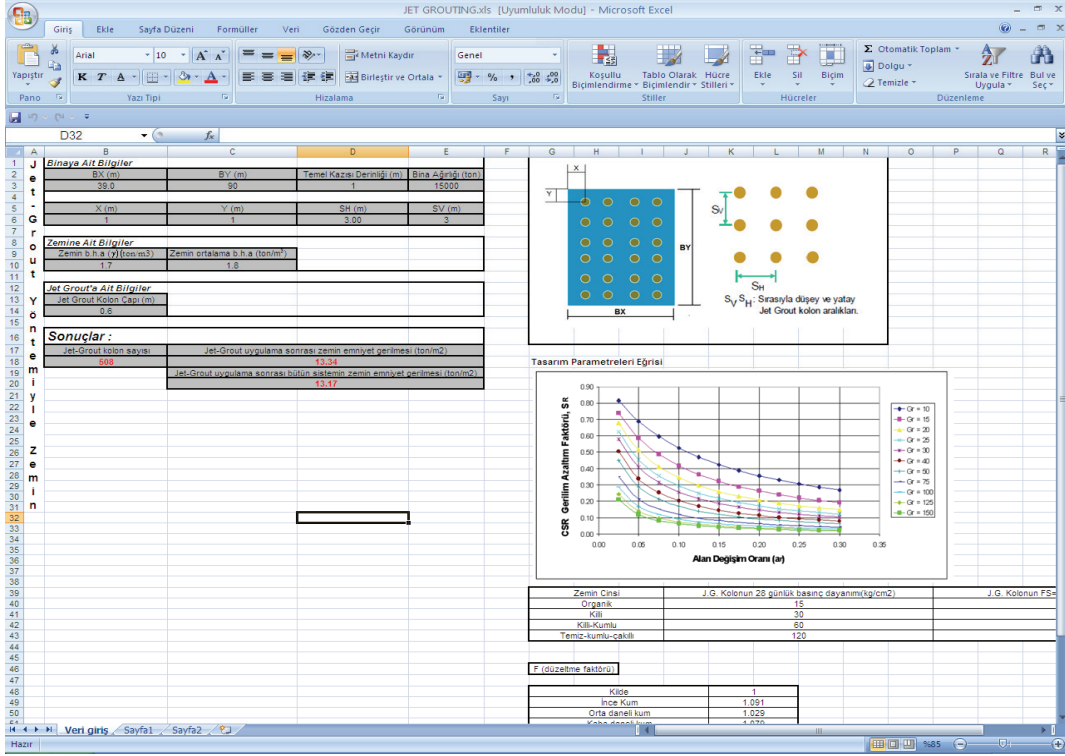
3.9. Kontrol ve testler

1. Jetgroutin kolonunda süreklilik testleri (integrity test) yapılmalıdır.
2. Çap kontrolü yapılmalıdır.
3. Jetgrouting kolonlarından temsili olarak karotlar alınarak tek eksenli basınç dayanımının 60 kg/cm^2 üzerinde olması kontrol edilecektir.

4. JET GROUTİNG HESAP PROGRAMI

Jet grouting ile iyileştirme planlandığında projelerin hazırlanması büyük sorun olarak uygulamacıların karşısına çıkmaktadır. Hesap yapılmasında karşılaşılan güçlükler inşaat mühendisi meslektaşların uygulamayı yapan şirketlerce hazırlanan projeleri kabul noktasına götürmekte ve inşaat mühendisliğinin en önemli kuralı olan proje-uygulama-kontrol üçlemesi devre dışı kalmaktadır. Bu sorunu giderebilmek için inşaat mühendisleri tarafından kolaylıkla kullanılacak jetgrouting ile iyileştirme Excel programı yazılmıştır. Programda statik yükler karşısında gereken jet grouting kolon sayısı belirlenmekte ve sıvılaşma riski karşısında seçilen jetgrouting kolon sayısının yeterliliği kontrol edilmektedir.

Projelerde genellikle statik yüklere karşı projeler hazırlanma, sıvılaşma riski için hesaplar yeterince yapılmadan uygulamaya geçilebilmektedir. Sıvılaşma açısından yapılan projenin kontrolü uygulamada hatalı tasarımların önüne geçebilecektir.



Şekil 1. Veri giriş sayfası

Hesap Parametreleri	Semboller ve Formüller	HESAP	
f_{JG} =Jet Grout Kolon Çapı	$\phi_{JG}=0.6 \text{ m}$	0.6	
A_{JG} = Jet Grout Kolon Alanı	$A_{JG}=\pi*\phi_{JG}^2/4 \text{ m}^2$	0.28	
P_{ult} =Jet Grout Kolon İçin Kabul Edilen Taş. Gücü	$P_{ult}=200 \text{ t/m}^2$	200	
s_{em} =Zemin İyileştirme Öncesi Emniyet Gerilmesi	$s_{em}=4.5 \text{ t/m}^2$	4.5	
SH (iki jet grout kolon arası yatay uzaklık)	SH (m)	3	
SV (iki jet grout kolon arasındaki düşey uzaklık)	SV (m)	3	
A_1 =Her Bir Jet Grout Kolon. Düşen Alan Miktarı (m^2)	$A_1=SV*SH$	9.00	Bina Ağır. (ton)
σ_{ult} =İyileş. Sonrası Zemin Emn. Geril. (t/m^2)	$\sigma_{ult}=[P_{ult}*A_{JG}+s_{em}*(A_1-A_{JG})]/A_1$	10.64	15000
$\sigma=P/A$, $\sigma_{ult}=[P_{ult}*A_{JG}+s_{em}*(A_1-A_{JG})]/A_1$	$\sigma_{em}=\sigma_{ult}$	OK	OK
Güvenlik Katsayısı=1, $\sigma_{zem}=\sigma_{ult}/G.S.$	$\sigma_{zem}=\sigma_{ult}/G.S.$	10.64	
Binanın zeminde oluşturacağı gerilme (P)	$P=\text{Bina Ağırlığı}/\text{Bina Alanı} (\text{t/m}^2)$	4.50	
BX (bina temel genişliği)	BX (m)	90.0	
BY (bina temel uzunluğu)	BY (m)	36.0	
G.S. (Güvenlik Sayısı)	G.S.	1	
v (poison oranı)	v	0.5	
γ (ilgili zeminin ortalama yoğunluğu)	$\gamma (\text{ton}/\text{m}^3)$	1	
X (arazi kenarından yatay jet-grout uzaklığı)	X (m)	1	
Y (arazi kenarından düşey jet-grout uzaklığı)	Y (m)	1	
Modal İşlem X yönünde	a	1	
Modal İşlem Y yönünde	b	1	
Jet grout kolon Sayısı	$JG.S=((BX-2*X-a)/SH)+1*((BY-2*Y-b)/SV)+1$	360	
Bütün Sistem İçin σ_{ult} hesabı	σ_{ult} tüm sistem= $[JG.S*P_{ult}*A_{JG}+s_{em}*(BX*BY-JG.S*A_{JG})]/BX*BY$	10.64	

Şekil 2. İyileştirilmiş zeminin zemin emniyet gerilmesi hesabı program sayfası

SIVILAŞMA HESABI	σ_{ult} (t/m ²)	Emn. basınç muka. (Mpa)		
Emniyetli basınç mukavemeti	600	6		
Elastisite modülü	$E_{ig}=4730*(\sigma_{ult}^{1/2})$	11586		
Kayma Modülü	$G_{ig}=E_{ig}/(2*(1+\nu))$	3862		
V=Zemin tabakası ortalama hızı (m/s)	$V=62,14*N^{0,219}*H^{0,230}*F$	201.12		
N (Tashi edilmemiş SPT darbe sayısı)	N	10		
H (tabaka derinliği)	H (m)	10		
F (zemin tipine bağlı bir düzeltme faktörü)	F	1.151		
Zeminin maksimum kayma modülü (Kpa)	$G_s=\gamma*V^2$	40448	Mpa (dönüşüm)	40.448
Kayma modülü oranı	$G_r=G_{ig}/G_s$	95		
Projeye ait alan yerdeğiştirme oranı	$A_r=[(\phi_{ig}^2)*3,14/4]/SH*SV$	0.03	Yüzde Göş. (%)	3
G_r ve A_r değerleri bulunduğundan sonra	Tasarım Grafiği Eğrisinden noktalar keşitirilerek SR okunur		SR	0.4
m (Böylece etkiyen kayma gerilmelerinin kolonlar tarafından karşılanan kısmı)		0.6	Yüzde Göş. (%)	60
n (Kayma gerilmelerinin ıslah edilen zemin tarafından karşılanan kısmı)		0.4	Yüzde Göş. (%)	40
Analiz için parametreler	$CSR_{cr}, s_{vo}, s_{vo}', r_d, a_{max}/g$			
Kritik Durum için				
s_{vo} (herhangi bir derinlikteki toplam düşey gerilme)	s_{vo} (t/m ²)	15		
s_{vo}' (efektif düşey gerilmeler)	s_{vo}' (t/m ²)	10		
z (derinlik)	z (m)	10		
r_d (derinliğe bağlı olarak azalma faktörü) $rd=$	$[1-0,4113*(z^{0,5})+0,04052*z+0,001753*(z^{1,5})]$	0.82		
	$[1-0,4117*(z^{0,5})+0,05729*z-0,006205*(z^{1,5})+0,001210*(z^2)]$			
Proje için a_{max}/g	0.4	0.4		
τ_{max} (max kayma gerilmesi)	$\tau_{max}=(\gamma*h)/g*a_{max}*r_d$	3.27	32.69	
Birim alana gelecek olan kayma kuvveti	$m*\tau_{max}*SV*SH$	176.52		
Kolonun taşıyabileceği kayma kuvveti	$[0,3*(\sigma_{ult}^{0,5})*\pi*(\phi_{ig}^{*1000})^2/4]/1000$	207.67	OK	

Şekil 3. İyileştirilmiş zeminin sıvılaştırma hesabı program sayfası

5. SONUÇLAR

Jet grouting yöntemi statik yükler ve depreme karşı güvenle kullanılabilen yöntemlerden birisidir. Zemin iyileştirme projesinin elle çözüm yöntemi verilmiş ve hesap adımları açıklanmıştır. Piyasadaki projeler incelendiğinde jet groutin hesaplarında düşey yüklerle karşı projelendirme yapılırken deprem yüklerine karşı kontrol yapılmamaktadır. Bu durumda eksik hesaplar yapılmakta ve bazen gereğinden emniyetli/emniyetsiz projeler oluşturulmaktadır. Hesap adımlarının verilmesinin nedeni projecilerin kolayca uygulayabilecekleri yöntemi açıklamaktır. Elle çözümü yapılan proje hazırlanan MS Excel yazılım ile yeniden çözülmüş ve kontrolleri yapılmıştır. Hazırlanan program ile Jet grouting hesaplarının yapılması ve kontrolü kolaylaştırılmış proje hatalarının önüne geçilebilmesi amaçlanmıştır.

KAYNAKLAR

- Özsoy, B., Durgunluoğlu, H.T., 5. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 26-30 Mayıs 2003, İstanbul Bildiri No:AT-004
- Durgunluoğlu, H.T., Yüksek Modüllü Kolonların Temel Mühendisliğinde Kullanımı, TMH –Türkiye Mühendislik Haberleri Sayı-431 2004-3
- Sağlamer, A., Zemin İyileştirme Yöntemleri, Karadeniz Teknik Üniversitesi, 2005, Trabzon
- Toğrol, E., Jet-Grout Kolonların Yapımında Kalite Denetimi, ZMTM 7.Ulusal Kongresi, 22-23 Ekim 1998, İstanbul
- Pekarun, O., jet-grout yöntemleri kullanılarak oluşturulan geçirimsizlik perdesine ait bir vaka analizi, 2006, İstanbul
- Üskender, S., Zemin güçlendirme yöntemi olarak Jet-Grouting, Dizayn Konstrüksiyon Teknik Dergisi, 2006/243

ATIK LASTİK-KUM KARIŞIMLARININ MEKANİK ÖZELLİKLERİNİ ETKİLEYEN FAKTÖRLER

THE FACTORS AFFECTING MECHANICAL PROPERTIES OF WASTE TIRES- SAND MIXTURES

Ayşe EDİNÇLİLER¹

Ali Fırat ÇABALAR²

ABSTRACT

Waste tires are used for filling in highway embankments by processing various methods. Waste tires in geotechnical applications are used together with sands as well as alone. Shear strength of waste tires- sand mixtures are affected by various factors, such as; vertical stress, amount of waste tires, aspect ratio of waste tires, dry unit weight of sand, and direction of waste tires. In this study, two different direct shear testing program employed by waste tires- sand mixtures are compared. Experimental results show that the major factors affecting the shear strength are waste tires percentage, compaction degree, and type of waste tires. Also, from the readily available literature, material properties and optimum percentage of waste tires to improve the mechanical properties of sands are presented.

Keywords: Lightweight material, tire waste, shear strength parameters

ÖZET

Atık lastikler değişik yöntemlerle işleminden geçirilerek farklı özellik ve şekillerde hafif agrega olarak yol dolgularında kullanılmaktadır. Geoteknik uygulamalarda, atık lastikler tek başına kullanıldığı gibi kum ile birlikte de kullanılmaktadır. Yol dolgularında kullanılan atık-lastik kum karışımlarının kesme mukavemetini normal gerilme, atık lastik miktarı, atık lastiğin en-boy oranı (aspect ratio), kumun birim hacim ağırlığı, atık lastiğin yönü gibi farklı faktörler etkilemektedir. Bu çalışmada, atık lastik-kum karışımları kullanılarak gerçekleştirilen iki farklı kesme deneyi programı karşılaştırılmaktadır. Deney sonuçları; atık lastik yüzdesi, kompaksiyon ve atık lastik tipinin bu tür kompozit malzemelerin kesme gerilmesini etkileyen başlıca faktörler olarak sıralanabileceğini göstermiştir. Ayrıca, gerçekleştirilen deneysel çalışma ve mevcut literatür bilgileri kullanılarak, farklı atık lastik tipleri için kumun mekanik özelliklerini iyileştirecek optimum atık lastik yüzdesi ve malzeme özellikleri verilmektedir.

Anahtar Kelimeler: Hafif malzeme, atık lastik, kesme gerilmesi parametreleri

¹ Doç Dr., Boğaziçi Üniversitesi, Deprem Mühendisliği Bölümü, aedinc@boun.edu.tr

² Yrd.Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, cabalar@gantep.edu.tr

1. GİRİŞ

Atık lastikler, kauçuk ve plastik gibi atık malzemeler önemli çevre sorunlarına neden olmaktadır. Aynı zamanda, atık malzemelerin depolanma gereksinimi yüksek maliyetlerle gerçekleştirilmektedir. Atık malzemelerin hafif malzeme olarak mühendislik uygulamalarında kullanılması bu tür problemlerin azalmasına neden olmaktadır. Atık lastikler, tek parça olarak, istinat yapılarında kullanılmaktadır. Araba lastikleri parçalanarak maksimum 50-300 mm boyutlarında hafif agrega oluşturulmaktadır. Atık lastikler değişik yöntemlerle işlemden geçirilerek, kıyılmış lastik (tire shreds), granül lastik (tire crumbs), parçalanmış lastik (tire chips), kırpıntı lastik (tire buffings) olarak farklı özellik ve şekillerde olabilmektedir. Kırpıntı lastiğin, parçalanmış lastik, granül lastik ve kıyılmış lastiğe göre farkı, kırpıntı lastiğin, atık endüstrisinin yan ürünü olmasıdır. Kırpıntı lastik, yıpranmış lastiklerin temas yüzeylerinin soyulması sırasında oluşur. Atık lastik parçaları, hafif, serbest drene olabilen ve sıkışabilen malzeme özelliğindedir. Atık lastiklerin özel malzeme karakterinden dolayı zayıf temel zemini üzerine inşa edilen yol dolgularında hafif dolgu olarak kullanılabilir (Edil ve Bosscher, 1992; Humphrey vd., 1999; Humphrey, 2007, Dickson vd., 2001).

Düşük taşıma gücü olan zeminlerde kısa ve uzun vadede bazı stabilite sorunları yaşanmaktadır. Bu tür zeminlerin iyileştirilmesi için günümüzde uygulanan birçok zemin iyileştirme yöntemi mevcuttur. Atık lastik gibi hafif yol dolgusu malzemelerinin kullanılması temel zeminine uygulanan yük azaltılarak, temel zemindeki aşırı oturmalar engellenebilmektedir. Hafif yol dolgusu malzemesi olarak atık lastik, uçucu kül kullanılması taşıma gücü zayıf olan zeminler için oldukça faydalı bir çözüm olabilmektedir (Mitchell, 1981; Hausmann, 1990; Terashi ve Juran, 2000).

Bilindiği gibi kesme kuvveti dolgu stabilitesini kontrol eden başlıca mekanik özelliktir. Kırpıntı lastik, parçalanmış lastik, granül lastik ve kıyılmış lastik, kum ile karıştırılarak kumun mekanik özelliklerinin iyileştirilmesi mümkündür. Literatürde, atık lastiğin kum ile birlikte kullanılmasının, karışımın mekanik özelliklerini iyileştirdiği ile ilgili birçok çalışma mevcuttur (Humphrey vd., 1993; Young vd., 2003; Edinçliler, 2007;2008).

Literatürde verilen atık lastik-kum karışımlarının direk kesme deneyi sonuçları, kompozit malzemenin kesme mukavemeti özelliklerini; normal gerilme, atık lastik miktarı, kumun birim hacim ağırlığı, atık lastiğin en-boy oranı (aspect ratio), atık lastiğin yönü gibi farklı faktörlerin etkilediğini göstermektedir.

Bu çalışmada, atık lastik-kum karışımlarının kesme mukavemetini etkileyen en önemli faktörlerin belirlenmesi ve kumun mekanik özelliklerini iyileştirecek optimum sonuçların bulunması amaçlanmaktadır. İki farklı lastik tipiyle (kırpıntı lastik ve kıyılmış lastik) gerçekleştirilen iki farklı deney programının sonuçları verilmektedir. Deney programlarında kullanılan kum, atık lastik tipi, uygulanan normal gerilme ve kompaksiyon farklıdır. Gerçekleştirilen deneysel çalışmaların sonuçları ve benzer literatür çalışmaları değerlendirilerek kesme mukavemeti parametrelerini etkileyen faktörler belirlenecektir.

2. ATIK LASTİKLERİN KESME MUKAVEMETİ PARAMETRELERİ

Atık lastikler yol dolgularında farklı özellik ve şekillerde kullanılmaktadır. Kıyılmış lastik (tire shreds), granül lastik (tire crumbs), parçalanmış lastik (tire chips), kırpıntı lastik (tire

buffings) gibi atık lastiklerin kesme mukavemeti değerlerini belirlemek için literatürde çalışmalar mevcuttur. Literatürde mevcut çalışmalardan bazıları aşağıda özetlenmektedir.

Foose vd. (1996), kumu güçlendirmek için kıyılmış (shredded) atık lastiğin kullanılmasının uygunluğunu araştırmıştır. Çalışmalarında, kıyılmış lastik muhtevası ve kum matrisinin birim hacim ağırlığının, karışımın kesme mukavemetini büyük ölçüde etkilediğini bulmuşlardır. Kıyılmış lastik ihtiva eden kumun, sade kumdan çok daha fazla kesme mukavemetine sahip olduğunu rapor etmişlerdir.

Tatlısöz vd. (1998), parçalanmış lastik, kum, kumlu silt, kum-parçalanmış lastik ve kumlu silt-parçalanmış lastik karışımlarını kullanarak büyük boy kesme kutusu deneyleri yapmıştır. Kum-parçalanmış lastik karışımlarının kesme mukavemetinin, artan parçalanmış lastik miktarı ile arttığını ve bu durumun %30'luk katkıya kadar (hacim olarak) devam ettiğini rapor etmişlerdir.

Wu vd. (1997), değişik dağılımlarda parça boyu olan beş ayrı üretimde atık lastik kullanarak parçalanmış lastik ile (<40 mm uzunluk) üç eksenli deneyleri yapmışlardır. Beş ayrı parçalanmış lastik ürününün, nihai içsel sürtünme açılarının 45° ve 60°'nin üstünde olduğunu bulmuşlardır.

Zornberg vd. (2004), sade kıyılmış lastik, sade kum, ve kıyılmış lastik-kum numunelerle optimum kıyılmış lastik miktarı ve en-boy oranını belirlemek için üçeksenli deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Kuma katılan kıyılmış lastik miktarının arttıkça kesme mukavemetinde artış saptanmıştır. Çalışmalarında optimum kıyılmış lastik miktarının %35 olarak bulmuşlardır. Bu oranın üstünde kesme mukavemetinde azalma saptanmıştır.

Ghazavi ve Sakhi (2005) kıyılmış atık lastik-kum karışımının kesme mukavemeti parametreleri üzerinde kıyılmış lastiğin boyutunun etkisini incelemişlerdir. Kıyılmış lastik miktarı, kıyılmış lastik genişliği, en-boy oranı, kompaksiyon ve normal gerilmenin, karışımın kesme gerilmesini etkilediğini belirtmişlerdir.

Humphrey vd. (1993), Foose vd. (1996), Wu vd. (1997) ve Tatlısöz vd. (1998), kumun parçalanmış lastik ve kıyılmış lastik kullanılarak güçlendirilebileceğini rapor etmiştir. Bu çalışmalar, kuma, parçalanmış lastik ve kıyılmış lastik ilave edilerek, kumun kesme mukavemetinin, %30 parçalanmış lastik (ağırlık olarak) ilave edilerek, 54° ye kadar artabileceğini göstermişlerdir. Kumun içsel sürtünme açısı sadece 34° dir.

Sadece parçalanmış lastiğin yol dolgusunda kullanımı, malzemenin düşük kayma mukavemetine sahip olmasından dolayı uygun değildir. Lif "fiber" şekli ve küçük boyutu nedeniyle, zeminin özelliklerini iyileştirmek için kullanılabilir (Edinçliler vd. (2004); Edinçliler (2008)). Bu çalışmada, kırpıntı lastik ve kırpıntı lastik – kum karışımının kesme mukavemeti ve deformasyon özelliklerini belirlemek için, büyük boy kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. %10 oranında kırpıntı lastiğin kum malzeme ile karıştırıldığında en yüksek kesme mukavemetine ($c=8.7\text{kPa}$; $\Phi = 29^\circ$) ulaştığı görülmüştür

Attom (2006), kıyılmış lastiğin kum ile karıştırılması ile kumun içsel sürtünme açısının ve kesme mukavemetinin yükseldiği görülmüştür.

Ayhan (2007), granül lastik ve iki farklı en-boy oranında lif şekilli kırpıntı lastik (tire buffings)-kum karışımları ile büyük boy kesme deneyleri gerçekleştirmiştir. Deney

sonuçlarından, en-boy oranı yüksek olan kırpıntı lastiğin ağırlık olarak %20 oranında kumla karıştırıldığında kesme mukavemetinin ($\Phi = 51^\circ$) önemli ölçüde arttığı görülmüştür.

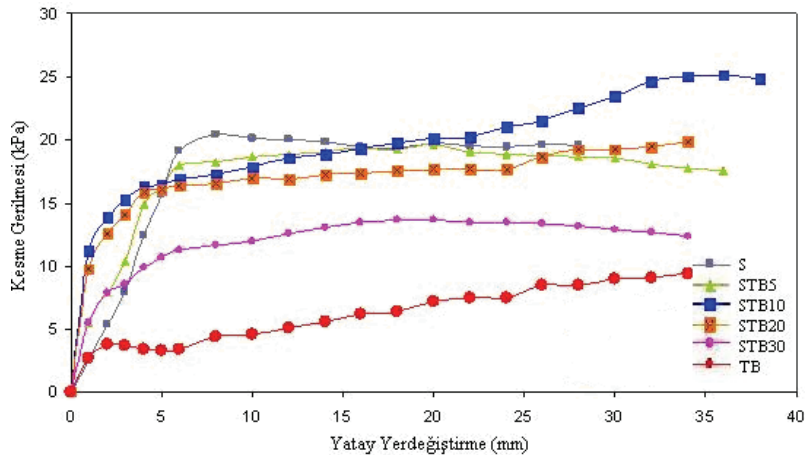
Literatür çalışmasından, atık lastik-kum karışımlarının kesme mukavemetini etkileyen en önemli faktörlerin, normal gerilme, atık lastik-kum oranı, atık lastiğin şekli, kompaksiyon, en-boy oranı (aspect ratio) olduğu görülmüştür. Atık lastik-kum karışımlarında optimum şartlar oluşturulduğunda, atık lastik kumun mekanik özelliklerini iyileştirerek donatı etkisi yapmaktadır (Edil and Bosscher 1992; Ahmed, 1993; Foose, 1993; Edil ve Bosscher, 1994; Bernal et al, 1996; Hataf and Rahimi, 2005). Humphrey vd. (1993), Foose vd. (1996), Wu vd. (1997) and Tatlısoz vd. (1998), Edinçliler vd.(2004), Edinçliler (2008); Grazavi ve Sakhi (2005), Attom (2006).

3. DENEYSEL ÇALIŞMA

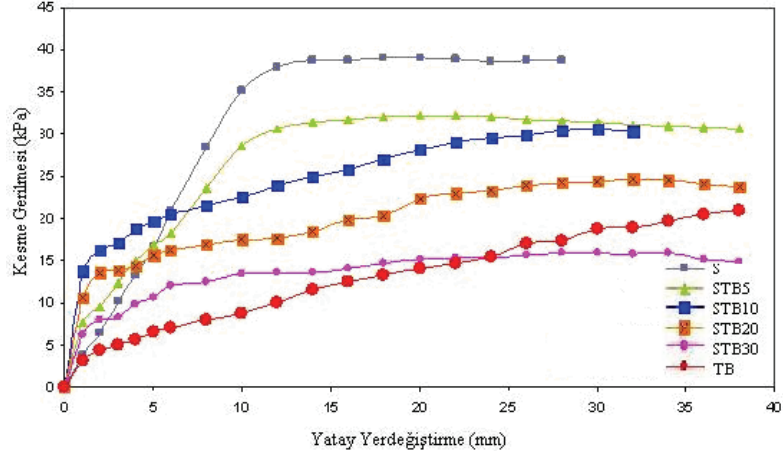
3.1. Kırpıntı Lastik – Kum Karışımları ile Gerçekleştirilen Kesme Deneyleri

Kırpıntı lastik (tire buffing) - kum karışımlarının kesme mukavemetini belirlemek için Boğaziçi Üniversitesi'nde dizayn edilen büyük boy kesme kutusunda (300mmx300mmx300mm) kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Kırpıntı lastikler, İstanbul'daki lastik kaplama firmasından temin edilmiştir. Kırpıntı lastikleri kullanarak elde edilen karışımın yol dolgularında hafif agrega olarak kullanılması araştırılmıştır. Kırpıntı lastikler değişik eleklerden elendikten sonra, hedeflenen dane boyutunu sağlayacak şekilde yeniden karıştırılarak deneylerde kullanılmıştır. Deneylerde kullanılan kırpıntı lastiklerin boyu 1 - 4 mm ve uzunluğu 2 – 50 mm arasında değişmektedir.

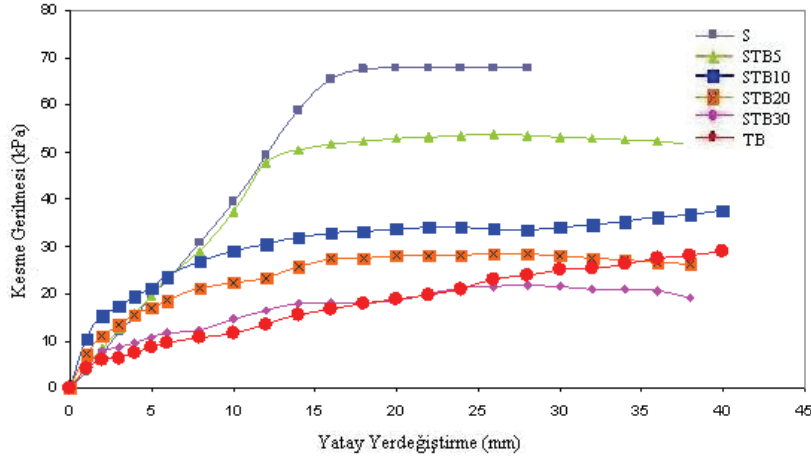
Kum (S), kırpıntı lastik (TB) ve ağırlık olarak 5% (STB5), 10% (STB10), 20% (STB20) ve %30(STB30) oranlarında kum-kırpıntı lastik karışımlarının kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneylerde, iyi derecelenmiş, birim hacim ağırlığı 15.3 kN/m^3 olan orta sıkı kum kullanılmıştır. Deneylerde kullanılan kırpıntı lastiğin birim hacim ağırlığı 5.1 kN/m^3 olarak belirlenmiştir. Kırpıntı lastik-kum karışımlarının birim hacim ağırlıkları, Tablo 1'de verilmektedir. Üç farklı düşey gerilme (20 kPa, 40 kPa ve 80 kPa) altında kesme gerilmesi-yerdeğiştirme eğrileri Şekil 1, 2 ve 3'de verilmektedir. Kesme gerilmesi-yerdeğiştirme eğrilerinden kırpıntı lastik katkısının çok düşük deformasyonlarda etkili olduğu gözlenmektedir. Kırpıntı lastik katkısı, kumun içsel sürtünme açısını 33° 'den 41° 'ye yükseltmiştir. Tablo 1'den de görüldüğü gibi, %20 oranında kırpıntı lastiğin kuma karıştırılması en iyi sonucu vermektedir.



Şekil 1. Kesme gerilmesi – Yatay Yer Değiştirme Eğrileri (20 kPa)



Şekil 2. Kesme Gerilmesi - Yatay Yerdeğiştirme Eğrileri (40 kPa)



Şekil 3. Kesme Gerilmesi - Yatay Yerdeğiştirme Eğrileri (80 kPa)

Tablo 2. Kırpıntı Lastik-Kum Karışımı Kesme Mukavemeti Değerleri

Malzeme	Birim Hacim Ağırlığı (kN/m ³)	Kesme mukavemeti parametreleri	
		c (kPa)	Φ (°)
Kırpıntı Lastik (TB)	5.1	3.1	22
Kum (S)	15.3	6.9	33
95% Kum+ %5 Kırpıntı Lastik (STB5)	15.19	10.4	34
90%Kum+ 10% Kırpıntı Lastik (STB10)	14.89	8.7	37
80% Kum+%20% Kırpıntı Lastik (STB20)	14.22	25.5	41
70% Kum+%30% Kırpıntı Lastik (STB30)	13.56	10.7	28

3.2. Kıyılmış Lastik - Kum ile Gerçekleştirilen Kesme Deneyleri

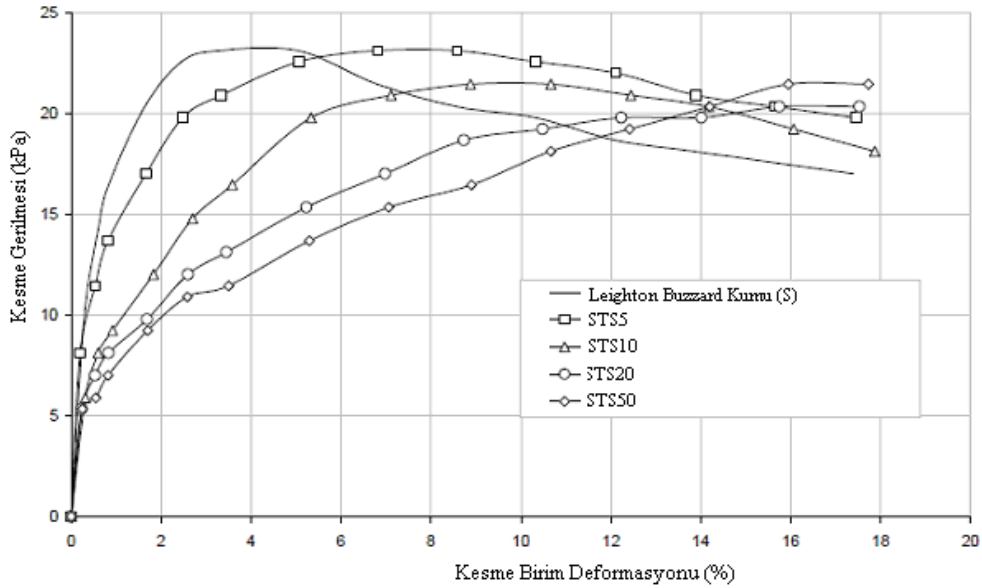
Gaziantep Üniversitesi'nde, kıyılmış lastik (tire shreds) ve Leighton Buzzard (BS 1881-131: 1998) kumu kullanılarak, küçük ölçekli kesme kutusunda (60x60x60mm) ASTM D 3080-90'a göre kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Ağırlık olarak %5, %10, %20 ve %50 oranlarında kıyılmış lastiğin (TS) kum ile karıştırılması ile elde edilen karışımlar (STS5, STS10, STS20 ve STS50) sırasıyla 28, 42 ve 68 kPa yük altında test edilmiştir. Deneylerde

kullanılan birim hacim ağırlıkları ve içsel sürtünme açıları Tablo 2’de verilmektedir. Şekil 4’te 28 kPa altında elde edilen birim yer değiştirme-kesme mukavemeti değişimi gösterilmektedir. Şekil 4’te görüleceği gibi; eklenen kıyılmış lastik parçaları maksimum kesme mukavemeti üzerinde çok fazla etkili olmasa da, test edilen bu kompozit malzemenin daha sünek davranmasına neden olmuştur.

Tablo 2’den de görüldüğü gibi, sade kumun içsel sürtünme açısı 36.5° ’dir. Kıyılmış lastiğin katılması ile karışımın içsel sürtünme açısında önemli değişiklikler olmamaktadır. %10 ve %20 kıyılmış lastiğin kum ile karıştırılarak gerçekleştirilen kesme deneylerinde içsel sürtünme açısında çok az bir yükselme kaydedilmiştir. %50 oranında kıyılmış lastiğin kuma karıştırılması ile içsel sürtünme açısı 34° ’ye düşmüştür. Bu çalışmada, optimum atık yüzdesinin %10 ile %20 arasında olduğu görülmektedir. Bu çalışmada, numune hafif sıkıştırılarak deneyler gerçekleştirilmiştir. Literatürde, kıyılmış lastik ile gerçekleştirilmiş deneylerle mukayese edildiğinde, kesme mukavemeti artışının çok az olduğu görülmüştür. Bu duruma, numunenin hafif sıkıştırılmasının neden olduğu düşünülmektedir.

Tablo 2. Birim Hacim Ağırlıkları ve Kesme Mukavemeti Değerleri

Gerilme (kPa)	Temiz Kum (S)	%95Kum+ %5Kıyılmış Lastik (STS5)	%90Kum+ %10Kıyılmış lastik (STS10)	%80Kum+ %20Kıyılmış lastik (STS20)	%50Kum+ %50Kıyılmış lastik (STS50)
28	13.4 (kN/m ³)	11.7 (kN/m ³)	10.5 (kN/m ³)	7.7 (kN/m ³)	6.2 (kN/m ³)
42	13.3(kN/m ³)	12.1 (kN/m ³)	10.5 (kN/m ³)	8.7 (kN/m ³)	5.7 (kN/m ³)
68	12.6 kN/m ³)	12.3 (kN/m ³)	10.5 (kN/m ³)	8.6 (kN/m ³)	5.7 (kN/m ³)
Φ (degree)	36,5	36.0	37.0	37.0	34.0



Şekil 4. 28 kPa Yük Altındaki Kompozit Malzeme Davranışı

3. SONUÇLAR

Bu çalışma, kum- atık lastik karışımlarının mekanik özelliklerini etkileyen faktörleri incelemektedir. Literatür çalışmasından ve kırpıntı lastik ve kıyılmış lastik kullanılarak gerçekleştirilen kesme kutusu deneylerinin değerlendirilmesinden; kullanılan lastiğin üretim şekli, atık lastik miktarı, en/boy oranı (aspect ratio), normal gerilme, kompaksiyon, kumun birim hacim ağırlığı gibi faktörlerin mekanik özellikleri etkilediği belirlenmiştir.

Kesme mukavemeti değerleri, artan lastik oranına göre artmamaktadır. Atık lastiğin özelliklerine göre optimum atık yüzdesi %20-%30 arasında olmaktadır. %35'in üzerindeki atık lastik ilavelerinde, kesme gerilmesinde azalma görülmüştür. Literatürde, en yüksek içsel sürtünme açısı 60° olarak bulunmuştur.

Mekanik özellikleri etkileyen faktörlerin sonuçları etkilemesi nedeniyle, farklı malzemeler kullanıldığında farklı sonuçlar elde edilebilir. Sonuç olarak, atık lastiklerin kumun mekanik özelliklerini iyileştirmesi nedeniyle hafif yol dolgusu malzemesi olarak, atık lastik-kum karışımları kullanılabilir.

KAYNAKLAR

- Ayhan, V., (2007), "Determination and Assesment of Shear Strength Parameters of Sand with Tire Waste Inclusions, MSc Tezi, 2007, Boğaziçi University.
- Attom, M.F. (2006), "The Use of Shredded Waste Tires to Improve the Geotechnical Engineering Properties of Sands", Environmental Geology, Vol 49, 497-503.
- Bernal, A., Lovell, C.W. and Salgado, R. (1996), "Laboratory Study on the Use of Tire Shreds and Rubber-sand in Backfills and Reinforced Soil Applications", Report FHWA/IN/JHRP-96/12, Indiana Department of Transportation.
- Dickson, T.H., Dwyer, D.F., Humphrey, D.N. (2001), "Prototypes Tire-shred Embankment Construction", Transportation Research Record 1755, TRB, National Research Council, Washington DC:160-167.
- Edil, T.B., Bosscher, P. (1992), "Development of Engineering Criteria for Shredded Waste Tires in Highway Applications", Final report, Research report No. WI 14-92. Wisconsin Department of Transportation, Division of Highways.
- Edil, T. and Bosscher P. (1994), "Engineering Properties of Tire Chips and Soil Mixtures", Geotechnical Testing Journal 14(4): 453-464.
- Edinçliler, A. (2008), "Utilization of Waste Tires for Geotechnical Applications as Lightweight Materials", 9th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development, 2-4 June, 2008, Hong Kong.
- Edinçliler, A., Baykal, G. and Dengili, K. (2004), "Determination of Static and Dynamic Behaviour of Waste Materials", Resources, Conservation and Recycling, Vol. 42(3): 223-237.
- Edinçliler, A., (2007) "Using Waste Tire-soil Mixtures for Embankment Construction", International Workshop on Scrap Tire Geomaterials-Opportunities and Challenges", 23-24 Mart 2007, Yokosuka-Japan.
- Foose G.J, Benson C.H. ve Bosscher P.J. (1996), "Sand Reinforced with Shredded Waste Tires", Journal of Geotechnical Engineering 122 (9): 760-767.
- Ghazavi, M., and Sakhi, M.A.(2005), "Influence of Optimized Tire Shreds on Shear Strength Parameters of Sand", International Journal of Geomechanics, Vol.5 (1):p58-65

- Hausmann, M.R. 1990. Engineering Principles of Ground Modification. McGraw-Hill Publishing Company.
- Humphrey, D.N. 1999. Civil Engineering Applications of Tire Shreds”, Proceedings of the Tire Industry Conference, Clemson University
- Humphrey, D.N. (2007), “Tire Derived Aggregate as Lightweight Fill for Embankments and Retaining Walls”, International workshop on scrap tire derived geomaterials-opportunities and challenges, Kanto Branch of Japanese Geotechnical Society:56-81.
- Humphrey, D., Sandford, T., Cribbs, M., and Manison, W. (1993). "Shear Strength and Compressibility of Tire Chips for Use as Retaining Wall Backfill, Transportation Research Record 1422, Transportation Research Board, Washington, D.C., 29-35.
- Mitchell, J.K. (1981), “Soil Improvement: State-of-the-Art”, Session 12, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden.
- Tatlısoz, N., Edil, T.B., and Benson, C. (1998), “Interaction between Reinforcing Geosynthetics and Soil-tire Chip Mixtures”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124(11): 1109-1119.
- Terashi, M. & Juran, I. (2000), “Ground Improvement-State of the Art”, An International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, 19-24 November 2000, Melbourne, Australia.
- Wu WY, Benda CC. and Cauley RF. (1997), “Triaxial Determination of Shear Strength of Tire Chips”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 123(5): 479-482.
- Young, H.M., Sellasie, K., Zeroka, D. and Sabris, G. (2003). "Physical and Chemical Properties of Recycled Tire Shreds for Use in Construction" Journal of Environmental Engineering, ASCE, 129(10), 921-929.
- Zornberg, J.G., Alexandre, R.C., Viratjandr, C.(2004), “Behavior of Tire Shred-sand Mixtures”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 41 (2): 227-241.

ÇÖP SUYU İLE KİRLENMİŞ ÖRSELENMEMİŞ DÜŞÜK PLASTİSİTELİ KİLLERİN DİNAMİK DAVRANIŞI

DYNAMIC BEHAVIOR OF UNDISTURBED LOW PLASTIC CLAYS POLUTED BY LEACHATE

Ayfer ERKEN¹

Aytaç YAŞARGÜN²

Ahmet ŞENER³

ABSTRACT

In this research the effect of leachate on the cyclic behavior of undisturbed clays has been studied. The slurry consolidation test apparatus was used to obtain the undisturbed low plastic clay samples. Four soil samples were treated with leachate wastewater with different cure ratios. A sample which has not treated with leachate was used to comparison. In preparation of treated soils, tap water was mixed 5%, 20% and 50% for water weight corresponding to liquid limit and 100% leachate was mixed to the fourth soil sample. At the first step, the effects of cure ratio and the cure time on Atterberg limits of clays were studied and compared for 0, 1, 7, 30 and 90 days. For every curing day liquid limit and plastic limit increased as cure ratio increased. At the second step the effects of curing ratio on the maximum elasticity module and cyclic stress-strain behavior of soil obtained from the slurry consolidation test apparatus were studied in cyclic triaxial test system, Different cyclic axial loads have been applied following determination of maximum elasticity modulus. Maximum elasticity modulus increases as leachate cure ratio increases. An increase in cure ratio also causes an increase in pore water generation and cyclic axial deformation.

Keywords: Polluted soil, leachate, curing time, elasticity module, cyclic behavior

ÖZET

Bu araştırmada çöp sızıntı suyunun örselenmemiş killerin dinamik davranışları üzerindeki etkisi incelenmiştir. Örselenmemiş düşük plastisiteli kil zemin numuneleri çamur konsolidasyon deney aletinde hazırlanmıştır. Dört farklı zemin numunesi çöp suyunun değişik oranlarında hazırlanmıştır. Bir zemin numunesi ise temiz killerden hazırlanmıştır. Musluk suyuna likit limitdeki su miktarının ağırlıkça %5, %20, % 50 ve %100 oranda olacak şekilde çöp suyu karıştırılarak zemin numuneleri hazırlanmıştır. İlk aşamada kıvam limitleri üzerinde kür oranının ve 0, 1, 7, 30 ve 90 günlük kür süresinin etkisi incelenmiştir. Her kür oranında likit limit ve plastik limit artmıştır. Çalışmanın ikinci aşamasında çamur konsolidasyon deney aletinde hazırlanmış örselenmemiş zemin numunelerinin maksimum elastisite modülü ve dinamik gerilme-deformasyon davranışı üzerinde kür oranının etkisi incelenmiştir. Elastisite modülünün belirlenmesinden sonra zeminlere değişik dinamik

¹ Prof.Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, erken@itu.edu.tr

² Doktora Öğrencisi İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi

³ Yüksek L.Öğ. İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi

yükler uygulanmıştır. Kür oranı arttıkça maksimum elastisite modülü artmıştır. Kür oranındaki artış dinamik deneylerde zeminde oluşan boşluk suyu basıncı ile aksenal deformasyonlarında artışına neden olmuştur.

Anahtar kelime: Kirlenmiş zemin, çöp suyu, kür süresi, elastisite modülü, dinamik davranış

1. GİRİŞ

Önlem alınmadığı durumlarda çöp dolgu sahalarında sızan çöp suları dolgu sahası altında yer alan doğal zemin tabakalarının mühendislik özelliklerini etkilemektedir. Bunun nedeni ise çöp suyu içerisinde bulunan kimyasal maddelerin zemin daneleri ile reaksiyona geçmesinden kaynaklanmaktadır. Çöp sızıntı suyunun zeminlerin endeks özellikleri, permeabilitesi ve gerilme-şekil değiştirme davranış biçimleri üzerindeki etkileri bir çok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Tuncan vd. (1988) tarafından çöp sızıntı suyu karıştırılmış kil numunelerin gerilme şekil değiştirme davranışları, drenajsız kayma mukavemeti ve geçirgenlikleri incelenmiştir. Kısa kür sürelerinde artan çöp suyu oranı ile drenajsız kayma mukavemeti artarken uzun kür sürelerinde kayma mukavemetinde azalma gözlenmiştir. Elektron mikroskopuyla (SEM) yapılan analizlerde çöp suyundan zemin yapısının etkilendiği zemin çöp suyu ile karıştığı zaman petek bir yapı oluşturduğu ve artan deformasyonlar altında zemin danelerinin birbiri üzerinde kayarak paralel olarak dizilim gösterdiği belirlenmiştir. Roque ve Didier (2005) ince daneli zeminlerin permeabilitesi üzerinde asidik çöp sızıntı suyunun etkisini incelemiştir. Çöp sızıntı suyunun asidik olması durumunda zeminin permeabilitesinde artış olmuştur. İnce dane içeren zeminlerin sıkıştırma ve permeabilite katsayısı üzerinde %5, %10 ve %20 çöp suyu oranının etkisi Nayak vd. (2007) tarafından incelenmiş ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkta bir miktar azalma ve permeabilite katsayısında artma gözlenmiştir.

Temiz zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışları geniş kapsamlı olarak incelenmekle beraber kirlenmiş zeminlerin dinamik davranışları üzerinde yapılan çalışmalar çok sınırlı kalmıştır. Fahoum vd. (1996) plastisite indisi 18, 35 ve 514 olan killere %2, %5 ve %8 oranında kireç karıştırarak standart proktor kalıbında numuneleri hazırlamış ve bu numunelerin kayma modülleri incelemiştir. Kayma modülleri kireç oranı arttıkça artmıştır. Hayos vd. (2004) plastisite indisi 45 olan killere V tipi çimento ile F tipi uçucu kül karıştırmışlar ve zemin numunelerinin kayma modülleri incelenmiştir. V çimento kullanılması durumunda en yüksek kayma modülleri elde edilmiştir.

Bu çalışmada düşük plastisiteli killerin farklı oranlarda çöp sızıntı suyuna maruz kalması ve sızıntı suyu ile kil tabakanın etkileşim süresinin zeminin dinamik davranışları üzerine etkileri deneysel olarak araştırılmıştır. Bu araştırmanın ilk aşamasında çöp suyu ile %5, %20, %50 ve %100 karışmış zeminleri 1, 7, 30 ve 90 gün kür süreleri için likit limitleri ve plastik limitleri incelenmiştir. İkinci aşamada %5, %20, %50 çöp suyu karıştırılmış zeminlerin ve tamamen %100 çöp suyu karıştırılarak çamur konsolidasyon aletinde hazırlanmış örselenmemiş zeminlerin dinamik davranışları incelenmiştir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

2.1. Deneysel Kullanılan Zemin

Deneysel çalışmalarda İstanbul İli Kemerköy katı atık toplama sahasına yakın bölgeden alınmış killi zeminler kullanılmıştır. Kil zemin atık sahasında dolguların oluşturulmasında kullanılmaktadır. Kilin likit limiti %34, plastisite indisi %14 olarak bulunmuştur. Kil %1 kum içermektedir.

2.2. Sızıntı Çöp Suyu

Zemine değişik oranlarda karıştırılan çöp sızıntı suyu ise Kemerköy katı atık toplama sahasından elde edilmiş genç yaşta olan çöp sularındır (Tablo 1).

Tablo 1. Çöp Sızıntı Suyunun Özellikleri

Leachate Analizi		
Parametreler	Birimler	*Numune
pH	-	6.73
TKM	mg/l	51930
TUKM	mg/l	21520
TÇM	mg/l	10980
TUÇM	mg/l	2790
Alkalinite	mg/l CaCO ₃	7250
KOİ	mg/l	65230
Çözünür KOİ	mg/l	7500
BOİ	mg/l	3930
T.P	mg/l	16.2
TKN	mg/l	2510
NH ₃ -N	mg/l	2110
Klorür	mg/l	2850
Sülfat	mg/l	165
Ca Sertliği	mg/l CaCO ₃	660
T. Sertliği	mg/l CaCO ₃	1700
Ca	mg/l	264
Mg	mg/l	250
Na	mg/l	2055
K	mg/l	1240
Fe	mg/l	253
Ni	mg/l	1.70
Cr	mg/l	0.460
Zn	mg/l	2.1

2.3. Çamur Konsolidasyon Aletinde Örselenmemiş Zemin Numunesi Hazırlanması

Dinamik deneyler çamur konsolidasyon deney aletinde hazırlanmış örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde yapılmıştır. Deney numunelerini hazırlamak için düşük plastisiteli kilin içerisine, su muhtevasının % 5, 20, 50 ve % 100' ü oranında çöp sızıntı suyu katılmıştır. Karışım likit limit değerinin 1.5 katı kıvamda çamur olarak hazırlanmış ve çamur konsolidasyon aleti hücrelerine dökülmüştür. Çamur kıvamda hazırlanan zemin numuneleri kademeli olarak yüklenmiş ve 30 gün sonunda uygulanan düşey basınç 100 kPa olmuştur. Ayrıca örselenmemiş temiz zemin numunesi benzer şekilde hazırlanmıştır. Bütün numunelerde konsolidasyon süresince düşey oturmalar kaydedilmiştir. 30 günün sonunda düşey oturmaların sabitlenmesi ile blok zemin numunesi çamur konsolidasyon deney aletinden çıkarılmıştır.

2.4. Dinamik Üç Eksenli Deney Sistemi

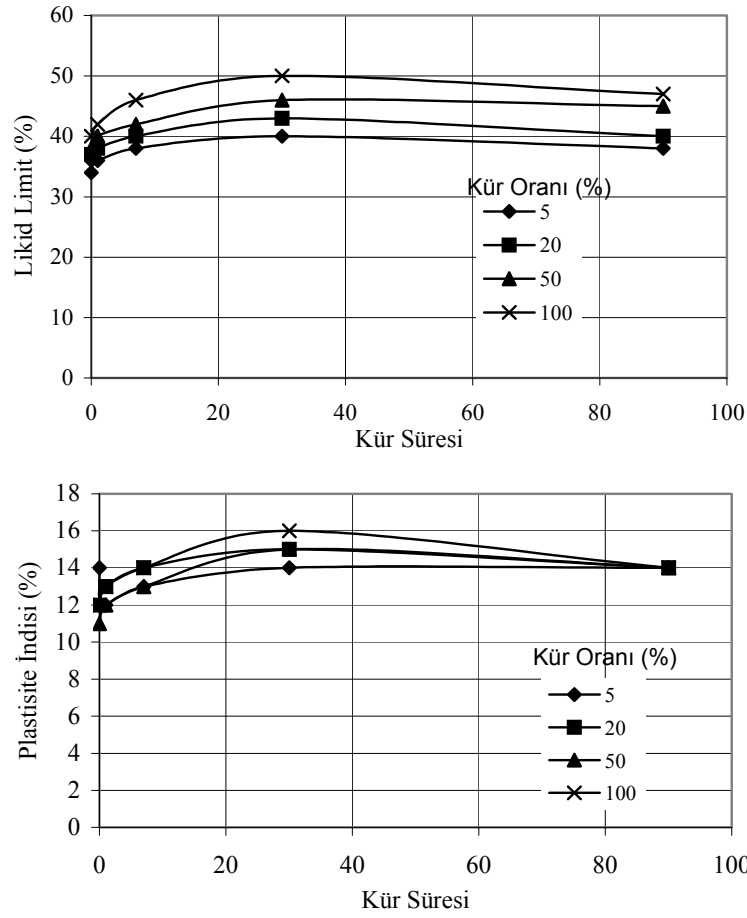
Dinamik yükler altında örselenmemiş temiz ve değişik kür sürelerinde çamur konsolidasyon aletinde hazırlanmış zeminlerin gerilme-şekil değiştirme ve elastisite modülü incelenmiştir. Blok zemin numuneler 50mm çapında 100mm boyunda traşlanarak dinamik üç eksenli deney sistemine yerleştirilmiş ve izotropik olarak 100 kPa basınca konsolide edilmişlerdir. Numunelerin doygunluğu ($B \geq 95$) sağlandıktan sonra 0.1 Hz frekansta değişik dinamik eksenel gerilme oranlarında deneyler yapılmıştır. Yapılan deneylerin listesi Tablo 2 de verilmektedir. Burada $\sigma_d/2\sigma_c$ dinamik yükleme oranı, σ_d eksenel dinamik yük (kPa), σ_c konsolidasyon basıncı (kPa), γ_{nc} konsolidasyon sonu birim hacim ağırlık, N çevrim sayısı, r_u boşluk suyu basıncı oranı ve Δu dinamik yükleme sırası oluşan boşluk suyu basıncı (kPa) olmaktadır.

3. ÇÖP SUYUNUN KIVAM LİMİTLERİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

DeneySEL çalışmaların ilk aşamasında çöp sızıntı suyunun miktarının kıvam limit değerleri üzerindeki etkisi incelenmiştir. Bu nedenle çeşme suyuna %5, %20 ve %50 oranında çöp suyu ilave ederek zeminle karıştırılmış ayrıca bir grup numuneye %100 çöp suyu karıştırılarak kıvam limitleri belirlenmiştir. Kür süresinin etkisini de incelemek için bu numunelere süre etkisinin olmaması için hemen ($t=0$) kıvam limit deneyleri uygulanmış diğer numunelerde ise 1 gün, 7 gün 1 ay ve 3 ay sonra kıvam limit deneyleri yapılarak likit limit, plastistik limit ve plastisite indisleri belirlenmiştir. Şekil 1 de kür oranı ve kür süresinin likit limit ve plastisite indisleri üzerindeki etkileri görülmektedir. Her kür süresinde numune içindeki çöp suyu oranı arttıkça likid limit değerleri artmıştır. 30 gün kür süresi sonunda likit limit %34 değerinden %50 değerine kadar artış göstermiş ve 90 gün kür süresinde bir miktar azalmıştır. Plastisite indisleri değerleri $t=0$ ve $t=1$ günlük kür süresinde azalmış 30 günlük kür süresinde kür oranına bağlı olarak başlangıç değeri olan $PI=14$ den 16 değerine yükselmiştir. 90 gün sonunda tekrar başlangıç değerine gelmiştir. Plasisite indisindeki değişimin sınırlı olması plastik limitteki artıştan kaynaklanmaktadır. Brandl (1992) tarafından yapılan çalışmada değişik kimyasal maddelerin siltli kilin plastisite indisini etkilediğini belirtmiştir.

Tablo 2. Dinamik Deneylerin Listesi

Deney No	Küre Oranı (%)	Likit Limit, LL (%)	Plastisite İndisi, PI (%)	Su Muhtevası w_c (%)	γ_{nc} (kN/m^3)	E_{maks} (MPa)	$\sigma_d / 2\sigma_c$	N ($\epsilon = \pm 2.5\%$)	$r_u = \Delta u / \sigma_c$ ($\epsilon = \pm 2.5\%$)
DN3	0	34	14	24.2	19.0	190	0.171	-	-
DN5	0	34	14	24.4	20.5	190	0.264	370	0.90
DN19	0	34	14	23.9	20.8	190	0.310	14	0.65
DN9	5	40	14	23.0	20.3	220	0.175	-	-
DN22	5	40	14	24.0	21.3	220	0.270	200	1
DN18	5	40	14	24.2	20.9	220	0.310	28	1
DN7	20	43	15	23.7	17.6	240	0.172	-	-
DN21	20	43	15	23.7	20.4	240	0.270	51	1
DN16	20	43	15	24.0	20.9	240	0.320	12	1
DN6	50	46	15	25.7	19.9	275	0.162	-	-
DN24	50	46	15	25.0	20.7	275	0.260	76	1
DN15	50	46	15	25.5	20.5	275	0.300	14	1
DN8	100	50	16	26.0	20.3	310	0.165	-	-
DN23	100	50	16	24.5	21.0	310	0.260	60	1
DN17	100	50	16	25.2	20.1	310	0.300	16	1



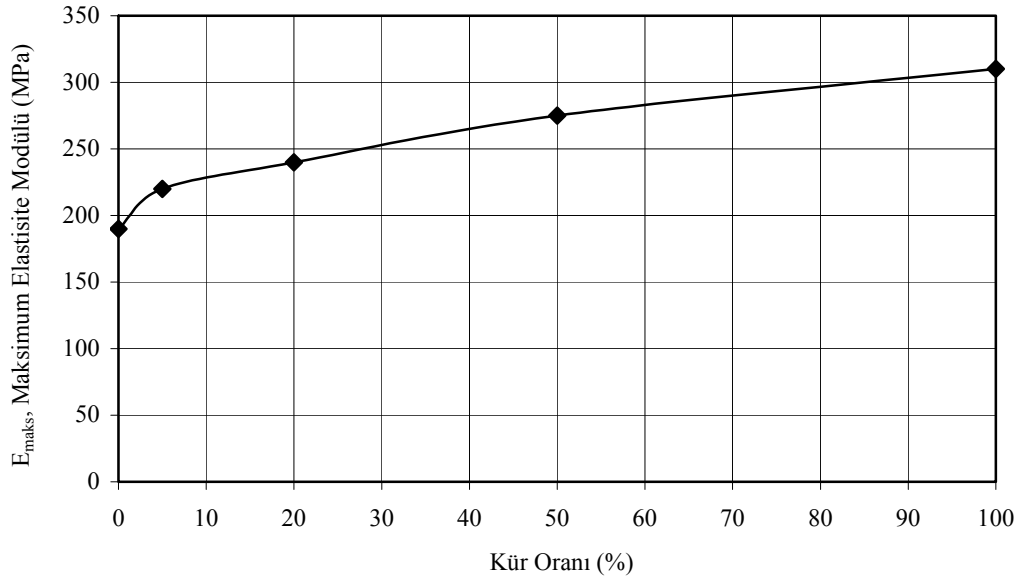
Şekil 1. Kür Oranı ve Kür Süresinin Likit Limit ve Plastisite İndisi Üzerindeki Etkisi

4. ÇÖP SUYUNUN DİNAMİK DAVRANIŞLAR ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

Dinamik deneyler üç eksenli deney sisteminde laboratuvarında çamur konsolidasyon deney aletinde hazırlanmış örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde yapılmıştır. İlk grup deneyler temiz zemin numuneleri üzerinde yapılmış ikinci grup deneylerde %5, %20, %50 ve %100 çöp sızıntı suyu ilave edilerek hazırlanmış örselenmemiş zemin numuneleri kullanılmıştır. Dinamik deneyin ilk aşamasında üç eksenli basınç deney sisteminde bütün deney numunelerine elastik deformasyon seviyelerinde dinamik eksenel yük uygulanmış ve zeminlerin maksimum elastisite modülleri belirlenmiştir. Bu deneylerde seçilen yük seviyesi zeminde boşluk suyu basıncı oluşumuna izin vermeyecek fakat elastik deformasyonların oluşumunu sağlayacak seviyede olmuştur. Elastisite modüllerinin belirlenmesi ile deney durdurulmuş ve zemin numunesine büyük deformasyonların ve boşluk suyu basıncı artışlarının oluşmasına imkan verecek seviyede dinamik yükler uygulanmıştır (Tablo 3).

4.1. Maksimum Elastisite Modülü

Şekil 2 de görüldüğü gibi örselenmemiş temiz zemin numunelerinin maksimum elastisite modülü $E_{maks}=190$ Mpa olmaktadır. Kür oranı oranı arttıkça çöp suyu içerisinde bulunan kimyasal maddelerin zemin danelerini ve yapısını etkilemesi nedeni ile elastisite modülünde artış meydana gelmiştir.



Şekil 2. Maksimum Elastisite Modülü Üzerinde Çöp Sızıntı Suyunun Etkisi

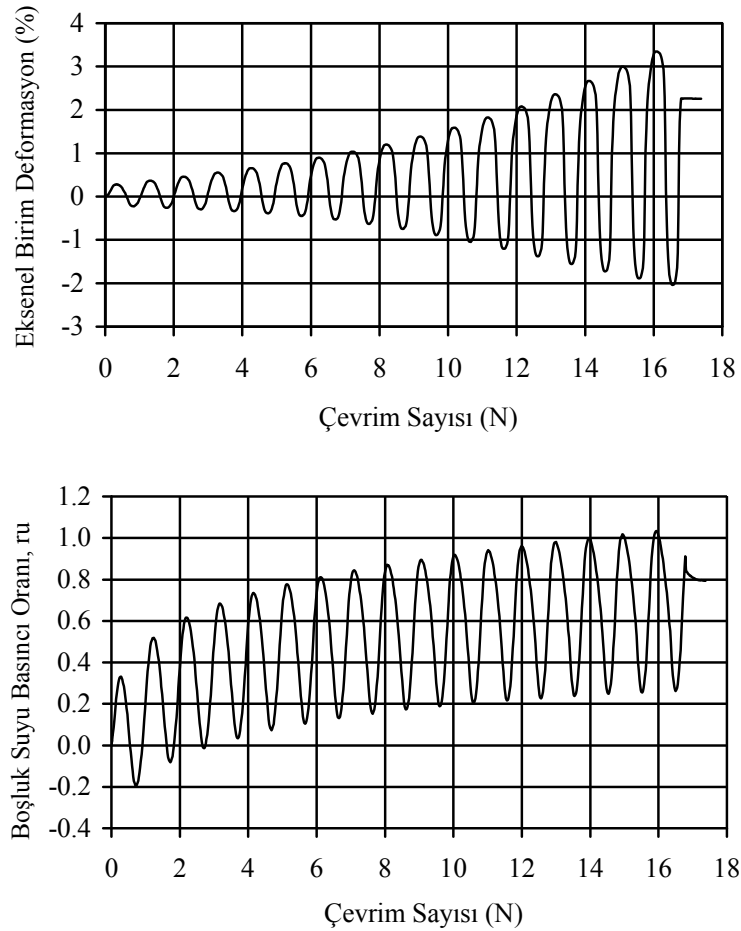
4.2. Kür Oranının Boşluk Suyu Basıncı ve Eksenel Deformasyon Üzerindeki Etkisi

Zemin numunelerine büyük deformasyonların oluşmasına imkan verilecek seviyede dinamik eksenel yükler maksimum elastisite modülünün belirlenmesinin hemen ardından uygulanmış, boşluk suyu basıncı değişimleri ve deformasyon değişimleri kaydedilmiştir (Tablo 3). Şekil 3 te DN17 numunesine ait eksenel birim deformasyon ile boşluk suyu basıncının çevrim sayısı ile değişimi görülmektedir. Bu deneyde kullanılan zemin numunesi %100 çöp sızıntı suyu karıştırılarak hazırlanmıştır. Bu numuneye uygulanan dinamik

eksenel gerilme seviyesi $\sigma_d/2\sigma_c=\pm 0.30$ dur. Artan çevrim sayısı ile boşluk suyu basıncı ve eksenel deformasyonlar artmıştır. $N=16$ çevrimde eksenel birim deformasyon $\epsilon=\pm 2.5\%$ seviyesine ulaşmış, boşluk suyu basıncı oranı $r_u=1.0$ olmuştur. Boşluk suyu basıncı ve eksenel birim deformasyon oluşumları değişik dinamik gerilme oranları altında incelenmiştir.

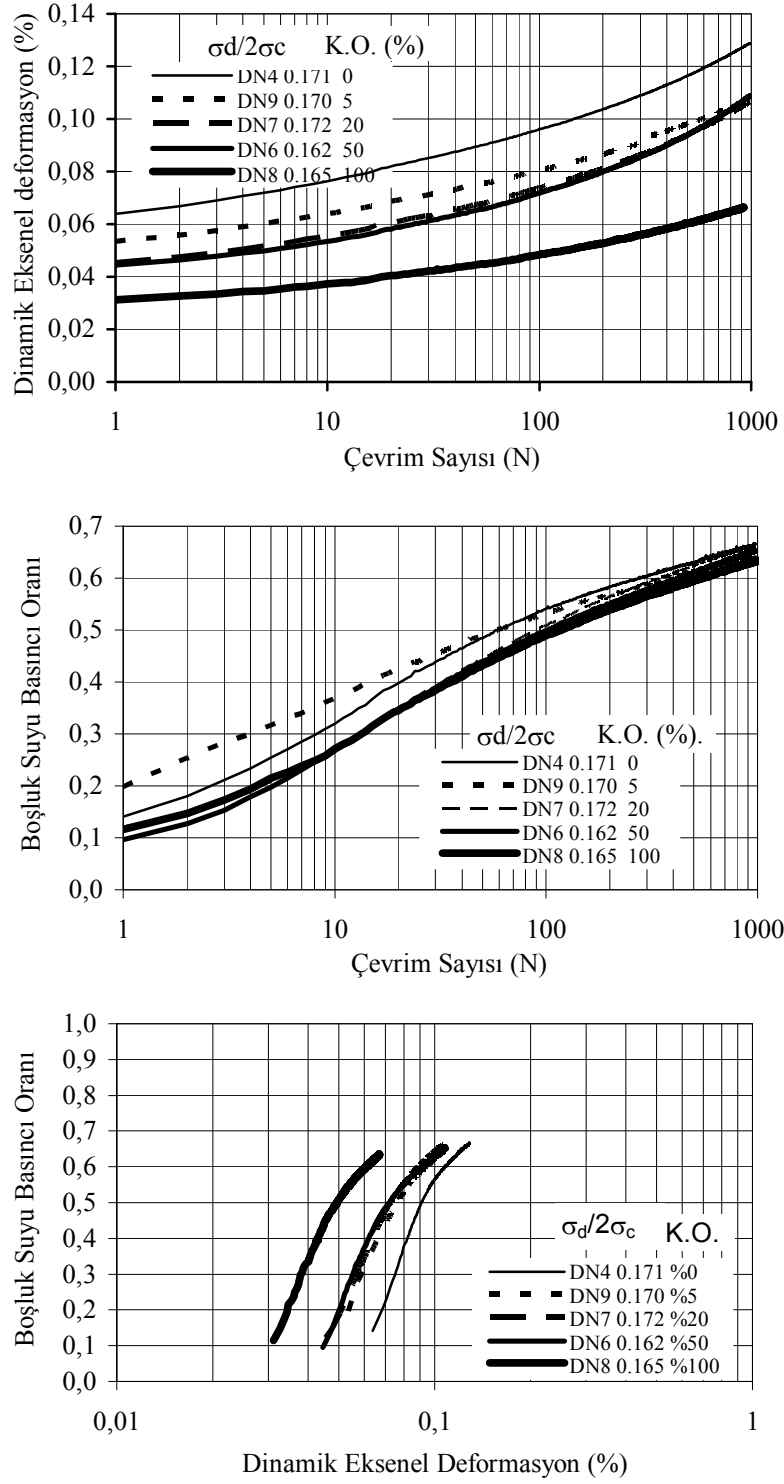
Gerilme seviyesi sabit tutularak kür oranları değiştirilmiş ve zeminlerin dinamik davranışları incelenmiştir. Şekil 4 te temiz ve kür oranı (K.O.) %5, %20, %50 ve %100 olan örselenmemiş zemin numunelerine $\sigma_d/2\sigma_c=\pm 0.163-0.172$ arasında değişen dinamik yük uygulanması sonucu zeminlerde oluşan boşluk suyu basıncındaki ve eksenel birim deformasyonlardaki değişim görülmektedir. Temiz zemin numunesinde kirlenmiş zeminlere göre daha büyük deformasyonlar oluşmuş ve $N=1000$ çevrimde deformasyon $\epsilon=\pm 0.13\%$ seviyesinde ulaşmıştır. Aynı çevrim sayısında kür oranı arttıkça daha sınırlı deformasyonlar oluşmuştur.

Boşluk suyu basıncı oluşumu üzerinde kür oranının önemli bir etkisi gözlenmemiştir. Bütün kür oranlarında çevrim sayısı arttıkça boşluk suyu basıncı artmış ve $N=1000$ çevrimde boşluk suyu basıncı oranı $r_u=0.63-0.67$ arasında değişim göstermiştir. Bu boşluk suyu basıncı oranına kür oranı % 100 olan numunede daha küçük deformasyon seviyelerinde ulaşılmıştır.



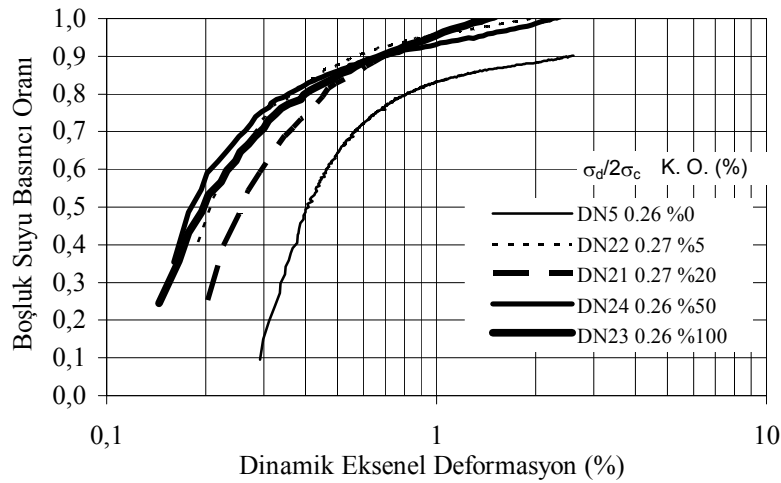
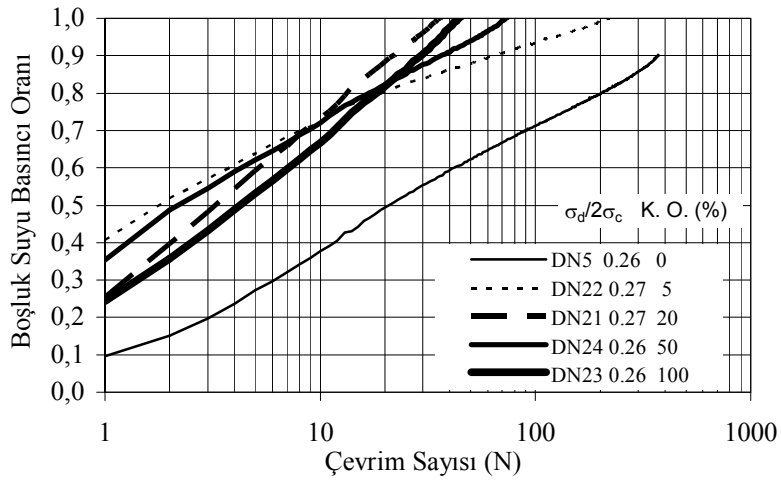
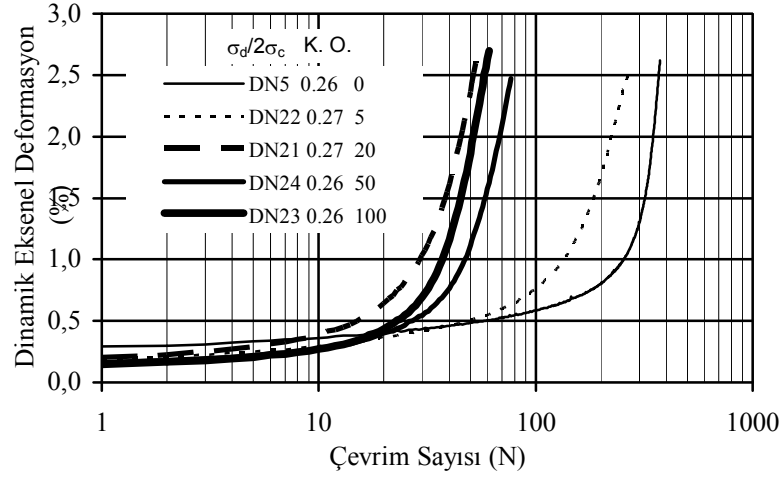
Şekil 3. DN17 Nolu Zemin Numunesinin Dinamik davranışı (K.O.=100)

Şekil 5 dinamik eksenel gerilme oranı $\sigma_d/2\sigma_c = \pm 0.260-0.270$ arasında uygulanmış temiz ve kür oranı (K.O.) %5, %20, %50 ve %100 olan örselenmemiş zemin numunelerinin dinamik davranışlarını göstermektedir. $\epsilon = \pm 0.40$ deformasyon seviyesine kadar kür oranı arttıkça zeminde daha sınırlı deformasyonlar oluşurken zeminde oluşan deformasyonlar $\epsilon = \pm 0.40$



Şekil 4. Zeminlerin Dinamik Gerilmeler Altındaki Davranışları

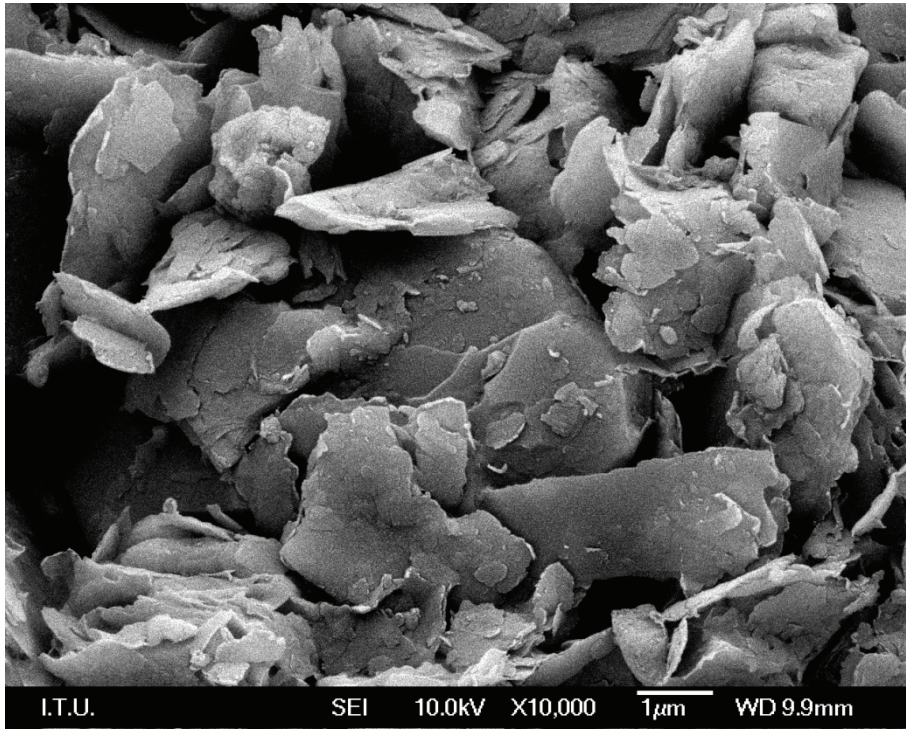
seviyesinin üstüne çıktığında aynı çevrim sayısında kür oranı arttıkça daha büyük deformasyonlar oluşmuştur. Bu nedenle kür oranı arttıkça göçme deformasyon seviyesi olan $\epsilon = \pm 2.50\%$ seviyesine daha küçük çevrim sayılarında ulaşılmıştır. $\epsilon = \pm 0.40\%$ seviyesi numunenin yapısında değişikliklerin olduğu bir eşik aksenal birim deformasyon seviyesi olmaktadır.



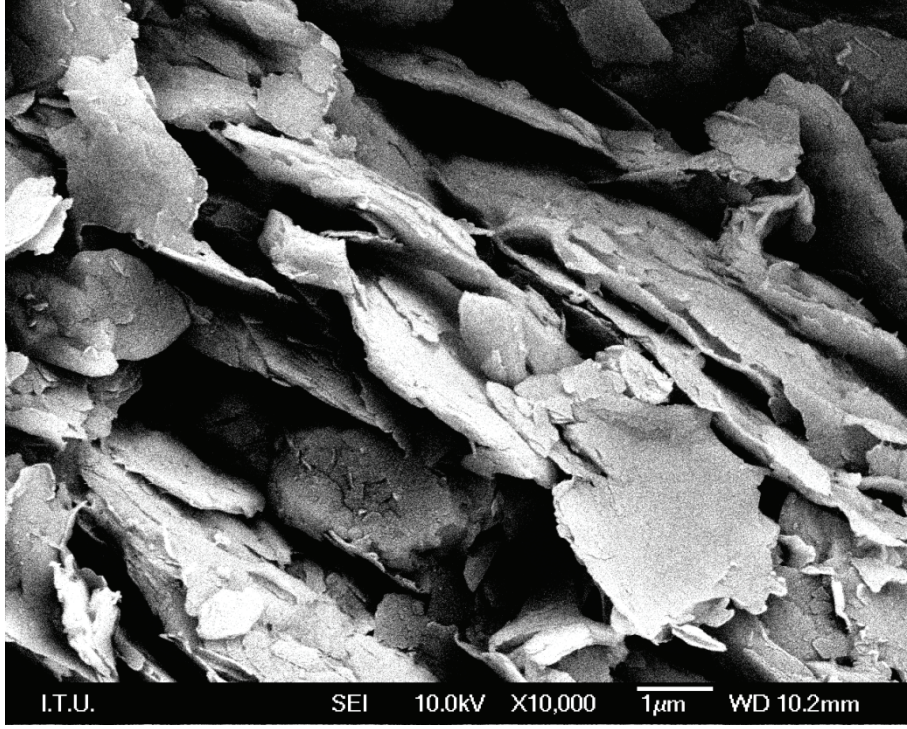
Şekil 5. Zeminlerin Dinamik Gerilmeler Altındaki Davranışları

Aynı çevrim sayısı dikkate alındığında kür oranı arttıkça boşluk suyu basıncında daha fazla artma meydana gelmiştir. $\epsilon = \pm 2.50$ deformasyon seviyesinde temiz zeminde boşluk suyu basıncı oranı 0.9 seviyesinde ulaşmış farklı kür oranında hazırlanmış zemin numunelerinde ise $r_u = 1.0$ olmuştur.

Şekil 6'da %50 çöp suyu karıştırılarak hazırlanmış örselenmemiş DN15 zemin numunesinden deneye başlamadan önce alınmış zemin parçasına ait elektron mikroskobu ile çekilmiş (SEM) zemin yapısı görülmektedir. Zemin petek bir yapıya sahiptir. Bu zemin numunesi üzerinde dinamik deney sonu yapılan statik deney ile aksel deformasyonlar %10'a ulaşmıştır. Deney tamamlandıktan sonra bu zemin numunesinden alınan zemin parçasının elektron mikroskobu ile yapısı incelenmiştir. Aksel birim deformasyonların eşik deformasyon seviyesi olan $\epsilon = \pm 0.40$ değerini aşması sonucu zeminin petek yapısının göçtüğü ve danelerinin birbiri üzerinde kayarak paralel bir yapı oluşturduğu görülmüştür. Tuncan vd. (1989), plastik limitde olduğu gibi elle yapılan örselenmede veya yüksek deformasyonlar altında zemin yapısını değiştireceğini belirtmişlerdir. Means, R.E. vd. (1963) ve Cernica, J.N. (2000) çöp suyundan zemin yapısının etkilendiğini zemin çöp suyu ile karıştığı zaman petek bir yapı oluşturduğunu ve artan deformasyonlar altında zemin danelerinin birbiri üzerinde kayarak paralel olarak dizilim gösterdiğini açıklamışlardır.



Şekil 6. DN15 Zemin Numunesinin Dinamik Deney Başı Zemin Yapısı (Kür Oranı %50)



Şekil 7. DN15 Zemin Numunesinin Dinamik Deney Sonu Zemin Yapısı (Kür Oranı %50)

5. SONUÇLAR

Bu araştırmada İstanbul – Kemerköy Çöp Depolama sahasına yakın olan ve dolgularda kullanılan siltli kil tabakasından elde edilmiş zemin ile çöp dolgu sahasından alınmış çöp sızıntı suyunun %5, %20, %50 ve %100 karıştırılması ile elde edilen zeminlerin kıvam limitleri incelenmiştir. Araştırmanın ikinci aşamasında %0, %5, %20, %50 ve %100 kür oranlarında çamur konsolidasyon deney aletinde hazırlanmış örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde dinamik deneyler yapılmıştır. Sonuçları aşağıda özetlenmiştir.

1. %5, %20, %50 ve %100 çöp sızıntı suyu ile kür yapılmış zeminlerin likit limit ve plastik limitleri her kür süresinde artış göstermektedir.
2. Kür oranının ve kür süresinin zeminin plastisite indisi üzerinde önemli bir etkisi olmamaktadır.
3. Kür oranındaki artış zemin yapısını etkilediği için maksimum elastisite modülünde artışa neden olmaktadır.
4. Zemin yapısının değiştiği $\epsilon_c = \% \pm 0.4$ değerinde olan bir eşik deformasyon seviyesi bulunmaktadır.
5. Aynı çevrim sayısı dikkate alındığında eşik deformasyon seviyesinin altında olan deformasyonlarda kür oranı arttıkça zeminlerde daha küçük deformasyonlar oluşmaktadır. Eşik deformasyon seviyesinin üstünde oluşan deformasyonlarda ise kür oranı arttıkça zeminlerde daha büyük deformasyonlar meydana gelmektedir.
6. Bu ise zeminin başlangıçta ki petek yapısının büyük gerilmeler altında oluşan deformasyonlar nedeni zemin danelerinin birbiri üzerinde kayarak paralel olarak dizilim göstermesinden kaynaklanmaktadır.

KAYNAKLAR

- Brandl H. (1992) “Mineral Liners For Hazardous Waste Containment” Geotechnique, 42(1):57-65.
- Cernica, J.N. (2000) “Geotechnical Engineering Soil Mechanics” John Wiley & Sons, Inc.
- Fahoum, K., Aggour M.S., Amini F. (1996) “Dynamic Properties of Cohesive Soils Treated With Lime”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.122(5):382-389.
- Hayos, L.R., Puppala A.J., and Chainuwat P. (2004) “Dynamic Properties of Chemically Stabilized Sulphate Rich Clay” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(2):153-162.
- Means, R.E. and Parcher J.V. (1963) “Physical Properties of Soils” Charles E. Merrill Publishing Co., Columbus. Ohio.
- Nayak, S., Sunil B.M., and Shrihari S. (2007) “Hydraulic and Compaction Characteristics of Leachate-Contaminated Lateric Soil” Engineering Geology, Vol 94:137-144
- Tuncan, M., Khan L., Pamukçu S. (1988) “The Effect of Leachate on Geotechnical Properties of Clay Liner”, Hazardous and industrial Waste-Proceedings of the Twentieth mid-Atlantic Industrial waste Conference:133-144
- Roque, A.J. and Didier G. (2006) “Calculating Hydraulic Conductivity of Fine Grained Soils to Leachates Using Linear Expression” Engineering Geology, 85(2006):147-157

TAM PLASTİK ZEMİNLERDE ARAÇ HAREKETLİLİĞİNİN İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF VEHICLE MOBILITY ON PERFECTLY PLASTIC SOILS

Özer ÇİNİCİOĞLU¹ Çağlar ÇAĞBAYIR²

ABSTRACT

This paper presents a new method that would allow the quick evaluation of the possibility of vehicle mobility in off-road conditions. The method proposed is based on the limit equilibrium of soil under the loading conditions imposed by an accelerating vehicle. The approach uses the familiar bearing capacity solution, and similar to bearing capacity factors, introduces mobilization factors which are based on the vehicle, soil, topography and motion variables. This is achieved by adapting seismic bearing capacity equations to vehicle-soil interaction problems.

Keywords: Vehicle-soil interaction, seismic bearing capacity, dynamic fluidization.

ÖZET

Askeri mobilizasyon durumu gibi ivedilikle karar verilmesini gerektiren hallerde arazide araç hareketliliği imkanlarının çabuk değerlendirilmesine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu sebeple bu çalışma sismik taşıma gücü çözümlerinin araç-zemin etkileşimi problemine uyarlanmasının uygunluğunu incelemektedir. Zemin-arac etkileşimi araç yüklerinin ve değişken topografyanın göz önüne alınmasını gerektirmektedir. Bu çalışmada araçtan zemine aktarılan yükler tekil veya sürekli temel yüklerine benzetilmekte ve topografik yapı ise dinamik akışkanlaşma prensipleri kullanılarak tanımlanmaktadır. Dolayısıyla problem sismik taşıma gücü problemine indirgenmiş olmakta ve böylece, sismik taşıma gücü teorisinin uyarlanması ile problem limit denge problemi olarak değerlendirilmektedir. Bu bağlamda bildiri kapsamında akışkanlaşma prensipleri aktarılacak ve sismik taşıma gücüne etkisi özetlenecektir. Ardından zemin-arac etkileşim mekanizması limit denge kavramları kullanılarak formüle edilecektir. Sonuç olarak ise zemin-arac arayüzünde yük aktarımını tanımlayan eşitlikler sismik taşıma gücü eşitlikleri ile birleştirilecek ve mobiliteyi tanımlayan fonksiyonlar elde edilecektir. Bu fonksiyonlar vasıtasıyla araçların arazide hareket imkanlarını zemin eğimi, zemin mukavemet parametreleri, araç karakteristikleri ve ivmesel özelliklerine bağlı olarak belirlemek mümkün olacaktır.

Anahtar kelimeler: Araç-zemin etkileşimi, sismik taşıma gücü, akışkanlaşma.

¹ Yardımcı Doçent, Boğaziçi Üniversitesi, ozer.cinicioglu@boun.edu.tr

² İnşaat Yüksek Mühendisi, Sistem Yapı A.Ş., caglar.cagbayir@gmail.com

1. GİRİŞ

Zemin-araç ilişkisinin tanımlanması problemin mekaniğinin çok değişkenli olması sebebiyle zordur. Konu üzerine birçok çalışma bulunmaktadır. Fakat bu çalışmalar genellikle araç karakteristiklerini geliştirmeye yönelik, problemi mümkün olduğunca çok bilinmeyi göz önüne alarak tanımlamaya ve gerçeğe yakın deformasyon davranışını anlamaya çalışan terramekanik bazlı araştırmalardır. Halbuki bu çalışmalar, hesaplamalarda çok sayıda parametreye ihtiyaç duyulması sebebiyle, herhangi bir topografik kesitin taşıt hareketlerine uygunluğunun çabuk öngörülmesini gerektiren askeri hareket hallerinde faydalı olmamaktadırlar. Dolayısıyla bu çalışmanın amacı aracın, zeminin, topografyanın, etkileşme mekanizmasının ve mobilite karakteristiklerinin mümkün olduğunca az değişkenle tanımlanmasını mümkün kılacak ve güvenilir sonuçlar verecek şekilde problemin modellenmesidir.

Zemin-araç etkileşimi problemi araç ve aracın hareketi sonucu zeminde oluşan yüklerin ve arazideki topografik değişimlerin göze alınmasını gerektirir. Bu çalışmada araçtan aktarılan yükler tekil temellerden zemine aktarılan yüklerle özdeş kabul edilmiştir. Topografik bilgiler ise dinamik akışkanlaşma (Richards v.d. 1990) prensipleri kullanılarak tanımlanmıştır. Böylece sorun sismik taşıma gücü problemine indirgenmiştir. Sismik taşıma gücü yaklaşımı sonucunda, taşıt-zemin etkileşimi limit denge yoluyla çözülmekte ve taşıt mobilite kararları “uygun” veya “uygun değil” temelinde verilmektedir. Ayrıca açıklamak gerekirse, zemin-araç etkileşimi eğimli yük etkisi altında bulunan ve üzerinde bulunduğu arazinin topografyasına paralel olarak imal edilmiş temel problemi olarak çözülmektedir. Buna göre, aracın tekerlekleri (veya paletleri) yapının temellerine, araç yüklerinin ve hareket kuvvetlerinin kombinasyonu temele etkileyen eğimli yüke ve aracın üzerinde bulunduğu yüzeyin eğimi sismik bir olay sırasında yatay ve düşey sismik ivmelerin oranına özdeş tutulmaktadır. Göçme yüzeyinin geometrisi ise akışkanlaşma öngörülleri kullanılarak tanımlanmaktadır.

Bu bildiride öncelikle akışkanlaşma kavramı açıklanacak ve akışkanlaşmanın sismik taşıma gücü problemlerini uyarlanması aktarılacaktır. Ardından araç-zemin etkileşim mekanizması incelenecek ve limit denge yöntemleri kullanılarak formüle edilecektir. Sonuç olarak, araç-zemin arayüzeyinde yük aktarımını tanımlamak üzere geliştirilen matematiksel eşitlikler sismik taşıma gücü eşitlikleri ile birleştirilerek öngörülen koşullar (şev eğimi, zemin mukavemet parametreleri, araç özellikleri ve araç ivmesi) altında mobilitenin mümkün olup olmadığının değerlendirilmesine olanak sağlayan eşitlikler elde edilecektir

2. AKIŞKANLAŞMA KAVRAMINA DAYALI SİSMİK TAŞIMA GÜCÜ

Dinamik akışkanlaşma kavramı aslen istinat yapıları, binalar, ve köprü ayakları gibi çeşitli inşaat yapılarında depremler sırasında oluşan hareketleri mekanik olarak açıklamak için geliştirilmiş olsa da, kavramın dayandığı kabuller araç mobilite problemlerine yapısal ve kavramsal olarak daha uygundur. Dolayısıyla, arazi taşıtlarının mobilitesi akışkanlaşma kavramına dayalı sismik taşıma gücü hesaplarını kullanılarak incelenebilmektedir. Bu noktada dinamik akışkanlaşma ve sismik taşıma gücü kavramları sırasıyla açıklanacaktır.

2.1. Akışkanlaşma kavramı

Akışkanlaşma kavramı deprem ivmelerinin yatay zemin katmanlarına etkisini göze almakta (Richards v.d. 1990) ve bunun için çeşitli öngörüler yapmaktadır. Akışkanlaşma problemlerinde zemin homojen yatay yarım uzaydır ve davranışı tam plastik olarak tanımlanmaktadır. Deprem ivmelerinin sabit yatay ve düşey bileşenleri vardır ve bunlar zemine derinlikle değişmeyen statik yükler olarak etkirler. Bu yapı içinde etkiyen ivmelerin kritik bir eşiği aştıkları takdirde zeminin yapısını değiştirecekleri öngörülür. Böylece sınırlı ve sayılı yönlerde zeminin plastik akması mümkün olur ve taşıma gücü göçmesinin muhtemel geometrisi buna bağlı olarak gelişir.

Akışkanlaşma kapsamında Mohr-Coulomb gerilme uzayı, deprem ivmelerinin yatay durumdaki homojen zeminlerin gerilme durumuna etkisini ölçmek için kullanılır. Bunun sonucu olarak asal gerilme düzlemi x-z'de bulunan statik gerilme alanı aşağıdaki gibi tanımlanır

$$\sigma_z = \gamma z \quad (1a)$$

$$\sigma_x = K \gamma z \quad (1b)$$

$$\tau_{zx} = 0 \quad (1c)$$

Burada z derinlik, γ birim hacim ağırlık ve K ise yatay toprak basıncı katsayısıdır. Eğer bu zemin yarı uzayına yatay ve düşey ivmeler eşit dağılımlı olarak etkilirse kesme kirişi (Şekil 1) çözümündeki gerilme dağılımındaki gerilme durumu elde edilir (Richards v.d. 1990)

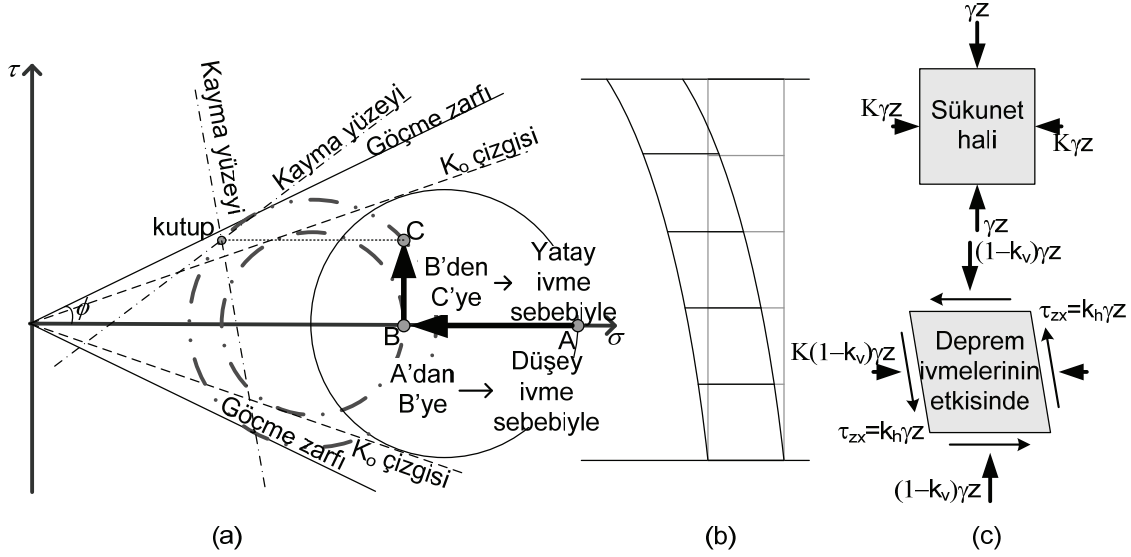
$$\sigma_z = (1 - k_v) \gamma z \quad (2a)$$

$$\sigma_x = K (1 - k_v) \gamma z \quad (2b)$$

$$\tau_{zx} = -k_h \gamma z \quad (2c)$$

Burada k_h ve k_v parameterleri yatay ve düşey deprem ivmelerinin yerçekimi ivmesine oranını temsil etmektedirler. Şekil 1 k_h ve k_v değerlerinin zeminin gerilme durumuna etkisini göstermektedir. Buna göre Şekil 1'deki A noktası eşitlikler 1a ve 1c ile tanımlanan düşey zemin düzleminin statik durum altındaki gerilme durumuna karşılık gelmektedir. Eğer bu durumda zemine $k_v g$ 'ye eşit her yerde aynı ve sabit düşey ivme etkirse, Mohr dairesi küçülür ve düşey düzleme etkiyen gerilmeler Şekil 1'deki B noktası ile tasvir edilir. Şekilden de görüleceği gibi Mohr dairesi hala K_0 çizgilerinin içinde kalmaktadır ve x-z yönlerindeki gerilmeler hala asal gerilmelerdir. B noktasındaki gerilme durumu 1c ve 2a eşitlikleri ile tanımlanmaktadır. Düşey $k_v g$ ivmesine ek olarak yatayda $k_h g$ ivmesinin zemine etkimesi durumunda B noktası C noktasına kayar ve Mohr dairesi merkezi sabit kalacak şekilde genişler. Bunun sebebi yatay ivmenin Şekil 1'de görüldüğü gibi kesme kirişi davranışıyla kayma gerilmesi etkisi yaratmasıdır (Richards v.d. 1990). Böylece C noktası deprem ivmelerinin etkisi altında yatay düzlemde gerilme durumuna karşılık gelir ve gerilme durumu 2a ve 2c numaralı eşitliklerle tanımlanır. Şekil 1'de k_h değeri öyle seçilmiştir ki Mohr dairesi göçme zarfına temas etmektedir. Bu durumda, kayma yüzeyleri

doğrultusunda akma oluşur. Kayma yüzeylerinin doğrultuları zeminin mukavemet karakteristiklerine ve göçme zarfına ulaşılan gerilme değerlerine bağlıdır ve kutup noktası hesabı ile bulunabilir (Şekil 1).



Şekil 1. (a) İvmelerin zeminin gerilme durumuna etkisi, (b) Deprem etkisi altında zemin tabakasının kesme kirişi davranışı, (c) birim elemanda düşey ve yatay ivmelerin etkisi.

Taşıma gücü göçme mekanizmasının geometrisi kayma yüzeylerinin doğrultularına bağlıdır. Zeminin gerilme durumunu açıklayan Mohr dairelerinin boyutu göçme zarfları ile sınırlıdır. Bu sebeple yatay deprem ivmesi yükseldikçe yatay toprak basıncı katsayıları artar ve kayma yüzeylerinin doğrultuları gittikçe yataylaşmaya başlar. Böylece daha sığ göçme yüzeyleri ortaya çıkar. Dolayısıyla, deprem ivmeleri (özellikle yatay ivme) ve temellerin taşıma gücü arasında kritik bir ilişki vardır.

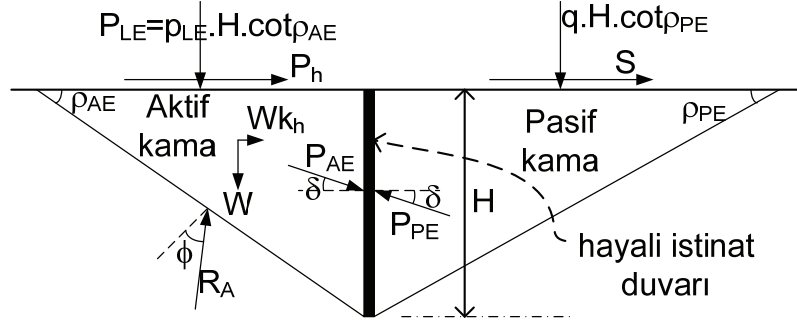
Daha önce belirtildiği gibi, akışkanlaşma analizlerinde deprem ivmelerinin sabit ve düzgün dağılımlı düşey ve yatay bileşkelere sahip olduğu kabul edilmiştir. Bu öngörü ünlü Mononobe-Okabe analizine (Mononobe 1929) dayanmaktadır. Akışkanlaşma prensiplerini kullanan çalışmalarda zemin üzerindeki dinamik etki yatay ve düşey ivmelerin oranları kullanılarak yapılır. Bu oran θ ile temsil edilir ve deprem ivmesini de göz önüne alır:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1-k_v} \right) \quad (3)$$

Birim zemin elemanının gerilme durumuna karşılık gelen Mohr dairesinin gerilme düzleminde yeri ve boyutu $\tan\theta$ değerine bağlıdır.

2.2. Sismik taşıma gücü

Bu çalışma kapsamında incelenen çalışmalar arasında Fishman v.d. (2003) yöntemi araç-zemin etkileşimi hesabında kullanılmaya en uygun olarak bulunmuştur. Bu seçimin sebepleri, yöntemin kolay ve akışkanlaşma kabullerine dayanıyor olmasıdır. Böylece zemine etkiyen atalet kuvvetlerinin ve araç yüklerinin birarada değerlendirilmesi mümkün olacaktır. Fishman v.d. (2003) yöntemi Coulomb tipi göçme yüzeyinin oluşacağını öngörür (Şekil 2).



Şekil 2. Fishman v.d. (2003)'e göre Coulomb tipi taşıma gücü göçme mekanizması.

Coulomb tipi taşıma gücü göçme mekanizmasının avantajı kolay olmasıdır. Bunun da sebebi Vesic tipi göçme mekanizmalarında iki kama arasında bulunan yelpaze şekilli geçiş bölgesinin bertaraf edilmesidir. Coulomb tipi göçme mekanizmasında sonuç olarak aktif ve pasif kamalar arasındaki arayüzeyin bir istinat yapısı olarak davrandığı kabul edilmektedir. Böylece kamalar arasında kayma gerilmesi bu hayali istinat yapısında yoğunlaşmaktadır. Shi ve Richards (1995) bu hayali istinat yapısı için uygun duvar sürtünme değerinin $\delta = \phi/2$ olduğunu belirtmişlerdir. Bunun sebebi bu değer kullanıldığı hallerde elde edilen sonuçların yelpaze tipi geçiş bölgesine sahip mekanizmalarda elde edilen değerlere yakın olmasıdır.

Klasik temel mühendisliği yaklaşımında eğik yüklemenin taşıma gücüne etkisi amprik olarak hesaplanır. Fakat Fishman v.d. (2003) yönteminde eğimli yükün etkisi limit denge eşitliklerinin içindedir ve bu da taşıma gücü hesaplarının dinamik haller için kullanılabilmesini mümkün kılmaktadır. Bu mekanizma araçtan zemine aktarılan kesme kuvvetlerinin tanımlanması problemine benzerdir. Fishman v.d. (2003)'e göre taşıma gücü göçmesi anında aktif kuvvet, P_{AE} , ve pasif kuvvet, P_{PE} , eşkensele, ters yönlü ve eşit büyüklükte olmalıdır. Şekil 2'de R_A aktif kama ve zemin arasındaki reaksiyon kuvvetlerinin bileşkesidir. P_{AE} aktif kama için yatay ve düşey yönlerde denge denklemlerinin kurulması ile hesaplanabilir. P_{AE} için iki denge denkleminin çözülmesi ve düzenlenmesi sonucunda Eşitlik 4 elde edilir (Fishman v.d. 2003).

$$P_{AE} = \left(\frac{2P_{LE}}{H} + \gamma \right) \frac{H^2}{2} R_1 + \frac{1}{2} \gamma H^2 k_h R_2 + n P_{LE} H \tan \phi R_2 \quad (4)$$

Eşitlik 4'te $n = P_h / (P_{LE} \tan \phi)$ 'tir ve bu parametre temel ve aktif kama arasındaki kesme kuvveti sebebiyle taşıma gücündeki düşmeyi temsil eder. Ayrıca R_1 ve R_2 parametreleri aşağıdaki gibi tanımlanırlar (Fishman v.d. 2003):

$$R_1 = \frac{\sin(\rho_{AE} - \phi) \cot \rho_{AE}}{\cos(\rho_{AE} - \phi - \delta)} \quad (5a)$$

$$R_2 = \frac{\cos(\rho_{AE} - \phi) \cot \rho_{AE}}{\cos(\rho_{AE} - \phi - \delta)} \quad (5b)$$

Fishman v.d. (2003) P_{PE} değerini yatay toprak basıncı teorisini kullanarak elde etmiştir:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{PE} + qHK_{PE} \quad (6)$$

Burada K_{PE} parametresi sismik yatay toprak basıncı katsayısını temsil etmektedir. K_{PE} değeri Mononobe-Okabe analizi ile elde edilebilir (Mononobe 1929). Göçme anında P_{AE} değeri P_{PE} 'ye eşittir, böylece eşitlik 4 ve eşitlik 6 kullanılarak ve düzenlenerek Şekil 2'de gösterilen ve göçmeye karşılık gelen p_{LE} gerilme değeri elde edilebilir:

$$p_{LE} = q \left(\frac{K_{PE}}{R_1 + n \tan \phi R_2} \right) + \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{K_{PE} - R_1 - R_2 k_h}{R_1 + n \tan \phi R_2} \tan \rho_{AE} \right) \quad (7)$$

Sonuç olarak taşıma gücü faktörleri aşağıdaki gibi elde edilirler.

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{R_1 + n \tan \phi R_2} \quad (8a)$$

$$N_{\gamma E} = \frac{K_{PE} - R_1 - R_2 k_h}{R_1 + n \tan \phi R_2} \tan \rho_{AE} \quad (8b)$$

Yetersiz sayıda eşitlik olması sebebiyle kritik açı ρ_{AE} 'nin değeri iterasyonla elde edilir. Göçme anında aktif itkinin maksimum değere sahip olması sebebiyle, ρ_{AE} açısı maksimum K_{AE} değerini veren açıdır. Bu çözüm zeminin kohezyonsuz olduğunu kabul eden Mononobe-Okabe yöntemine dayanması sebebiyle N_{cE} için bir değer hesaplanması mümkün değildir. N_{cE} değerinin hesaplanabilmesi için çeşitli yollar mevcuttur. Bir yol N_{cE} değerinin farklı bir göçme mekanizmasına dayanılarak çözülmesidir. Buna uygun çeşitli göçme mekanizmaları vardır: akışkanlaşma prensibine dayanan Budhu ve Al-Karni (1993) yöntemi gibi. Diğer bir yol ise Richards v.d. (1993)'ün önerdiği gibi Terzaghi (1943) tarafından aşağıdaki amprik bağıntıyı hiçbir mekanik dayanak olmadan kullanmak ve N_{cE} değerini N_{qE} 'den hesaplamaktır:

$$N_{cE} = \frac{N_{qE} - 1}{\tan \phi} \quad (9)$$

Bu bildiride N_{cE} 'yi hesap yöntemlerinden hiçbiri kullanılmamıştır çünkü; burada amaç araç-zemin etkileşiminin metodolojisinin verilmesidir.

3. SİSMİK TAŞIMA GÜCÜ ANALİZİNİN ARAÇ-ZEMİN ETKİLEŞİMİ PROBLEMLERİNE UYARLANMASI

Araç-zemin etkileşim problemi araçların tekerlekli, paletli veya farklı bir yapıda olmasına göre farklı tanımlanmalıdır. Lakin bu bildiride sadece dört tekerlekli arazi araçları değerlendirilecektir. Problemin paletli araçlara uyarlanması Çağbayır ve Çinicioğlu (2008) ve ayrıntılı olarak Çağbayır (2008) tarafından anlatılmaktadır. Bu problemin zor bir yapı-zemin etkileşimi problemi olması sebebiyle kolay kullanılabilir bir yöntem oluşturmak için çeşitli kolaylaştırıcı kabullere ihtiyaç vardır. Öncelikli olarak, araç-zemin

$$(q_w)_t = (q_w)_n i \quad (11b)$$

Burada i q_w 'nin eğimidir ve denge denklemlerinden hesaplanabilir (Çağbayır 2008):

$$i = \left(\tan \theta + \frac{a}{g \cos \theta} \right) \quad (12)$$

Eşitlik 11a'daki k parametresi araç karakteristiklerini tanımlayan bir parametredir ve aracın tekerlekli veya paletli oluşuna göre farklı değerdedir. Tekerlekli araçlar için Şekil 3 baz alınarak (Çağbayır 2008)

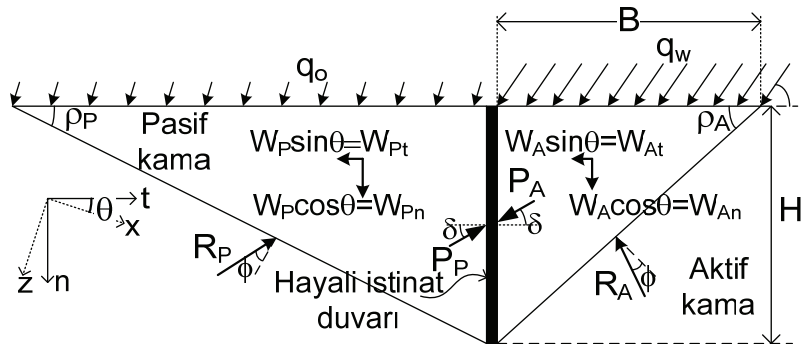
$$k = \frac{l_F + hi}{l} \quad (13)$$

Mobilite analizinin Şekil 3'te gösterildiği üzere en ilginç noktalarından biri akışkanlaşma kavramının Eşitlik 3 ile verilen ivme oranı ile şev açısının mekanik olarak aynı etkiyi doğurmalarıdır. Bu sebeple herbir olay için aynı sembol, θ , kullanılmaktadır. Şekil 3'te görüldüğü gibi eğimli bir yüzeyde bulunan birim zemin elemanına etkiyen yerçekimi ivmesi şeve paralel ve şeve dik olmak üzere iki bileşene ayrılabilir. Bu yerçekimi ivmesi bileşenleri eşitlik 3 ile tanımlanan k_h ve $(1-k_v)$ değerlerine denktir.

Arazi mobilite probleminin eksiksiz analizi için incelenmesi gereken bir diğer mekanizma araç-zemin arayüzeyinde kaymadır. Kısaca özetlenirse, buraya kadar bahsedilen ve kabulleri aktarılan araç-zemin arayüzey temas problemi kapsamında zemine aktarılan kayma gerilmesinin arayüzey kayma direncini aşması halinde kayma meydana gelecektir. Bunun sonucu olarak mobilite problemlerinde tekerlekler tarafından zemine aktarılan kayma gerilmesi arayüzey kayma direnci ile sınırlıdır. Kayma mekanizmasının mekanik olarak ayrıntılı incelemesi ve nicelleştirilmesi Çağbayır (2008) tarafından yapılmıştır.

4. MOBİLİTE PROBLEMLERİ İÇİN TAŞIMA GÜCÜ EŞİTLİKLERİ

Mobiliteye uygun taşıma gücü denklemlerini elde etmek için Şekil 4'te gösterildiği gibi Fishman v.d. (2003) mekanizmasını arazide araç hareketlilik problemine uyarlamak gereklidir.



Şekil 4. Mobilite problemine uyarlanmış Coulomb kama mekanizması.

Şekil 4'te gösterilen aktif kama için yatay ve düşey yönlerde denge denklemlerinin yazılması ve düzenlenmesi ile taşıt tarafından zeminde oluşturulan aktif itki elde edilir:

$$P_A = \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \theta + (q_w)_n H \right] R_1 + \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 \sin \theta + i(q_w)_n H \right] R_2 \quad (14)$$

Bu eşitlikte

$$R_1 = \frac{\cos(\rho_A - \phi) \cot \rho_A}{\cos(\rho_A - \phi - \delta)} \quad (15a)$$

$$R_2 = \frac{\sin(\rho_A - \phi) \cot \rho_A}{\cos(\rho_A - \phi - \delta)} \quad (15b)$$

Araç-zemin etkileşimi esnasında ortaya çıkan pasif itki (P_P) sismik taşıma gücü hesabındaki pasif itkinin (P_{PE}) Eşitlik 6 ile hesaplandığı gibi hesaplanabilir. Bu noktada eşitlik 6 ve eşitlik 14'ü göçme koşulu $P_A = P_P$ 'da kullanarak ve ortaya çıkan eşitliği nihai araç temas gerilmesini ($(w_v)_{ult}/B$) elde edecek şekilde düzenleyerek aşağıdaki eşitliği elde ederiz:

$$\frac{(w_v)_{ult}}{B} = q N_{qm} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma m} \quad (16)$$

Burada

$$N_{qm} = \left(\frac{K_P}{k(R_1 + iR_2) \cos \theta} \right) \quad (17a)$$

$$N_{\gamma m} = \left(\left[\frac{K_P - R_1 \sin \theta - R_2 \cos \theta}{(R_1 + iR_2) \cos \theta} \right] \frac{\tan \rho_A}{k} \right) \quad (17b)$$

Mobilite taşıma gücü faktörleridir. N_{qm} ve $N_{\gamma m}$ değerlerini hesaplayabilmek için aktif kamanın ρ_A açısının iterasyonla elde edilmesi gereklidir. Göçme halinde $P_A = P_P$ olduğuna göre ρ_A açısı maksimum K_A değerine karşılık gelen açıdır.

Sonuç olarak elde edilen mobilite taşıma gücü faktörleri belirli bir ivmeye sahip aracın topografik yapısı ve mukavemet özellikleri bilenen bir zemin üzerinde sorunsuz hareket edip edemeyeceğini hesaplamakta kullanılır. Ya da araç özelliklerinin, zemin mukavemetinin ve topografyanın bilindiği durumlarda mobilite için sınır ivme değerlerinin hesaplanmasında kullanılabilir. Diğer bir uygulama alanı ise araç konvoyunun hareketi halinde sorunsuz geçilebilecek en uygun rotasının seçilmesidir. Şu ana kadar yapılan çözüm düzlem deformasyon durumu için geçerlidir. Tekerlek-zemin arayüzlerinin dikdörtgen olduğu kabul edildiği için problemi dikdörtgenel alan için çözmek gereklidir ve bu dikdörtgenel şekil faktörlerinin (s_q ve s_γ) çözüme sokulmasıyla elde edilir. Dört tekerlekli bir taşıt için

$$(W_v)_{ult} = \left[qN_{qm}S_q + \frac{1}{2} \gamma BN_{\gamma m}S_\gamma \right] 4BE \quad (18)$$

olmaktadır.

5. SONUÇLAR

Bu bildiri de arazi taşıtlarının çeşitli arazi koşullarında hareketliliğinin çabuk değerlendirilebilmesi amacıyla dinamik akışkanlaşma prensiplerine dayanan sismik taşıma gücü denklemleri mobilite problemlerine uyarlanmıştır. Bu aracın ivme, ağırlık, tekerlekli veya paletli olması gibi karakteristiklerini, arazinin topografik özelliklerini ve zeminin mukavemet özelliklerinin bir arada değerlendirilmesi ile başarılmıştır. Bu amaca yönelik olarak çok karmaşık bir zemin-yapı etkileşim problemi olan araç-zemin etkileşimini çabuk çözebilecek uygun kolaylaştırıcı kabuller yapılmıştır. Yapılan kabullerin hepsi makuldür ve güvenli tarafta kalmaktadır. Önerilen eşitlikler kullanılarak herhangi bir aracın zemin özelliklerinin bulunduğu belirli bir topografyada mobilite imkanı değerlendirilebilir ve bu hareketin kısıtları, ivme değerleri gibi, belirlenebilir.

Burada verilen denklemler belirtildiği gibi iterasyon yapılmasını gerektirmektedir. Bu sebeple ve ayrıca hesaplamaların kolay olması amacıyla Çağbayır (2008) bir bilgisayar kodu geliştirmiştir. Ayrıca gerek duyulan hallerde bu bilgisayar kodunu kullanarak çeşitli araç modelleri için mobilite tabloları oluşturmak mümkündür, hatta bu kodu topografik bilgiler içeren coğrafi bilgi sistemleri ile kullanmak ve zemin özellikleri hakkında bilgi sahibi olunan bölgelerde arazi taşıtlarının geçişi için uygun rotalar tayin etmek olasıdır.

KAYNAKLAR

- Budhu, M. ve Al-Karni, A. (1993), "Seismic Bearing Capacity of Soils," *Geotechnique*, Vol. 43, No.1, pp.181-187.
- Çağbayır, Ç. (2008), "Seismic Bearing Capacity Approach for Vehicle Mobility Problems," Yüksek Lisans Tezi, Boğaziçi Üniversitesi.
- Çağbayır, Ç. ve Çinicioğlu, Ö. (2008), "Arazide Araç Mobilite Problemleri için Sismik Taşıma Gücü Yaklaşımı," *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi*, 16-17 Ekim, Konya Selçuk Üniversitesi, Konya.
- Fishman, K.L., Richards, R., ve Yao, D. (2003), "Inclination Factors for Seismic Bearing Capacity," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No.9, pp. 861-865.
- Mononobe, N. ve Matsuo, H. (1929), "On the Determination of Earth Pressure During Earthquakes," *Proc., World Engineering Conference*, 9, 177-185.
- Richards, R., Elms, D.G. ve Budhu, M. (1990), "Dynamic Fluidization of Soils," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.116, No.5, pp.740-759.
- Richards, R., Elms, D.G. ve Budhu, M. (1993), "Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No.4.
- Shi, X. ve Richards, R. (1995), "Seismic Bearing Capacity with Variable Shear Transfer," *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol.28, No.2, pp.153-163.
- Terzaghi, K. (1943), "Theoretical Soil Mechanics," New York, John Wiley.

GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE BİLİŞİM TEKNOLOJİLERİ, YAZILIMLARIN KULLANIMI VE SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

INFORMATION TECHNOLOGY, SOFTWARE USE AND COMPARİSON OF RESULTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING

Devrim ALKAYA¹

ABSTRACT

In this study, the definitions and current use of information and information technologies in civil engineering are briefly summarized and the use of information technologies and analysis software in geotechnics department. Today, as with many professions use of computers and computer software in geotechnical engineering became inevitable. The convenience provided by the softwares that give fast and reliable solutions are discussed and compared. In the study, PLAXIS software was evaluated as the base analysis software. Also, classical solution of the investigated sample geotechnics problems and solutions with OASYS and GEOSLOPE (Slope/w) softwares were made and the results are compared.

Key words: Information technologies, geotechnical engineering, slope stability software

ÖZET

Çalışmada inşaat mühendisliğinde bilişim ve bilişim teknolojilerinin tanımlanması ve mevcut kullanımı kısaca özetlenmiş, geoteknik dalında bilişim teknolojileri ve analiz yazılımlarının kullanımı incelenmiştir. Günümüzde birçok meslek dalında olduğu gibi geoteknik mühendisliğinde de bilgisayar ve bilgisayar yazılımlarının kullanımı kaçınılmaz hale gelmiştir. Hızlı ve güvenilir çözümler üreten yazılımların, teknik problemlerin ve sorunların hesap ve analizinde sağladığı kolaylıklar ele alınmış ve karşılaştırılmıştır. Çalışmada PLAXIS yazılımı temel analiz programı olarak ele alınmıştır. Bunun yanında örnek olarak incelenen geoteknik problemlere klasik elle çözüm, OASYS yazılımıyla çözüm ve GEOSLOPE (Slope/w) yazılımıyla çözüm yapılarak farklı çözümler üretilmiş ve birbirleriyle karşılaştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Bilişim teknolojisi, geoteknik mühendisliği, şev stabilitesi programları

¹ Y.Doç.Dr., Pamukkale Üniversitesi, devrimalkaya@hotmail.com

1. GİRİŞ

Analizlerinde bilgisayarı ilk olarak kullanan meslek gruplarından biri olan inşaat mühendisliği için, bilişim teknolojileri artık tüm mesleki aktivitelerde giderek vazgeçilmez bir kaynak ve araç konumuna gelmiştir. Günümüz inşaat sektöründe tüm kişi ve kuruluşlar bilişim teknolojilerini bilgiye hızlı ve etkin bir şekilde erişmek, daha güvenli analiz sonuçlarına ulaşabilmek ve etkin bir inşaat yönetim süreci sağlamak doğrultusunda kullanmaktadır. Bu yüzden İnşaat Bilişimi adında bir tanımlama yapılmıştır. İnşaat mühendisliğinin alt dallarından birisi olan Geoteknik Mühendisliği alanında da bilişim teknolojileri uzun süredir projelendirmede kullanılmaya başlanmıştır.

2. İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİNDE BİLİŞİM

Analizlerinde bilgisayarı ilk olarak kullanan meslek gruplarından biri olan inşaat mühendisliği için, bilişim teknolojileri artık tüm mesleki aktivitelerde giderek vazgeçilmez bir kaynak ve araç konumuna gelmiştir. Günümüz inşaat sektöründe tüm kişi ve kuruluşlar bilişim teknolojilerini bilgiye hızlı ve etkin bir şekilde erişmek, daha güvenli analiz sonuçlarına ulaşabilmek ve etkin bir inşaat yönetim süreci sağlamak doğrultusunda kullanmaktadır. Dünya’da 1990’lı yıllardan sonra ivme kazanan bir alan olan İnşaat Bilişimi; “İnşaat sektöründe yer alan kuruluşların tüm kademelerinde ve inşaat sürecinin tüm aşamalarında kullanılan veri/bilgi işleme, saklama ve iletişim sistemlerinin kurulumu, işletilmesi ve yönetimi ile ilgilenen araştırma alanı” olarak tanımlanabilir (Işıkdag, 2002). İnşaat Bilişimi’ne inşaat projesi perspektifinden bakarsak, inşaat projesinin fizibilite analizinden başlayıp kullanım ve yıkıma kadar giden yaşam döngüsü boyunca kullanılan tüm bilgi ve iletişim sistemlerini içeren bir araştırma alanı tanımı ortaya çıkmaktadır. Bu araştırma alanı içerisinde Bina Bilgi Modellemesi, inşaat projelerinin çoklu erişilebilen sayısal proje modelleri ile yönetimi, modelleme ve analiz programlarının kullanımı gibi konular da mevcuttur.

Modelleme ve analiz programlarındaki gelişmeler daha güvenilir sonuçların elde edilmesi ve bu sonuçlara göre uygulanacak çözümlere daha hızlı erişim kolaylığı getirmiştir. Üç boyutlu modelleme ve görselleştirme uygulamaları sektörde tüm taraflar arasındaki iletişim sorununu en aza indirmek için kullanılan en önemli araç olmuştur. Broyd (1999) bilgisayar destekli tasarım ve sunum uygulamalarının tasarım aşamasında yapıya ait fotoğraf gerçekliğinde çizimler üretebildiğini, sanal gerçeklik teknolojisi sayesinde yapının iç ve dışının sanal olarak gezilebildiğini, bu teknolojinin hem proje takımındaki herkese iletişimde çok yarar sağladığını hem de müşteri ihtiyaçlarını anlamada önemli bir araç olarak kullanıldığını belirtmiştir.

Bilgi teknolojileri bugün bu disiplinleri ve inşaat aşamalarını çeşitli şekillerde desteklemektedirler. İngiltere’de bulunan İnşaat Endüstrisi Bilişim Derneği (CICA) halen markette, inşaat sektörüne hizmet eden 1650’den fazla bilgisayar yazılımı olduğundan bahsetmiştir.

İnşaat endüstrisi için internet yeni proje yönetim teknikleri de sağlamaktadır. Projeye katkıda bulunan disiplinlerin dünyanın farklı yerlerinde olması bir sorun teşkil etmemektedir. Proje dışı extranet yöntemi projeye katılanların etkili bir şekilde haberleşmesine ve proje ile ilgili çizim ve dokümanların paylaşılmasına olanak verir.

Bilişim teknolojileri kullanılarak tasarımlarda mimarlar/mühendisler ile yükleniciler arasındaki iletişim sorunlarının azaltılması sağlanmıştır.

Çok boyutlu modelleme teknolojisi üzerinde yapılan çalışmalar sonucu proje yönetiminde çok boyutlu modellerde tasarım, zaman ve maliyet kavramları akustik, enerji, ulaşılabilirlik, sürdürülebilirlik, v.b. gibi kavramlarla birleştirilmekte ve proje taraflarına tümleşik tek bir model üzerinden çalışma imkanı sunmaktadır.

Bu çalışmada bilişim teknolojilerinin iletişim alanında sağladığı kolaylıklardan ziyade tasarım, modelleme ve analiz alanlarındaki uygulamalar dikkate alınmıştır.

3. GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE ANALİZ PROGRAMLARINA GENEL BAKIŞ

Geoteknik mühendisliği bir yapının oluşabilmesi için gerekli zemin etkileşimi ve temel işlemlerini inceleyen bilim dalıdır. Bu yüzden bu alanlarda oluşabilecek hatanın çoğu zaman telafisi yüksek meblağlarda olmaktadır. Geoteknik mühendisliğinin uygulama alanları çok geniştir. Her şeyden önce zemini, zemin yapısını ve davranışını inceler. Bu alanlardan özetle bahsedecek olursak; istinad duvarları gibi zemini tutan, zemine karşı direnç gösteren iksa yapılarının tasarımı geoteknik mühendisliğinin uygulama alanlarından bir tanesidir. Zemin yükleri ve oluşabilecek kaymaların hesabı ve bunları önleyecek yapıların tasarımı zemin mekaniği bilgisi ve tecrübesi gerektirir. Tasarım ve analiz programlarının verimli kullanılabilmesi için gerekli ön bilgilerin olması gerekir.

Zemin çalışmalarında sızıntıyı, su basıncını ve kaymayı önlemek amacıyla geogrid, geomembran gibi geçirimsiz zemin oluşturma ya da filtreleme işlemlerinin yapılması geoteknik anabilim dalının uygulama alanlarından biridir. Bunun için zeminin sınıflandırılması ve zemin özelliklerinin bilinmesi gerekir.

Temel kazıları, derin kazılar ve zemin oturması konularının incelenmesi ve çözümlenmesi ve tasarlanması geoteknik bilgiler ışığında olur. Kazı derinliği, yer altı suyu durumu, bina yükü ya da toprak yükünden dolayı zeminde oluşan oturma miktarlarının hesaplanması geoteknik mühendisliğinin uygulama alanlarındandır. Yapılan kazılarda ya da dolgu ve zemin iyileştirme yöntemlerinde ankraj ve fore kazık uygulamaları, zemin iyileştirme yöntemleri geoteknik mühendisliği uygulamalarıdır.

Bir diğer uygulama alanı da zemin altı yapıları ve tünellerin tasarımıdır. Tüneller karmaşık zemin yüklerine maruz kalan yapılardır. Zeminin bütünlüğünü bozmadan çökme ve yıkılmaya sebebiyet vermeden yapılan zemin altı işlemlerin hesap ve tasarımları geoteknik mühendisliği anabilim dalı konusudur.

Zeminin binayla etkileşimini sağlayan temel tasarımı da geoteknik anabilim dalı konusudur. Temel derinliği, temel tipi ve tasarımı için zemin etüdünün değerlendirilmesi gerekmektedir.

Geoteknik mühendisliği bir yapının inşa edilebilmesi için gerekli olan önemli ve temel kararların alındığı, tasarımların yapının ekonomik ömrü boyunca güvenilir ve sağlamlığını doğrudan etkilediği inşaat mühendisliği dallarından biridir. Her yapı muhakkak zemin üzerine inşa edileceğinden, zemin yapısının ve zemin davranışının iyi bilinmesi gereklidir. Bunun için geoteknik bilgilere sahip olmak ve bu bilgiler ışığında gerekli tecrübeleri edinmek gereklidir. Yazılımların öngördüğü tasarımlara karar vermek ve doğruluğunu sınamak için gerekli teknik donanıma sahip olmak gereklidir.

Geoteknik bilim dalında analiz ve modellemede kullanılan birçok program mevcuttur. Bu programlar analiz yeteneklerine göre birçok şekilde kategorize edilebilir. Kapsamlı yazılımlar olduğu gibi sadece belli problemlere çözüm üreten yazılımlar da bulunmaktadır. Örnekleme gerekirse; istinat duvarlarının tasarım ve analizlerinde global ve bileşik hesap yöntemlerini kullanan MilleniaWall, modelleme yapan Retaining Wall Software, Reese ve Wang (1988) formüllerine dayalı farklı zemin türleri için hesaplamalar yapan WALLPY, sonlu elemanlar yöntemini kullanan LatPilePro gibi programlar sayılabilir. Görüldüğü üzere sadece istinat duvarı problemlerinde analiz yapan programların sayısı oldukça fazladır. Örneğin stabilite problemlerinde SLOPE/W programı Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, sonlu elemanlar yöntemi gibi metotları kullanarak kapsamlı çözümler üretmektedir.

Geotechnical & Geoenvironmental Software Directory (www.ggsd.com) websitesi lisanslı ve kişisel olmak üzere toplam 1732 programı arşivinde tanıtmaktadır. Bu programların çoğu eski yöntemlere dayansa da birçoğu güncelliğini korumuş ve geliştirilmiştir. Geoteknik dalında, kategorilere göre sınıflandırılmış program tanıtım arşivlerinde birçoğu ücretsiz olarak sunulan programlar bulunmaktadır.

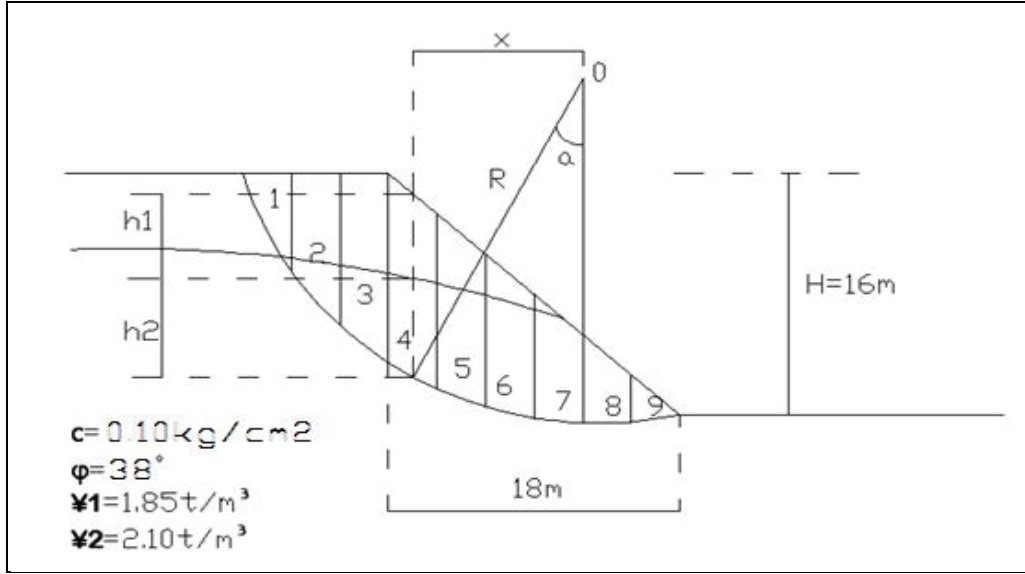
Örneğin, geosentetikleri ele aldığımızda aynı websitesinde birçok ücretsiz yazılımın tanıtımını bulunabilmektedir. Geosentetiklerin hesap işlemlerini yapan programlara örnek olarak EC-DESIGN, ECMDS, Enkaroad, GeoCoPS, Geofilter, SpecMAKER, Tensar Pave vb. programlar verilebilir. Aynı şekilde stabilite problemlerinin çözümünü yapan programlara örnek olarak, StablePRO, SlopeNC, Talren 4, XSLOPE, REAME2008, STABL WV 2007, STB gibi programlar mevcuttur.

Geoteknik problemlerin hemen hemen hepsine uygun çözümler sunan yazılımlar sürekli geliştirilmekte ve tasarımlarda inşaat mühendislerine daha hassas ve hızlı çözümler yapma imkanı sunmaktadır.

4. ÖRNEK ÜZERİNDE YAZILIMLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

Örnek olarak incelenen şev stabilitesi problemi sırasıyla klasik elle çözüm, OASYS çözümü, GEOSLOPE çözümü ve PLAXIS çözümü şeklinde ele alınmıştır. Programların işleyişi ve sonuçlardaki farklılıklar incelenmiştir. Örnek şev geometrisi ve geoteknik özellikleri Kumbasar, Kip 1999'dan alınmıştır.

Çalışmada PLAXIS programının 8.2 versiyonu kullanılmıştır. PLAXIS sonlu elemanlar yöntemi tabanlı geoteknik analiz programıdır. Sonlu elemanlar yöntemi, sayısal çözüm yöntemlerinden en efektif ve sistematik olanıdır. Bu yöntemde, sürekli ortamlardan oluşan sistemler üzerinde, sonlu eleman ağı ile hayali düğümler oluşturulur. Düğümlerde denge, süreklilik ve uygunluk şartları ile eleman rijitlik ve kütle matrisleri ve yük vektörleri ile oluşturulur. Kodlama tekniği ile kütle ve rijitlik matrisleri oluşturularak, sistem hareket denklemi elde edilir. Sistem hareket denklemi ise, uygun bir yöntemle çözülerek deplasmanlar ve gerilmeler hesaplanır. Bu yöntemle karmaşık geometri, yükleme, sınır koşulları ve malzeme durumu gibi parametreler dikkate alınabilir. Seçilen birincil bilinmeyenler (yer değiştirme, akım potansiyeli vb.) ile bunlara bağımlı ikincil bilinmeyenler (gerilme, şekil değiştirme, akım miktarı, hız vb.) birlikte ele alınmış olur.



Şekil 1. Örnek çalışmada kullanılan şev geometrisi ve zeminin geoteknik özellikleri

4.1. Problemin İsveç Dilim metodu ile Klasik Çözümü

Bilgisayar kullanmaksızın yapılan klasik çözümde aşağıdaki işlem adımları uygulanmıştır.

Kayma yüzeyi belirlenmiş ve aşağıdaki tablo hazırlanmıştır.

Kolon 1. Bu kolona dilim noları yazılmıştır.

Kolon 2. Her dilimin b genişliği gösterilmiştir.

Kolon 3. Bu kolonda dilimlerin ortalama yükseklikleri yazılmıştır.

Kolon 4. Bu kolona dilim ağırlığı yazılır.

Kolon 5. O merkezi ile ağırlık vektörlerinin kayma yüzeyini kestiği noktayı birleştiren doğrunun düşeyle yaptığı açılar yazılır.

Kolon 6. Açıların kosinüsleri gösterilmiştir.

Kolon 7. Açıların sinüsleri gösterilmiştir.

Kolon 8. Bu kolonda her dilime isabet eden kayma yüzeyi uzunluğu gösterilmiştir.

Kolon 9. Bu kolona kayma yüzeyi üzerinde, yüzeye teğetsel olarak etkiyen kohezyon kuvvetleri yazılmıştır.

Kolon 10. Bu kolona kayma mukavemeti açısından doğan sürtünme dirençleri yazılmıştır.

Kolon 11. Bu kolonda boşluk basınçları yazılır.

Kolon 12. Bu kolonda $W \cos \alpha$ dan boşluk basıncı çıkartılarak yazılır.

Kolon 13. Bu kolonda şevin dairesel kayma yüzeyi üzerinde kaydırmaya çalışan ve dilim ağırlıklarından ileri gelen kuvvetler gösterilmiştir.

Tablo 1. Şev probleminin el ile çözümü

Dilim no.	b (m)	h (m)		W=γbh (ton)	α (°)	Cosa	Sina	l= $\frac{b}{\cos\alpha}$ (m)	$\frac{c'b}{\cos\alpha}$ (ton)	W cosa tg θ (ton)	u (t/m ²)	$\frac{ub}{\cos\alpha}$ (ton)	W sin α (ton)
		h ₁	h ₂										
1	2												
1	3.00	3.70	0.30	22.4	68	0.375	0.927	8.00	8.00	8.40	0.30	2.40	20.76
2	3.00	6.00	3.10	52.8	51	0.629	0.777	4.77	4.77	33.21	3.10	14.79	41.03
3	3.00	6.50	5.70	72.0	40	0.766	0.643	3.91	3.91	55.15	5.70	22.32	46.30
4	3.00	5.60	7.20	76.5	30	0.866	0.500	3.46	3.46	66.25	7.20	24.94	38.25
5	3.00	3.60	8.00	70.4	21	0.934	0.358	3.21	3.21	65.75	8.00	25.70	25.20
6	3.00	1.60	8.25	60.9	12	0.978	0.208	3.07	3.07	59.56	8.25	25.31	12.67
7	3.00	0.40	7.20	47.6	4	0.998	0.070	3.01	3.01	47.50	7.20	21.64	3.33
8	3.00	-	5.00	31.5	-4	0.988	-0.070	3.01	3.01	31.44	5.00	15.03	-2.21
9	3.00	-	1.70	10.7	-12	0.978	-0.208	3.07	3.07	10.46	1.70	5.21	-2.23
								Toplam	35.51	377.72		157.34	183.10

$$G_s = \frac{\sum(\frac{c'b}{\cos\alpha} + (W\cos\alpha - \frac{ub}{\cos\alpha})\text{tg}\theta')}{\sum W\sin\alpha} = \frac{35.51 + (377.72 - 157.34)\text{tg}38^\circ}{183.10} = 1.13$$

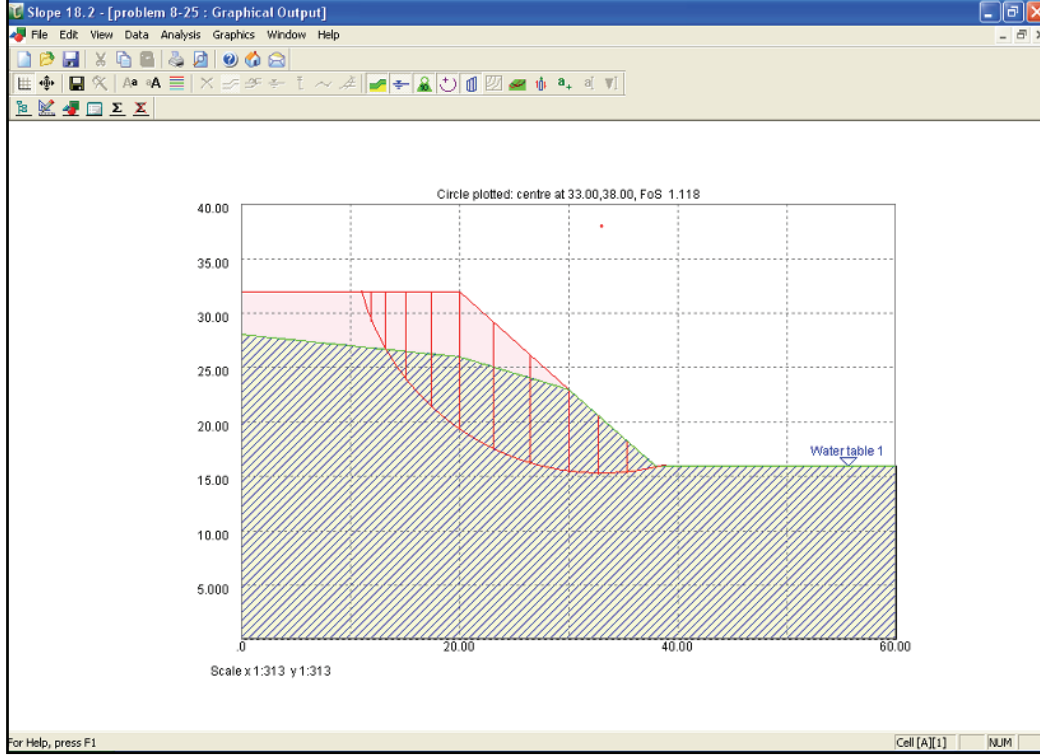
4.2. Problemin Oasys Slope ile Çözümü

İsveç dilim metodu ile çözümü verilen şev stabilitesi probleminin Oasys Slope programı yardımıyla çözümü aşağıda verilmektedir.

- İlk olarak program çalıştırılır ve problemin tanımlamaları girilir.
- Data-units and preferences menüsünden birim sistemi seçilir.
- Data-general parameters menüsünde gerekli seçimler yapılır.
- Data-analysis options menüsünden problemin analizinde kullanılacak çözüm yöntemi ve minimum dilim sayısı belirlenir.
- Bu menüde İsveç dilim metodu, Bishop ve Janbu yöntemlerinden birisi seçilir. Janbu yönteminde non-circular analizde yapılabilir.
- Data-method partial factors menüsünden seçim yapılır.
- Data-materials menüsünde zeminin özellikleri girilir. Bu örnekte diğer örnekten farklı olarak, yer altı suyundan dolayı iki farklı zemin bulunmaktadır.
- Data-graphical input menüsünde şevin ve zeminlerin şekli çizilir. Tanımlanan zemin özellikleri aktarılır. Bu örnekte diğer örnekten farklı olarak iki farklı zemin çizilir.
- Groundwater butonu tıklanarak yer altı suyunun geçtiği yer belirlenir.
- Data-slip surfaces menüsünde şevin yarıçap ve sınırları belirlenir.

- Daha sonra analyse menüsünde herhangi bir hata yoksa, analize geçilir.
- Sonuçlar rapor halinde alınır.

Analiz sonucunda karşımıza graphical output kısmı çıkar. Bu kısımda şevin şekli, dilimler, dairenin merkezi ve güvenlik katsayısı ortaya çıkar.



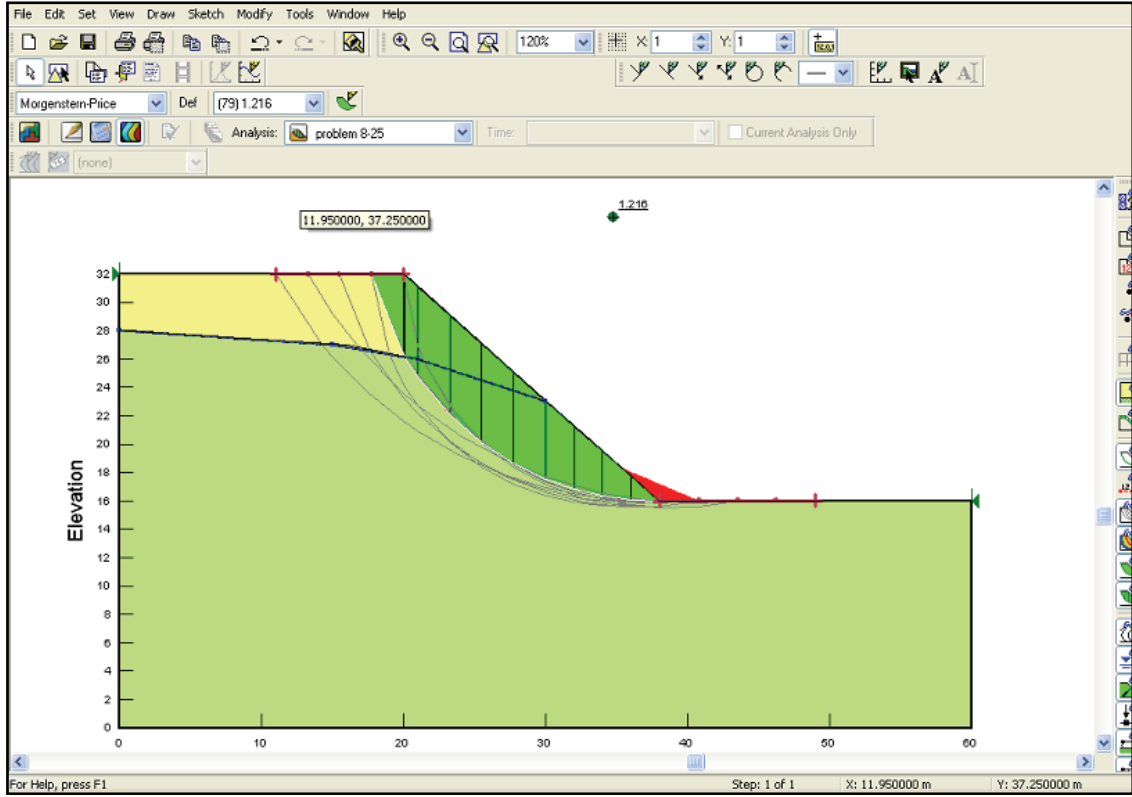
Şekil 2. Oasys Slope ile çözüm ekranı

4.3. Problemin Geoslope ile Çözümü

Elle ve Oasys Slope programı ile çözülen, ev stabilitesi probleminin Geoslope programı yardımıyla çözümü aşağıda verilmektedir.

- İlk olarak problemin genel ayarları ve tanımlamaları yapılır.
- Set-page menüsünden sayfa boyutu ayarlanır.
- Set-units and scale menüsünden ölçek ayarlanır.
- Set-grid menüsünden grid ayarları yapılır.
- Sketch-axes menüsünde problemin koordinatları belirlenir.
- Sketch-polylines menüsünde yamacın şekli belirlenir.
- Draw-regions menüsünde zeminlerin sınırları belirlenir.
- Keyin-materials menüsünde zeminlerin özellikleri girilir. Yeraltı suyundan dolayı iki farklı zemin bulunmaktadır.
- Draw-materials menüsünde zeminlerin özellikleri yerlerine atanır.
- Draw-pore-water pressure menüsünden yer altı suyunun yeri çizilir.
- Draw-slip surface menüsünde şevin oturacağı sınırlar belirlenir.
- Tools-verify/optimize menüsünde problemin analize hazır olup olmadığı belirlenir.
- Eğer problem analize hazırsa tools-solve analyses menüsünden analize geçilir.
- Ekranda çeşitli yöntemlere göre güvenlik katsayıları verilmektedir.
- Pencereyi kapattığımızda şevin son hali ve dilimler görülmektedir.

- Wiew-preferences menüsünden güvenli bölge ve diğer şev şekilleri istediğimiz sayıda gösterilebilir.
- Wiew-report menüsünde sonuçlar rapor halinde verilir.

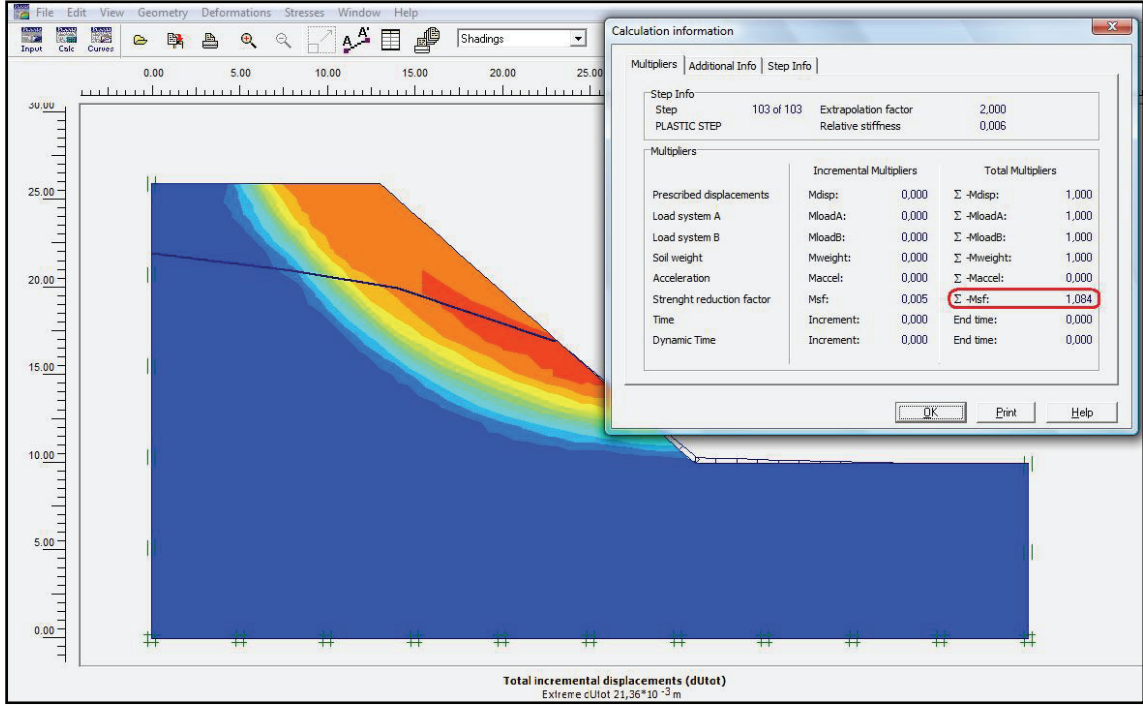


Şekil 3. Geoslope ile çözüm ekranı

4.4. Problemin PLAXIS ile Çözümü

Yapılan işlemler sırasıyla aşağıda verilmiştir.

- Problemin yer altı suyu durumundaki verileri yukarıdaki gibi programa girilmiştir.
- Problem kapalı alan oluşturmak ve zemini tanımlamak amacıyla şev bitiminden itibaren 10 m zemin derinliği çizilerek modellenmiştir.
- Zemin değerleri yukarıdaki gibi tanımlandıktan sonra yer altı suyu durumunun belirleneceği bölüme geçilmiştir.
- Input kısmı tamamlandıktan sonra analiz kısmına geçilmiştir. Analizde ilk evre olarak toprak yükleri ve stabilite açısından plastik, ikinci evrede güvenlik katsayısı vermesi açısından phi/c reduction durumu tanımlanmıştır.



Şekil 4. Plaxis ile çözüm ekranı

İncelenen örneğin şev güvenlik sayıları isveç dilim metodu ile elle yapılan çözümde $GS=1.13$, PLAXIS ile Çözümde $GS=1.08$, OASYS ile Çözümde $GS=1.124$, GEOSLOPE ile Çözümde $GS=1.083$ bulunmuştur. Bulunan sonuçlar birbirine yakın sonuçlar vermiştir. Farklılık kayma yüzeylerinin farklı belirlenmesinden kaynaklanmıştır. Bilgisayar programlarının kullanılması analiz sayısını arttırmış önemli bir zaman tasarrufu sağlamış ve geoteknik mühendisince yapılan çözümün kontrolü olanağı oluşturmuştur.

5.SONUÇLAR

Geoteknik mühendisliğinde bilişim teknolojilerinin kullanımının gün geçtikçe önem kazandığı ve piyasadaki yazılımların sayısının arttığı görülmüştür. Yazılımlar sürekli geliştirilmektedir ve her türlü geoteknik probleme çözüm sunacak hale gelmektedir.

Çalışmada geoteknik mühendisliğinde bilişim teknolojilerinin tanımlanması ve mevcut kullanımı kısaca özetlenmiş, geoteknik anabilim dalında bilişim teknolojileri ve analiz yazılımlarının kullanımı incelenmiştir. Geoteknik mühendisliği yazılımları örnek bir proje üzerinde kullanılmış ve sonuçlarda ortaya çıkan farkın nedenleri belirlenmiştir.

Geoteknik dalında sık karşılaşılan problemlere uygun örnekler seçilip farklı yazılımlarla çözümler yapılmıştır. Programların verdiği sonuçların birbirlerine yakın değerlerde olduğu görülmüştür. Kullanılan programlar farklı yöntemlerle çözüm yaptıkları için birebir aynı değerler çıkmamıştır fakat aralarındaki farklar mühendisin kararını etkileyecek büyüklükte değildir. Genel olarak bakıldığında programdan alınan sonuçların elle çözüme oranla daha hassas olduğu görülmüştür.

Analizlerde program seçimleri kullanıcının programa alışık olması, okul bilgisi ve program kullanım kolaylığı gibi etkenler önemli rol oynamaktadır.

KAYNAKLAR

Broyd, T. (1999), “What impact can IT realistically have on construction?”, Berkeley-Stanford CE&M Workshop, Stanford

Geotechnical & Geoenvironmental Software Directory website (2008)
<http://www.ggsd.com> Erişim Tarihi: 5 Mayıs

Hayta, Ö., (2005) Finite Element Analysis of Tieback Wall Using Plaxis: A Case Study, Yüksek lisans, Boğaziçi University, 107s

Işıkdağ, Ü. ve Kuruoğlu, M. (2008) İnşaat Bilişimi: Tanım ve Kapsam. TMH – Türkiye Mühendislik Haberleri / Sayı: 451 – 2008/5

İMO web site (2008). <http://www.imo.org.tr> Erişim Tarihi: 10 Mayıs

Kumbasar, V. ve Kip, F. (1992) Zemin Mekaniği Problemleri, Çağlayan Basımevi, İstanbul, 615s.

Kumbasar V., Kip F., (1999) Zemin mekaniği Problemleri, Çağlayan Kitabevi, İstanbul

Thamer A. Mohammed. (2008) Finite Element Study Using FE Code (PLAXIS) on the Geotechnical Behavior of Shell Footings. Journal of Computer Science 2 (1): 104-108, 2006

BELİRLENMİŞ BİR ŞEV MODELİNDE, FARKLI LİMİT DENGE METODLARIYLA SONLU ELEMANLAR METODUNDAN ELDE EDİLEN MİNİMUM GÜVENLİK KATSAYILARININ KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF THE MINIMUM FACTORS OF SAFETY OBTAINED FROM VARIOUS LIMIT EQUILIBRIUM METHODS AND THE FINITE ELEMENT METHOD FOR A DETERMINED SLOPE MODEL

Hasan Fırat PULAT¹

İsfendiyar EGELİ²

ABSTRACT

Reducing the effects of natural disasters, like: earthquakes, floods, tectonic activities and slope failures is a priority and vitally important issue concerning all nations. One of the fundamental parts of 'Geotechnical Engineering' field is the subject of slope stability, which is concerned with protection of human life, goods and habitability of structures for humans.

The purpose of this study is; to provide a basis of comparison and expose the differences with each other between various slope stability methods using the limit equilibrium equations and the widely used Plaxis type Finite Element Method (FEM), all applied on a pre-determined slope model and to compare the slope stability-factors of safety values obtained from the FEM together with values obtained from 2 limit equilibrium methods (Fellenius, Bishop) incorporated into the Talren program and also with values obtained from another 2 limit equilibrium methods (Janbu, Morgenstern-Price), obtained thru' using the Excel program by incorporating the mathematical formulations.

Keywords: Slopes, Stability Analysis, Shear Strength.

ÖZET

Deprem, sel, volkanik faaliyetler ve toprak kayması gibi doğal afetlerin etkilerinin azaltılması, tüm ülkeleri yakından ilgilendiren, öncelikli ve hayati öneme sahip konulardan biridir. Geoteknik Mühendisliğinin temel konularından biri olan Şev Duraylılığı, insan can ve mal güvenliğinin sağlanması, yapıların işlevliliğinin devamı ve doğal yaşamın korunması için sürekli araştırma ve incelemelerin yapılması gereken bir alandır.

Bu çalışmanın amacı; Şev Duraylılığındaki güvenlik katsayısının belirlenebilmesi için limit denge denklemlerinin ışığı altında geliştirilmiş farklı dilim denge metodlarının birbirine göre değişen yönlerini incelemek, ayrıca günümüzde çokca kullanılan ve sonlu elemanlar metodu ilkelerine dayanan Plaxis programıyla, limit denge denklemleri esaslarına göre çözüm yapan Talren programı ile matematiksel formüllerin kullanılacağı Excel programının yardımıyla elde edilecek şev güvenlik katsayısı değerlerini, parametreleri önceden belirlenmiş bir şev modeli üzerinde karşılaştırılmasının yapılması olacaktır.

Anahtar Kelimeler: Şevler, Duraylılık Analizi, Kayma Direnci.

¹ Araştırma Görevlisi., İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü – İnşaat Mühendisliği Bölümü, hasanpulat@iyte.edu.tr

² Doçent Doktor, İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü – İnşaat Mühendisliği Bölümü, isfendiyaregeli@iyte.edu.tr

1. GİRİŞ

İnsanoğlu varoluşundan bu yana doğayla olan mücadelesini sürdürmektedir. Deprem, sel, volkanik faaliyetler ve toprak kayması gibi doğal afetlerin etkilerinin azaltılması, tüm ülkeleri yakından ilgilendiren, öncelikli hayati öneme sahip konulardan biridir. Geoteknik mühendisliğinin temel konularından biri olan Şev Duraylılığı; insan can ve mal güvenliğinin sağlanması, yapıların işlevliliğinin devamı ve doğal yaşamın korunması için sürekli araştırma ve incelemelerin yapılması gereken bir konudur. 1999 Dünya Afet Raporu, 1988-1997 yıllarında (kayıtlara geçmiş olan) heyelanların yaklaşık 9000 ölüme ve 450 milyon doları aşan mal kaybına yol açtığını belirtmiştir (<http://www.ifrc.org/publicat/wdr/>).

Bu çalışmanın amacı; Şev Duraylılığın da güvenlik katsayısının belirlenebilmesi için geçmişten günümüze limit denge denklemlerinin ışığı altında geliştirilmiş çeşitli dilim denge metotların birbirine göre eksi ve artı yönlerini incelemek, ayrıca günümüzde kullanım alanı her geçen gün genişleyen ve sonlu elemanlar metodu ilkelerine dayanan Plaxis programıyla, limit denge denklemleri esaslarına göre çözüm yapan Talren programından elde edilecek şev güvenlik katsayısı değerlerini, parametreleri önceden belirlenmiş bir şev modeli üzerinde karşılaştırılmasının yapılması olacaktır.

2. LİMİT DENGE DENKLEMLERİNE DAYANAN DİLİM METOTLARI

2.1. Fellenius Metodu

Basit Dilim Metodu ya da İsveç Daire Metodu olarak bilinen bu metot, 1937 yılında İsveçli araştırmacı Wolmar Fellenius tarafından geliştirilmiştir (Fellenius, 1936). Zemindeki kayma yüzeyini daire olarak kabul eden bu metot, zemin bloğunu farklı genişliklerdeki dikey dilimlere bölerek moment denge denklemi hesabı yapar. Basit, pratikte uygulaması kolay olan bir metottur ve sonradan gelecek olan diğer dilim metotlarına ışık tutmuştur. Ancak sadece dairesel kayma yüzeylerinde kullanılabilmesi (dairesel olmayan kayma yüzeylerinde kullanılamaması), kuvvet diyagramının kapanmaması ve dilimin yanal kuvvetlerini göz ardı etmesinin bir sonucu olarak kuvvet denge denklemini sağlayamaması, metodun olumsuz yönleridir.

Moment denge denklemlerinden elde edilen güvenlik katsayısı;

$$F_m = \frac{\sum (c' l + N' \tan \phi')}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (1)$$

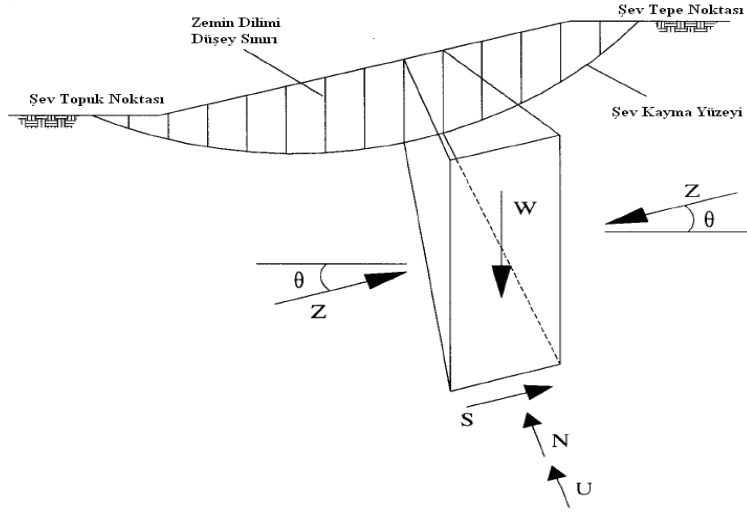
Dilim tabanına etkiyen normal kuvvet

$$N' = (W \cos \alpha - ul) \quad (2)$$

F_m : Fellenius Metodu moment güvenlik katsayısı

u: Boşluk suyu basıncı

l: Dilim taban uzunluğu



Şekil 1. Tipik bir şev kesiti ve dilime etki eden yanal-düşey kuvvetler

2.2. Basitleştirilmiş Bishop Metodu

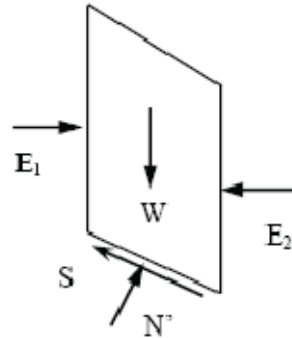
1955 yılında Bishop tarafından daha önceki dilim metodlarının eksiklerini gidermek amacıyla geliştirilmiştir (Bishop, 1955). Basitleştirilmiş Bishop Metodu, Fellenius Metoduna artı olarak dilimdeki yanal normal kuvvetleri hesaba katar ancak yanal kesme kuvvetlerini göz ardı etmesi metodun kuvvet diyagramının kapanmamasına ve kuvvet denge katsayısını verememesine yol açar. Bu olumsuz yönlerine rağmen Bishop metodu günümüzde halen gerek analiz amaçlı bilgisayar programlarında gerekse pratik uygulamalarda sıklıkla kullanılmaktadır.

$$\text{Genel Formül; } G_s = \frac{\sum (c.b + (W - u.b) \tan \phi).m_\beta}{\sum W . \sin \beta} \quad (3)$$

$$\text{Yamaç kısmen su içindeyse; } G_s = \frac{\sum (c.b + (W_a + W_b - u.b) \tan \phi).m_\beta}{\sum (W_a + W_b). \sin \beta} \quad (4)$$

$$m_\beta = \left(1 + \frac{\tan \phi . \tan \beta}{G_s}\right) . \cos \beta \quad (5)$$

W: Dilimin ağırlığı
φ: Zeminin içsel sürtünme açısı
c: Kohezyon kuvveti



2.3. Basitleştirilmiş ve Genelleştirilmiş Janbu Metodu

1957 yılında geliştirilen bu metot, dilimler arasındaki mevcut kuvvetlerden normal kuvvetleri (yatay kuvvetler) hesaba katıyor, kesme kuvvetlerini ise ihmal ediyordu (Janbu, 1954). Bu nedenden dolayı, dilimlerin tabanında hesaplanan toplam normal kuvvet değeri, Bishop Metodu ile aynı sonuçları veriyordu. 1957-1973 yılları arasında bu metot üzerindeki çalışmalar devam etti ve Genelleştirilmiş Janbu Metodu ortaya çıktı. Bu son metot, tüm kayma yüzeylerine uygulanabiliyordu. Ayrıca yatay - düşeydeki kuvvet dengeleri, dilime ait moment dengesi ve tüm zemin kütlesi için moment denge denklemlerini sağlıyordu.

Genelleştirilmiş Janbu Metodu, içsel kuvvetlerin etki ettiği noktalardan geçtiğini varsaydığı etki çizgisi kavramından bahsetmiş ve denge denklemlerini, etki çizgisi ve dilimin düşey sınırlarıyla kesişim noktalarına göre çözmüştür.

Basitleştirilmiş Janbu Metoduna ait genel formül;

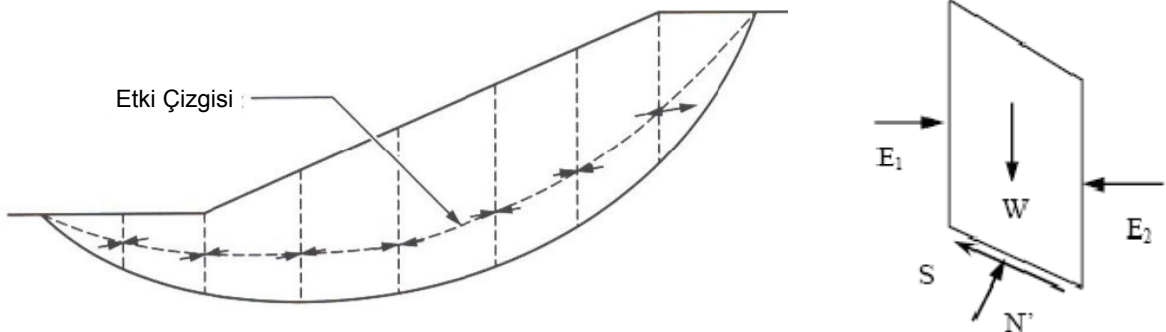
$$F_f = \frac{\sum (c'l + (N - ul) \tan \phi') \sec \alpha}{\sum W \tan \alpha + \sum \Delta E} \quad (6)$$

Dilime etkiyen net yatay kuvvet;

$$\sum \Delta E = E_2 - E_1 \quad (7)$$

Genelleştirilmiş Janbu Metoduna ait genel formül;

$$F_f = \frac{\sum [(c'l + (N - ul) \tan \phi') \sec \alpha]}{\sum (W - (T_2 - T_1)) \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (8)$$



Şekil 2. Janbu tarafından geliştirilmiş metoda ait şev kesiti, etki çizgisi ve bir dilime etkiyen yatay - düşey kuvvetler

2.4. Morgenstern-Price Metodu

Her bir kayma dairesi diliminin tabanın orta noktasına göre toplam momentleri ve tabana etkiyen toplam normal ve kesme kuvvetlerini dikkate alır. Denge denklemleri sonsuz küçük kalınlıktaki bir dilim için yazılır ve bu denklemler modifiye edilmiş Newton-Raphson nümerik analiz yöntemi kullanılarak güvenlik katsayısının belirlenmesini sağlar (Morgenstern and Price, 1965). Dilimler arasındaki kesme ve normal kuvvetlerin yönleri gözönüne alınarak ve bu kuvvetler arasında tipik bir fonksiyon kurularak güvenlik katsayısı değeri elde edilir.

Şevdeki n . diliminin dilimler arası kuvvetleri denklemlerde gösterildiği gibidir (Bromhead, 1986)

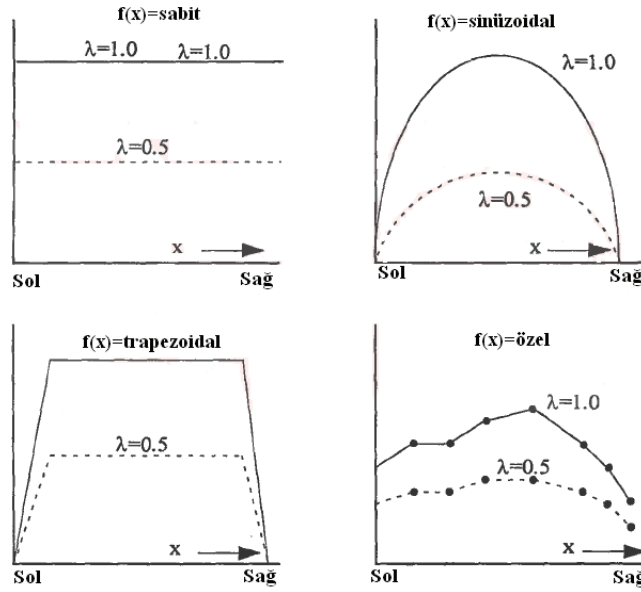
$$X_n = \lambda f(x) E_n \quad (9)$$

X_n : n . dilimin kenarındaki kesme kuvveti

E : n . Dilimin kenarındaki normal kuvvet

$f(x)$: kayma kütlesi üzerindeki X/E değişiminin fonksiyonu

λ : güvenlik sayısının çözümünde kullanılan fonksiyonun şekline bağlı sabit sayı



Şekil 3. Morgenstern-Price yönteminde dilimler arası kuvvetlerin yönlerinin gözönüne alındığı tipik fonksiyonlar (Fredlund ve Krahn, 1977).

Kuvvet Denge Denklemlerinden elde edilen güvenlik katsayısı;

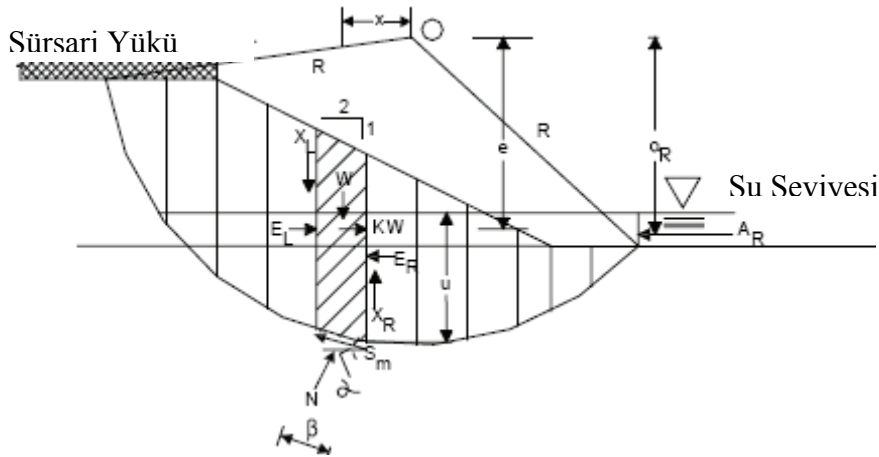
$$F_f = \frac{\sum [(c'l + (N - ul) \tan \phi') \sec \alpha]}{\sum (W - (T_2 - T_1)) \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (10)$$

Moment Denge Denklemlerinden elde edilen güvenlik katsayısı;

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (11)$$

2.5. Sarma Metodu

Sarma şev güvenliğinin zemin kütlelerini limit denge durumuna getirecek yatay ivmeye bağlı olduğu bir yöntem geliştirmiştir. Önerilen hesap elle ya da 'excel' programının yardımıyla basitçe yapılabilir ve önemli bir özellik olarak iterasyon gerektirmiyordu. Konvansiyonel bir güvenlik katsayısının gerekmesi durumunda kayma mukavemeti azaltılarak 0 yatay ivme gerektiği ana kadar iterasyon yapılıyordu. Böyle bir durumda 3 iterasyon yeterli olmaktadır ve tüm denge denklemleri sağlanmaktadır (Bromhead 1986). Metot üzerindeki çalışmalarına devam eden Sarma 1979 yılında metodunu eğimli ara dilim sınırları için de modifiye etmiştir. Bu methoda dilimler istenildiği kadar geniş tutulabilir ve kayma yüzeyinin eğimi tarafından belirlenirler. Metod minimum bir kritik ivme değeri bulmak için her dilim sınırı arasındaki eğim değerini değiştirir. Ancak Sarmanın da belirttiği üzere metodun meşakkatli bir çözüm süreci olduğundan çok sayıda kayma yüzeyinin incelenmesi gereken durumlara uygun değildir (Bromhead, 1986).



Şekil 4. Yeraltı suyu, sürşarj yükü, sismik kuvvetlerin etkisi altındaki şev kesitinin Sarma Metodunun yardımıyla analizi.

- W** : Dilimin ağırlığı
- K_w** : Yataydaki Sismik Birleşen
- R** : Daire Diliminin Yarıçapı
- E_L & E_R** : Daire Diliminin Solunda ve Sağındaki Normal Kuvvetler
- X_L & X_R** : Daire Diliminin Solunda ve Sağındaki Kesme Kuvvetleri
- N**: Dilimin Tabanındaki Normal Kuvvet
- β** : Dilimin Taban Uzunluğu
- α** : Tabanın Yatayla Yaptığı Açı
- u** : Daire Tabanının Üzerindeki Boşluk Suyu Basıncı
- e** : Daire Merkeziyle Dilim Merkezi Arasındaki Düşey Uzaklık

$$X = \lambda \cdot f(x) \cdot S_v \quad (12)$$

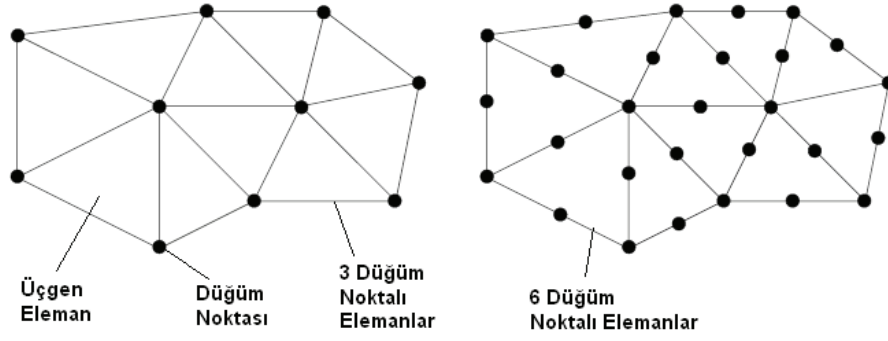
S_v : Dilim kenarındaki kesme kuvveti
 X : Dilime etkiyen düşey normal kuvvet
 $f(x)$: Varsayılan fonksiyon

Tablo 1. İncelenen Dilim Metodlarının artı ve eksi yönlerinin özeti

No	Metot	Moment dengesi	Kuvvet Dengesi	İçsel Normal Kuvvet	İçsel Kesme Kuvveti	Moment Güvenlik Katsayısı	Kuvvet Güvenlik Katsayısı	İçsel Kuvvet Fonksiyonu
1	Fellenius, İsveç Daire, Basit Dilim	+	-	-	-	+	-	-
2	Basitleştirilmiş Bishop	+	-	+	-	+	-	-
3	Basitleştirilmiş Janbu	-	+	+	-	-	+	-
4	Genelleştirilmiş Janbu	-	+	+	+	-	+	+
5	Morgenstern-Price	+	+	+	+	+	+	Sabit, Trapezoidal, Sinüzoidal, Özelleştirilmiş
6	Sarma	+	+	+	+	+	+	+

3. SONLU ELEMANLAR VE KULLANILAN METOTLAR

1970'li yıllardan günümüze gelişimini hızla devam ettiren bilgisayar teknolojisi teorik analizlerde sayısal çözümlerinin de önünü açmıştır. Sonlu elemanlar yöntemi son yirmi yıl içerisinde geliştirilmiş en önemli sayısal analiz yöntemlerinin başında gelir. Bu yöntem sürekli ortamlardan oluşan sistemler üzerinde, üçgen elemanlar ve bu elemanları birbirine bağlayan hayali düğüm noktalarından oluşur. Üçgen elemanlar komşu elemanlarla temas ettikleri yüzey boyunca sonsuz sayıda noktayla birbirlerine bağlanmış olsalar da sonlu elemanlar metodu bu elemanları sadece düğüm noktalarıyla temas halindeymiş gibi kabul eder ve analizi bu esasa göre yapar. Böylece, deplasmanların uygunluğunun sadece bu noktalarda sağlanması yeterli olacaktır. Kodlama tekniği ile sistem kütle ve rijitlik matrisleri oluşturularak sisteme ait hareket denklemi elde edilir. Sistem hareket denklemi de uygun bir yöntem ile çözümlenerek, deplasmanlar ve gerilmeler hesaplanır.



Şekil 5. Sonlu elemanlar metoduna ait 3 ve 6 düğüm noktalı elemanlar

3.1. Sonlu Elemanlar Metodunu Kullanan Plaxis V9 Programı

1987 yılında Delft Teknik Üniversitesinde geliştirilen program Hollanda daki yumuşak ve deniz seviyesinin altında kalan sorunlu zeminlerin analizinde kullanılmıştır (Brinkgreve and Vermeer, 2001). Daha sonra program birçok geoteknik mühendisliği uygulamasında kullanılabilir duruma getirilerek 1998 yılında ilk versiyonu ekonomik amaçla kullanıma sunulmuştur. Analizlerde, problemler iki boyutlu olarak aksel simetrik veya düzlem deformasyon geometri koşullarında analiz edilmektedir. Değişik özellikteki zemin modellerini içinde bulunduran Plaxis farklı yapısal elemanlarla (ankraj, kazık, mini kazık, gergi çubuğu vb.) zeminin en iyi ve en uygun şekilde birleştirilmesini sağlar. Plaxis'in kolay ve pratik kullanımlı otomatik ağ oluşturucu sistemi üçgen elemanları 6 yada 15 düğüm noktalı durumda analiz edebilmektedir (Plaxis V9 Manual, 2008). Zeminde ki bazı kritik noktalar ya da bölgeler için düğüm noktası sayısının artırılması ilgili bölümün daha hassas ve ayrıntılı bir şekilde analiz edilmesini sağlayacaktır ancak analiz süresinin ve dosya boyutunun artmasına da neden olacaktır.

3.2. Limit Denge Denklemlerini Kullanan Talren V4 Programı

Yarma-dolgu, toprak barajlar, seddeler, doğal-yapay şevlerin analizinde kullanılabilen geoteknik programdır. Zemindeki problemler doğal durumlarında (herhangi bir yapı elemanı kullanılmamış) ya da güçlendirilmiş durumda (geosentetik, ankraj, kazık vb.) kullanılabilir (Talren V4 Manual, 2008). 1980'li yıllarda geliştirilen Talren ilk olarak Unix ve DOS sistemleriyle çalıştırılabiliyordu. 1990' ların başında Windows'a uyumlu hale getirilen Talren en ciddi atılımını 1997 yılında gerçekleştirmiştir. Analizlerini iki boyutlu şev kesiti güvenlik katsayısı için yapan Talren gerilme şekil değiştirme ya da deplasman analizlerinde kullanılmaz. Program şev duraylılık analizlerini Bishop, Fellenius, Perturbasyon ve Logaritmik Spiral metotlarıyla çözebilmektedir. Talren 4'ün geçmiş versiyonlara artı olan bir diğer özelliği Plaxis V9 programıyla dosya bağlantısı yapabildiği ve sistemin boşluk basınçlarını hesaplayabilmesidir.

3.3 Matematiksel Formülle Hesaplanan Metotlar

Talren V4 yazılımı Janbu ve Morgenstern-Price metotları ile bulunacak minimum güvenlik katsayıları hesap yöntemlerini içermediğinden, bu metotlar bilinen matematiksel formüllerinin “Excel” çalışma sayfası yardımıyla iterasyonlu hesaplaması yapılmış ve güvenlik katsayıları belirlenmiştir.

4. MODEL ŞEV ÖZELLİKLERİ VE GEOMETRİSİ

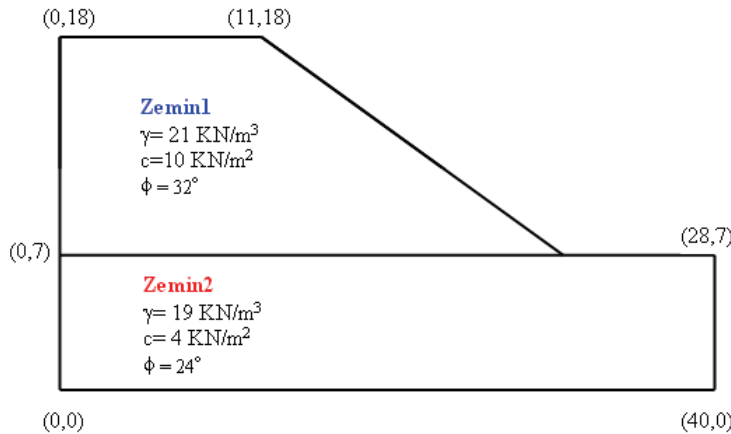
Limit denge denklemlerini baz alarak hesaplama yapan metotlarla sonlu elemanlar metoduna bağlı çalışan Plaxis programının özellikleri tarafımızca belirlenmiş doğal şev modelinin güvenlik katsayılarının karşılaştırılması yapılacaktır. Belirlenen modelin duraylılık analizinde mümkün olduğu kadar belirsizliklerden ve bunun bir sonucu olan varsayımlardan kaçınmak amacıyla basit yapıda ve özellikte bir şev modeli belirlenmiştir.

Tablo:2 Model şevin özellikleri

Parametreler	Tanım	Zemin 1	Zemin 2	Birim
Model	MC/SH/SSC/LE(*)	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Birim Hacim Ağırlık	γ	21	19	kN/m ³
Sürtünme Açısı	ϕ	32°	24°	Derece (°)
Kohezyon	c	10	4	kN/m ²

Not: (*) Mohr-Coulomb (MC), Sertleşen Zemin (SH), Yumuşak Sünen Zemin (SSC), Lineer Elastik Zemin (LE), farklı özellikler gösteren çeşitli zemin modelleridir.

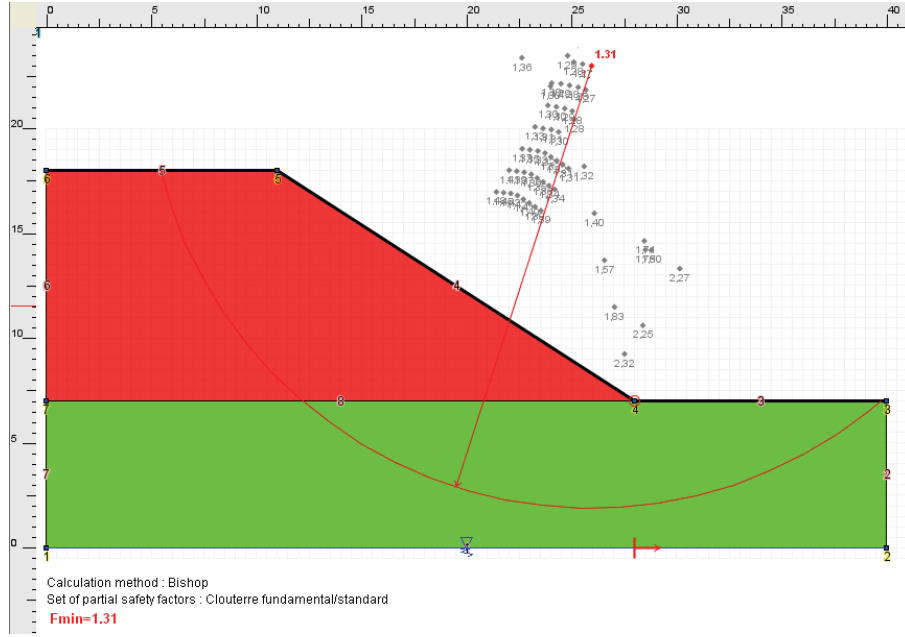
Yukarıdaki tablodan da görüleceği üzere, model şevdeki iki çeşit zemin için Mohr-Coulomb Zemin Modeli (MC) kullanılacaktır. Bunun dışında; zemin birim hacim ağırlığı, içsel sürtünme açısı ve kohezyon gibi parametreler de Tablo:2’de belirtilmiştir.



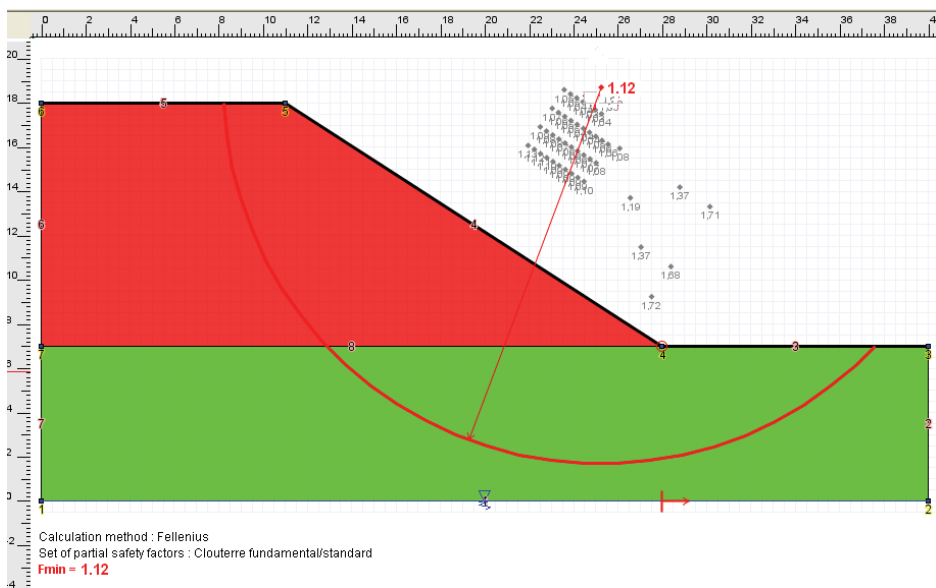
Şekil 6. Geometrisi ve özellikleri belirlenmiş doğal şev modeli

4.2. Talren Programıyla Model Tanımlaması ve Analiz Sonuçları

Talren V4 programı bünyesinde limit denge denklemleriyle çözüm yapan dilim metodlarının yanı sıra, logaritmik spiral, perturbasyon gibi farklı çözüm metodları da içermektedir. Şev model ve özelliklerinin tanımlanmasından sonra, analiz ve elde edilen sonuçların gösterilmesi işlemlerine geçilir. İlk olarak Bishop metodu kullanılarak model şevin güvenlik katsayısı 1,31 bulunmuştur. Daha sonra gerekli değişiklikler yapılmış ve model bu kez de Fellenius metoduyla analiz edilmiştir. Fellenius metodu ile diğer metodlara oranla daha düşük bir (1,12) güvenlik katsayısı elde edilmiştir (Tablo 3).



Şekil 9. Talren V4 programı ile hesaplanan Bishop Metodu'nun analiz sonucu



Şekil 10. Talren V4 programı ile hesaplanan Fellenius Metodu'nun analiz sonucu

Tablo:3 Çeşitli metodlar ile elde edilen güvenlik katsayılarının mukayesesi

Metod Adı	Fellenius ^(*)	Bishop ^(*)	Morgenstern-Price ⁽⁺⁾	Janbu ⁽⁺⁾	(SEM)Sonlu Elemanlar ^(**)
Güvenlik Katsayısı	1,12	1,31	1,29	1,23	1,386
Fark (%)	(-)19.2	(-)5.5	(-)7.6	(-)11.3	-

Not: (*) : Talren V4 yazılımı ile hesaplanmıştır.

(+): Excel programı ve matematiksel formüller kullanılarak hesaplanmıştır.

(**): Plaxis V9 ile bulunan Sonlu Elemanlar Metodu (SEM) neticesi ve diğerleriyle farklar.

5. SEM VE DİLİM METODLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Tablo.3'den de görüleceği üzere; bahsedilen tüm limit denge metodları ile bulunan şev duraylılığı minimum güvenlik katsayıları, sonlu elemanlar metoduna dayanan Plaxis programına oranla % 5.5-19.2 arasında değişen daha düşük sonuçlar vermişlerdir. SEM'e en yakın neticeyi Bishop Metodu vermektedir. Bu metod, hem basit/pratik olması, hem de çabuk netice vermesi bakımından dairesel kayma yüzeyleri için tercih edilebilir. Bishop metodu gibi sadece dairesel kayma yüzeyleri için kullanılabilen Fellenius metodu ise analiz sonuçları içerisinde en düşük güvenlik katsayısı sonucunu vermiştir.

Sonlu elemanlar metodu kullandığı kodlama tekniği ile zemin bloğundaki herhangi bir noktaya ait kuvvetleri, deplasmanları ve birim şekil değiştirmeleri verebilmektedir. Karşılaşılan geoteknik problemini basitleştirmeden ve kabuller yapılmadan mevcut durumuna en yakın halde modelleyebilmemizi sağlayacak zemin modelleri: MC, SH, SSC ve LE yanısıra, zeminde kullanılan yapı elemanları, (zemin çivisi, ankraj, kazık, mini kazık vb.) ve sınır koşul şartları detaylı olarak program içerisinde tanımlanabilir. Ayrıca, önceden belirlenen veya tahmin edilen bir kayma yüzeyi varsayımına gerek yoktur. Sonlu elemanlar metodunun diğer artı yönleri: zemin duraylılığının aşamalı değişimi ve dağıtılmış farklı deformasyonların adım adım izlenmesi, zeminin dinamik tepkileri ve sismik deformasyonların eş zamanlı gözlemlenebilmesidir.

Dilim metodu analiz sonuçlarında şunlar görülmüştür: Karmaşık geoteknik problemlerinde karşılaşılan belirsizlikler ve sorunu basitleştirmek amacıyla yapılan kabuller, modelin gerçek durumdan uzaklaşmasına neden olmaktadır. Bu durum, sonucu tam olarak kestirilemeyen ve olası bir tehlikeye imkan vermemek amacıyla yapılan bir dizi varsayım ile devam eder. Tüm bunların sonucu olarak; olduğundan daha düşük güvenlik katsayıları, olması gerekenden daha fazla yapı elemanı ve alınması gerekenden çok daha fazla emniyet katsayılı önlemler alınır (mesela; güçlendirmelerde kullanılan fazladan enjeksiyon miktarı, extra zemin çivisi ya da ankraj sayısı, gereğinden fazla istinat duvarı boyutları vb.gibi). Belirsiz durumların bir neticesi olarak alınan tüm bu önlemler; bazı hallerde, gerekli malzeme, zaman, işgücü miktarını gözle görülür derecede arttırıp, ekonomik bütçeyi gereğinden fazla büyütmesi muhtemeldir.

KAYNAKLAR

<http://www.ifrc.org/publicat/wdr/>

Bishop, A.W.(1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes.

Geotechnique, Volume 5 pp. 7-17.

Bishop, A.W. and Morgenstern, N., 1960. Stability coefficients for earth slopes.

Geotechnique, Vol. 10, No. 4, pp. 164-169.

Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A. (2001) Plaxis 3D Tunnel (Validation manual). Balkema, Lisse. COB Centre for Underground Construction (1996) Parameterset voor de predicties, COB Report K100-W-004, Gouda.

Bromhead, E.N., (1986) The stability of Slopes. Surrey University Press, A.B.D.

Fellenius, W. (1936) Calculation of stability earth dams, Transactions. 2nd Congress on Large Dams, Washington DC, 445-462.

Fredlund, D.G. and Krahn, J., Comparison of Slope Stability Methods of Analysis, Canadian Geotechnical Journal, 14, 429-439 (1977)

Janbu, N.(1954) Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes, 3, p.43-49

Morgenstern, N.R. and Price, V.E., 1965. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. Geotechnique, Vol. 15, pp. 79-93.

PLAXIS (2008). *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. PLAXIS-2D V9, Reference Manual, Edited by Brinkgreve, et al., DUT, the Netherlands. www.plaxis.nl

TALREN (2008). TALREN V4 – V 1.x, Tutorials and examples, User's Manual.

GROVAK BİRİMLERDE PASİF ANKRAJ KAPASİTESİNİN BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF SOIL NAIL CAPACITY IN GREYWACKE FORMATION

Arif ÇINAR¹ Osman PEKARUN² Bora BERK³ Kaan DOĞANIŞIK⁴

ABSTRACT

A research study is presented in which the performance, pullout capacity and design parameters of permanent soil nails in the greywacke rocks of the Istanbul are investigated. In order to determine the failure mechanism of the soil nails, pullout tests have been performed on 6 of the soil nails. For this specific project, the critical failure mechanism for the soil nails have been determined as yielding of the rebar. The critical, long term axial capacity of the rebar have been determined using equations and methods that estimate the corrosion rate. The corrosion calculations estimate the reduction of 32 mm rebar diameter from 32 mm to 28.3 mm and the corresponding allowable axial tensile capacity as 140 kN.

Keywords: permanent soil nails, pull out test, allowable tensile capacity, greywacke, corrosion, sacrificial thickness

ÖZET

Bu çalışma, İstanbul'da grovak formasyonlarda yapılan kalıcı pasif ankraj projesi, pasif ankrajlar üzerinde yapılan çekme deneyi ve kalıcı iksa tasarım parametrelerini içermektedir. Grovak zeminde yapılan kalıcı pasif ankrajlı sistemin göçme mekanizmasını belirlemek için sahada yapılan 6 adet pasif ankraj üzerinde çekme deneyi yapılmıştır. İncelenen proje için kritik göçme mekanizmasının, ankraj donatısının akması olduğu tespit edilmiştir. Uzun dönem stabilite tahkiklerinde riskli görülen donatının aksel kapasitesi, çeşitli bağıntılar ve yöntemler kullanılarak araştırılmıştır. Hesaplamalar sonucunda, projede pasif ankraj donatısı olarak seçilen $\phi 32$ mm çapındaki nervürlü inşaat demirinin, proje ömrü sonunda yaklaşık 28.3 mm çapında olacağı ve güvenilir aksel kapasitesinin 140 kN mertebesinde olacağı bulunmuştur.

Anahtar Kelimeler: kalıcı pasif ankraj, çekme testi, güvenilir taşıma kapasitesi, grovak, korozyon, pasif kalınlık

¹ İnş. Müh., ÇINAR, A., Geobos Zemin Güçlendirme Sistemleri Ltd. Şti. İstanbul, Türkiye, arifcinar@geobos.com

² İnş. Yük. Müh., PEKARUN, O., Geobos Zemin Güçlendirme Sistemleri Ltd. Şti. İstanbul, Türkiye, pekarun@geobos.com

³ İnş. Yük. Müh., BERK, B., Geobos Zemin Güçlendirme Sistemleri Ltd. Şti. İstanbul, Türkiye, berk@geobos.com

⁴ İnş. Müh. , DOĞANIŞIK, K., Geobos Zemin Güçlendirme Sistemleri Ltd. Şti. İstanbul, Türkiye, kdoganisik@geobos.com

1. GİRİŞ

Korudukları yapının proje ömrüne bağlı olmakla beraber genelde 30 ile 100 yıl proje ömrüne sahip iksalara kalıcı iksa denilmektedir. Kalıcı iksa tasarımında geçici iksalardan farklı olarak, uzun dönem tasarım parametreleri ve farklı güvenlik katsayıları kullanılmaktadır. Pasif ankrajlarla oluşturulan kalıcı iksa yapılarında dışsal ve içsel stabiliteye bağlı güvenlikler araştırılırken, tasarım için gerekli iksa elemanının proje ömrü sonundaki mukavemetini öngörmek gerekmektedir. Uzun dönem için etkili olacak donatı mukavemeti, donatının çapına bağlı olarak değişmektedir. Gömülü yapılarda donatının çapı korozyon sebebiyle zaman içerisinde azalmaktadır. Kapasite hesaplamalarında son derece önemli olan korozyonun önlenmesi için çeşitli uygulamalar geliştirilmiştir. Genel olarak donatının kaplanması veya kılıf içerisinde korunması bu yöntemlerdendir. Zaman içerisinde oluşacak korozyon miktarının belirlenmesi ve tasarımlarda bu kalınlığın ihmal edilmesi de diğer bir yöntemdir. Gömülü yapılarda zaman içerisinde oluşacak korozyon miktarının belirlenmesi için Romanoff (1957), Elias (1990) ve Anderson (1996) gibi araştırmacılar tarafından çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Bu çalışmada ikinci yöntem kullanılarak kalıcı pasif ankrajlı iksa için proje ömrü sonunda oluşacak etkili donatı alanı ve pasif ankraj kapasitesi araştırılmıştır.

2. PROJE BİLGİLERİ

İncelenen proje, İstanbul Ümraniye bölgesinde yer almaktadır. Proje kapsamında, doğal arazi eğiminin %15 olduğu, bitkisel toprak kaplı arazi üzerinde yapılması düşünülen yapı için, arsanın 280 m uzunluğundaki bir cephesinde kalıcı iksa yapılacaktır. Kalıcı iksanın proje ömrü 70 yıl olarak düşünülmüştür. İksa yüksekliği 4 ile 11 m arasında değişmektedir.

2.1. Zemin Koşulları

İnceleme alanının genel jeolojisi, İstanbul genelinde hakim Trakya Formasyonunu oluşturan Kıltaşı-Kumtaşı (grovak) birimlerden oluşmaktadır. Birçok derin kazı projesinde karşılaşılan grovak sedimenter kayaç türlerindedir. Arazi genelinde 13 adet sondaj yapılmış, bu sondajların tamamında ağız kotundan itibaren kahve - açık kahve renkli grovak birimler geçilmiştir. Alt karbonifer yaşa sahip bu birimler ayrılmış - az ayrılmış nitelikte ve çatlaklı yapıdadırlar. Bu birimler için ortalama RQD (kaya kalitesi sınıflaması) değeri yaklaşık 13'tür. Çeşitli derinliklerde alınan numuneler üzerinde nokta yükleme deneyi yapılmış ve $I_s = 1.8$ ile 11.2 MPa arasında değişen noktasal yük dayanımları elde edilmiştir.

2.2. İmalat Bilgileri

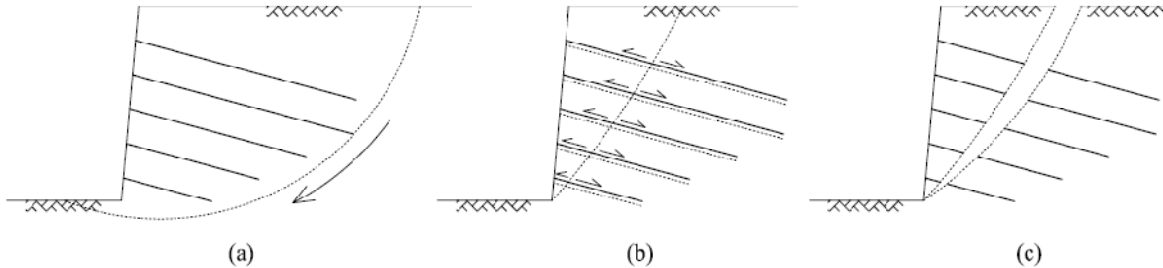
Pasif ankrajlı iksa imalatı, kademeli kazılarla ve yukarıdan aşağı inilerek yapılmaktadır. Bu yöntemde, göçmeye karşı donatılı doğal bir kütle yaratılır, donatılar arasında oluşacak yerel göçmeler için de yüzey kaplama elemanı kullanılır. Donatılar genelde nervürlü inşaat demiri ile oluşturulurken, kaplama elemanı hasır çelik ve püskürtme betondan oluşmaktadır (Şekil 1). Kalıcı iksalarda ankraj elemanlarının korozyona karşı korunması büyük önem taşımaktadır. Bu projede ankraj elemanları üzerinde, donatıların zemine temasını engelleyen özel merkezleyiciler ve donatılar korozyona karşı koruyan antipas boya kullanılmıştır.



Şekil 1. Pasif ankraj elemanları (Ankraj donatısı ve hasır çelik - püskürtme beton)

2.3. Tasarım Bilgileri

Pasif ankrajlı iksa projesi kapsamında, sistemin muhtemel göçme mekanizması, sistemin tamamını ele alan dışsal stabilite ve ankraj elemanlarının davranışını inceleyen içsel stabilite olarak sınıflandırılmaktadır. Dışsal stabilite analizlerinde, ankraj elemanları ile tutulu kütlelerin tamamının bir bütün olduğu kabulü yapılır. Bu sistemde göçmenin, ankraj elemanları ile tutulu kütlelerin dışında herhangi bir düzlemde oluşacağı varsayımı geçerlidir (Şekil 2.a). İçsel stabilite hesaplamalarında sistemin davranışını sınırlayan kriterler, enjeksiyon - zemin arasındaki sürtünme, ankraj donatısı - enjeksiyon arasındaki sürtünme (Şekil 2.b) ve ankraj donatısı akma dayanımıdır (Şekil 2.c). Hesaplamalarda bu kriterlerin tamamı dikkatlice değerlendirilmelidir.



Şekil 2. Pasif ankrajlı sistemlerde oluşabilecek muhtemel göçme mekanizmaları

Enjeksiyon-zemin arasındaki sürtünme direnci, imalat yapılan zeminin dayanımı, plastisitesi ve dane çapı dağılımına bağlıdır. Ayrıca delgi yöntemi ve enjeksiyon basıncıda sürtünme direncini etkileyen önemli faktörlerdendir. Pasif ankraj donatısı olarak nervürlü inşaat demirinin seçilmesi, ankraj donatısı-enjeksiyon arasında mekanik kenetlenme sağlayarak sürtünmenin artmasında önemli rol oynamaktadır.

Pasif ankrajlı iksa projelerinde yatay yükün tamamı pasif ankrajlarla taşınır. Ankrajlara gelen yükün ankrajın aksel kapasitesini aşması, sistemin göçmesine yol açacaktır. Ankrajın aksel kapasitesi, malzemenin akma dayanımı ve enkesit alanı ile doğrudan bağlantılıdır. Özellikle kalıcı iksa yapılarında, zaman içerisinde oluşacak korozyon nedeniyle donatının enkesit alanının ve dolayısıyla aksel kapasitesinin azalacağı unutulmamalıdır.

İncelenen projede, grovak zeminde yapılan kalıcı iksa sisteminde, yukarıda anlatılan içsel göçme mekanizmalarından hangisinin kritik olduğunu anlamak için sahada pasif ankraj çekme deneyi yapılmıştır.

3. PASİF ANKRAJ ÇEKME DENEYİ

İnceleme alanında yapılması planlanan kalıcı iksa yapısı için gerçekleştirilecek içsel göçme mekanizmasının araştırılması amacıyla projede kullanılan 4, 7 ve 10 m boyundaki 6 adet pasif ankraj üzerinde çekme deneyi yapılmıştır. Değişik yük kademelerinde, pasif ankrajlarda oluşan deplasmanlar kaydedilmiş ve göçme oluşana kadar bu işlem sürdürülmüştür.

3.1. Deney Düzenegi

Deney, enjeksiyonları 14 gün öncesinde yapılan pasif ankrajlar üzerinde yapılmıştır. Ankraj kafasından hidrolik piston yardımı ile çekilen ankrajlar için reaksiyon shot-crete yüzeyden alınmıştır. Reaksiyon bölgesinde oluşacak gerilmelerin ankrajı etkilememesi için pasif ankrajların ilk 1 m'lik kısmı enjeksiyonlanmamıştır. Deneyde kullanılan malzemeler (Şekil 3);

- 1 adet 80 ton kapasiteli hidrolik kriko ve piston;
- 1 adet 3 ayaklı denge sehpası;
- 2 adet çelik dengeleme plakası;
- 2 adet 0.01 mm duyarlılıklı komparatör.



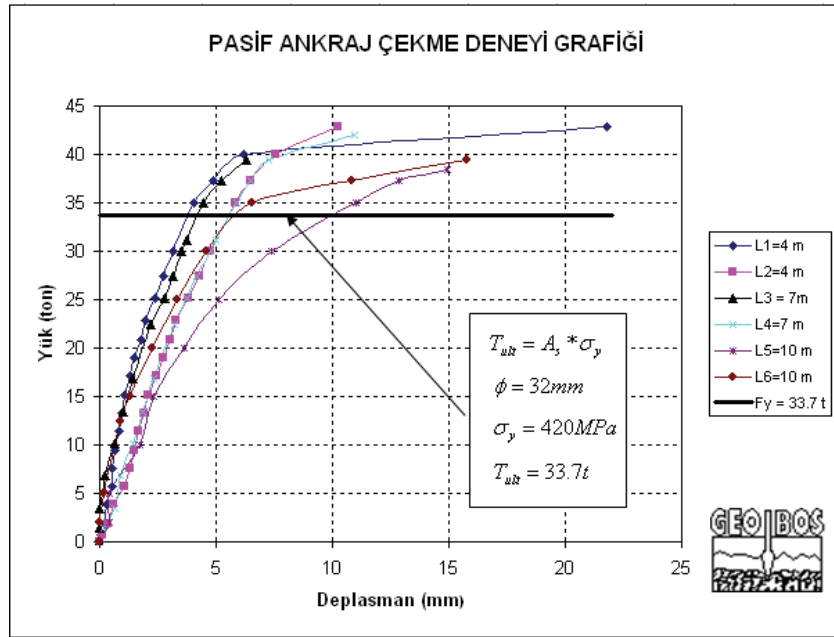
Şekil 3. Deney düzeneginin genel görüntüsü

3.2. Deney Yöntemi

Deney, literatürde tanımlanan kontrollü deplasman testi (Clouterre, 1991) referans alınarak yapılmıştır. Göçmenin tam olarak hangi mekanizmadan kaynaklandığını görmek için literatürde önerilenden farklı olarak göçme oluşuncaya kadar, proje yükünün %25'lik dilimleri şeklinde artan yükler uygulanmıştır. Her yük kademesinde 5 dakika beklenerek ara okumalar alınmıştır. Okumalar pasif ankraj kafasından ve reaksiyon sağlayan shot-crete yüzeyden 2 ayrı komparatör kullanılarak alınmıştır.

3.3. Deneysel Sonuçları

Yapılan 6 adet çekme testi için yük-deplasman grafiği Şekil 4’de sunulmuştur.



Şekil 4. Pasif ankraj çekme deneyi sonuçları (yük-deplasman grafiği)

1. Tüm deney donatıları donatısının akma dayanımının aşılması nedeniyle göçmüştür. $\sigma_y=420$ MPa akma dayanımı ve 32 mm çapındaki donatılar $T_{nih} = 33,7$ ton nihai eksenel çekme kapasitesine sahipken, yaklaşık 38 ton yük altında akmıştır. Eksenel çekme kapasitesi arasındaki bu farkın üreticiden kaynaklandığı düşünülmektedir.
2. En kısa donatının ($L_{min}=4$ m) bile akma dayanımına ulaşması, pasif ankraj eksenel kapasitesinin projede kullanılan ankraj boylarından bağımsız olduğunu göstermektedir.
3. Enjeksiyon-zemin arasında sıyrılma oluşmadığı için grovak birimlerin sürtünme direnci tam olarak belirlenememiştir.
4. İlgili projede kritik içsel göçme mekanizmasını, donatının akma dayanımının belirlediği anlaşılmıştır.

Kalıcı iksa ömrü boyunca donatının korozyona maruz kalacağı ve en kesit alanının küçüleceği bilindiğinden, uzun dönem için donatının alanında ve dolayısıyla kapasitesindeki değişim büyük önem kazanmaktadır.

4. PROJE ÖMRÜ SONUNDAKİ ANKRAJ DONATISI KALINLIĞININ BELİRLENMESİ

Kalıcı iksa projelerinde, ankraj elemanlarının korozyona karşı korunması için çeşitli yöntemler kullanılmaktadır. Bunlar; plastik ve çelik koruma kılıfı kullanılması, galvanizleme yapılması, plastik bazlı kaplama kullanılmasıdır.

Diğer bir yöntem ise oluşabilecek korozyon için pasif bir kalınlık kullanılmasıdır (Clouterre, 1991). Bu yöntem, ankraj donatısının yıllar içerisinde korozyona uğrayacağı ve korozyona uğrayacak kalınlığın kapasite hesaplarında ihmal edilmesi gerektiği prensibine

dayanır. Yıllar içerisinde donatının korozyona maruz kalarak kalınlığının bir kısmını kaybetmesi olayı Romanoff (1957), Elias (1990), Anderson (1996) vb. araştırmacılar tarafından araştırılmış ve çeşitli bağıntılar geliştirilmiştir. Aşağıda bu bağıntılar incelenmekte ve her yöntem için proje ömrü sonunda oluşabilecek donatı çapı belirlenmektedir.

4.1. Romanoff (1957) Yöntemi

Romanoff (1957) gömülü metal elemanlarda korozyon miktarının belirlenmesi için aşağıda yer alan denklemi geliştirmiştir.

$$\Delta a = A * t^r \quad (1)$$

Δa = İhmal edilecek kalınlık/yarıçap (μm)

A = Sabit (μm)

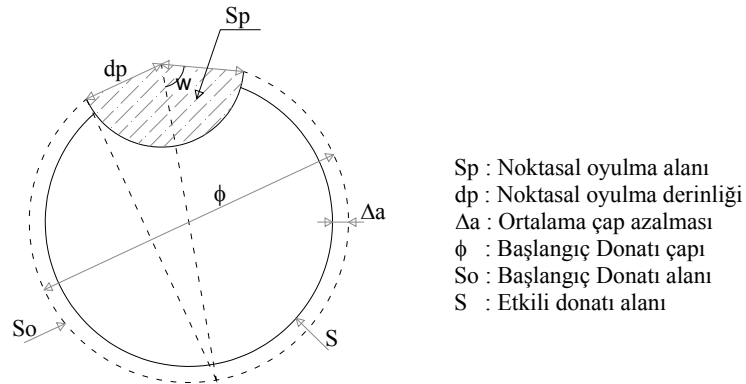
t = Zaman (yıl)

r = Katsayı

Bu modele göre normal zemin koşullarında (pH = 5-9), gömülü metal donatılar için A = 40 ve r = 0.8 değerleri alınabilir. (Kentucky Transportation Center, University of Kentucky, 2005). Proje ömrü (t) 70 yıl olarak planlanan bu projede Formül 1. kullanılarak, pasif ankraj için ihmal edilecek kalınlık değeri $\Delta a = 1.2$ mm hesaplanmaktadır. Bu değer yarıçapta oluşacak kayıp olduğu dikkate alındığında, 32 mm çapındaki pasif ankraj donatısının çapı proje ömrü sonunda $32 - 1.2 * 2 = 29.6$ mm olarak hesaplanabilir.

4.2. Earth Reinforcement (1996) Yöntemi

Bu yöntemde Romanoff (1957) tarafından geliştirilen denkleme (Formül 1) ek olarak, malzeme şekline bağlı bir katsayı kullanılmaktadır. Korozyona uğrayacak yüzeyde üniform kesit azalmasının yanında, noktasal oyukların oluşacağı varsayımı yapılır (Smith A. vd., 1996). Bu yöntemde, noktasal oyukların (S_p) kritik kesitte yalnızca bir noktada yer aldığı, noktasal oyuklar dışında düzgün ve eşit kalınlıkta (Δa) korozyon olduğu ve noktasal oyukların yarı dairesel olduğu kabulü yapılmaktadır (Şekil 5).



Şekil 5. Korozyon etkisi altındaki donatı enkesiti

Bu oyuk noktalarında birikecek gerilme artışı nedeniyle, elemanın çekme mukavemetinde oluşan azalma (ΔT) kesitinde oluşan azalmaya (ΔS) oranla daha fazla olacaktır (Smith A. vd., 1996). Enkesit alanı ve çekme dayanımındaki azalma arasında K gibi bir katsayı tanımlanmaktadır.

$$\frac{\Delta T}{T} = K * \frac{\Delta S}{S} \quad (2)$$

Şekil faktörü olarak adlandırılan K ($K > 1$), kesitin boyutuna ve cinsine bağlı olarak değişmektedir. K katsayısı için yapılan çalışmalarda *Reinforced Earth* imalatlarında kullanılan dikdörtgen kesitli metal şeritler için bulunan değerlerin yuvarlak donatılar için bulunan değerlerden küçük olduğu anlaşılmaktadır (Smith A. vd., 1996). Dolayısıyla proje ömrü sonunda metal şeritlerde oluşacak kalınlık azalması, yuvarlak donatılarda oluşacak çap azalmasına oranla daha az olmaktadır. Ayrıca K katsayısı, yuvarlak donatılarda kalınlık artışıyla beraber düşmektedir. $\Delta a = 0.2$ mm kalınlık kaybı için, metal şerit (50 mm x 4 mm) donatıda $K=1.78$ ve $\phi 6$ mm çapındaki donatıda $K=3.11$ iken bu değer $\phi 10$ mm çapındaki donatı için 2.56 olmaktadır (Anderson vd., 1996). Aşağıdaki denklemler kullanılarak K katsayısı hesaplanabilir.

$$\Delta S = \pi * (\phi - \Delta a) * \Delta a \quad (3)$$

$$\lambda = \frac{1.1}{\Delta a} \quad (4)$$

$$K = 1 + \frac{\lambda * S_p}{\Delta S} \quad (5)$$

Bu projede kullanılan $\phi 32$ donatı için $K=1.87$ olarak hesaplanmıştır. Şekil faktörü (K) ve enkesitte oluşacak alan azalması (ΔS) kullanılarak proje ömrü sonunda etkili enkesit alanı (S_{ec}) hesaplanabilir.

$$S_{ec} = S_o - K * \Delta S \quad (6)$$

Formül 7. kullanılarak, etkili alan için geçerli çap azalması (E_s);

$$E_s = \phi - \sqrt{\frac{4 * S_{ec}}{\pi}} \quad (7)$$

$E_s = 4.7$ mm olarak hesaplanmaktadır. Buradan da proje ömrü sonunda 32 mm çapındaki donatının $\phi_{eff} = 32 - 4.7 = 27.3$ mm kalınlığında olacağı hesaplanmaktadır.

4.3. Clouterre (1991) Yöntemi

Bu yöntemde korozyona uğrayacak elemanın içerisinde bulunduğu zeminin cinsi, resistivitesi, su içeriği ve pH değerine bağlı çeşitli katsayılar (A) kullanılarak sabit bir korozyon indeksi bulunur (Tablo 1). Yapılacak yapının önemine göre belirlenecek yapı önem katsayısı da (C) dikkate alınarak toplam korozyon indeksi ($\Sigma I = \Sigma A + C$) belirlenir (Clouterre, 1991).

Tablo 1. Toplam korozyon indeksi

Kriter	Özellik	A İndeksi
Zemin Cinsi	Kil - Kum	2
Rezistivite (p, ohm/cm)	$5000 < p$	0
Su içeriği (%w)	$w < 20$	0
pH	5 - 6	2
Toplam İndex (ΣA)		4

Laboratuarda %20 'lik çözelti içerisinde yapılan deney sonucunda proje bölgesinden alınan grovak birimler için yaklaşık 6 pH değeri elde edilmiştir. İksa yüksekliğinin 10 m'den daha fazla olduğu, ağır trafik yükü ve yapılar altında yapılacak veya korozyon özelliği fazla olan atık sularla beslenen zeminlerde yapılacak kazılar için C indeksinin 2 veya üstü alınması önerilmektedir (Clouterre, 1991). Söz konusu proje bu risklerden uzak bir iksa planlandığından, standart yapılar için alınması önerilen $C = 0$ değeri alınmıştır. Proje ömrü 70 yıl olarak planlanan iksa için, ilgili parametreler kullanılarak ihmal edilmesi gereken kalınlığın 4 mm olduğu hesaplanmıştır. Buna göre 32 mm çapındaki pasif ankraj donatılarının proje ömrü sonunda $32 - 4 = 28$ mm olacaktır.

5. GÜVENİLİR EKSENEL KAPASİTE VE ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ

Proje ömrü boyunca korozyona uğrayacak ve çaplarında azalma meydana gelecek olan pasif ankraj donatılarının güvenilir eksenel kapasitesi, Fransız Standart Birliği (AFNOR), İngiliz Standardı (BS) ve Amerikan Karayolları ve Ulaştırma Ofisi (AASHTO) standartları kullanılarak hesaplanmıştır. Kapasite hesaplarında kullanılacak güvenlik katsayıları standartlar arasında farklılıklar göstermektedir (Anderson vd., 1996). Bu çalışmada AASHTO ve Federal Karayolları Yönetimi (FHWA) tarafından kalıcı yapılarda kullanılan metal donatılar için önerilen $AF = 0.55$ azaltma faktörü kullanılmıştır. Proje ömrü sonunda oluşacağı hesaplanan efektif en kesit alanı (A_s) kullanılarak, pasif ankrajların proje ömrü sonundaki güvenilir eksenel kapasiteleri (T) hesaplanmıştır.

$$T = AF * \sigma_y * A_s \quad (8)$$

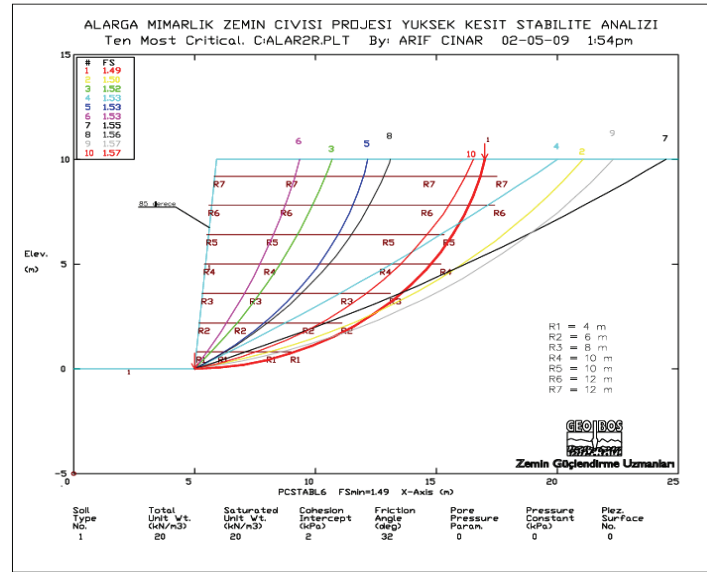
Proje kapsamında kullanılan S420 inşaat demiri için, akma dayanımı $\sigma_y = 420$ MPa kabul edilmiştir. Bu değer kullanılarak $\phi 32$ mm çapındaki pasif ankraj donatısının proje ömrü sonundaki güvenilir eksenel kapasitesi aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Tablo 2. Kalıcı Pasif ankraj donatısı için güvenilir kapasite değeri.

Yöntem	Etkili Çap (mm)	T (kN)
Romanoff, 1957	29.6	159
Earth Reinforcement, 1996	27.3	135
Clouterre, 1991	28.0	142

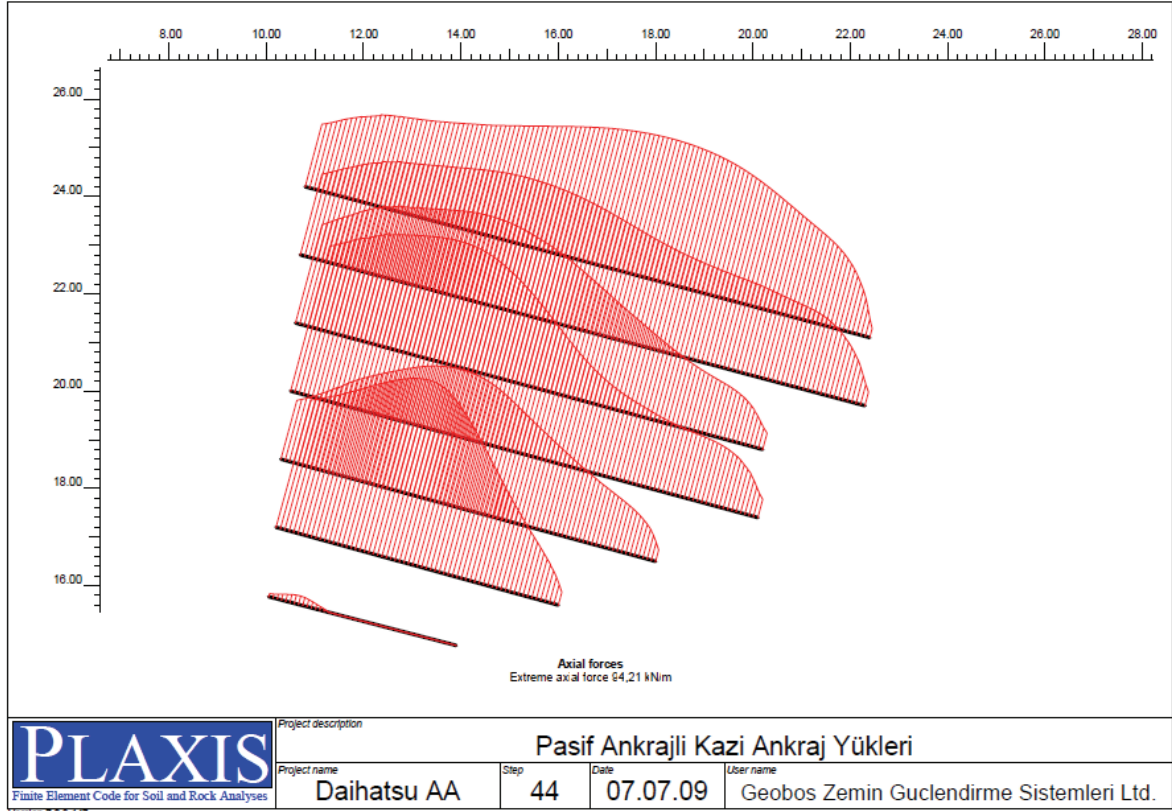
Proje ömrü 70 yıl olarak planlanan pasif ankrajlı iksa için yukarıdaki tabloda yer alan kapasite değerleri karşılaştırılmış ve eksenel ankraj kapasitesi 140 kN kabul edilmiştir. Bu değer ve grovak için kabul edilen uzun dönem mühendislik parametreleri (c' , ϕ') kullanılarak Stable v.6 ve Sonlu Elemanlar Yöntemi ile çalışan Plaxis v.7.2 bilgisayar

programları ile yapılan dışsal stabilite tahkiklerinde sistemin dışsal stabilite güvenlik katsayısı statik durumda sırasıyla 1.49 ve 1.41 olarak bulunmuştur (Şekil 6). Stable v.6 programı ile yapılan dinamik analiz sonucunda güvenlik katsayısı 1.10 bulunmuştur.



Şekil 6. Dışsal stabilite analizi sonucu (Stable v.6).

Plaxis v.7.2 programı kullanılarak modellenen kazı sonrasında zemin çivileri üzerinde 94 kN/m (141 kN) eksenel yük oluşmuştur (Şekil 7).



Şekil 7. Zemin çivileri üzerinde oluşacak en büyük eksenel kuvvet değeri (Plaxis v.7.2)

Yapılan hesaplamalar doğrultusunda yatayda ve düşeyde sırasıyla 1.5 m ve 1.4 m aralıklarla toplam 1700 m² iksa alanında 7000 m pasif ankraj imalatı yapılmıştır (Şekil 8).



Şekil 8. Bitmiş projeden genel görünüm.

6. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Bu çalışmada grovak birimlerde yapılan kalıcı bir iksa örneği incelenmiştir. Pasif ankrajlarla desteklenen kalıcı iksa için kritik içsel göçme mekanizmasının belirlenmesi amacıyla sahada çekme deneyleri yapılmıştır. Değişik boylardaki pasif ankrajlar göçme oluşana kadar çekilmiştir. Çekme deneyi sonucunda, kritik içsel göçme mekanizmasının ankrajın sıyrılması ile değil, donatının akması ile oluşabileceği görülmüştür. Tasarım için ankraj donatısının kapasitesinin birinci derecede önemli olduğu anlaşılmıştır. Proje ömrü sonunda ankraj donatısının en kesit alanının ne olacağı, çeşitli yöntemler ve bağıntılar kullanılarak araştırılmıştır. 70 yıl proje ömrüne sahip bu proje için güvenilir pasif ankraj kapasitesinin 140 kN mertebesinde olacağı hesaplanmıştır. Bu değer sadece grovak zeminde yapılan ilgili proje için geçerlidir. Belirlenen tahmini çap ve eksenel kapasite değerleri kullanılarak, Plaxis v.7.2 ve Stable v.6 programları yardımıyla yapılan şev satabilitesi analizlerinde toptan göçmeye karşı sırasıyla 1.41 ve 1.49 güvenlik katsayıları elde edilmiştir. Hesaplamalar sonucunda, çivilerde oluşacak en büyük eksenel yük değerinin 141 kN olacağı bulunmuştur. Eksenel kapasitenin belirlenmesinde, zeminin rezistivitesi, pH değeri, su içeriği, projenin önemi, ankraj elemanının şekli ve boyutu gibi birçok değişkenin kullanıldığı dikkate alınarak her proje için ayrı hesaplamaların yapılması uygun olacaktır. Kalıcı iksa sistemlerinde ankraj elemanlarının korozyona karşı korunması için özel tedbirlerin alınması son derece önemlidir. Bu sistemlerde iksa arkasında toplanacak su, iksa elemanlarında korozyona neden olmasının yanında, iksa için ciddi ek yükler oluşturmaktadır. İksa arkasında toplanan suların bertaraf edilmesi için gerekli drenaj tedbirlerini almak, kalıcı iksa yapıları için büyük önem taşımaktadır.

KAYNAKLAR

- American Association of State Highway And Transportation Officials (AASHTO), 5.8.6.2, (1996). Washington.
- Anderson P., Boyd M., Segrestin P., Worall K. (1996). The need for standard safety factors in the determination of allowable tensile loads. Earth Reinforcement Special Volume, Japan.
- Corrosion evaluation of mechanically stabilized earth walls, Kentucky Transportation Center, University of Kentucky, 2005.
- French National Research Project Clouterre, Soil nailing Recommendations (1991). France.
- Romanoff M. (1957), National Bureau of Standards Circular 579, vs. Department of Commerce.
- Smith A., Jailloux J. M., Segrestin P. (1996). Durability of galvanized steel reinforcements as a function of their shape. Earth Reinforcement Special Volume, Japan.

ISIL İYİLEŞTİRME VE KİREÇLE İYİLEŞTİRMENİN SERBEST BASINÇ MUKAVEMETİNE ETKİSİ

EFFECT OF THERMAL STABILIZATION AND LIME STABILIZATION ON UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH

Erdinç KESKİN¹

Begüm TURAN²

Sami ARSOY³

ABSTRACT

This study investigates the strength gain in clayey soils after treating with heat, lime and both. Heat treatment employed six different treatment temperatures of 105, 200, 400, 600, 800 and 1050 celcius. With lime treatment, 4% lime content and four different curing time were considered. In the double-treatment approach, 4% lime content and the above six treatment temperature were applied for six hours. After each treatment technique, compressive strengths of treated samples were measured and found that lime treatment and heat treatment showed similar strength gains up to 3000 kPa. With the double-treatment technique the gain in strength significantly increased up to 12000 kPa and beyond.

Keywords: unconfined compressive strength, lime stabilization, thermal stabilization

ÖZET

Çalışma kapsamında killi zeminlerin ısı ile iyileştirme, kireç ile iyileştirme ve her iki yöntemin bir arada kullanılmasıyla birlikte serbest basınç mukavemetlerinin artışı incelenmiştir. Isıl iyileştirme 105, 200, 400, 600, 800 ve 1050 °C olmak üzere 6 farklı sıcaklık kademesinde uygulanmıştır. Kireç ile iyileştirme yönteminde zemine % 4 kireç katılmış ve 4 farklı kür süresinde iyileştirmeler yapılmıştır. Her iki yöntemin bir arada kullanıldığı iyileştirme yönteminde ise zemine % 4 kireç katılmış ve 6 saat boyunca yukarıda belirtilen 6 farklı sıcaklığa tabi tutulmuştur. Her iyileştirme yönteminden sonra iyileştirilen örneklerin serbest basınç mukavemetleri ölçülmüştür. Kireç ile iyileştirme ve ısı ile iyileştirme ile bulunan serbest basınç mukavemeti değerleri benzer bir biçimde 3000 kPa'ya kadar artış göstermiştir. Her iki yöntemin birlikte uygulanması durumunda ise serbest basınç mukavemetindeki artış 12000 kPa ve üzerinde olmuştur.

Anahtar Kelimeler: serbest basınç mukavemeti, kireç ile iyileştirme, ısı ile iyileştirme

¹Arş.Gör., Kocaeli Üniversitesi, erdinc_keskin@hotmail.com

²İnş.Müh., Kocaeli Üniversitesi, begumturan@gmail.com

³Doç.Dr., Kocaeli Üniversitesi, SamiArsoy@yahoo.com

1. GİRİŞ

Killi zeminler üzerine inşa edilecek yapıların güvenliğinin sağlanabilmesi için genel olarak zemin iyileştirme yöntemlerine başvurulmaktadır. Geçmişten günümüze kadar iyileştirme işlemi için birçok yöntem kullanılmıştır. Bu çalışmada 2 yöntem üzerinde durulmuştur. Bu yöntemler ısı iyileştirme ve kireçle iyileştirme yöntemleridir.

Isıl iyileştirme yöntemi killi zeminlerin özelliklerinin iyileştirilmesi için antik çağlardan bu yana kullanılan yöntemlerden biridir. (Tan vd., 2004) Zemine ısı uygulanması suretiyle zeminin mineral yapısında kalıcı değişiklikler meydana gelmektedir. Killi zeminlerin mekanik ve fiziksel özelliklerinin iyileştirilmesi konusunda diğer iyileştirme metotlarına nazaran daha hızlı ve daha iyi sonuçlar vermektedir.(Joshi vd., 1994) Isıl iyileştirme yöntemi pahalı bir iyileştirme yöntemi olmasından dolayı arazi uygulamasında çok fazla yer bulamamıştır. Ülkemizde daha önce ısı iyileştirme ile ilgili yapılmış bir arazi çalışmasına raslanmamıştır. Son yıllarda teknolojinin gelişmesi ile birlikte ısı iyileştirme yöntemin uygulanabilir bir yöntem olarak kullanılabilceği düşünülmektedir.

İnşaat mühendisliğinde ilk ve orta çağın en ileri toplumu olan Roma İmparatorluğunda iyileştirme tekniklerine özellikle karayolu yapımında başvurulmuştur. İtalya'da bol bulunan puzzolan ve kirecin yardımıyla killi zeminlerin iyileştirilmesi başarıyla sağlanmıştır (Önalp, 1982).

Killi bir zemine kireç katılmasıyla kil ile kireç arasında çeşitli kimyasal reaksiyonlar meydana gelmektedir. Bu reaksiyonların sonucunda katyon değişimi, topaklaşma ve çimentolaşma meydana gelmektedir. Bu reaksiyonlardan bazıları ilk saatlerde başlamaktadır. Özellikle pozolonik reaksiyonlar zaman içinde oluşmaktadır. Reaksiyonlar uygun su muhtevasında ve sıcaklıkta yıllarca devam edebilmektedir. Katyon değişimi reaksiyonu sonucunda genellikle killerle birleşen tek atomlu katyonlar çift atomlu kalsiyum iyonlarıyla yer değiştirirler. Çökeltme-yığışma kil parçacıkları birbirlerine yönelerek, daha büyük parçacıklar oluşturarak, killi zeminlerin dokusunda bir değişiklik oluştururlar. Bunun sonucunda kil parçacıkları birbirleriyle yumaklaşarak daha büyük boyutlu parçacıklar meydana gelir. (Broderick vd, 1990) Katyon değişimi ve topaklaşma zeminin plastisitesini, işlenebilirliğini, gerilme ve yük-deformasyon özelliklerini geliştirir. Zemin-kireç pozzolonik reaksiyonu ile çimentolaşma meydana gelir. Buna bağlı olarak zeminin mukavemetinde ve durabilitesinde artma oluşur. Gerilme artışları zamanla başlar ve uzun yıllar devam eder. 13~16°C (55~60°F)'dan daha az sıcaklıklarda reaksiyon yavaşlar, bu sıcaklıktan daha fazla ise reaksiyon hızlanır (Anday,1963)

Kireçle iyileştirme yöntemine sıcaklığın etkisi incelendiğinde, 22°C de 28 gün kür süresinde kireç katılan Illinois zeminini üzerinde yapılan serbest basınç deneylerinde 700 kPa'ya kadar ulaşılmıştır. Uzun süreli kür süresinde ise bu değer 4375 kPa'ya kadar artış göstermiştir. AASHTO'ya göre (75 gün, 48,9°C)'de yapılan çok uzun süreli deneylerde serbest basınç değeri 11 MPa'a kadar çıkmıştır. Kaliforniya'da kireçle stabilize edilmiş 12 farklı zemin numunesi üzerinde yapılan serbest basınç deneyleri sonucunda 7 gün-38°C kür süresinde elde edilen değerler yaklaşık olarak 28 gün- 23°C deki değerlere eşit olarak bulunmuştur. 360 gün kür süresi sonucunda değerler 10 MPa'dan daha fazla çıkmıştır. Deneyler 180 ila 360 gün arasındaki kür sürelerinde yapılmıştır.(Doty vd., 1978)

Bu çalışmada ise kireçle iyileştirme yöntemi, ısı iyileştirme yöntemi ve her iki yöntem bir arada kullanılarak zemin iyileştirmesi yapılmıştır. Yapılan çalışmalarda killi zeminlerin serbest basınç değerlerindeki değişimler incelenmiştir.

2. MATERYAL VE METOT

2.1 Kullanılan Malzemeler

Çalışmada kireç ve kaolin kili kullanılmıştır. Kireç olarak Nuh Çimento fabrikasının ürettiği söndürülmüş kalsiyum kireci kullanılmıştır. Kullanılan kirecin fiziksel ve kimyasal özellikleri Tablo 1’de verilmiştir. Çalışmalarda kullanılan kaolin kili Eczacıbaşı firmasından temin edilmiştir. Kaolinin geoteknik özellikleri ve kimyasal analiz sonuçları Tablo 2’de verilmiştir.

Tablo 1. Kirecin kimyasal ve fiziksel özellikleri

Kirecin Kimyasal Özellikleri		Kirecin Fiziksel Özellikleri	
Kimyasal Adı	Kalsiyum hidroksit	Ca(OH) ₂ (%)	80 – 86
Fiziksel Görünüşü	Kuru beyaz toz	Aktif CaO (%)	60.6 – 65.15
Kaynama Sıcaklığı (°C)	100	CaO + MgO (%)	83 – 93
Erime Sıcaklığı (°C)	580	MgO	1 – 2
Bulk Yoğunluğu (kg/m ³)	Max. 500	Çözünmeyen Madde (%)	Max. 1
Özgül Ağırlığı	1.2 – 1.5	Bağlı H ₂ O (%)	19.4 – 20.85
90 µ elek üstü (%)	3 – 6	S	Max. 0.5
63 µ elek üstü (%)	7 – 10	R ₂ O ₃ (Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃) (%)	Max. 1
pH (25 °C)	12,40		

Tablo 2. Kaolin kilinin geoteknik özellikleri ve kimyasal analiz sonuçları

Geoteknik Özellikler		Kaolin Kimyasal Analiz, %	
Likit Limit	38	SiO ₂	61.60
Plastik Limit	30	Al ₂ O ₃	13.31
Plastisite İndisi	8	Fe ₂ O ₃	5,27
Özgül Ağırlık	2,6	TiO ₂	0.75
Maks.Kuru BHA (kN/m ³)	17,25	CaO	4,31
Optimum Su İçeriği (%)	15	MgO	4,52
Silt (%)	55	Na ₂ O	0.57
Kil (%)	45	K ₂ O	1,76
Aktivite	0,22	Cr ₂ O ₃	0.026
Zemin Sınıfı	MI	BaO	0.03
		SO ₃	0.08
		P ₂ O ₅	0.08
		MnO	0.138
		Kızdırma Kaybı	6,27

2.2 Numunelerin Hazırlanması

İyileştirme çalışmalarını üç aşamada sınıflandırabiliriz. Bu aşamalar sırasıyla ısı iyileştirme, kireçle iyileştirme ve her iki yöntemin bir arada kullanılması ile yapılan iyileştirme.

İlk aşama kaolin kilinin ısıtma işlemi ile iyileştirilmesidir. Isıtma işlemi yapılacak numuneler minyatür sıkıştırma seti kullanılarak optimum su muhtevasında hazırlanmıştır. Altı farklı (105, 200, 400, 600, 800, 1050°C) sıcaklık kademesi ve her kademede 3'er tane olmak üzere toplam 18 adet serbest basınç numunesi hazırlanmış, 6 saat boyunca belirlenen sıcaklık kademelerinde yüksek sıcaklık fırınında bekletilmek suretiyle kür işlemi yapılmıştır. Ardından serbest basınç deneyine tabii tutulmuştur.

Çalışmanın ikinci aşaması kaolin kilinin kireç ile stabilizasyonudur. Kireç ile iyileştirme kaolin kiline % 4 kireç katılarak yapılmıştır. Kaolin ve kireç optimum su muhtevasında homojen bir şekilde karıştırılmış ve kil ile kireç arasındaki reaksiyonların başlayabilmesi için bir saat bekletildikten sonra Harvard minyatür sıkıştırma seti kullanılarak sıkıştırılmıştır. Hazırlanan numuneler üzerinde hazırlama işlemi bittikten hemen sonra, 1 gün, 7 gün ve 28 gün kür süresinde bekletildikten sonra olmak üzere toplam 12 adet numune serbest basınç deneyine tabii tutulmuştur.

Deneyin son aşamasında ise kaolin kiline kireç katılarak kireç ile iyileştirme aşamasında hazırlandığı şekilde 60 adet numune hazırlanmıştır. Hazırlanan bu numuneler, numune hazırlandıktan hemen sonra, 1 gün, 7 gün ve 28 gün kür edildikten sonra 6 saat süreyle 5 farklı sıcaklıkta (200, 400, 600, 800, 1050°C) ısıtma işlemine tabii tutulmuştur.

3. DENEYSEL ÇALIŞMA

Kaolin kili deneylerde kullanılan üç yöntemle de başarılı bir şekilde iyileştirilmiştir. Kireç ve ısıtma işlemi ile iyileştirilmenin ikisinin birden uygulanması durumunda serbest basınç mukavemetinde en iyi sonuçlar elde edilmiştir.

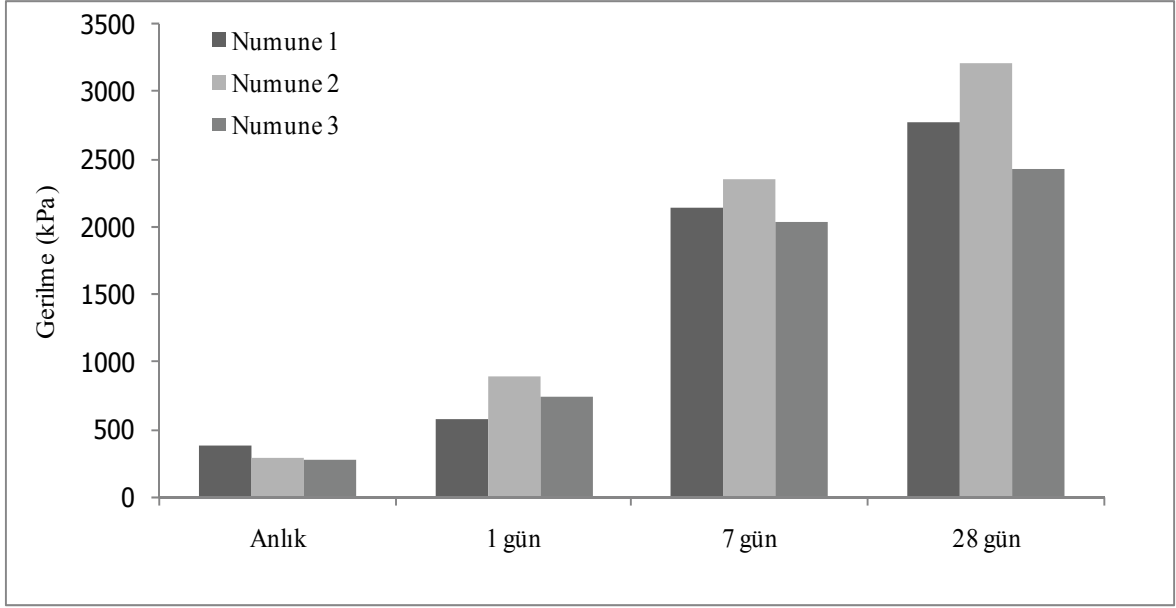
3.1 Kireç ile İyileştirme

Kireç ile iyileştirilme yapılan numunelerde kür süresine bağlı olarak oldukça yüksek mukavemet artışları gözlenmiştir. Her kür süresi için 3'er adet numune hazırlanmış ve deneye tabii tutulmuştur. Deney sonuçları Tablo 3 ve Şekil 1'de verilmiştir.

Kireç ile iyileştirme yapıldıktan hemen sonra ortalama 308 kPa olan serbest basınç mukavemeti değeri 28 günlük kür süresi sonunda ortalama 2807 kPa değerine kadar artış göstermiştir.

Tablo 3. Kireç ile iyileştirme sonucunda elde edilen serbest basınç mukavemeti değerleri

Kür süresi	Numune 1 (kPa)	Numune 2 (kPa)	Numune 3 (kPa)	Ortalama Gerilme (kPa)
Anlık	377	281	267	308
1 gün	569	891	733	731
7 gün	2144	2354	2030	2176
28 gün	2779	3211	2431	2807



Şekil 1. Kireç ile iyileştirme sonucunda elde edilen serbest basınç mukavemeti değerleri

3.2 Isıl İyileştirme

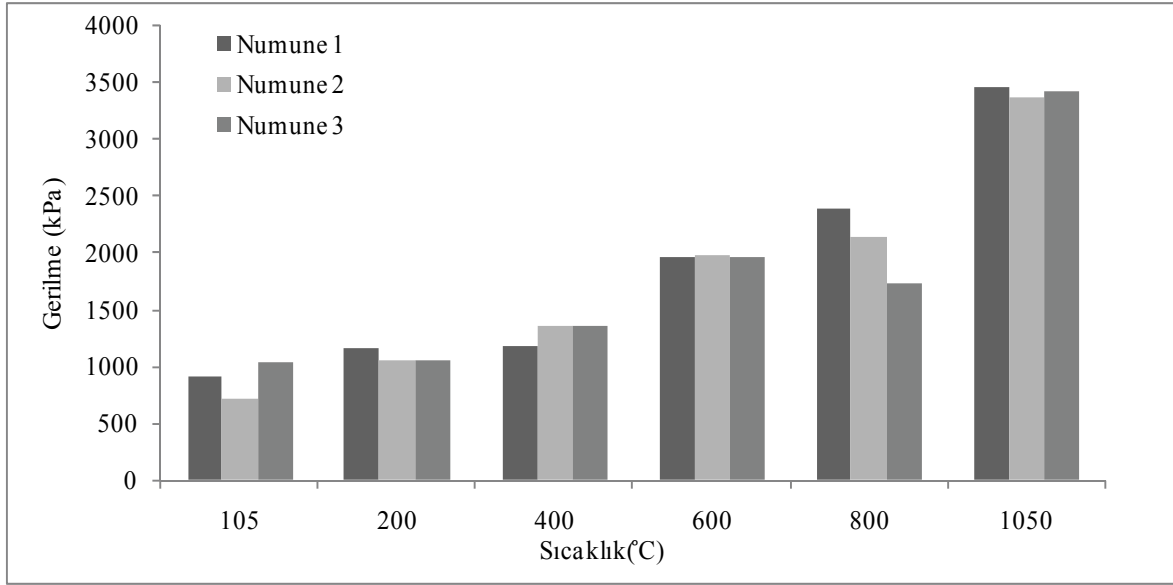
Isıl iyileştirilme yapılan numunelerde sıcaklığın artmasıyla beraber mukavemet artışları gözlenmiştir. Her kür süresi için 3'er adet numune hazırlanmış ve deneye tabi tutulmuştur. Deney sonuçları Tablo 4 ve Şekil 2'de verilmiştir.

Tablo 4. Isıl iyileştirme sonucunda elde edilen serbest basınç mukavemeti değerleri

Sıcaklık °C	Numune 1 (kPa)	Numune 2 (kPa)	Numune 3 (kPa)	Ortalama Gerilme (kPa)
105	909	705	1036	884
200	1152	1055	1054	1087
400	1179	1346	1345	1290
600	1960	1980	1947	1962
800	2380	2132	1716	2076
1050	3443	3364	3409	3405

Isıl iyileştirme uygulanan numuneler üzerinde yapılan serbest basınç mukavemeti değerleri 200°C de iyileştirme sonucunda ortalama 1087 kPa iken 1050°C'de ortalama 3405 kPa'a kadar artış göstermiştir. Artan sıcaklıkla birlikte serbest basınç mukavemetlerinde önemli artışlar gerçekleşmiştir.

Tablo 4 ve Şekil 2 incelendiğinde her sıcaklık kademesi için 3'er adet numune üzerinde deney yapıldığı ve 800°C sıcaklık kademesi hariç tüm sıcaklık kademelerinde serbest basınç mukavemeti değerlerinin kendi aralarında tutarlı sonuçlar verdiği görülmüştür. 800°C sıcaklık kademesinde oluşan bu farklılığın sebebinin numune hazırlanırken yapılan hatalardan veya henüz tanımlamadığımız nedenlerden kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 2. Isıl iyileştirme sonucunda elde edilen serbest basınç mukavemeti değerleri

3.3 Kireç ile İyileştirme ve Isıl İyileştirmenin Beraber Uygulanması

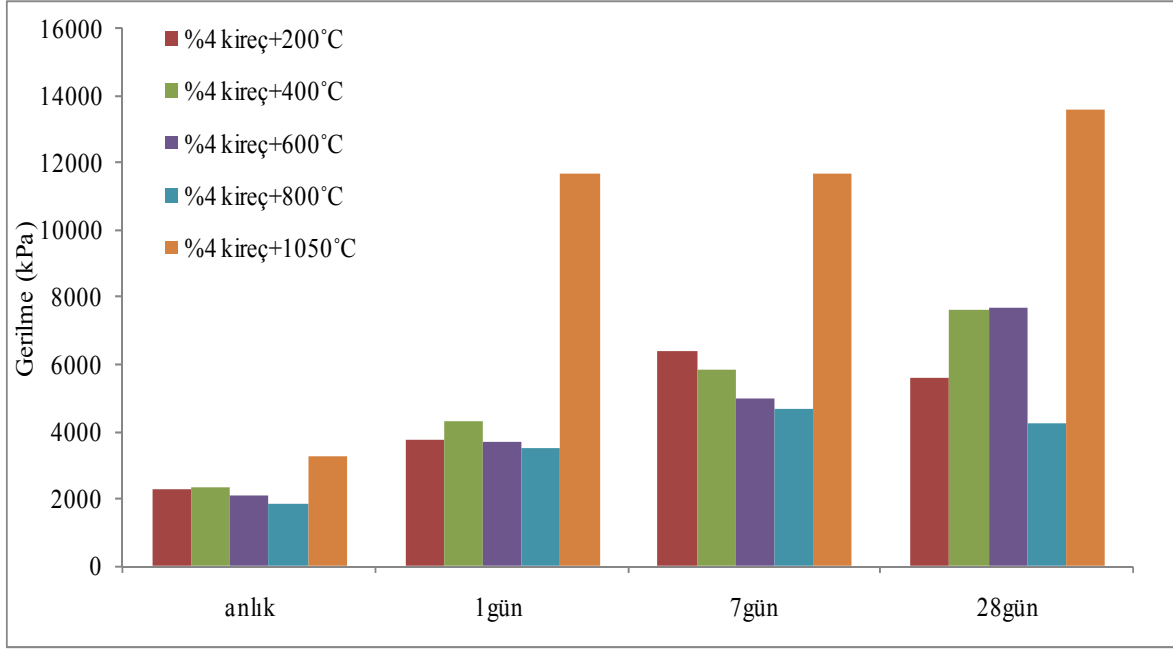
Isıl iyileştirilme yapılan numunelerde sıcaklığın artmasıyla beraber mukavemet artışları gözlenmiştir. Her kür süresi için 3'er adet numune hazırlanmış ve deneye tabi tutulmuştur. Deney sonuçları Tablo 4 ve Şekil 2'de verilmiştir.

Her iki iyileştirmenin beraber yapıldığı durumda, en düşük mukavemet değeri % 4 kireç katılmış kaolin kiline 6 saat boyunca 200 °C ısıtma uygulanması durumunda elde edilmiştir ve bu değer 2262 kPa'dır. En yüksek mukavemet artışı ise % 4 kireç katılmış kaolin kili 28 gün kür edildikten sonra 6 saat boyunca 1050 °C ısıtma uygulanması durumunda elde edilmiştir bu değer ise 13585 kPa'dır.

Tablo 5. Isıl iyileştirme sonucunda elde edilen serbest basınç mukavemeti değerleri

Kür Süresi	Anlık (kPa)	1gün (kPa)	7gün (kPa)	28gün (kPa)
%4 kireç+200°C	2262	3742	6375	5582
%4 kireç+400°C	2348	4298	5864	7643
%4 kireç+600°C	2112	3705	4961	7685
%4 kireç+800°C	1875	3502	4706	4266
%4 kireç+1050°C	3247	11713	11681	13585

Tablo 5 ve Şekil 3 incelendiğinde artan sıcaklık ve kür süresiyle beraber, genel olarak serbest basınç mukavemeti değerlerinde artışlar meydana geldiği görülmektedir. En büyük artışlar 1 gün, 7 gün ve 28 gün kür edilen % 4 kireçli kaolin kilinin 6 saat 1050°C sıcaklıkta ısıtma işlem görmesinden sonra gerçekleşmiştir.



Şekil 3. Kireç ile iyileştirme ve ısıl iyileştirmenin bir arada kullanılması durumunda elde edilen serbest basınç mukavemeti değerleri

4.SONUÇLAR

Yapılan çalışmalar sonucunda her üç yöntemde başarılı sonuçlar verdiği görülmüştür. En yüksek mukavemet artışları her iki iyileştirmenin beraber kullanıldığı durumlarda meydana gelmiştir.

Kireç ile iyileştirmenin yapılmasından bir gün sonra zemine 1050°C ısı uygulanması sonucunda zeminde meydana gelen mukavemet artışı dikkate alınırsa, yüksek dayanımın ve hızlı imalatın önemli olduğu, ekonominin ikinci planda tutulduğu projelerde her iki yöntemin birlikte kullanılmasının büyük avantaj sağlayacağı düşünülmektedir.

Özellikle zeminlerin yüksek sıcaklık uygulanarak iyileştirilmesi, arazi şartları göz önüne alındığında oldukça zorlu bir süreçtir. Bu sürecin kolaylaştırılmasına yönelik çalışmaların yapılmasıyla birlikte yöntemin kullanılabilirliğinin artırılması durumunda ülkenin ekonomisine katkı sağlanacağı düşünülmektedir.

Bu çalışmada kaolin kilinin mineral yapısında meydana gelen değişiklikler incelenmemiştir. İlerleyen dönemde bu yönde çalışmalar yapılarak, iyileştirmenin sonucunda zeminin mineral yapısının hangi yönde değiştiği hakkında bilgi sahibi olunacaktır.

KAYNAKLAR

- Tan, Ö., Yılmaz, L., Zaimoğlu, A.S., (2004), "Variation of Some Engineering Properties of Clay with Heat Treatment", Material Letters, Vol 58, 1176-79.
- Joshi, R., Gopal, A.C., Horsfield, D., (1994), Nagaraj T. J of Geotechnical Engrg, Vol 120 1080-9.
- Önalp.,A., 1982, "İnşaat Mühendislerine Geoteknik Bilgisi", Cilt II, K.T.Ü yayını, yayın no:187, Trabzon
- Broderick, G.P., Daniel, D.,1990. Stabilizing Compacted Clay Against Chemical Attack. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 116, No. 10
- Anday, M.C., 1963. Highway Research Engineer, Virginia Council of Highway Investigation and Research, Charlottesville
- Doty, R., Alexander., 1968. Determination of Strength Equivalency for Desing of Lime-Stabilized Roadways. Report No. FHWA-CA-TL-78-37

YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİL ZEMİNİN ŞİŞME YÜZDESİNE BOYUT ETKİSİ

SIZE EFFECT ON SWELLING PERCENTAGE OF HIGH PLASTICITY CLAY SOIL

Murat TÜRKÖZ¹

ABSTRACT

When clayey soils are disturbed, compacted and then used for embankments, their natural structures are destroyed and cementing bonds broken, the water content decreases, the dry density becomes high and the swelling indexes increase. Swelling potential can be predicted by using laboratory tests and empirical equations based on regression. In this study, the swelling potential of compacted high plasticity clay was evaluated by using EI (Expansion Index) meter with separable rings. Soil specimens were prepared at the same energy level in the compacted EI meter mold at different heights and water contents. As a priority, tests were conducted to investigate the effect of the height and place of the specimen from the mold on the swelling percentage. In the scope of this study, the effects of parameters obtained from the tests results on the swelling percentage were also evaluated on the basis of multi-regression analysis. The results showed that the dry density variable changing through the soil mass is the most effective parameter on the swelling percentage because of non-uniform distribution of compaction energy within the mold.

Keywords: Clay, Swelling Percentage, Compaction, Multiple Regression.

ÖZET

Kil zeminler, dolgularda kullanılmak için yüksek enerji seviyesinde sıkıştırıldıklarında, doğal yapıları bozulur ve çimento bağları kırılır, su muhtevaları azalır, kuru yoğunlukları yükselir ve şişme indeksleri artar. Şişme potansiyeli laboratuvar deneyleri ve regresyon esaslı ampirik eşitlikler kullanılarak tahmin edilebilmektedir. Bu çalışmada sıkıştırma etkisine maruz yüksek plastisiteli kil zeminin şişme potansiyeli ayrılabilir halkalardan oluşan EI (Expansion Index) metre kalıbı kullanılarak değerlendirilmiştir. Örnekler, aynı enerji seviyesinde farklı yükseklikte ve su muhtevalarında EI metre kalıbı içinde sıkıştırılarak hazırlanmıştır. Örneklerin şişme yüzdesine, örneğin kalıptan alınma yeri ve yükseklik etkisi öncelikli olarak değerlendirilmeye çalışılmıştır. Çalışma kapsamında deneysel çalışma sonunda elde edilen parametrelerin şişme yüzdesi üzerinde etkileri regresyon analizi esnasında da değerlendirilmiştir. Nihai olarak, şişme yüzdesi üzerinde en büyük etkinin kalıp içinde sıkıştırma enerjisinin üniform yayılmamasından kaynaklanan ve kalıp boyunca değişen kuru yoğunluk değişkenince sağlandığı görülmüştür.

Anahtar kelimeler: Kil, Şişme Yüzdesi, Kompaksiyon, Çoklu Regresyon.

¹ Yrd.Doç. Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Müh. Mim. Fak. İnşaat Müh. Böl., mturkoz@ogu.edu.tr

1. GİRİŞ

Şişen kil zeminlerin şişme potansiyelini etkileyen ana faktörler üç ana başlık altında değerlendirilebilir. İlk grup iri tane yüzdesi, kil muhtevası, başlangıç kuru yoğunluğu, kil mineral tipi, başlangıç su muhtevası gibi zemin kütlelerinin ve tanelerin fiziksel özellikleri ile yakından ilgilidir. İkinci grup arazi veya laboratuvar koşullarındaki mevcut çevresel faktörlerin etkisini yansıtır. Diğer bir ifade ile bu faktörler zemin depozitinin jeolojik geçmişi, sınır şartlarını ve maruz kaldıkları basınç gibi mevcut çevresel şartlardaki durumudur. Üçüncü grup su-kil etkileşimi, suyun elektrokimyasal özellikleri gibi ıslatma aşamasında kullanılan suyun özellikleriyle ilişkilidir (EL-Sohby ve Rabba, 1981).

Şişen zeminlerin özellikle; Güney Afrika, Avustralya, Hindistan ve Amerika gibi ülkeler yanında dünyanın birçok yerinde geniş alanları kaplayacak şekilde var olduğuna ve ciddi problemlere yol açtığına birçok çalışmada değinilmiş ve konuyla ilgili çok önemli çalışmalar yapılmıştır (Du vd.,1999). Buna karşın konuyla ilgili yapılan araştırmalar neticesinde şişen zeminlerin neden olduğu hacim değişiminin belirlenmesine yönelik standart bir ölçüm ve tanımlama yöntemi belirlenmemiştir (Nelson ve Miller, 1992; Sneath, 1984). Şişen zeminlerle ilgili olarak, geliştirilen tanımlama ve sınıflama teknikleri, problemlili olduğundan şüphelenilen zeminlerin olası hacim değiştirme davranışlarının nitel olarak belirlenmesinde kullanılır. Potansiyel hacim değişikliğinin nitel olarak tanımlanması; şişen zeminlerin neden olacağı olası problemlerin planlama aşamasında önceden belirlenmesini ve mühendislik yapıları altında var olan şişen zeminle ilgili olarak yapının tasarımında gerekli ön bilgiyi sağlar.

Su muhtevasındaki değişime bağlı olarak bir zemindeki şişme potansiyelinin direkt olarak değerlendirilmesinde birkaç laboratuvar deney yöntemi geliştirilmiştir. Bu yöntemler; serbest şişme, genleşme indisi (EI), Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR), potansiyel hacim değişimi(PVC) ve ödometre deney yöntemlerinin laboratuvar şartlarında değerlendirilmesidir.

Şişen zeminlerin şişme potansiyelinin tahmininde laboratuvar şartlarında yapılan deneysel çalışmalar yaygın olarak kullanılmaktadır. Nihai olarak en gerçekçi ve doğru şişme potansiyeli arazi ortamında yapılan çalışmalardan elde edilmektedir ki, bu da oldukça fazla maliyet ve iş gücü gerektiren bir yaklaşımdır. Bu nedenle birçok bilimsel çalışma, şişme potansiyelinin laboratuvar ortamında arazi şartlarını yansıtacak şekilde belirlenmesine yönelik kullanılan ekipmanlarla elde edilen sonuçların karşılaştırılmasını içerir.

Bu duruma bir örnek olarak Ali ve Elturabi (1984) tarafından yapılan çalışma gösterilebilir. Şişme basıncının ölçümünde kullanılan ödometre ve sabit hacim yöntemi olarak da isimlendirilen potansiyel hacim ölçer (PVC) ekipmanından elde edilen sonuçların bir karşılaştırmasını yapmışlardır. Aynı özellikte hazırlanan örnekler üzerinde klasik ödometre ve PVC sonuçları değerlendirildiğinde ödometre deney sonuçlarının çok daha büyük ve zemin indis özellikleriyle uyumsuz sonuçlar verdiğini ifade etmişlerdir.

Abduljawad ve Al-Sulaimani (1993), şişen zemin davranışının belirlenmesine yönelik olarak kullanılan farklı deney yöntemlerini direkt arazi ortamında yapılan deney yöntemi ile karşılaştırmasını yapmışlardır. Üç eksenli, filtre kağıdı ve ödometre deney yöntemlerini kapsayan bir dizi laboratuvar deney sonuçlarını arazi ortamını yansıtmak amacıyla yapılan deney cihazından elde edilen sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Arazi ortamında yapılan deney sonuçları, ödometre deney yöntemlerine dayalı yapılan şişme deney sonuçları ile

karşılaştırıldığında serbest şişme, sabit hacim ve örtü yükü şişme deneyleri sırasıyla %66, %24 ve %53 oranında aşırı değerler vermiştir.

Bu çalışmada, farklı boyut etkilerinin değerlendirildiği ve devam eden bir araştırmanın ilk bulguları sunulmaktadır. Klasik şişme yüzdesi belirlenmesinde kullanılan ödometre ve kompaksiyon kalıbı deney ekipmanına alternatif olarak EI (Expansion Index Meter) metre kalıbı kullanılarak, aynı enerji seviyesinde, farklı yükseklikte ve su muhtevalarında sıkıştırılan örneklerin şişme yüzdesine, numune alınma yeri ve boyut etkisi öncelikli olarak değerlendirilmeye çalışılmıştır.

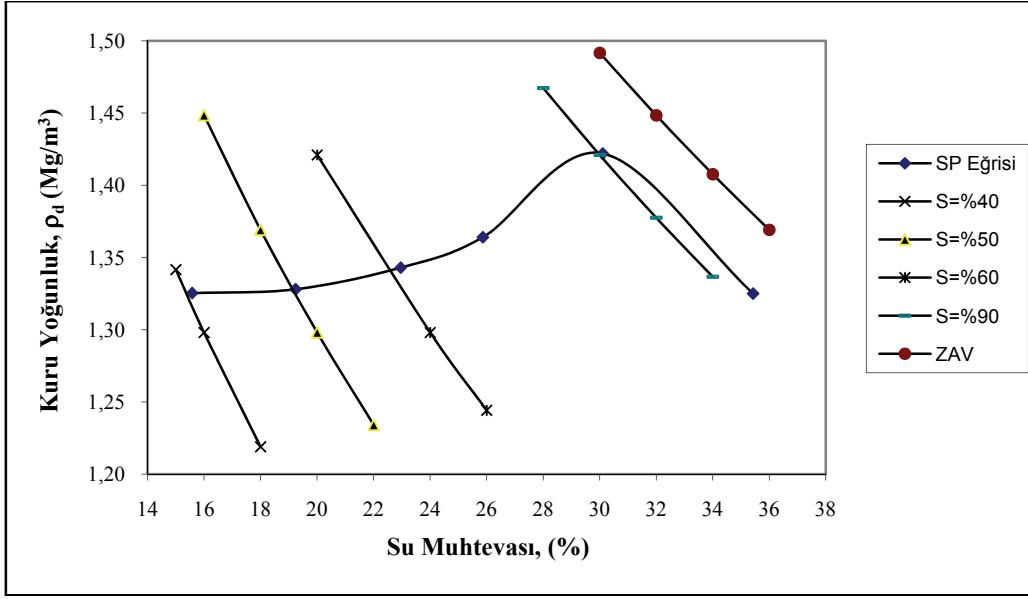
2. MALZEME ÖZELLİKLERİ

Deney serisinde kullanılan zemin numunesi, yüksek plastisiteye ve yüksek şişme potansiyeline sahip olan Meşelik Kili olup, Meşelik bölgesi içinde kalan alandan ekskavatör kullanılarak yaklaşık 1-1.5 m seviyesinden alınmıştır. Alınan örselenmiş numune üzerinde öncelikle tanımlama ve sınıflama özellikleri TS 1900 esasında belirlenmiş, kompaksiyon karakteristikleri bulunmuş ve sonra şişme yüzdesi deneyleri yapılmıştır.

Tablo 1. Numunenin fiziksel ve kompaksiyon karakteristikleri.

Zemin Özellikleri	Numune
<u>-Tane Dağılımı</u>	
-<0.076 mm (%)	80
-<4.76 mm (%)	100
<u>-Kıvam Limitleri</u>	
-Likit limit (%)	70.4
-Plastik limit (%)	28.9
-Plastisite indisi (%)	41.5
-Özgül Gravite	2.70
-Grup Sembolü	CH
<u>-Kompaksiyon</u>	
-Standart Proctor	
- ρ_{dmaks} (Mg/m ³)	1.442
- W_{opt} (%)	28.70

İlgili numune Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemi'ne göre “yüksek plastisiteli kil (CH)” olarak tanımlanmıştır.

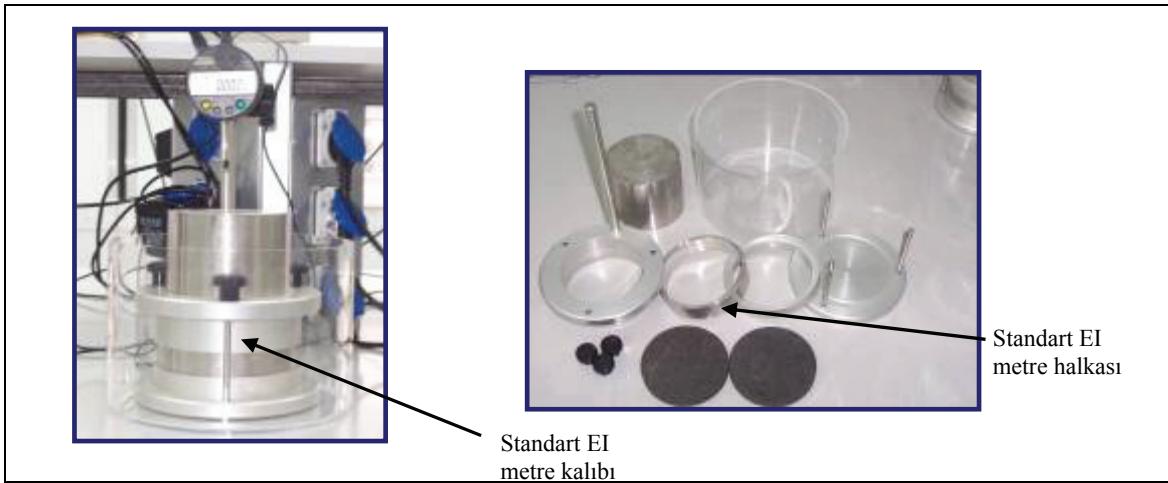


Şekil 1. Numunenin Standart Proctor enerjisindeki kompaksiyon eğrisi ve doygunluk yüzdeleri.

Tablo 1’de numunenin fiziksel özellikleri, Şekil 1’de ise Standart Proctor (SP) enerji seviyesindeki kompaksiyon eğrisi verilmektedir.

3. ŞİŞME DENEYLERİ

EI (Expansion Index) metre deney sonuçları karakteristik bir tanımlama olması nedeniyle, LL, PL ve PI gibi zeminin diğer indis özellikleriyle karşılaştırmalı analizler sunmaktadır. Deney yöntemi, 1960’lı yılların ortalarında geliştirilmiş ve Kaliforniya’da standart bir yöntem olmuştur. 1988 yılında genel standart haline dönmüştür (ASTM D 4829, 1988). Standart Proctor kalıbından farklı özellikte ayrılabilir kalıp detayı Şekil 2’de sunulmaktadır.



Şekil 2. Standart EI metre ve kalıbı detayları.

Standart deneyde, 4 no’lu elek altına geçen numunenin su muhtevası, standart kompaksiyon deneyinde bulunan optimum su muhtevası değerine yakın su muhtevasında

hazırlanır. Doygunluk derecesi %40 – 60 arasında olacak şekilde numune, kalıp içinde iki tabaka halinde ve her tabakaya standart Proctor tokmağı ile 15 vuruş ile ulaşılan 530 kJ/m³ lük enerji ile sıkıştırılır. Halkaların birleşmesi ile oluşan ayrılabilir özellikteki kalıbın tam ortasındaki 2,54 cm kalınlığındaki ve 10,2 cm çapındaki EI metre halkası çıkartılır ve halkanın alt ve üstü tıraşlanarak sisteme bağlanır. 7 kPa'lık sürsarj yükü altında suya boğulur. Deformasyonlar okuma saatinden 24 saat boyunca belirli aralıklarla okunur (ASTM D 4829, 1988).

Bu çalışma kapsamında 530 kJ/m³ enerji altında, 10,2 cm çapındaki kalıp içinde iki farklı yükseklikte (2,54 cm, 5,10 cm) ve dört ayrı su muhtevasında (%11,5, 15,5, 19,2, 24) örnekler hazırlandı. Operatör etkisini en düşük seviyede tutmak için her bir su muhtevası değerinde dört adet örnek olmak üzere 32 örnek üzerinde EI metre ekipmanı kullanarak şişme deneyleri yapıldı. Seçilen su muhtevaları, kritik durum olarak da ifade edilen optimumdan kuru tarafta ve EI metre deneyi esasında belirtilen %40 – 60 doygunluk derecelerini de kapsayacak şekilde %30, %40, %50 ve %70 doygunluk derecelerini sağlayacak şekilde belirlendi. Her bir deney serisinde sıkıştırma enerjileri sabit tutulup, yükseklik ve buna bağlı olarak da numunenin alındığı konum değiştirildi. Ayrılabilir özelliği ile Standart Proctor kalıbından farklı özellikte olan kalıpta; 2,54 cm yüksekliğindeki numune kalıbın tam ortasında yer alan EI metre halkası ile 5,10 cm yükseklikteki örnek ise bütün kalıp boyunca fazlalıklar tıraşlanarak sisteme bağlandı.

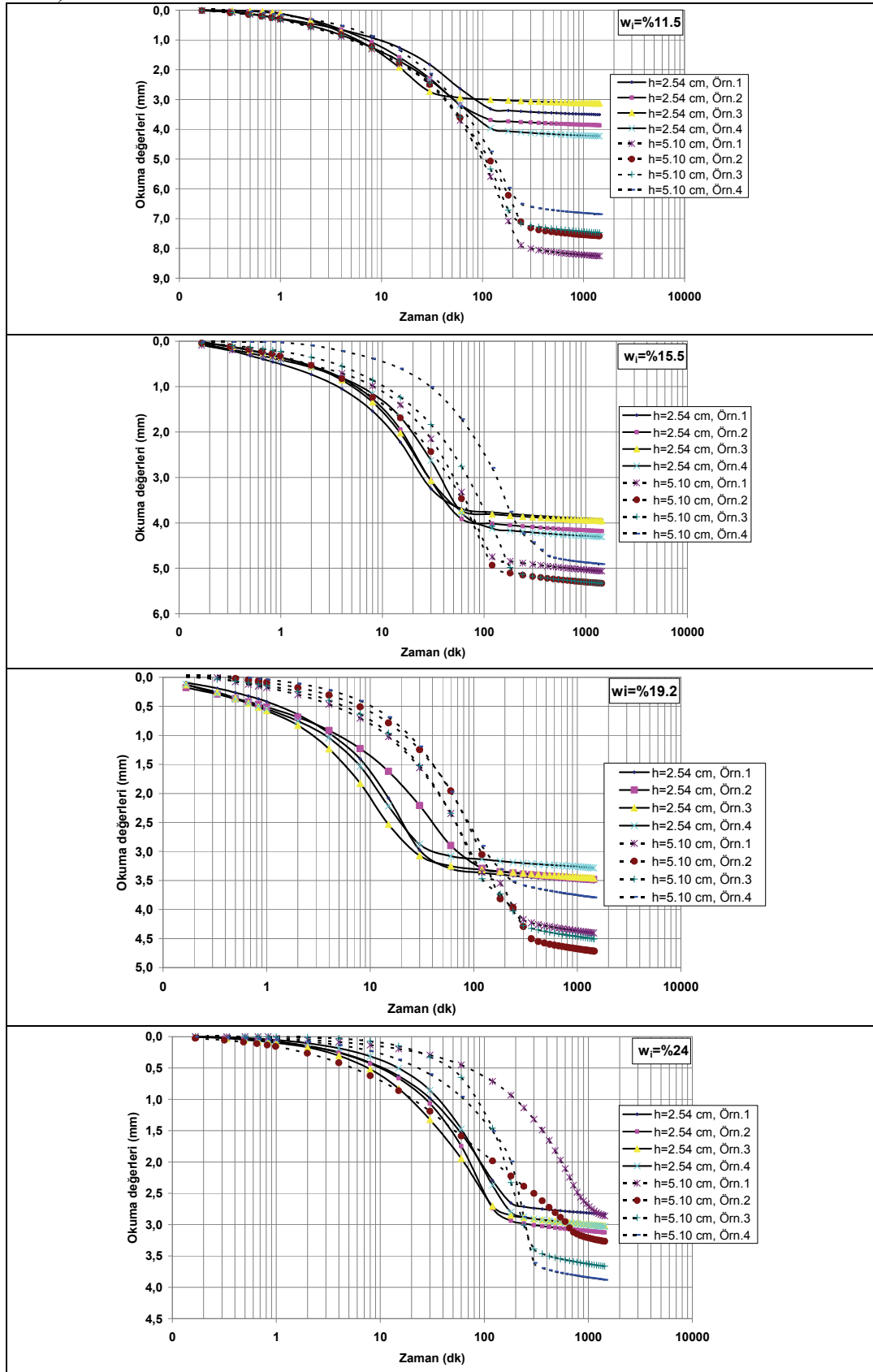
4. DENEYSEL ÇALIŞMA SONUÇLARI VE TARTIŞMA

Sıkıştırılmış numunelerin kompaksiyon kalıbı içinden alınarak şişme deneyine tabi tutulduğuna birçok çalışmada değinilmiştir. Bu çalışmada ise örnekler aynı enerji seviyesinde sıkıştırılmalarına rağmen örneklerin alınma yerlerinin farklı olmasına bağlı olarak, farklı kuru yoğunluklara ulaşmaları nedeni ile şişme miktarları örnek yükseklikleri ile orantılı değişmemiştir. Şekil 3'te suya boğulan örneklerin şişme deformasyonları örnek yüksekliğine ve başlangıç su muhtevalarına göre verilmektedir.

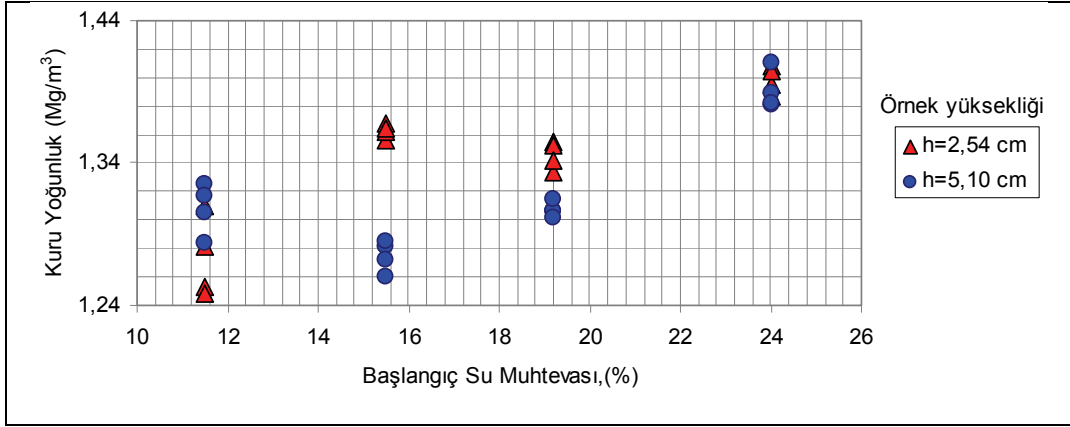
Şekil 3'ten artan başlangıç su muhtevasıyla ile iki ayrı yükseklikteki numunede gözlenen şişme miktarlarının birbirlerine yaklaştığı görülmektedir. Şekil 4'te ise başlangıç kuru yoğunluğu ve su muhtevası ilişkisi sunulmaktadır. Bu şekilden de örneklerin aynı enerji altında sıkıştırılmalarına rağmen, kuru yoğunluklardaki değişimin kalıp içinde düzgün dağılmadığı görülmektedir. Bu durum, şişme deneyine tabi tutulan örneğin kalıp içindeki mevcut yerinin ne derece önemli olduğunun göstergesi olarak değerlendirilebilir. 2,54 cm yüksekliğe sahip halka kalıbın tam ortasında olup iki tabakanın kesiştiği bölgedeki örneği temsil etmektedir. Dolayısıyla uygulanan enerji altında sıkışma daha yoğun gerçekleşmiştir. Şişme yüzdesinin su muhtevasına bağlı değişiminin değerlendirildiği Şekil 5'te 2,54 cm yüksekliğinde ve kalıp ortasından alınan örneklerin daha büyük şişme yüzdesi değerleri verdiği görülmektedir.

Deneysel çalışma sonunda elde edilen değişkenlerin (kuru yoğunluk, su muhtevası ve örnek yüksekliği) şişme yüzdesine ne derecede etkide bulunduğunu değerlendirmek için regresyon analizi esasında bir model oluşturulmaya çalışılmıştır. Elde edilen parametrelerin şişme yüzdesi üzerinde etkisi değerlendirmek, tek tek parametreler değerlendirildiğinde oldukça karmaşık bir hal alır. Bu anlamda, regresyonun en önemli avantajı, bağımsız değişkenlerin toplu etkisini göstermesi yanında, diğer değişkenler

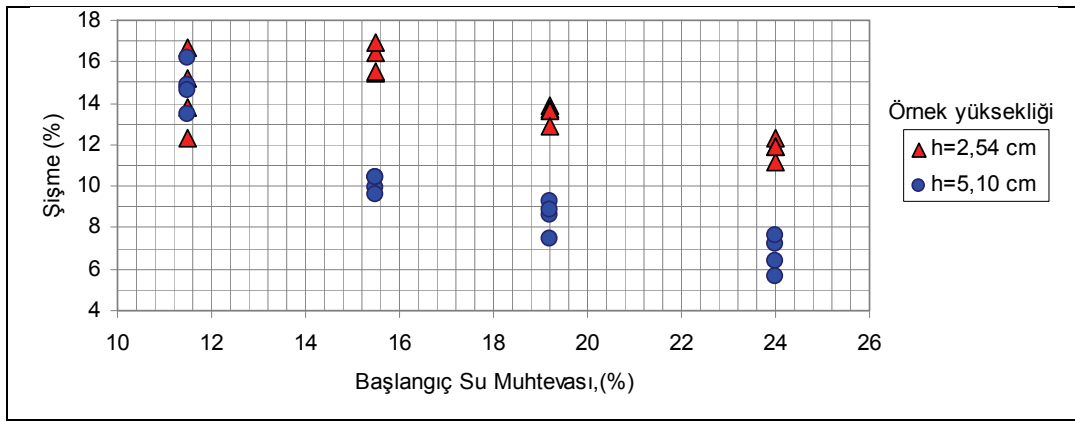
kontrol altında tutularak, her değişkenin etkisinin de tek tek görülebilir olmasıdır (Thomas et al., 2000).



Şekil 3. Örnek yüksekliği ve başlangıç su muhtevalarına göre değişen şişme miktarları



Şekil 4. Örneklerin başlangıç su muhtevası-kuru yoğunluk ilişkileri



Şekil 5. Örneklerin başlangıç su muhtevası-şişme yüzdesi ilişkileri

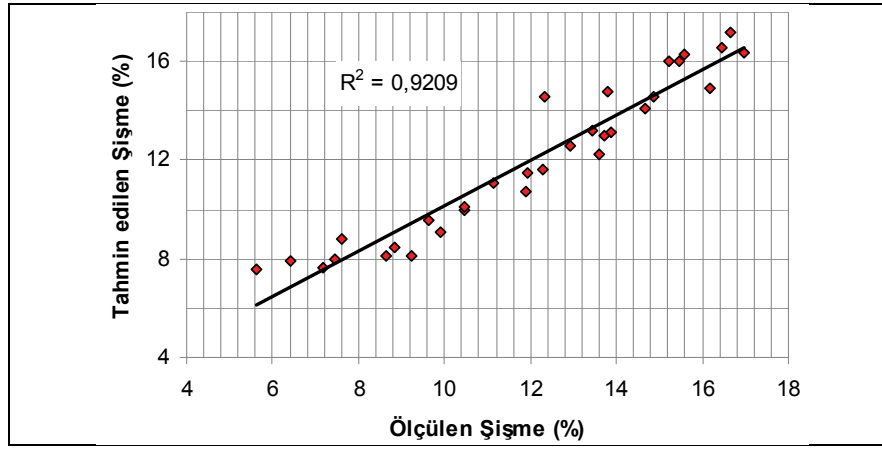
Bütün değişkenlere ait çoklu korelasyon matrisi hesaplanması ile bağımlı değişken olan “şişme yüzdesi” ile bağımsız değişkenlerin (su muhtevası, kuru yoğunluk, ve örnek yüksekliği) her biri ile olan korelasyonu yanında, bağımsız değişkenlerin birbirleri ile olan korelasyonları da değerlendirildi. Çoklu regresyonun uygunluğunun bir diğer kontrolü de bağımlı ve bağımsız değişkenler arasındaki ilişkinin doğrusal olmasıdır. Bu amaçla bağımlı ve bağımsız değişkenlerin serpmme grafikleri oluşturularak bir eğri olup olmadığı incelendi ve doğrusallık varsayımının sağlandığı görülmüştür. Su muhtevası ve doymunluk değişkenlerinin bağılı değişkenler olduğu bu nedenle de su muhtevası değişkeninin modele dahil edilmesinin daha anlamlı olacağı belirlenmiştir. Bu değerlendirme için elde edilen katsayılar kullanıldığında Eşitlik 1’deki denklem elde edilmiştir.

Regresyon modelinin açıklayıcı gücünün göstergesi olması ve doğrusal modelin uyum iyiliğinin en yaygın ölçüm biçimi olan tanımlayıcılık katsayısı olan $R^2=0,921$ değeri Eşitlik 1’de verilmektedir. Bir başka ifade ile şişme yüzdesi ile diğer değişkenler arasında kuvvetli bir doğrusal ilişki mevcuttur. Güven aralıkları, oluşturulan model açısından değerlendirildiğinde regresyon katsayılarının %95 güven aralığında ve 0.05’lik önem seviyesinde kaldığı görülmüştür.

$$\text{Şişme}(\%) = [-26.727 + 42.5460\rho_d - 0.778w(\%) + 38.034 - 0.113h] \quad R^2=0,921 \dots \dots \dots [1]$$

- w = Başlangıç su muhtevası.
- ρ_d = Kuru yoğunluk (Mg/m^3)
- h = Örnek yüksekliği(mm).

Çalışma esnasında ölçülen şişme yüzdesi ile Eşitlik 1'den tahmin edilen şişme yüzdelерinin değişimini gösterir ilişki Şekil 6'da verilmektedir.



Şekil 6. Şişme yüzdesi için geliştirilen model üzerinde ölçülen ve tahmin edilen değerler.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, farklı boyut etkilerinin değerlendirildiği bir araştırmanın ilk bulguları, klasik şişme yüzdesi belirlenmesinde kullanılan kompaksiyon kalıbına alternatif olarak EI (Expansion Index) metre kalıbı kullanılarak, aynı enerji seviyesinde, farklı yükseklikte ve su muhtevalarında sıkıştırılan örneklerin şişme yüzdesine boyut etkisi öncelikli olarak değerlendirilmeye çalışılmıştır. Şişme yüzdesine etki eden değişkenler bir bütün olarak değerlendirildiğinde;

- En büyük etkinin kuru yoğunluk değişkenince sağlandığı görülmüştür,
- Su muhtevası ve doygunluk değişkenlerinin bağlı değişkenler olduğu ve bu değişkenlerden birinin modele dahil edilmesinin gereği görülmüş ve su muhtevası değişkeninin etkinliği belirlenmiştir.
- Dinamik sıkıştırma etkisine maruz kil zeminin şişme yüzdesinin belirlenmesinde, kullanılan örneğin kalıptan alındığı yerin ne derece önemli olduğu sonucuna varılmıştır.
- Dikkate alınan yükseklik etkisi, artan numune yüksekliğiyle orantılı artan şişme yüzdesi beklentisinin doğru olmayacağı gerçeğini ortaya koymuştur. Bu durum; neden arazide yapılan şişme yüzdesi değerlerinin laboratuvar ortamında yapılan şişme yüzdesi deney sonuçları değerlerinden daha düşük çıktığına bir yorum getirmiş olması açısından önemlidir.

Benzer yaklaşımın şişme basıncı için de yapılması araştırmanın devam eden bölümünü oluşturacaktır.

KAYNAKLAR

- Ali, E.M., and Elturabi, M.A.D. (1984), "Comparison of two methods for the measurement of swelling pressure", Fifth Int. Conf. on Expansive Soils, Adelaide South Australia, 21-23 May, pp.72-74.
- Abduljawad, S.N., Al-Suleimani, G. J. (1993), "Determination of swell potential of Al-Qalif clay", Geotechnical Testing Journal of ASTM 16(4), 469-484.
- ASTM D 4829, (1988), "Standard Test Method for Expansion Index of Soils", Annual Book of ASTM Standards, 04.08.
- EL-Sohby, M. A. and Rabba, E.A. (1981), "Some factors affecting swelling of clayey soils, Geotechnical Engineering", Vol. 12, pp.19-39.
- Du, Y., Li, S., Hayashi, S. (1999), "Swell –shrinkage properties and soil improvement of compacted expansive soil, Ning-Liang Highway, China", Engineering Geology 53 , p.351-358.
- Nelson, J.D and Miller, J.D. (1992), "Expansive Soils-Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering", J. Willey and Sons, New York, p:259.
- Snethen, D. R. (1984), "Evaluation of expedient methods for identification and classification of potentially expansive soils", Fifth International Conference on Expansive Soils, Adelaide, South Australia, 21-23 May, pp.22-26.
- Thomas, P.J., Baker, J.C., Zelazny, L.W., and Hatch, D.R. (2000), "Relationship of map unit variability to shrink-swell indicators", Soil Sci. Soc. Am. J., Vol.64, p. 262-268
- TS 1900 (1987), İnşaat Mühendisliğinde Zemin Deneyleri: Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

YER ALTI YAPILARI VE TÜNELCİLİK KONUSUNDA EĞİTİM

EDUCATION IN UNDERGROUND STRUCTURES AND TUNNELLING

Dr. Tülin SOLAK¹

ABSTRACT

Some examples about education programs on underground structures and tunnelling in university education (bachelor and master studies) and special programs in the world are given in this paper. Importance of this type of education in geotechnical and civil engineering is also emphasized. In civil engineering department, at bachelor level courses consist of soil mechanics, rock mechanics, engineering geology and tunnelling subjects. Fundamental and basic knowledge is covered during these courses. In master studies, education focuses on special subjects in design and construction. Practical education is given as internships at site and office. Firms in the sector organize educational programs for their personnel and contributes to the education with seminars and key lectures at universities.

Keywords: underground structures, tunnelling, education

ÖZET

Bildiride, dünyada yer altı yapıları ve tüneller ile ilgili lisans ve lisansüstü seviyelerdeki eğitim programlarının ve özel programların kapsamı ile ilgili bazı örnekler verilmiş olup yer altı yapıları ve tünelcilik konusundaki eğitimin geoteknik ve inşaat mühendisliği eğitimindeki yeri değerlendirilmiştir. İnşaat mühendisliği bölümünde lisans seviyesinde verilen eğitim, zemin mekaniği, kaya mekaniği, mühendislik jeolojisi ve tünelcilik konularını kapsarken, temel kavramlar ve bilgiler verilmektedir. Yüksek lisans seviyesindeki eğitimde ise, tasarım ve yapım ile ilgili daha özel konulara yoğunlaşmakta, şantiye-büro stajı, proje yapımı ile uygulamaya yönelik pratik eğitim verilmesi amaçlanmaktadır. İnşaat sektöründeki firmalar, personeline hizmet içi eğitim verirken üniversitelerin düzenlediği yüksek lisans programlarında ve seminerlerde kendi uzmanlık alanlarında eğitim vererek katkı sağlamaktadır.

Anahtar kelimeler: yer altı yapıları, tünelcilik, eğitim

¹ Dr., Karayolları Genel Müdürlüğü, tulinsolak@gmail.com

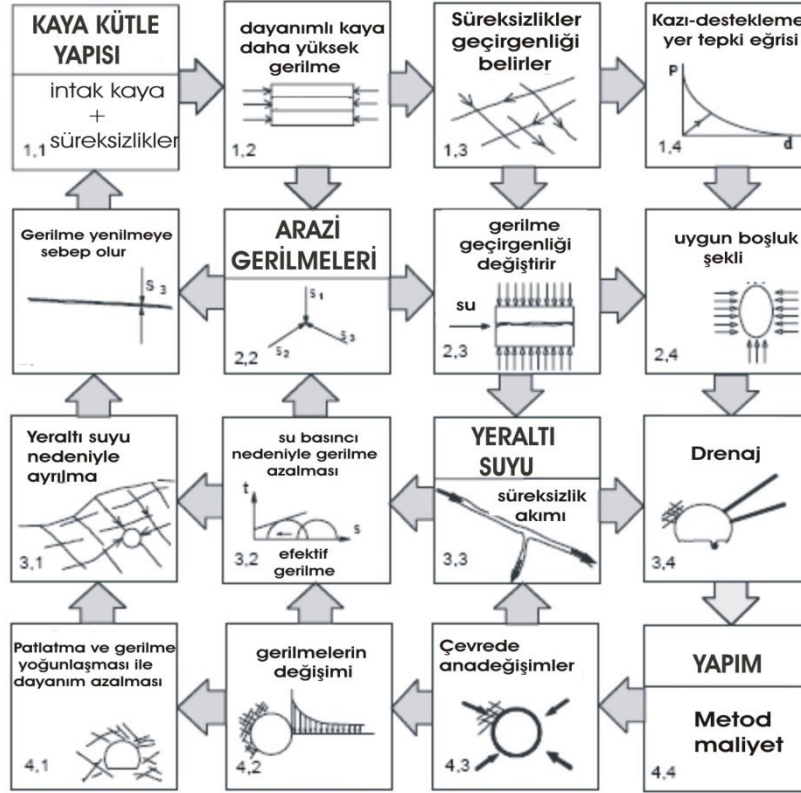
1. GİRİŞ

Son yıllarda tüm dünyada olduğu gibi ülkemizde de ekonomik, sosyal ve çevresel nedenlerle yer altı yapılarına olan gereksinim ulaşım ve enerji sektörü başta olmak üzere her alanda artmıştır. Bu durum yer altı yapıları ve tüneller konusunda eğitim görmüş deneyimli inşaat mühendisi ihtiyacını beraberinde getirmektedir. Yer altı yapıları ve tüneller farklı disiplinlerin (mühendislik jeolojisi, kaya mekaniği, zemin mekaniği v.b.) ortak çalışma alanındadır. İnşaat mühendislerinin hem farklı disiplinlerdeki teknik elemanlar ile ortak dili konuşması ve çalışmalarını yorumlaması hem de kendi çalışması için gerekli verileri talep edebilmesi için uzmanlık alanı dışındaki konularda da (mühendislik jeolojisi v.b.) bilgi sahibi olması gereklidir. Ayrıca tünellerin arazi çalışmalarından başlayarak tasarım, yapım, kontratlar, işletim v.b konular inşaat mühendisliğinin asli sorumluluğu altındadır. Yer altı yapıları ve tünellerin inşaat mühendisliği içinde özel yapılar olduğu da dikkate alındığında genel inşaat mühendisliği eğitiminin yanısıra özel olarak ders içeriklerinin hazırlanması ihtiyacı doğmaktadır. Bu bildiride, dünyada yer altı yapıları ve tüneller ile ilgili lisans ve lisansüstü seviyelerdeki eğitim programlarının ve özel programların kapsamı ile ilgili örnekler verilmiş olup, yer altı yapıları ve tüneller konusunda eğitim geoteknik ve inşaat mühendisliği eğitimindeki yeri değerlendirilmiştir.

2. LİSANS EĞİTİMİ

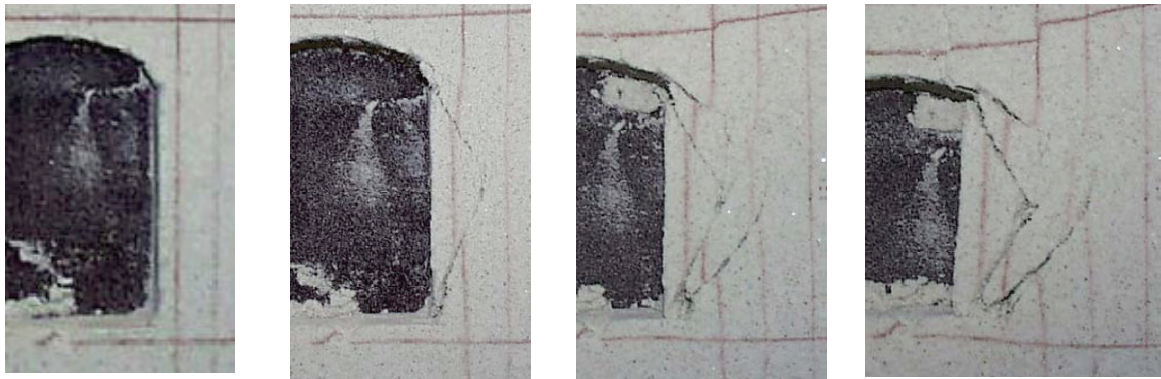
Uluslararası Tüneller Birliğinin (ITA) 2 nolu Çalışma Grubunun “Tünellerde Üniversite Eğitimi” konulu araştırması sonucunda, Peila (2000) tarafından hazırlanan rapordaki 45 üye ülkenin 14’ünün sağladığı verilere göre, yer altı yapıları ve tüneller konusunda eğitimin ağırlıklı olarak İnşaat Mühendisliği bölümünde Kaya Mekaniği ve Ulaşım Altyapısı derslerinde verildiği ifade edilmektedir. Ders saati 3 yıllık eğitimde 15-120 saat arasında değişirken, 5 yıllık eğitimde ortalama 55 saat mertebesindedir. Tüneller derslerinin içeriği büyük ölçüde destek elemanlarının tasarımını kapsamakta olup sınırlı bir bölümünde ise mekanize kazı konusu işlenmektedir.

Yer altı yapıları konusunda önemli projelerin gerçekleştirildiği ve bilgi birikiminin bulunduğu bir ülke olan Avusturya’nın Graz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünde 6 dönemlik 180 kredilik lisans eğitiminin son döneminde 10 kredilik ve 9 saatlik “Geoteknik” dersi zorunlu ders olarak verilmektedir. İnşaat Mühendisliği bölümünün 3 enstitüsünün (Kaya Mekaniği ve Tüneller, Zemin Mekaniği ve Temel Yapıları, Uygulamalı Jeoloji Enstitüleri) ortaklaşa verdiği derste, kayayı oluşturan minerallerin içerikleri ve özellikleri, mineralojik süreçler, kaya ve kaya kütlesi oluşumları, jeolojik süreçler, Alpllerdeki kaya tiplerinin özellikleri, kaya ve zemin mekaniğinde temel bilgi, kaya kütlesinin ve süreksizliklerin özellikleri hakkında temel bilgi verilmesi hedeflenmektedir. Kayada inşa edilen her yapının ortamın özellikleriyle (kaya kütle yapısı, arazi gerilmeleri ve yeraltı suyu ile) etkileşim içinde olduğu dikkate alınarak hem bu özelliklerin değişimi hem de birbiri ile etkileşimi incelenmektedir (Şekil 1). Laboratuvar deneyleri ve çözümlü problemler ile desteklenen ders sonucunda öğrencinin kaya kütlesinde birincil ve ikincil gerilmelerin belirlenmesi, sınıflama sistemleri ve davranış tiplerinin uygulanması, zemin ve kayada inşa edilecek yapıların boyutlandırmasında yeterli konuma gelmesi sağlanmaktadır. Dersin içeriği Tablo 1’de verilmektedir. (<http://portal.tugraz.at> ve ders notları)



Şekil 1. Hudson'a göre Etkileşim Matrisi (Graz Teknik Üniversitesi Ders Notları)

5 kredilik proje dersinde ise seçilen proje çalışması (parametrik çalışma, model deneyleri v.b.) Kaya Mekaniği ve Tünelcilik Enstitüsünün gözetiminde yürütülmektedir. Proje çalışması, tünel ve yer altı yapıları çevresinde gerilme dağılımının analitik yöntemlerle araştırılması, sayısal analiz ile farklı ortamlarda kaya kütle davranışının değerlendirilmesi, yapım uygulamalarında geoteknik ölçümlerin değerlendirilmesi gibi ofis çalışmalarını içerebildiği gibi, laboratuvarında yer altı boşluğu çevresindeki davranışın gözlenmesi amacıyla yürütülen model deneyleri de kapsamaktadır. Model deneyler ile yürütülen çalışmalara bir örnek Şekil 2'de verilmektedir. (<http://portal.tugraz.at> ve ders notları)



Şekil 2. Tünel Çevresinde Yenilme Mekanizmasını inceleyen Model Deney-Proje Çalışması (Graz Teknik Üniversitesi Ders Notları)

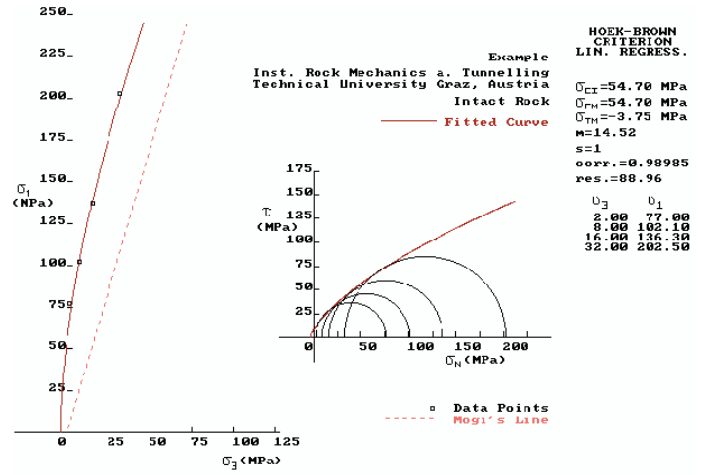
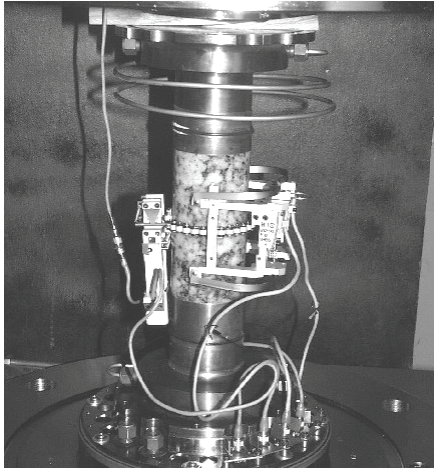
Tablo 1. Graz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünde verilen Geoteknik dersinin içeriği

Bölüm	Konu Başlığı
1	Plaka tektoniği
2	Kayayı oluşturan mineraller
3	Kayaların sınıflanması
4	Ham mineraller ve organik bağlayıcılar
5	Yapısal jeoloji
6	Zeminin fiziksel özellikleri , zemin araştırmaları
7	Zemin mekaniği laboratuvar deneyleri
8	Zeminde su davranışı
9	Gerilme durumu, kaya davranışı, kaya mekaniği laboratuvar deneyleri
10	Zeminin gerilme-birim deformasyon davranışı
11	Eurocode 7
12	Zeminde toprak basıncı analizi
13	Süreksizliklerin yenilme mekanizması
14	Geoteknikte limit durumu
15	Blokların kinematiki ve kesme direnci
16	Kutup diyagramı
17	Sığ temeller
18	Deplasmanların analizi
19	Tünelde gerilme durumları
20	Kaya kütle sınıflamaları
21	Tünelde deplasman ölçümleri
22	Yer altı boşlukları yapım yöntemleri
23	Temel mühendisliği destekleme

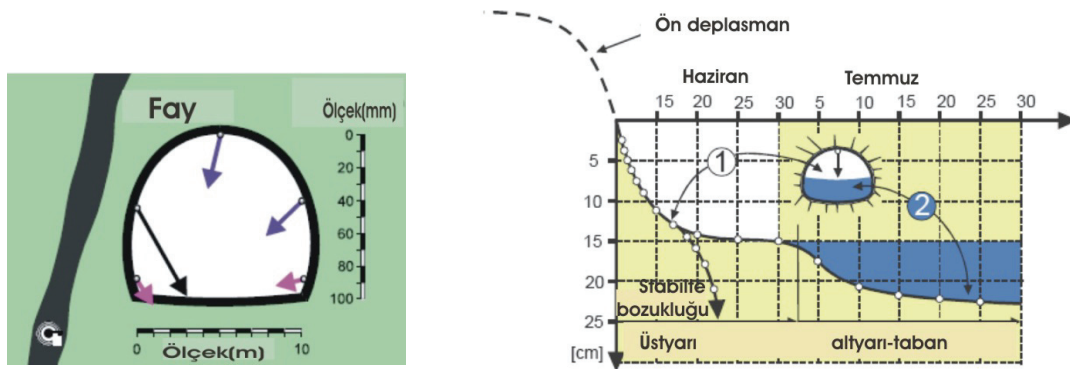
3. YÜKSEK LISANS EĞİTİMİ VE ÖZEL PROGRAMLAR

Özellikle son yıllarda, dünyada birçok üniversite, uluslararası katılımcılara da hitap eden yer altı yapıları ve tüneller konusunda yüksek lisans programları düzenlemektedir. Bu programlar mühendislik jeolojisi, zemin mekaniği, kaya mekaniği, tasarım, yapım, ölçüm ve gözlem, şantiye organizasyonu konulu derslerin yanısıra staj, arazi gezileri ve uygulamalarını da kapsamaktadır. Yapım firmalarının kendi personeline verdiği kapsamlı hizmetiçi eğitimlerin yanısıra üniversiteler ile ortak düzenlenen eğitim programları da mevcuttur. (<http://www.ita-aites.org>).

Graz Teknik Üniversitesinde 4 dönemlik Geoteknik Mühendisliği Yüksek Lisans Programındaki dersler, İnşaat Mühendisliği bölümünün 3 enstitüsünün (Kaya Mekaniği ve Tüneller, Zemin Mekaniği ve Temel Yapıları, Uygulamalı Jeoloji Enstitüleri) verdiği Kaya Kütle Tanımlaması, Kaya Mekaniği ve Tüneller, Kaya Mekaniği Laboratuvar Deneyleri (Şekil 3), Kaya Kütle Tanımlamasında Arazi Yöntemleri ve Geoteknik Ölçüm (Şekil 4) başlıklarını taşımaktadır. Bu derslerde tüneller ile ilgili şartnamelere, standartlara ve rehberlere yer verilmektedir (Şekil 5).

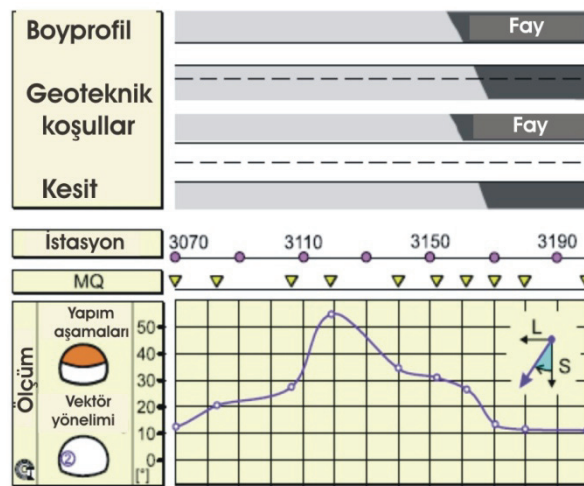


Şekil 3. Açık 3 eksenli hücresi içinde kaya numunesi ve çok aşamalı deneyin Hoek-Brown yenilme kriterine göre değerlendirilmesi (Graz Teknik Üniversitesi Ders Notları)



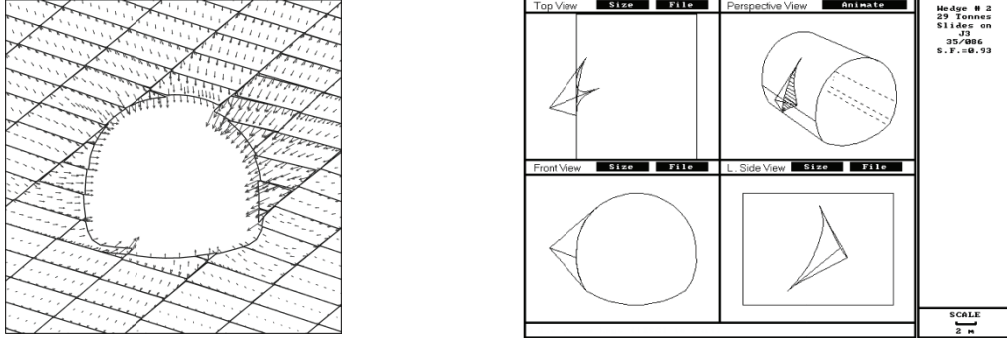
a)

b)



c)

Şekil 4. Geoteknik Ölçüm dersinde kullanılan gösterimlerden bazıları a) enkesitte deformasyon vektörleri b)deformasyon-zaman grafiği c) boyuna yönde deformasyon/oturma değişim grafiği (Graz Teknik Üniversitesi Ders Notları)



Şekil 5. Tünel çevresinde süreksizlik kontrollü yenilme davranışının belirlenmesine yönelik analizler (Avusturya Geomekanik Birliği 2001)

Ayrıca tünel mühendisi yetiştirmek amaçlı 4 dönemlik sertifika programı “NATM (Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi) Mühendisi” Leoben Üniversitesinin Madencilik Fakültesi ile ortak olarak düzenlenmektedir. Programın içeriği Tablo 2’de verilmektedir

Tablo 2. “NATM (Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi) Mühendisi” Yüksek Lisans Programının İçeriği

Konu Başlığı	İçerik
Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemine Giriş	Yöntemin gelişimi, ana bileşenleri, diğer yöntemlere göre avantajları ve dezavantajları, gözlemsel yöntem temelinde proje ve yapım yöntemi
Araştırma ve Mühendislik Jeolojisi Yöntemleri	Proje aşaması ve jeolojik koşullara göre araştırma programının planlanması, araştırma metotları, mühendislik jeolojisi haritalaması,
Kaya Mekaniği Laboratuvar Testleri	Deney yöntemleri, parametrelerin belirlenmesi ve yorumlanması
Kaya Kütle Sınıflaması ve Tanımlaması	Kaya ve kaya kütlelerinin sınıflanması ve tanımlanması, kaya kütle tiplerinin belirlenmesi, mekanik ve hidrolik kaya parametrelerinin belirlenmesi
Geoteknik Tasarım	Kapalı çözümler ve sayısal analiz kullanılarak kaya kütle davranışının analizi, sistem davranışının analizi, destek tasarımı, zayıf zemin tünelciliği özel çözümleri
Risk Analizi	Risk analiz yöntemleri, sınır koşullarının tanımlanması, olasılık ve risklerin belirlenmesi, koridor ve hat seçimi
Tünel Yerleşimi	Gabari, havalandırma sistemleri, güvenlik önlemleri, kazı yöntemleri
Sayısal Analiz	Simülasyon öğeleri, malzeme modelleri, yazılımların (UDEC, FLAC, Plaxis, Abaqus) ana hatları
Yapım kontratı	İlgili standartlar, şartnameler, farklı kontrat modelleri ve uygulamaları, yapım kontratlarının yapısı, uygulaması
Şantiye organizasyonu ve yönetimi	Hazırlık, ekipman ve personel yönetimi
Güvenlik	Güvenlik önlemleri, sorumluluklar
Ölçüm, veri değerlendirilmesi ve yorumlanması	Ölçüm programı hazırlanması, değerlendirme ve yorumlama
Ölçüm Ekipmanı	Ölçüm ekipmanları, ölçüm noktalarının tesisi, ölçüm alımı

Düzenlenen yüksek lisans programlarına bir örnek de Lozan Politeknik üniversitesinde düzenlenen “Tünelcilik” yüksek lisans programıdır. Lisans eğitimi almış birkaç senelik tünelcilik konusunda tecrübesi olan inşaat ve tünel mühendislerine yönelik hazırlanan programın süresi 9 aydır. Ağırlıklı olarak uygulamacı uzmanların (derslerin ¾’ü) ve üniversite mensuplarının görev aldığı program 16 haftası ders, 14 haftası proje (dersler ile eş zamanlı), 8 haftadan fazla uygulama ve yüksek lisans tezini içermektedir. Programın aşamaları ve içerikleri Tablo 3’te verilmektedir.

Tablo 3. Lozan Politeknik Üniversitesi tarafından verilen Tünelcilik Yüksek Lisans Programı İçeriği

Aşama	İçerik
Ders	Jeolojik araştırma ve kaya kütle tanımlamaları Kaya ve zemin mekaniği, tünel tasarım parametreleri Konvansiyonel kazı yöntemleri, TBM teknolojileri, iyileştirme yöntemleri Destek tasarımı Sayısal analiz, FEM, DEM Ölçüm, yapım yönetimi, sözleşme Güvenlik, havalandırma, sigorta Vaka analizleri, Gothard ve Lötschberg Tünelleri
Proje	Tünel planlama, tasarım ve risk konularında proje çalışması
Uygulama	Planlama, tasarım ve yapım konusunda tünel firması/şantiyesinde eğitim
Yüksek Lisans Tezi	Araştırma konusu veya vaka analizi

Uluslararası Tünelcilik Birliği (ITA), yer altı yapıları ve tünelcilik konusunda eğitim ile ilgili çalışmalarını desteklemek amacı ile bir komite oluşturmuştur. 2005 yılında Türkiye’de düzenlenen Dünya Tünel kongresinde ilki gerçekleştirilen seminerler periyodik olarak düzenlenmektedir. Ayrıca, Birlik farklı ülkelerde gerçekleştirilen yüksek lisans programlarını da desteklemektedir. Bunlar 2003 yılından beri Torino Politeknik Üniversitesinde düzenlenen yüksek lisans programı ile Madrid ve Lozan üniversitesi tarafından düzenlenen yüksek lisans programlarıdır.

Özel sektörün kendi personeline verdiği eğitim paketleri de mevcut olup Almanya’da Hochtief firmasının tünelcilik ile ilgili verdiği hizmet içi eğitim programı 3 aşamalı olarak tanımlanmaktadır. İlk aşamada tasarım metotları, yapısal analiz, yapım yöntemleri, ihale hazırlığı, uygulama projesi hazırlanması ile ilgili konularda 18-24 aylık; 2. aşamada planlama, iş hazırlığı, lojistik, tedarik ve geoteknik danışmanlık konularında 1-3 aylık eğitim verilirken, 3. aşamada yapım şantiyesinde 3-6 aylık süre ile şantiye mühendisi olarak görevlendirme yapıldığı ifade edilmektedir. Ayrıca firma şantiye gezileri, üniversite seminerleri, üniversite ile ortak araştırma çalışmaları da gerçekleştirmektedir (<http://www.ita-aites.org>).

4. SONUÇLAR

Tasarım ve yapım yöntemlerindeki gelişmeler ile yer altı yapıları ve tüneller, sadece zemin/kaya yükünü taşıyan yapılar olarak değil, gerektiğinde ön destekleme yöntemleri ile güçlendirilen, ana destekleme ile kemerlenme sağlayarak kayayı kendi kendine taşıyan yapılar olarak değerlendirilmektedir. Bu nedenle, yer altı yapıları ve tüneller Geoteknik Mühendisliği içinde önemli yer tutmaktadır. Yer altı yapıları ve tünellerin tasarımından yapımına tüm süreçlerde bilgi ve teknik donanım ihtiyacı, bu konudaki eğitimin önemini artırmaktadır. Dünyada, İnşaat Mühendisliği Bölümlerinde lisans ve yüksek lisans seviyesinde yer altı yapıları ve tüneller konusunda eğitim verilmekte, üniversiteler ve çeşitli organizasyonlar (Uluslararası Tünelcilik Birliği, özel firmalar v.b.) bu alanda görev yapan mühendislere yönelik seminerler düzenlenmektedir. Eğitimlerin içeriği ihtiyaç duyulan konulara göre gelişmekte olup uygulamaya verilen önem artmaktadır.

Bildiride, dünyada bu alanda düzenlenen eğitim programlarının belli başlı örnekleri verilmiştir. Buna göre inşaat mühendisliği bölümünde lisans seviyesinde verilen eğitim,

zemin mekaniği, kaya mekaniği, mühendislik jeolojisi ve tünelticilik konularını kapsarken, temel kavramlar ve bilgiler verilmektedir. Yüksek lisans seviyesindeki eğitimde ise, tasarım ve yapım ile ilgili daha özel konulara yoğunlaşmakta, şantiye-büro stajı, proje yapımı ile uygulamaya yönelik pratik eğitim verilmesi amaçlanmaktadır. İnşaat sektöründeki firmalar personeline hizmet içi eğitim verirken üniversitelerin düzenlediği yüksek lisans programlarında ve seminerlerde kendi uzmanlık alanlarında eğitim vererek katkı sağlamaktadır.

KAYNAKLAR

Peila, D.(2000), “University Education in Tunneling”, ITA çalışma grubu raporu

<http://portal.tugraz.at>, Graz Teknik Üniversitesi resmi web sayfası

Ders notları,Graz Teknik Üniversitesi

<http://www.ita-aite.org>, Uluslararası Tünelticilik Birliği resmi web sayfası

Avusturya Geomekanik Birliği, 2001, “Konvansiyonel Kazıyla Yeraltı Yapıları

Geomekanik Dizayn Rehberi”

YÜKSEK ŞİŞME ÖZELLİĞİ GÖSTEREN YENİÇAĞA (BOLU) ESKİ GÖL YATAĞI KİLLERİNİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİNİN İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF ENGINEERING PROPERTIES OF YENICAGA (BOLU) CLAYS WHICH EXHIBIT HIGH SWELLING CHARACTERISTICS

Mehmet ORHAN¹
Nihat S. IŞIK⁴

İsmail BULUT²

Mustafa ÖZER³

ABSTRACT

In this study, geological and engineering properties of clays which is situated in 567 hectare area located at north-east of Yenicaga lake in Yenicaga district of Bolu was investigated. For this aim, 20 trail pits which have depths varying between 1.50 and 2.00 m were opened and disturbed and undisturbed samples were extracted from these trial pits. Liquid limit, plastic limit, specific gravity, sieve analysis and hydrometer tests were performed on disturbed samples and soil types were determined according to Unified Soil Classification System (USCS). As for undisturbed samples, unconsolidated-undrained (UU) triaxial tests and consolidation+swell pressure tests were conducted. Because building damages due to swelling of soils were frequently observed, especially in light structures in Yenicaga district, swell pressure and swell percent were especially determined. In addition to soil mechanics tests, X-ray diffraction (XRD) analyses were also performed on samples taken from 10 different trial pits. According to the results from XRD analyses, it was determined that, more than 50 % of soils were constituted from clay minerals and most abundant clay mineral was smectite. As results of consolidation tests, it was determined that clays located in the study area are overconsolidated and their preconsolidation pressure and swelling pressure are notably high. A swelling map of the study area was developed by using swelling pressure data. As a result, it was observed that swelling pressure gradually increased towards the current lake border.

Keywords: Swelling pressure, swelling map, Yenicaga Lake

ÖZET

Bu çalışmada Bolu'nun Yeniçağa ilçesinde bulunan 2780 dekarlık bir gölün kuzey doğusunda yer alan yaklaşık 567 hektarlık bir alandaki killerin jeolojik ve mühendislik özellikleri incelenmiştir. Bu amaçla, çalışma sahasında derinlikleri 1.5 ila 2 metre arasında değişen 20 adet gözlem çukuru açılmış ve bu gözlem çukurlarından örselenmiş ve örselenmemiş örnekler alınmıştır. Örselenmiş örnekler üzerinde likit limit, plastik limit,

¹ Doç. Dr., Gazi Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi Bölümü, orhanm@gazi.edu.tr

² Jeo.Y.Müh., İller Bankası Gen. Müd. İmar Planlama Dairesi, Jeolojik Etüdler Şubesi, bulutsmail@gmail.com

³ Uzm. Dr., Gazi Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi Bölümü, ozerm@gazi.edu.tr

⁴ Yrd.Doç.Dr., Gazi Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi Bölümü, nihatsinan@gazi.edu.tr

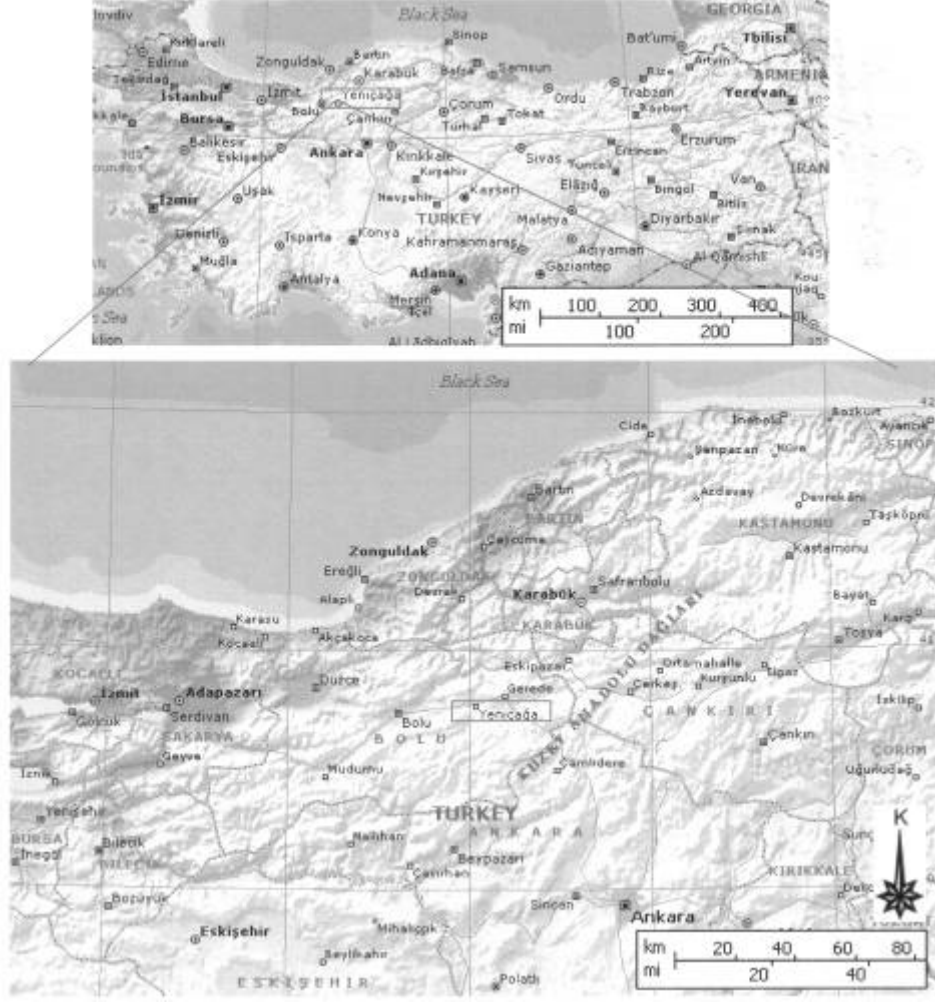
özgül ağırlık, elek analizi ve hidrometre deneyleri yapılmış ve birleştirilmiş zemin sınıflama sistemine (USCS) göre zemin sınıfları belirlenmiştir. Örselenmemiş örnekler üzerinde ise konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneyleri ve konsolidasyon+şişme basıncı deneyleri yapılmıştır. Yeniçağa ilçesi yerleşim birimlerinde, özellikle hafif yapılarda, zeminin şişmesinden kaynaklanan yapı hasarlarına sıkça rastlandığından, şişme basınçlarının ve şişme yüzdelerinin ölçülmesi üzerinde önemle durulmuştur. Zemin mekaniği deneylerine ilaveten 10 farklı araştırma çukurundan alınan örnekler üzerinde X-ışınları difraksiyonu (XRD) analizleri de yapılmıştır. Bu analizler sonucunda zeminlerin % 50'den fazlasının kil minerallerinden meydana geldiği, hakim kil mineralinin ise simektit olduğu belirlenmiştir. Konsolidasyon deneylerinin sonucunda çalışma sahasındaki killerin aşırı konsolide olduğu, ön konsolidasyon basınçlarının ve şişme basınçlarının ise bir hayli yüksek olduğu belirlenmiştir. Konsolidasyon deneyleri sonucunda elde edilen şişme basınçları kullanılarak, çalışma sahasının şişme basıncı haritası oluşturulmuştur. Sonuç olarak, güncel göl alanına yaklaştıkça şişme basınçlarının arttığı görülmüştür.

Anahtar kelimeler: Şişme basıncı, şişme haritası, Yeniçağa gölü

1. GİRİŞ

Araştırma alanının içinde bulunduğu Yeniçağa havzası, Kuzeybatı Anadolu'da Bolu il sınırları içerisinde yer almaktadır. Doğu-batı uzanımlı ve tektonik kökenli havzada, gölsel ve akarsu malzemesi olan çakıl, kum, silt ve killer çökelmiştir. Ayrıca havzanın kuzeybatı bölümünde havzanın 2780 dekarlık alanını kaplayan Yeniçağa Gölü bulunmaktadır. Yer yer 12 metre derinliğe kadar ulaşan göl, havzanın kuzeyinde bulunan Mengen çayı tarafından beslenmektedir.

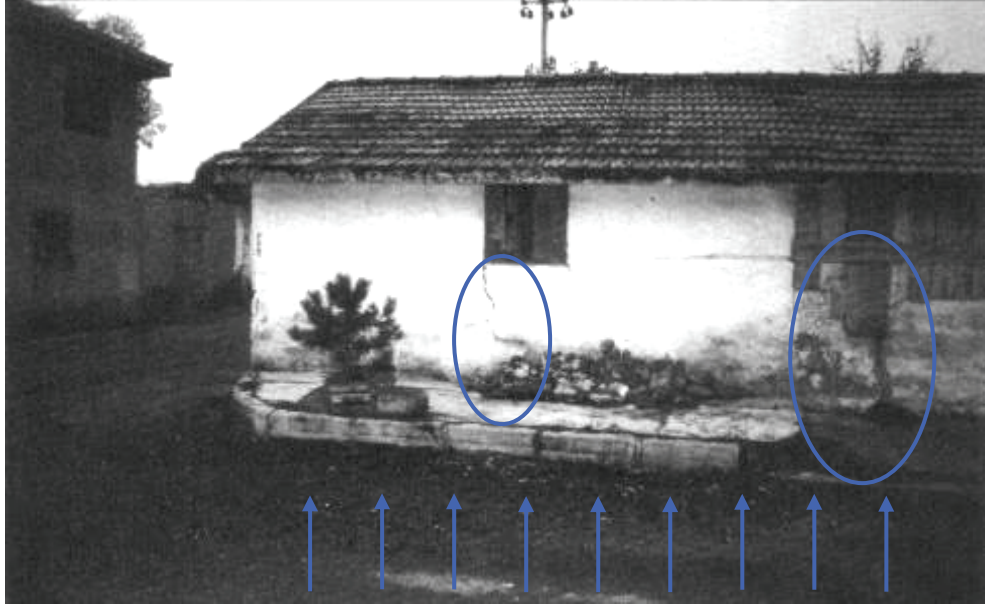
Bolu iline bağlı Yeniçağa ilçesi, Yeniçağa gölünün güney kenarı ile havzanın güney sınırı arasında doğu-batı uzanımlı olarak yerleşik durumdadır (Şekil 1). Ankara-İstanbul karayolu havzanın bu bölümünden geçmektedir. Bölgedeki yerleşim birimleri genellikle bu yollar etrafında yoğunlaşmıştır. İlçenin kentsel gelişimi de bu kısım ile beraber Zonguldak yolu etrafında planlanmaktadır. Bu çalışmanın konusu olan killerin deformasyon parametreleri hakkındaki tüm araştırma ve bulgular, kentsel gelişimin düşünüldüğü havzadan toplanan örneklerle dayanmaktadır.



Şekil 1. Yeniçağa (Bolu) yer bulduru haritası

Yeniçağa Havzası tektonik kökenli bir havza olup Kuzey Anadolu Fay Sistemi (KAFS)'nin yapısal bir elemanıdır. KAFS üzerinde 1944 yılında meydana gelen Gerede (Bolu) ($M_w=7.4$) depreminin yüzey kırığı Yeniçağa ilçesi yerleşimi içerisinden geçmiştir. Havzanın güney kenarından geçen KAFS'nin yüzey kırığı morfolojiye ve jeolojiye etki etmektedir. Bu çalışmada güncel göl alanının hemen kuzey-doğusunda, eski göl yatağının sınırları içerisinde yer alan yaklaşık 567 hektarlık bir alandaki killerin jeolojik ve mühendislik özellikleri incelenmiştir.

Çalışma sahasındaki killerde gözlenen yüksek şişme basınçları, Yeniçağa ilçesi yerleşim alanlarında bazı konutlarda şişmeye dayalı meydana gelen hasarlar olarak kendini göstermektedir. Özellikle hafif yapılarda zeminin şişmesine dayalı hasarların çok yaygın olduğu gözlemlenmiştir (Şekil 2).

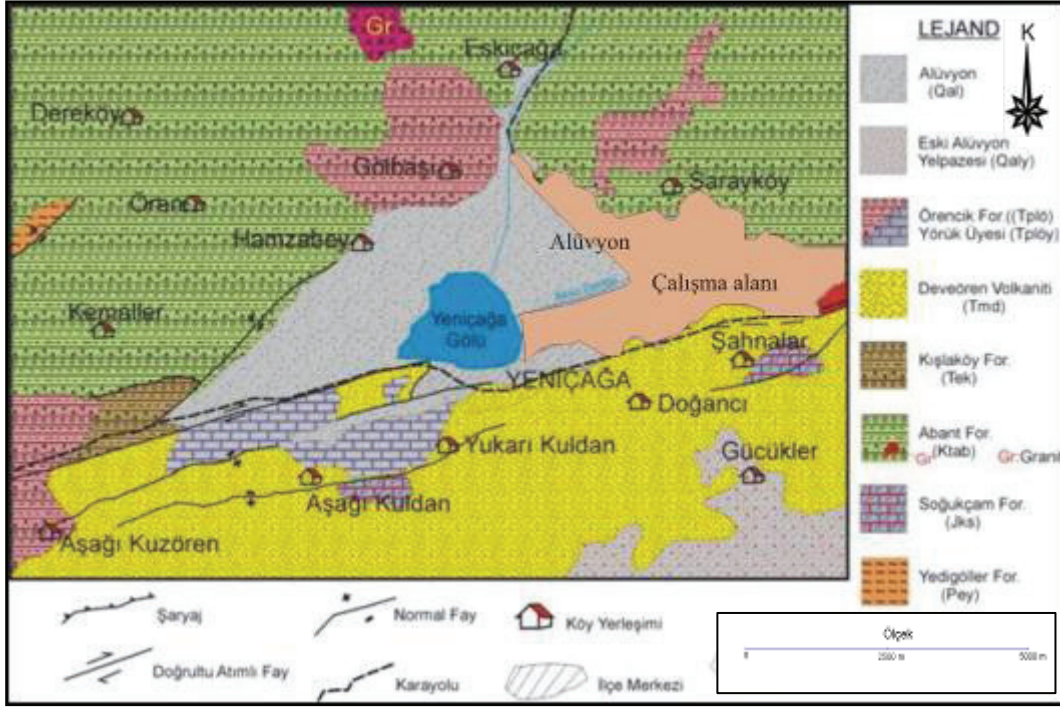


Şekil 2. Yeniçağa (Bolu) yerleşim alanında meydana gelen şişme sonucu tek katlı bir konut duvarında meydana gelen çatlak (Uran, 2005)

Bölgede çok sayıda gözlenen şişme hasarları nedeniyle, zeminin mühendislik özelliklerinin incelenmesi kapsamında şişme basınçlarının ve şişme yüzdelerinin ölçülmesi üzerinde önemle durulmuştur. Bu amaçla öncelikle çalışma alanının bulunduğu bölgenin genel jeolojisi ve tektonik gelişimi irdelenmiş ve hava fotoğraflarından eski göl alanlarının sınırları çizilmiştir. Daha sonra çalışma sahasında derinlikleri aktif şişme bölgesi içerisinde kalacak şekilde 1.5 ila 2 metre arasında değişen 20 adet gözlem çukuru açılmış ve bu gözlem çukurlarından örselenmiş ve örselenmemiş örnekler alınmıştır. Çalışma sahasında statik yeraltı suyu seviyesi yaklaşık 1.50 metre olarak ölçülmüştür. Ancak su seviyesi mevsimsel olarak yükselip alçalabilmektedir. Örselenmiş örnekler üzerinde likit limit, plastik limit, elek analizi ve hidrometre deneyleri yapılmış ve birleştirilmiş zemin sınıflama sistemine (USCS) göre zemin sınıfları belirlenmiştir. Örselenmemiş örnekler üzerinde ise konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneyleri ve konsolidasyon+şişme basıncı deneyleri yapılmıştır. Tüm deneyler ilgili ASTM standartlarına göre yapılmıştır.

2. BÖLGENİN JEOLJİSİ ve TEKTONİĞİ

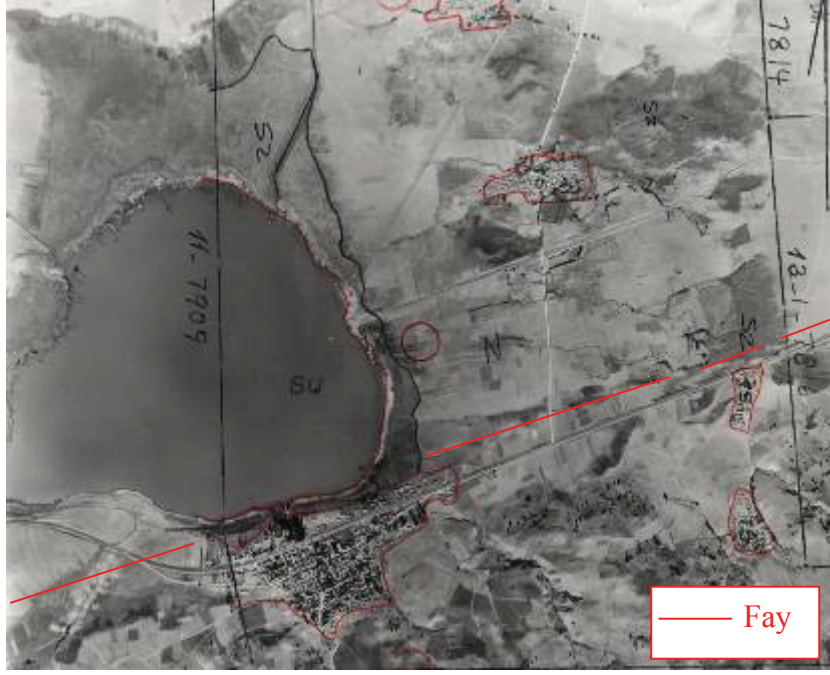
Araştırma alanının içinde bulunduğu Yeniçağa ve çevresi, Batı Pontidler ile Orta Sakarya'nın Kuzey Anadolu Fay Sistemi (KAFS) boyunca bir araya geldiği bölgede yer alır. Anadolu plakasının kuzeybatısında yer alan bu bölgedeki tektonik birlikler, Batı Pontid zonu, Armutlu-Almacık-Arkotdağı zonu ve Sakarya zonu olarak üçe ayrılır (Sevin ve Aksay, 2002). Çalışma sahası ve çevresindeki temeli oluşturan formasyonlardan Yedigöller formasyonu Batı pontid zonunda, Abant formasyonu ve Kışlaköy formasyonu Armutlu-Almacık-Arkotdağı zonunda, Soğukçam formasyonu, Deveören volkaniti ve Örencik formasyonu Sakarya zonu içerisinde yer almaktadır (Şekil 3).



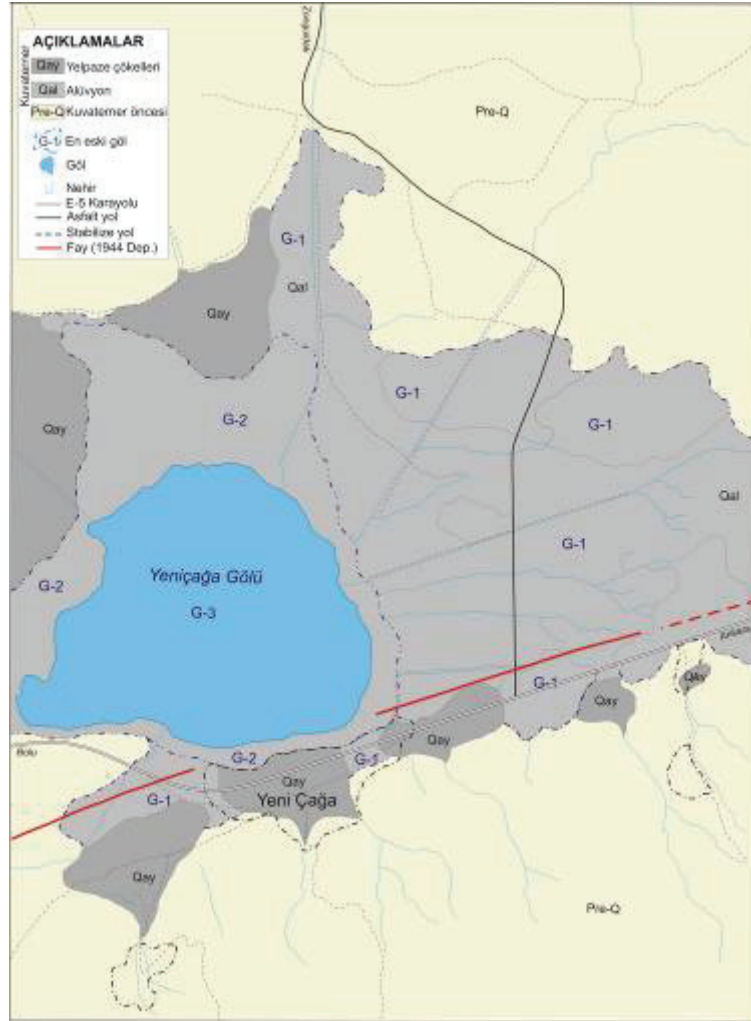
Şekil 3. Yeniceağa havzasının genel jeolojisi (Sevin ve Aksay, 2002)

Neotektonik dönem öncesini temsil eden bu birimler bölgenin genel morfolojisinde etkin olmuş; ancak bölgenin günümüz morfolojisindeki en önemli etken Neotektonik dönemle tekrar aktif hale gelen KAFS' dir. KAFS'nin üzerinde gelişen ve KAFS ile eş zamanlı şekillenen çek-ayır havza niteliğindeki Yeniceağa havzası da Geç Pliyosen veya sonrasında oluşmaya başlamış olmalıdır. Bu sebeple KAFS' in ilk evrelerinde bir birine paralel faylar arasında oluşmaya başlayan ve daha sonra normal faylarla gelişen havza, Kuvaterner sonlarına kadar kapalı bir havza niteliğindedir (Avşar vd. 2008).

KAFS' in transform fay niteliği kazanması ile havza kenar fayları giderek doğrultu atıma dönüşmüş ve günümüzde ise havzayı ortadan kesen tek bir doğrultu atımlı niteliğindeki faylarla çek-ayır niteliğini yitirmiştir (Barka, 1992; Barka, 1996; Barka ve Cadinsky Cade, 1988). Bu süreç içerisinde havza kuzey kenarında bulunan Mengen Çayı'nın havzayı muhtemelen Geç Kuvaterner sonlarında boşalttığı düşünülmektedir. Yeniceağa havzası Geç Kuvaterner'de kapalı bir havza olup büyük bir göl ihtiva etmekte idi (Avşar vd. 2008). Şekil 4'te görülen 1966 yılı hava fotoğrafları üzerinde yapılan çalışmalar neticesinde güncel göl alanı ile eski göl alanlarının sınırları çizilmiştir (Şekil 5). Şekil 5'te görülen bu alanlardan, G1 ile gösterilen alanlar gölün en eski sınırlarını, G2 ile gösterilen alanlar gölün ikinci evredeki sınırlarını ve G3 ile gösterilen alan ise gölün şimdiki (güncel) sınırlarını göstermektedir. G1'in kıyı kotu 1012 m, G3'ün kıyı kotu ise 990 m olup, aralarındaki kot farkı 22 metredir.



Şekil 4. Yeniçağa gölü ve çevresinin 1966 yılında çekilmiş hava fotoğrafı

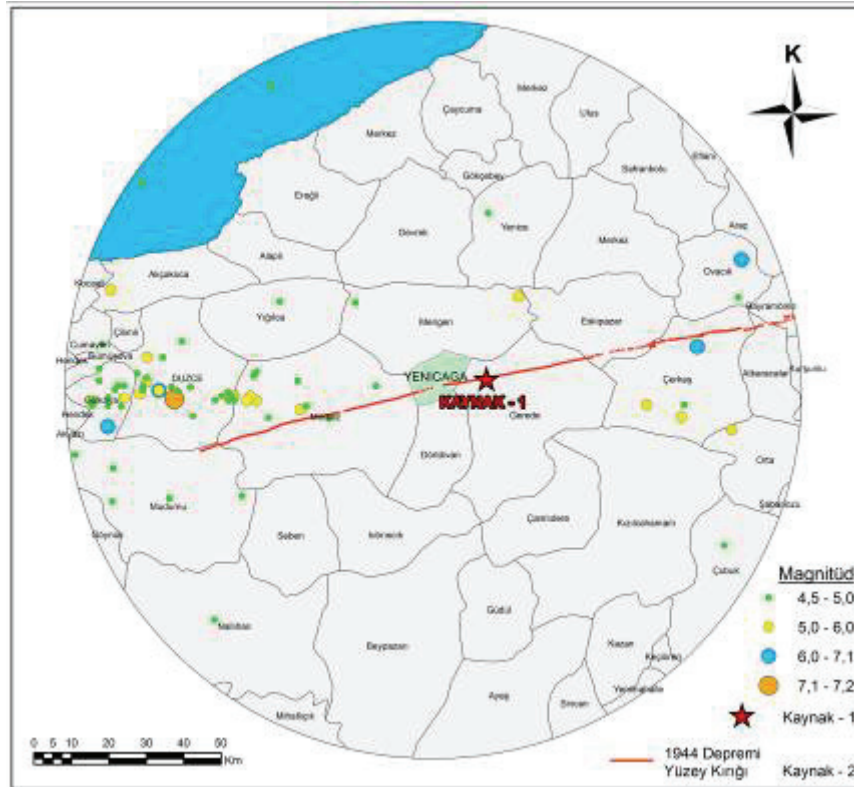


Şekil 5. Hava fotoğraflarından çizilmiş eski göllerin sınırları ile güncel göl alanı

Çalışma alanının tamamında gözlenen ve araştırmaya konu olan gösel çökel ve göle zaman zaman giriş yapan akarsuların birlikte oluşturduğu alüvyonlar çakıl, kum, silt ve killerden oluşmaktadır. Kuvaterner yaşlı bu karasal çökeller temel olarak nitelendirilen Neotektonik dönem öncesi tüm birimlerin üzerinde uyumsuz olarak çökelmiştir.

3. BÖLGEDEKİ AKTİF FAYLAR ve DEPREM POTANSİYELİ

Yeniçağa havzası ve yakın çevresinde bilinen tek ve en önemli aktif fay KAFS'dir. Sağ yönlü doğrultu atımlı olan fay, transform niteliğindedir. Yeniçağa havzası ve çevresinin Neotektonik dönemde meydana gelen morfolotektonik elemanlarının gelişiminde etkindir. Kondo vd. (2005)'ne göre Yeniçağa havzası ve yakın çevresi literatürde Gerede (Bolu) depremi ($M_w = 7.4$) olarak bilinen 1944 yılında meydana gelmiş depremin yüzey kırığı üzerinde bulunur (Şekil 6).



Şekil 6. Yeniçağa (Bolu) merkezli 100 km yarıçaplı alanda deprem etkinliği haritası (1944 Gerede deprem yüzey kırığı Kondo vd. (2005)'den alınmış olup, Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi, Ulusal Deprem İzleme Merkezi verileri ile birlikte kullanılmıştır)

KAFS'ın yaklaşık 190 km uzunluğundaki bir bölümünün kırıldığı 1944 Gerede (Bolu) deprem yüzey kırığı dört ana geometrik segmentasyona ayrılmıştır. Araştırmacılara göre yüzey kırığının Yeniçağa segmenti Yeniçağa ilçesi içerisinde geçmektedir. Bu segment, sağ yönlü doğrultu atım karakterinde olup üzerinde maksimum 3.80 m atım ölçülmüş olup, araştırma alanının yakın doğusunda da 2 m atım ölçülmüştür (Kondo vd. 2005). Çalışma sahası Bayındırlık ve İskan Bakanlığı (BİB) Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası'na (1996) göre birinci derece deprem bölgesi içerisinde yer almaktadır.

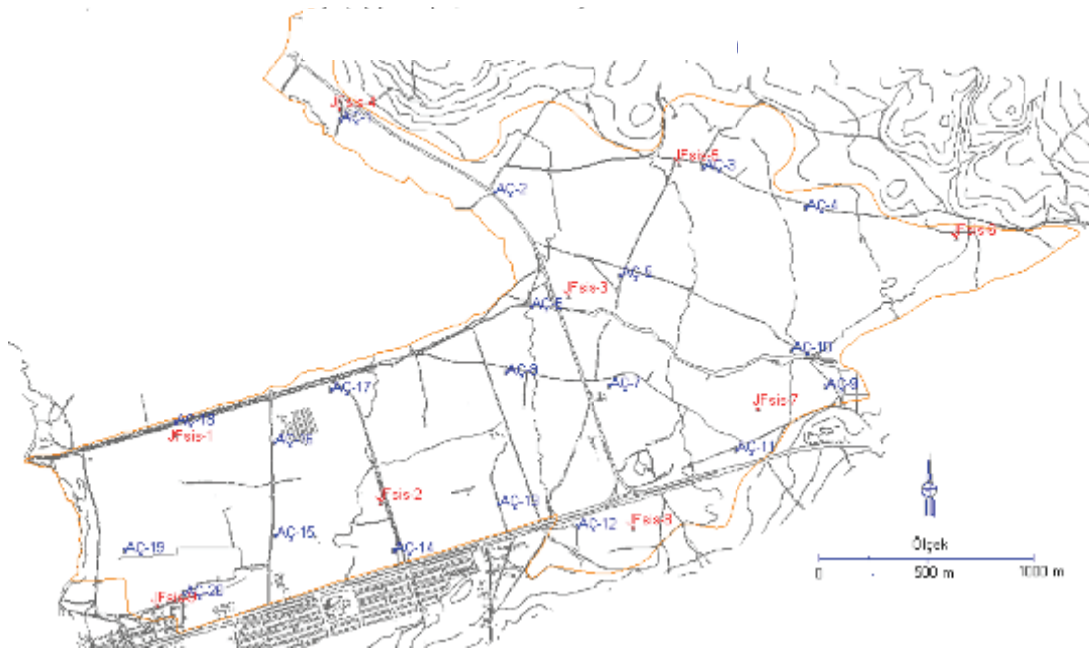
4. ÇALIŞMA SAHASINDA YAPILAN İNCELEMELER

Havzanın Kuvaterner jeolojisini ve morfolojisini ortaya koyabilmek için 1966 yılında çekilmiş 1/25.000 ölçekli hava fotoğraflarından yararlanılmıştır. Bu kapsamda muhtemelen Erken Kuvaterner’de kapalı olup, Geç Kuvaterner’de Mengen Çayı tarafından boşaltıldığı düşünülen tektonik kökenli havzanın eski göl alanının sınırları ile güncel göl alanının sınırları araştırılmıştır. Ayrıca birbirine paralel (en echelon) faylarla oluşmaya başlayan ve günümüzde tek bir doğrultu atımlı fay ile güney kenarından kesilen (deforme edilen) havzadaki aktif fayların litoloji ve morfolojideki, jeolojik ve jeomorfolojik etkileri araştırılmıştır. Şekil 7’de çalışma sahasının güneyden genel bir görünümü verilmiştir.



Şekil 7. Çalışma sahasının güneyden görünümü.

Araştırma alanında 20 adet örnekleme çukuru açılmış olup bu örnekleme çukurlarının çalışma sahasındaki yerlerini gösteren lokasyon haritası Şekil 8’de sunulmuştur.



Şekil 8. Araştırma çukurlarının yerlerini gösteren lokasyon haritası.

Bu çukurların 10 adedi Yeniçağa Gölü'nün doğusunda, göle yakın bölgelerde, killi birimlerin hakim olduğu yerlerde açılmıştır. Araştırma çukurlarının derinlikleri aktif şişme bölgesi içerisinde kalacak şekilde 1.50 – 2.00 m arasında değişmektedir. Zeminlerin geoteknik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla bu çukurlardan UD tüpleriyle örselenmemiş örnekler alınmıştır. Ayrıca tüm lokasyonlardan örselenmiş örnekler de alınmıştır. Böylece, 20'si örselenmiş, 10'u örselenmemiş toplam 30 numune üzerinde gerekli laboratuvar deneyleri yapılmıştır.

Örselenmiş örneklerin tamamına sınıflandırma deneyleri uygulanmış, örselenmemiş örneklere ise hacim değiştirme özelliklerinin belirlenmesi amacıyla ASTM D4546 - Metot C'ye göre konsolidasyon+şişme deneyleri uygulanmıştır. Araştırma alanında killerin yoğun olduğu bölgelerde, kil minerallerinin türlerini ve oranlarını belirlemek amacıyla şişme basıncı +konsolidasyon deneylerinin yapıldığı örneklere X-Işınları Kırınımı (XRD) analizleri de yaptırılmıştır. Çizelge 1'de bu örneklerin alındıkları lokasyonlar ve koordinatları verilmiştir. Kil minerallerinin türleri ve oranları bu analizlerin neticesinde elde edilen difraktogramların değerlendirilmesi ile belirlenmiştir.

Çizelge 1. X-Işınları Kırınımı (XRD) analizlerinin uygulandığı örnekler.

AÇ No	AÇ Koordinatları		Numune Cinsi	Yapılan Analiz
	X	Y		
AÇ1	4518326	419886	UD	MP-22/MP-23
AÇ3	4518166	421571	UD	MP-22/MP-23
AÇ8	4517210	420659	UD	MP-22/MP-23
AÇ9	4517137	422151	UD	MP-22/MP-23
AÇ11	4516855	421744	UD	MP-22/MP-23
AÇ15	4516461	419586	UD	MP-22/MP-23
AÇ16	4516883	419580	UD	MP-22/MP-23
AÇ18	4516925	419146	UD	MP-22/MP-23
AÇ19	4516371	418883	UD	MP-22/MP-23
AÇ20	4516176	419160	UD	MP-22/MP-23

MP22: Tüm kaya XRD difraktogram çekimi
MP-23: Tüm kaya ve kil örn. normal, etilen glikol ve 550°C' de ısıtım işlemi yapılarak XRD difraktogramların çıkartılması

5. BULGULAR VE DEĞERLENDİRME

Laboratuvarda değerlendirilecek zemin örnekleri araştırma sahasında açılan gözlem çukurundan toplanmıştır. Bir sahanın geoteknik etüt çalışmasında gözlem çukurları açılmasının, zemin katmanlarını çıplak gözle inceleme imkanı vermesi ve hem örselenmiş hem de örselenmemiş örnekler alınabilmesi bakımından avantajları bulunmaktadır. Bu çalışmada da inceleme sahasını karakterize edecek şekilde konumlandırılmış toplam 20 adet gözlem çukuru açılmıştır. Derinlikleri 1.5 – 2.0 m arasından değişen bu gözlem çukurlarının tamamından örselenmiş örnekler, 10 tanesinden ise UD tüpleriyle örselenmemiş örnekler alınmıştır. Bu örnekler üzerinde gerekli laboratuvar deneyleri yapılmıştır.

5.1. Araştırma Çukurlarından Elde Edilen Gözlemsel Etüt Sonuçları

Araştırma alanında açılan gözlem çukurları değerlendirildiğinde, alanın Yeniçağa Gölü'ne yakın kesimlerinde killerin hakim olduğu görülmüştür. Araştırma çukurlarının kesitlerinde,

genellikle yüzeye yakın seviyelerde 5-10 cm kalınlığında kum-çakıl ara bantlı yüksek plastisiteli kil, siltli-kil ve ince kumlu-kil seviyeleri gözlemlenmiştir. Killerin genellikle kahverenkli olduğu ve elde şekil alabildiği saptanmıştır. Bu alanda yeraltı suyu statik seviyesinin genellikle 1.50 m olduğu tespit edilmiştir. Araştırma alanının Zonguldak yolu doğusunda yüzeye yakın seviyelerde çakıl kum karışımının hakim olduğu gözlemlenmiştir.

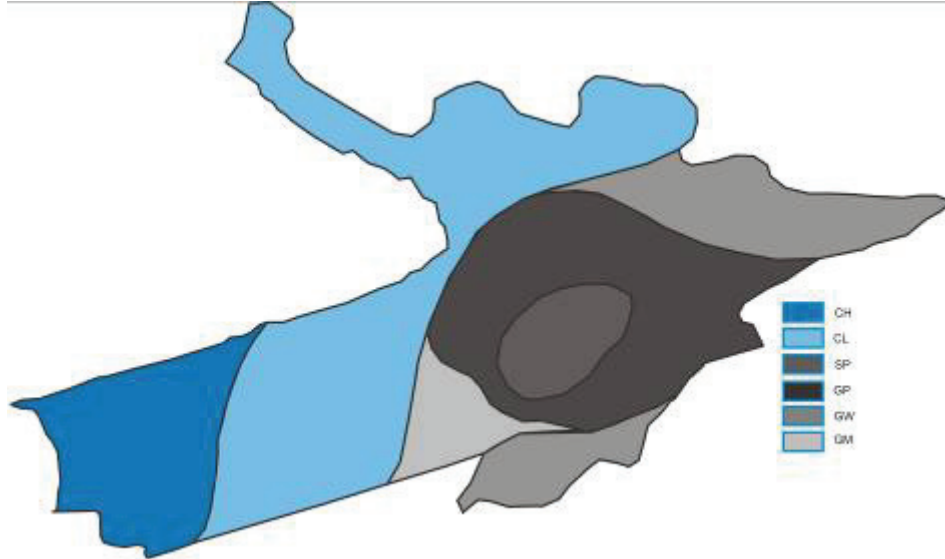
5.2. Sınıflama Deneylerinin Sonuçları

Örselenmiş zemin örnekleri üzerinde likit limit, plastik limit, elek analizi+hidrometre ve özgül ağırlık deneyleri yapılmış ve Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemi'ne (USCS) göre zemin sınıfları belirlenmiştir. Bu deneylerden elde edilen sonuçlar toplu halde Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 2. Sınıflama deneylerinin sonuçları.

Araştırma Çukuru No	Derinlik (m.)	ELEK ANALİZİ		ATTERBERG LİMİTLERİ			ZEMİN SINIFLANDIRMASI	ÖZGÜL AĞIRLIK (G_s) (t/m^3)	SU MUHTEVASI (W _n) %
		4 Nolu Elekte Kalan (%)	200 Nolu Elekten Geçen (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)			
1	2,00	2,14	74,32	43,8	21,0	22,8	CL	2,68	17,92
2	2,00	5,67	50,63	25,4	15,3	10,1	CL	2,73	14,27
3	2,00	3,53	60,97	29,4	18,0	11,4	CL	2,70	20,30
4	1,60	69,01	3,29	NP			GW	2,68	6,20
5	1,60	59,07	7,63	NP			GP	2,67	6,80
6	1,60	93,77	2,10	NP			GP	2,67	6,30
7	1,50	37,20	16,07	NP			SP	2,66	8,90
8	1,60	51,27	5,99	NP			GP	2,67	5,05
9	1,60	98,80	0,65	NP			GP	2,67	6,40
10	1,70	50,82	4,82	NP			GP	2,67	11,70
11	1,70	65,61	5,66	NP			GW	2,64	6,60
12	1,70	55,47	5,14	NP			GW	2,67	11,30
13	1,60	6,80	48,80	NP			SM	2,65	19,50
14	2,00	0,00	67,75	34,1	20,0	14,1	CL	2,60	25,04
15	2,00	0,06	75,52	36,0	21,0	15,0	CL	2,61	24,84
16	2,00	3,67	58,56	34,8	18,0	16,8	CL	2,73	20,70
17	2,00	3,40	51,96	35,6	18,5	17,1	CL	2,74	19,22
18	2,00	0,24	89,95	66,0	28,5	37,5	CH	2,74	36,06
19	2,00	0,00	98,78	57,0	28,6	28,4	CH	2,74	29,93
20	2,00	0,06	98,66	67,0	28,7	38,3	CH	2,74	30,42

Bu sonuçlara göre, zemin örneklerinin % 35'i düşük ile orta plastisitede çakıllı, kumlu, siltli kil (CL), % 15'i yüksek plastisiteli inorganik kil (CH), % 25'i kötü derecelenmiş çakıl, çakıl-kum karışımı (GP), % 15'i iyi derecelenmiş çakıl, çakıl-kum karışımı (GW), % 5'i siltli çakıllar, fena derecelenmiş çakıl-kum-silt karışımı (GM) ve % 5'i kötü derecelenmiş kum ve çakıl (SP) sınıfı zeminlerden oluşmaktadır (Çizelge 2). Zemin sınıflarının çalışma sahasındaki dağılımını göstermek amacıyla zemin sınıflama haritası oluşturulmuş ve Şekil 9'da sunulmuştur.



Şekil 9. Çalışma sahasındaki örneklerinin Birleşik Zemin Sınıflama (USCS) haritası

Şekil 9 incelendiğinde CL ve CH grubuna giren zeminlerin tamamının çalışma sahasının batısında, Yeniçağa Gölü'nün ise doğusunda, gölün hemen yakınlarda yer aldığı görülmektedir. Göl kenarına yaklaştıkça zeminlerin plastisite derecesinin arttığı da Şekil 9'dan açıkça görülmektedir.

5.3. Konsolidasyon ve Şişme Deneylerinin Sonuçları

Örselenmemiş örnekler üzerinde zeminlerin sıkışma özelliklerinin belirlenmesi amacıyla şişme basıncı ve konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Şişme basınçları ASTM D4546 (1996) Metot C'ye göre, konsolidasyon deneyleri ise ASTM D2435 (1996)'ya göre yapılmıştır. Bu deneylerin sonucunda zeminlerin şişme basıncı, ön konsolidasyon basıncı, aşırı konsolidasyon oranı (OCR) ve sıkışma indisi gibi parametreleri belirlenmiştir (Çizelge 3).

Çizelge 3. Konsolidasyon ve şişme deneylerinin sonuçları

ARAŞTIRMA ÇUKURU NO	KONSOLİDASYON SONUÇLARI					
	P _c (kPa)	P _o (kPa)	OCR	C _c	C _s	Şişme Basıncı (kPa)
AÇ1	150	37,6	3,90	0,067	0,013	74,4
AÇ2	130	39,8	3,20	0,083	0,014	19,8
AÇ14	170	37,6	4,50	0,168	0,016	18,2
AÇ15	110	37,6	2,90	0,116	0,023	10,3
AÇ16	150	37,8	3,90	0,075	0,016	89,1
AÇ17	130	37,8	3,40	0,148	0,025	50,9
AÇ18	180	38,2	4,70	0,261	0,056	152,8
AÇ19	140	36,8	3,80	0,093	0,020	203,7
AÇ20	140	37,6	3,70	0,093	0,017	189,1

Elde edilen sonuçlar, çalışma sahası için tespit edilen en düşük aşırı konsolidasyon oranının 2.90, en yüksek şişme basıncının ise 203.7 kPa olduğunu göstermiştir. OCR değerlerine göre çalışma sahasındaki killerin aşırı konsolide olduğu tespit edilmiştir (Holtz ve Kovacs, 1981).

5.4. Üç Eksenli Basınç Deneylerinin Sonuçları

Killerin hakim olduğu Yeniçağa Gölü yakın doğusundaki zeminlerin drenajsız kayma dayanımı parametrelerinin belirlenebilmesi için örselenmemiş örnekler üzerinde konsolidasyonsuz drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Deney örnekleri, 50, 100 ve 200 kPa olmak üzere üç farklı hücre basıncında test edilmiş ve çizilen Mohr-Coulomb yenilme zarfından örneklerin içsel sürtünme açıları ve drenajsız kayma dayanımları belirlenmiştir (Çizelge 4).

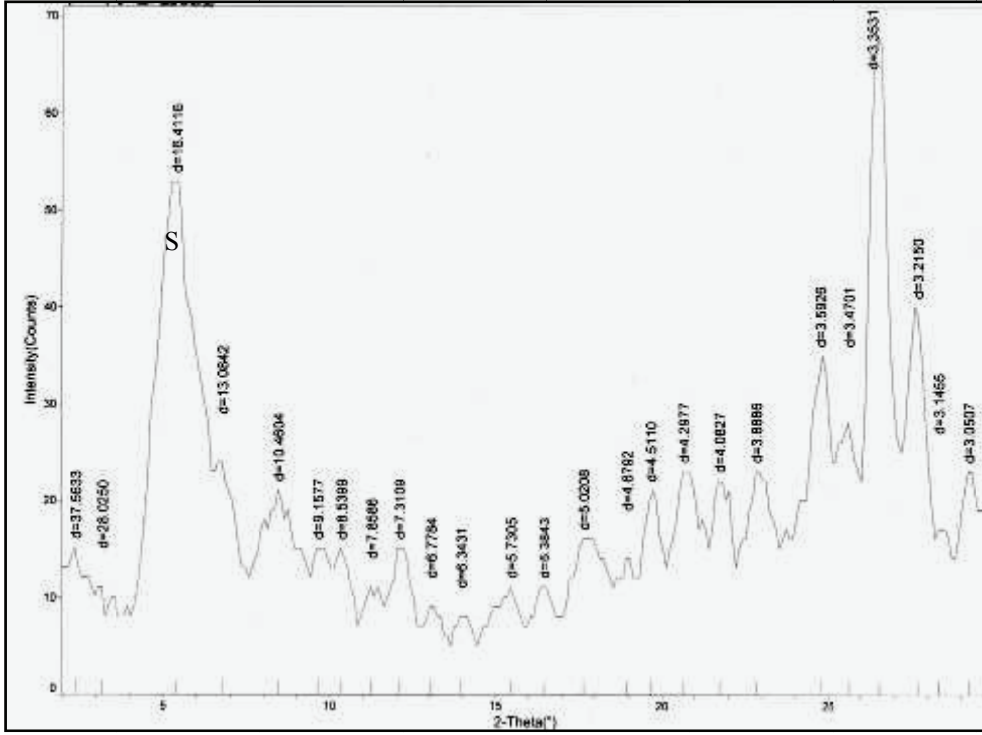
Çizelge 4. Konsolidasyonsuz drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneylerinin sonuçları

ARAŞTIRMA ÇUKURU NO	TABİİ BİRİM HACİM AĞIRLIK	ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ SONUÇLARI				
		C kPa	ϕ^0	$E_{50}(\sigma_3=50\text{kPa})$	$E_{50}(\sigma_3=100\text{kPa})$	$E_{50}(\sigma_3=200\text{kPa})$
AÇ2	1,99	122	13,8 ⁰	8820	8820	8643
AÇ3	1,99	103	15,8 ⁰	5226	6801	8467
AÇ14	1,88	72	6,2 ⁰	4501	5512	6664
AÇ15	1,88	71	6,4 ⁰	5985	4655	5580
AÇ16	1,89	76	8,7 ⁰	8820	2658	6100
AÇ17	1,89	79	9,5 ⁰	10671	4704	8754
AÇ18	1,88	120	6,1 ⁰	11433	6681	6533
AÇ19	1,84	84	5,1 ⁰	9310	9800	8463
AÇ20	1,88	118	6,8 ⁰	10553	13368	9800

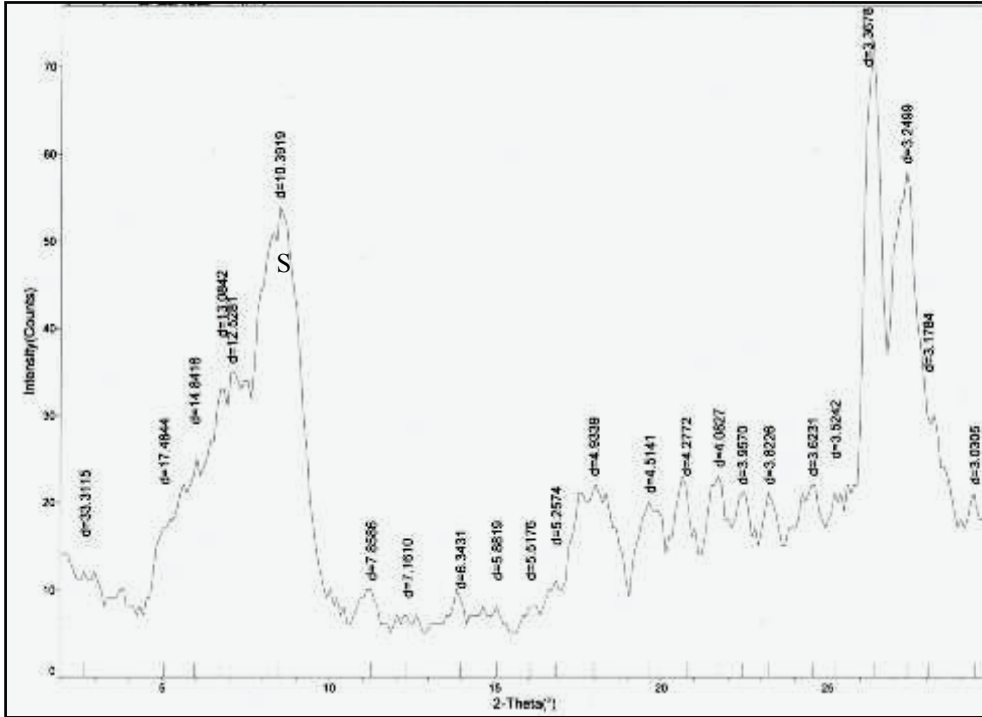
Drenajsız kayma dayanımlarının yanı sıra, her bir hücre basıncı değeri için sekant deformasyon modülleri (E_{50}) de belirlenmiştir. Buna göre, 50 kPa hücre basıncına karşılık gelen E_{50} değerlerinin 4501 ile 11433 kPa arasında, 100 kPa hücre basıncına karşılık gelen E_{50} değerlerinin 2658 ile 13368 kPa arasında ve 200 kPa hücre basıncına karşılık gelen E_{50} değerlerinin ise 5580 ile 9800 kPa arasında değiştiği görülmüştür (Çizelge 4).

5.5. XRD analizlerinin Sonuçları

Kil örneklerine tüm kayaç çekiminin yanı sıra, normal, etilen glikole doyurulmuş ve 550°C'de ısıtılma işlemi çekimleri de yapılmıştır. Şekil 10 ve 11'de AÇ11'den alınan örnek üzerinde etilen glikolle doyurulduktan sonra ve 550°C de kurutulduktan sonra yapılan XRD analizlerinden elde edilen difraktogramlar görülmektedir.



Şekil 10. AÇ11'den alınan kil numunesinin etilen glükolle doyurulduktan sonraki XRD çekimi



Şekil 11. AÇ11'den alınan kil numunesinin 550°C de kurutulduktan sonraki XRD çekimi

XRD difraktogram sonuçları üzerinden, çalışma sahasındaki killerin mineral oranları ve kil türlerinin ortalama oranları hesaplanmıştır. Difraktogramların değerlendirilmesinde “American Standards for Testing and Materials” (ASTM, 1972) kartoteksi esas alınmıştır. XRD çözümlerinde tüm kayaç bileşenleri tanımlandıktan sonra kil minerallerinin

oranları “dış standart yöntemi” esas alınarak hesaplanmıştır (Brindley, 1980; Gündoğdu, 1982). Bu yöntemle göre mineral yüzdeleri Eşitlik 1 ile hesaplanabilmektedir;

$$\text{Mineral yüzdesi (\%)} = (k \times h \times 100) / t \quad (1)$$

Burada;

k: Mineral oranlarının tespitinde mineral çarpım katsayısı

h: Yüzlük pik şiddeti yüksekliği

$$t: \sum (k \times h \times 100)$$

XRD analizine tabi tutulan numunelerdeki ortalama mineral oranları Çizelge 5’de, kil türlerinin ortalama oranları ise Çizelge 6’da verilmiştir.

Çizelge 5. XRD analizine tabi tutulan numunelerdeki ortalama mineral oranları

Mineral adı	% Mineral
Kuvars	17.6
Kalsit	6.2
Feldispat	15.7
Kil minerali	55.0
Dolomit	1.2
Klinoptilolit	2.4
Kristobalit	1.7
Diğer	0.3

Çizelge 6. Kil türlerinin ortalama oranları

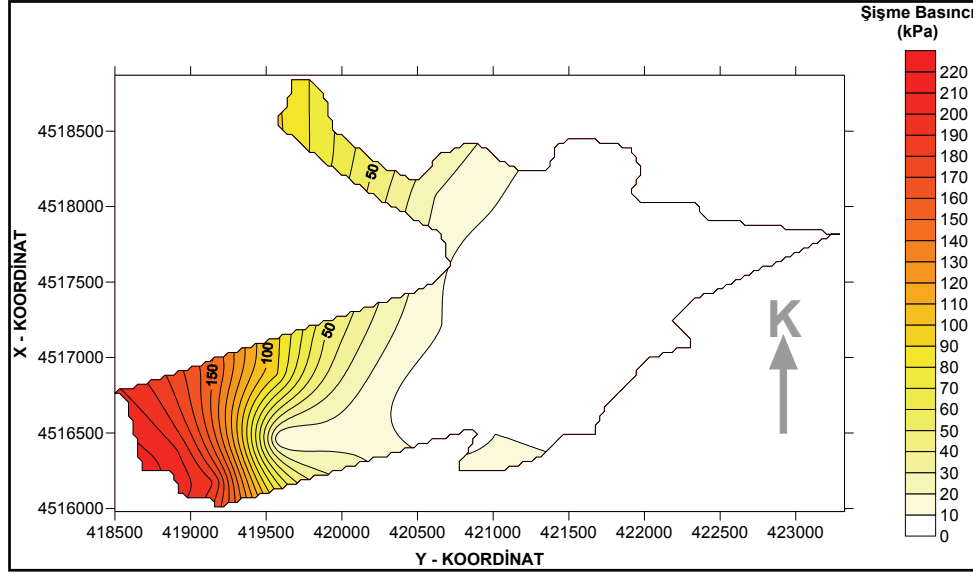
Kil mineralleri (% hacim)	
Smektit	38.0
Klorit	23.5
İllit	12.6
I-C	7
Korensit	6.5
Kaolinit	5.5
I-S	3
Diğer	3.9

XRD çözümlemesine tabi tutulan numunelerin tamamında % 55 kil minerallerinin bulunmasından dolayı zemin davranışının tamamen kilin etkisinde olacağı söylenebilir. Yapılan hesaplar neticesinde alınan örneklerdeki kil minerallerinin % 38’i Simektit, % 23.5’i Klorit, % 12.6’sı İllit, % 7’si İllit - Klorit karışık tabakalı, % 6.5’i Korensit (C - V: Klorit - Vermikülit, C-S: Klorit - Simektit karışık tabakalı), % 5.5’i Kaolinit ve % 3’ü İllit-Simektit karışık tabakalı olduğu belirlenmiştir.

Çalışma alanındaki kil türlerine bakıldığında en fazla Simektit grubu kil minerallerinin bulunması yüksek şişme basınçlarının nedenini açıklamaktadır.

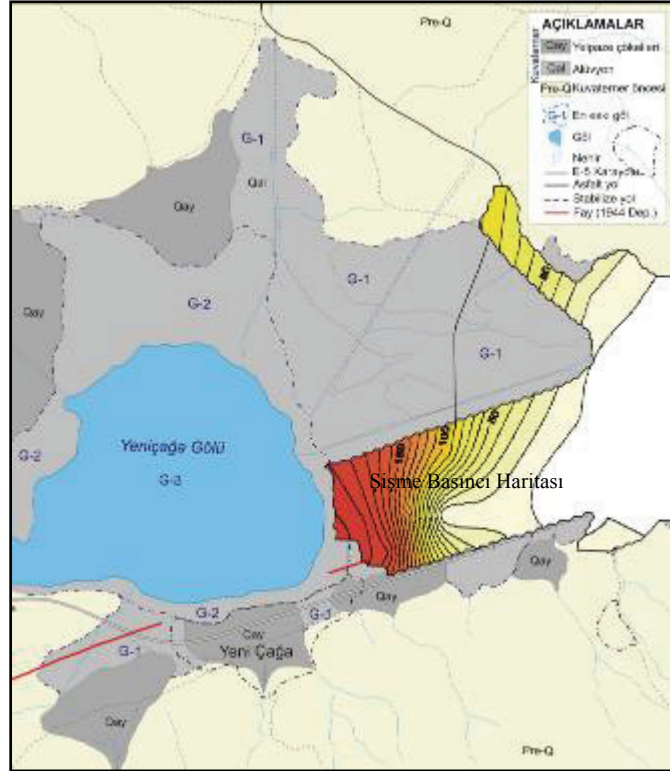
6. ŞİŞME BASINCI HARİTASININ OLUŞTURULMASI

Şişme basıncı değerlerinin arazideki dağılımını görmek için, örselenmemiş örnekler üzerinde yapılan şişme deneylerinin sonucunda elde edilen şişme basınçları kullanılarak, arazinin şişme basıncı haritası oluşturulmuştur. Şekil 12’de görülen bu haritada kırmızı renkli yerler şişme problemleri ile karşılaşılacak alanları göstermektedir.



Şekil 12. Çalışma sahasının şişme basıncı haritası

Şekil 12 incelendiğinde güncel göl kıyısına yaklaştıkça zeminlerin şişme basınçlarının arttığı görülmektedir. Deney sonuçlarına dayanarak tespit edilen bu durumu, göl alanının eski sınırlarıyla ilişkilendirmek amacıyla, Şekil 12’de görülen şişme basıncı haritası, hava fotoğraflarından yararlanılarak çizilen eski göl alanları (G1 ve G2) ile güncel göl alanının (G3) sınırlarını gösteren haritanın (Şekil 5) üzerine düşürülerek yeni bir harita daha oluşturulmuştur (Şekil 13).



Şekil 13. Şişme basınçları ile gölün eski ve yeni alanlarının ilişkilendirilmesi

Şekil 13'te verilen harita incelendiğinde, en yüksek şişme basınçlarının yaklaşık 200 kPa ile gölün G2 ile gösterilen ikinci evre, eski sınırları içerisinde yer aldığı görülmektedir. Gölün en eski sınırlarını gösteren G1 ile işaretlenmiş alanlarda ise yine 100 kPa dan 150 kPa arasında değişen şişme basınçlarının elde edildiği görülmektedir. Gölün eski sınırlarının dışında kalan bölgelerde ise şişme basınçlarının 20 – 50 kPa mertebelerine düştüğü gözlenmektedir. Güncel göl alanına yaklaştıkça şişme basınçlarının artması ve eski göl alanı içerisinde yüksek şişme basınçlarının elde edilmesi, killerin bulunduğu eski göl alanlarının tektoniğe bağlı olarak atmosferik koşullara maruz kalması, havzanın boşalması ve yüzeydeki zeminlerin kurumasından ötürü doygunluğunun azalarak emme basınçlarının artması ile açıklanabilir.

7. SONUÇLAR

Yeniçağaç Havzası tektonik kökenli, genişlemeli bir havza niteliğinde olup, KAFS'ın bir ürünüdür. Eldeki verilere göre Kuvaterner öncesinde KAFS'ın birbiri ile aralı aşmalı (en echelon) kolları arasında açılmaya başlamış ve Kuvaterner dönemi içerisinde de KAFS tarafından güney orta kenarında doğrultu atımlı fay ile kesilmiştir. Kuvaterner öncesi ve Kuvaterner olmak üzere iki farklı dönem içerisinde ele alınan havzada karasal çökeller için de iki farklı evre söz konusudur. Kuvaterner öncesinde havzanın derinleşmesi (subsidence) ve bu derinleşmeye bağlı olarak çökel kalınlığının artması ilk evre olarak tanımlanırken, Kuvaterner dönemi içerisinde havzanın KAFS tarafından kesilerek genişleme niteliğini yitirmesi ikinci evre olarak gerçekleşmektedir. Bu çalışma kapsamında yapılan araştırmalar neticesinde, Yeniçağaç Gölü'nün Kuvaterner öncesinde havza içerisinde daha geniş bir alan kapladığı anlaşılmıştır.

Bu çalışmada, havzada bulunan killerin şişme potansiyelleri, deformasyon parametreleri ve mineralojik yapısı incelenmiştir. Bu amaçla, örselenmemiş örnekler üzerinde şişme basıncı+konsolidasyon deneyleri ve drenajsız-konsolidasyonsuz (UU) üç eksenli basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Örselenmiş örnekler üzerinde ise likit limit, plastik limit, elek analizi+hidrometre ve özgül ağırlık deneyleri yapılmış ve Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemi'ne (USCS) göre zemin sınıfları belirlenmiştir. Konsolidasyon deneylerinin neticesinde, inceleme sahasındaki killerin aşırı konsolide olduğu, şişme basıncı deneylerinin sonucunda ise şişme basıncı değerlerinin oldukça yüksek olduğu belirlenmiştir.

Şişme basınçları kullanılarak, çalışma sahasının şişme basıncı haritası oluşturulmuştur. Hava fotoğraflarından yararlanılarak çizilen eski göl alanları ile güncel göl alanının sınırlarını gösteren harita, şişme basıncı haritası ile karşılaştırılmış ve güncel göl alanına yaklaştıkça şişme basınçlarının arttığı tespit edilmiştir. Bu durum killerin bulunduğu eski göl alanlarının tektoniğe bağlı olarak atmosferik koşullara maruz kalması, havzanın boşalması ve yüzeydeki zeminlerin kurumasından ötürü doygunluğunun azalarak emme basınçlarının artması ile açıklanmıştır.

X-ışınları difraksiyonu deneyine tabii tutulan numunelerin tamamında % 55 kil minerallerinin bulunmasından dolayı çalışma sahası batısında (göl tarafında) zemin davranışının tamamen kilin etkisinde olacağını söyleyebiliriz. XRD analizlerinin sonucunda, killerde en fazla Simektit grubu kil minerallerinin bulunduğu saptanmıştır. Bu durum, laboratuvar deneyleriyle belirlenen yüksek şişme basınçlarını açıklamaktadır.

Yüksek şişme potansiyeline sahip bu tür zeminlerde inşa edilen yapılarda, özellikle hafif yapılarda, zemin kabarmaları sonucunda birçok deformasyonlar meydana gelebilmekte, hatta yapıların bir kısmı kullanılmaz hale gelebilmektedir. Bölgede yapılacak yapılarda bu konuya dikkat edilmesi önerilir.

KAYNAKLAR

- ASTM (American Society for Testing and Materials) (1972), "Inorganic Index to the Powder Diffraction File", Joint committee on powder diffraction standards, Pennsylvania.
- ASTM (American Society for Testing and Materials) D 2435 (1996), "Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils", Annual Book of ASTM Standards, U.S.A.
- ASTM (American Society for Testing and Materials) D 4546 (2008), "Standart Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Pottential of Cohesive Soils", Annual Book of ASTM Standards, U.S.A.
- Avsar U., Boes X., Hubert-Ferrari A., Fagel N. Ve Schmidt S. (2008), "Kuzey Anadolu Fayı Üzerinde Yer Alan Sığ Göllerde Tarihsel Depremlerin Sedimantolojik İzlerinin Araştırılması. Belçika Kraliyet Rasathanesi, Sismoloji Böl., Brüksel, Belçika.

- Barka A. (1992), "The North Anatolian Fault Zone", Ann. Tecton.
- Barka A. (1996), "Slip distribution along the North Anatolian Fault associated with the large earthquakes of the period 1939 to 1967", Bull. Seismol. Soc. Am. Vol. 86, 1238-54.
- Barka A., Kadinsky-Cade K. (1988), "Strike-slip fault geometry in Turkey and its influence on earthquake activity", Tectonics, Vol 7, 663-684.
- BİB (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı), (1996), "Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası", Deprem Araştırma Dairesi, Ankara.
- Brindley, G.W., (1980), "Quantitative X-ray mineral analysis of clays. In: Crystal Structures of Clay Minerals and Their X-Ray Identification", G.W. Brindley and G. Brown (eds.), London Mineralogical Society, 125-195.
- Gündoğdu, M. N., (1982), Neojen Yaşlı Bigadiç Sedimanter Basenin Jeolojik- Mineralojik ve Jeokimyasal İncelenmesi, Hacettepe Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, Ankara, 386 s.
- Holtz, R.D., and Kovacs, W.D. (1981), "Geoteknik Mühendisliğine Giriş, Çeviren: K. Kayabalı, Gazi Kitabevi, 2002, 723 s.
- Kondo, H., Awata, Y., Emre, Ö., Doğan, A., Özalp, S., Tokay, F., Yıldırım, C., Yoshioka, T. and Okumura, K. (2005), "Slip distribution, fault geometry and fault segmentation of the 1944 Bolu-Gerede Earthquake rupture, North Anatolian Fault, Turkey", Bulletin of Seismological Society of America, 95 (4), 1234-1249.
- Sevin M., Aksay, A. (2002), "Türkiye Jeoloji Haritaları, No: 35, BOLU-G28 paftası", MTA, Jeolojik Etütler Dairesi, Ankara.
- Uran, Ş.B., (2005), "Yeniçağa (Bolu) Killerinin Şişme Potansiyellerinin İrdelenerek Çevresel Etkilerinin Araştırılması". Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi, Çevre Bilimleri Bölümü, 1-80 Ankara.

LAZER KIRINIM YÖNTEMİYLE ZEMİNLERİN TANE BÜYÜKLÜĞÜ DAĞILIMININ BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF PARTICAL SIZE DISTRIBUTION OF SOILS BY USING LASER DIFFRACTION METHOD

Mustafa ÖZER¹

Mehmet ORHAN²

Nihat S. IŞIK³

ABSTRACT

Laser diffraction instrument development, which has started in 1970s, now reached to mature level, in parallel with advances in the technology and presently has an important position in particle size measurement field. Laser diffraction instruments are now widely used in many engineering and industrial practices in which particle size measurement is important, such as; ceramic, sand, clay, cement, abrasion, powder metallurgy, food, pharmaceutical, cosmetics, paint, sedimentology, pedology, and soil mechanics. Since 1980s, laser diffraction method has been used primarily in sedimentology, pedology and geotechnical practices, as an alternate to the classical methods, such as; hydrometer/pipette and it has now become widespread. In this study, laser diffraction method was introduced and its basic principles and advantages over the classical methods, such as; hydrometer/pipette were mentioned. Additionally, basic principles of particle size measurement of soils were presented. In this context, a method for choosing optical theory and optical parameters, sampling, pretreatment and dispersing of soil samples was given and applicability of the proposed methods, based on the test results obtained was discussed. Besides, clay percentages obtained from the laser diffraction and hydrometer methods on 72 natural soil samples were also compared. It was demonstrated that the hydrometer method determined the clay content up to 29 % higher than the laser diffraction method in some samples.

Keywords: Laser diffraction method, clay content, soil particle size measurement.

ÖZET

Lazer kırınım cihazları 1970'li yıllarda geliştirilmiş olup, teknolojideki gelişmelere paralel olarak günümüzde yeterli teknolojiye ulaşmış ve tane büyüklüğü ölçümünde önemli bir yere sahip olmuştur. Lazer kırınım cihazları; seramik, kum, kil, çimento, aşındırma, toz metalürjisi, gıda, farmakoloji, kozmetik, boya, sedimantoloji, toprak bilimi ve zemin mekaniği gibi tane büyüklüğü ölçümünün önemli olduğu bir çok mühendislik ve endüstri alanında yaygın olarak kullanılmaktadır. Lazer kırınım yöntemi, 1980'li yıllardan bu yana öncelikle sedimantoloji ve toprak bilimi olmak üzere geoteknik uygulamalarında da hidrometre/pipet gibi klasik yöntemlere alternatif olarak kullanılmakta ve gittikçe yaygınlaşmaktadır. Bu çalışmada, lazer kırınım yöntemi tanıtılmış ve temel ilkelerinden ve

¹ Yrd. Doç. Dr., Gazi Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi Bölümü, ozerm@gazi.edu.tr

² Prof. Dr., Gazi Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi Bölümü, orhanm@gazi.edu.tr

³ Yrd.Doç.Dr., Gazi Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi Bölümü, nihatsinan@gazi.edu.tr

hidrometre/pipet gibi klasik yöntemlere göre üstünlüklerinden bahsedilmiştir. Bununla birlikte, lazer kırınım yöntemiyle zeminlerin tane büyüklüğü dağılımının belirlenmesinin temel ilkeleri üzerinde durulmuştur. Bu kapsamda, optik kuram ve optik parametrelerin seçilmesi, zeminlerden örnek alınması ve/veya azaltılması ve zemin topraklarının dağıtılması için uygulanabilecek yöntemler önerilmiş ve deney sonuçlarına dayanılarak bu yöntemlerin uygulanabilirliği tartışılmıştır. Ayrıca, 72 adet doğal zemin örneği üzerinde lazer kırınım ve hidrometre yöntemleriyle elde edilen kil yüzdesi de karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar, hidrometre yönteminin kil yüzdesini lazer kırınım yöntemine göre bazı numunelerde %29'a kadar varan oranlarda daha fazla belirlediğini ortaya koymuştur.

Anahtar kelimeler: Lazer kırınım yöntemi, kil yüzdesi, zeminlerin tane büyüklüğü ölçümü

1. GİRİŞ

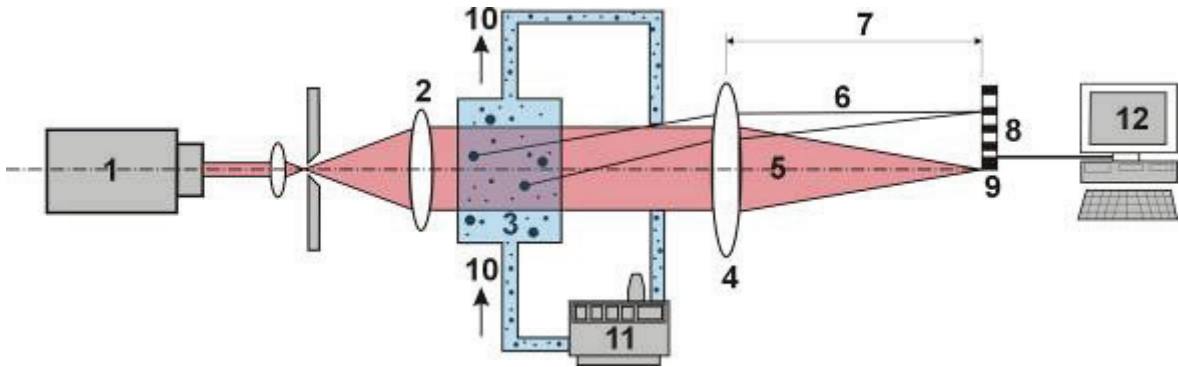
Tane büyüklüğü dağılımı ve kil yüzdesi zeminlerin porozitesini, geçirimsizliğini (permeabilitesini), konsolidasyonunu, kayma dayanımını ve hacimsel değişme özelliklerini kontrol eden parametrelerden birisidir. Ayrıca, toprak dolgu baraj yapımında, geçirimsiz kil çekirdek malzemesinin seçiminde, zemin enjeksiyonu işlerinde, yol dolgu malzemesinin seçiminde ve zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde kil yüzdesi ve tane büyüklüğü dağılımı önemli ölçütlerden birisidir. Bununla birlikte zeminlerin birçok mekanik özelliklerinin görgül eşitliklerle tahmin edilmesi için yaygın olarak kullanılan parametrelerden birisi de kil yüzdesidir. Bu bakımdan, kil yüzdesi ve tane büyüklüğü dağılımı geoteknik uygulamalarında önemli bir yer tutmaktadır.

Bazı standartlara göre (örneğin ASTM D 422-1998, BS 1377: Part 2-1990 ve TS 1900-2006 gibi) 0.075 mm'ye (200 No.lu elek) kadar olan zeminlerin tane büyüklüğü dağılımı elek analizi ile, 0.075 mm'den küçük olan zeminlerinki ise çöktürme analizi (ıslak analiz) ile belirlenmektedir. Çöktürme analizi ise ASTM D 422 (1998)'ye göre sadece hidrometre (151 H veya 152 H tipi) yöntemiyle, BS 1377: Part 2 (1990) ve TS-1900 (2006)'a göre ise hem hidrometre hem de pipet yöntemiyle belirlenebilmektedir. Hidrometre ve pipet yöntemlerinin her ikisi de Stokes yasasına dayandığından, bu yöntemlerle belirlenen tane büyüklüğü dağılımları da hemen hemen aynı olmaktadır. Ancak, hidrometre yöntemi pipet yöntemine göre daha basit ve pratik bir deney olduğundan ülkemizde daha fazla tercih edilmektedir.

Hidrometre/pipet yöntemleri, geoteknik uygulamaları kapsamındaki birçok pratik ihtiyaca cevap vermekle birlikte, Stokes yasasındaki bazı varsayımlardan ve deney şartlarından kaynaklanan bir kısım hataları da beraberinde getirmektedir. Bu nedenle, hidrometre/pipet deneylerine alternatif olabilecek bir çok yeni yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemlerin içerisinde en çok yaygınlaşan yöntem ise 1970'li yılların başlarında geliştirilen lazer kırınım yöntemidir. Lazer kırınım yöntemi seramik, kum, kil, çimento, aşındırma, toz metalürjisi, gıda, farmakoloji, kozmetik, boya, sedimentoloji, toprak bilimi ve zemin mekaniği gibi bir çok mühendislik ve endüstri alanında yaygın olarak kullanılmaktadır (Ma vd., 2000). Lazer kırınım yönteminin bu kadar geniş bir kullanım alanı bulmasının ve yaygınlaşmasının en önemli nedeni klasik çöktürme yöntemlerine kıyasla bir çok avantajının ve üstünlüğünün bulunmasıdır.

2. LAZER KIRINIM YÖNTEMİNİN KURAMSAL TEMELLERİ

Lazer kırınım yönteminde, tanelerin üzerine lazer ışınları gönderilmekte ve tanelere çarparak kırılan ve ileri yönde yansıyan ışınlar bir mercekten geçtikten sonra veri toplama dedektörünün üzerine düşmektedir. Dedektörün üzerine düşen bu ışınların kırılma açılarından ve yoğunluğundan tane büyüklüğü dağılımı hesaplanmaktadır. Lazer kırınım cihazları çeşitli firmalar tarafından üretilen marka ve modele göre lazer ışınlarının dalga boyu (λ), dedektör dizilimi ve sayısı ve merceklerinin odak uzaklığı gibi teknik donanım ve yazılım açısından farklılık gösterebilir de, bu cihazlar genellikle bir lazer ünitesi, örnek hazırlama ünitesi ve bilgisayar olmak üzere üç temel parçadan meydana gelmektedir. Şekil 1'de bir lazer kırınım cihazını meydana getiren temel bileşenler ve çalışma ilkesi şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 1. Lazer kırınım cihazını meydana getiren temel bileşenler ve çalışma ilkesi (1. Lazer kaynağı, 2. Işın genişletici, 3. Ölçüm hücresi, 4. Fourier merceği, 5. Hiçbir tanelere çarpmayan ışın demeti, 6. Aynı büyüklükteki tanelere çarparak kırılan ışınlar, 7. Merceğin odak uzaklığı, 8. Çok elemanlı dedektör, 9. Merkezi dedektör, 10. Süspansiyonun akış yönü, 11. Numune hazırlama ünitesi 12. Bilgisayar) (Özer ve Orhan, 2007)

Lazer ünitesinde, tek-renkli, yoğun ve paralel ışınlar (genellikle He-Ne lazeri) üretmek için bir lazer kaynağı, ışın genişletici, ölçüm hücresi, Fourier merceği ve dedektör bulunmaktadır. Numune hazırlama ünitesinde ise, mekanik karıştırıcı, santrifüjlü pompa ve ultrasonik enerji mekanizması bulunmaktadır. Ultrasonik enerji analiz süresince çalışır durumda tutularak zemin topraklarının dağıtılmasını, mekanik karıştırıcı süspansiyonun analiz boyunca homojen kalmasını, pompa ise süspansiyonun lazer ışınlarının önüne pompalanması sağlamaktadır.

Numune hazırlama ünitesinin haznesinde yaklaşık 1 litre suyla karışmış halde bulunan numune, ölçüm hücresinin içerisine pompalanmakta ve analiz boyunca sürekli dolaşım yapması sağlanmaktadır. Bu sırada, ölçüm hücresinin üzerine lazer ışınları gönderilmektedir. Zemin tanelerine çarparak belli açılarla kırılan lazer ışınları, Fourier merceğinden geçip, dedektörün üzerine odaklanmaktadır. Dedektörün üzerine düşen ışınlar bilgisayara bağlı analog-dijital dönüştürücü vasıtasıyla aynı anda sayısallaştırılarak bilgisayara aktarılmakta ve özel bir yazılım vasıtasıyla ışınların kırılma açısından tane büyüklüğü, yoğunluğundan ise hacimce tane yüzdeleri hesaplanmaktadır (Allen, 1997).

Lazer kırınım yönteminde tane büyüklüğü hesaplamaları, tanelerin büyüklüğüyle, tanelere çarparak kırılan ışınların kırılma açıları arasındaki ters orantı ilişkisine dayanmaktadır

(Rowle, 2003). Büyük taneler ışınları küçük açıyla, küçük taneler ise daha büyük bir açıyla kırılmaktadır (Hesseman, 2002). Elektromanyetik kurama dayanan bu ilkedен yararlanılarak tane büyüklüğü ve dağılımı belirlenmektedir.

Lazer kırınım yönteminde de diğer birçok yöntemde olduğu gibi tanelerin küre şeklinde olduğu kabul edilmekte, yani eşdeğer küre kuramını kullanılmaktadır. Başka bir ifadeyle, taneyle eşit hacimdeki kürenin çapı tane çapı olarak hesaplanmakta (ISO 13320, 1999); taneyle aynı kırılma desenini veren eşdeğer kürenin çapı tane çapı olarak verilmektedir (Konert, 1997).

3. LAZER KIRINIM YÖNTEMİYLE ZEMİNLERİN TANE BÜYÜKLÜĞÜ DAĞILIMININ BELİRLENMESİ

Lazer kırınım yöntemi, hidrometre/pipet gibi klasik çöktürme yöntemlerine göre birçok üstünlüğü bulunduğu için 1980'li yıllardan bu yana, sedimentoloji, toprak bilimi ve zemin mekaniği gibi alanlarda da kullanılmakta ve gittikçe yaygınlaşmaktadır. Lazer kırınım yöntemiyle ilgili ilk standart ISO 13320 koduyla 1999 senesinde yürürlüğe girmiş olup, iki bölümden meydana gelen bu standardın birinci bölümünde genel ilkelere ve terminolojiye, ikinci bölümünde ise elektromanyetizmayla ilgili kuramsal formüllere ve matematiksel dönüşümlere yer verilmiştir. Lazer kırınım yöntemi birçok mühendislik ve endüstri alanında yaygın olarak kullanıldığından ve her mühendislik ve endüstri alanına ait malzemelerin ölçüm ilkeleri birbirinden farklı olduğundan, ISO 13320 (1999)'de ne yazık ki özel bir mühendislik veya endüstri alanına ait malzemelerin ölçüm ilkelerini düzenleyen bilgiler ve talimatlar yer almamaktadır. Bununla birlikte, lazer kırınım yöntemiyle zeminlerin tane büyüklüğü dağılımının belirlenmesini düzenleyen bir standart da henüz bulunmamaktadır. Bu nedenle 1980'li yıllardan buyana bu konuyla ilgili bir çok araştırma yapılmıştır. Bunlardan başlıcalarını kronolojik sıralamaya göre McCave vd. (1986), Loizeau vd. (1994), Konert ve Vandenberghe (1997), Muggler vd. (1997), Buurman vd. (1997), Vitton ve Sadler (1997), Beuselinck vd. (1998), Chappel (1998), Wen vd. (2002), Murray (2002), Eshel vd. (2004), Sperazza vd. (2004), Arriaga vd. (2006), Özer (2006), Özer ve Orhan (2007), Özer vd. (2009a) şeklinde sıralamak mümkündür. Yukarıda adı geçen araştırmaların bir çoğunda, özellikle ilk yıllarda yapılanlarda, lazer kırınım ve hidrometre/pipet yöntemleriyle elde edilen sonuçların uyumluluğu üzerinde durulmuştur. Ancak sonraki yıllarda konuyla ilgili çalışmalar çoğaldıkça, lazer kırınım yöntemiyle ilgili bazı deney aşamalarının, girdi parametrelerinin ve analiz değişkenlerinin sonuçlar üzerindeki etkisi anlaşılmış ve bu konu üzerinde de durulmaya başlanmıştır. (örn. Eshel vd., 2004; Sperazza vd., 2004; Arriaga vd., 2006; Özer, 2006; Özer ve Orhan, 2007; Özer vd., 2009a). Lazer kırınım yönteminin analiz sonuçları üzerinde etkili olan aşamalarını, optik kuramın ve optik parametrelerin seçilmesi, örnekleme yöntemi ve numunelerin deneysel hazırlanması şeklinde sıralamak mümkündür.

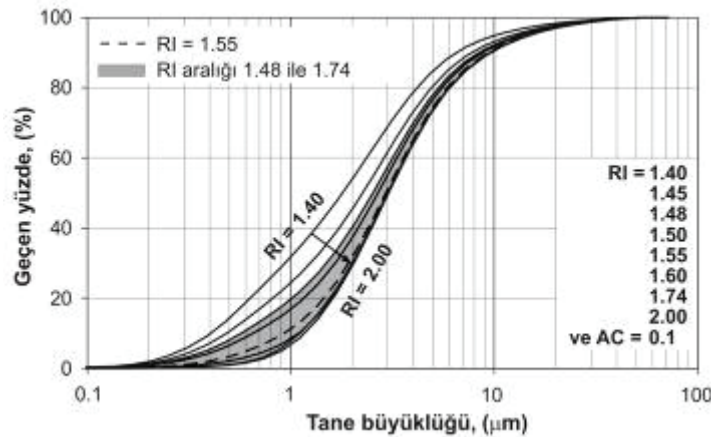
Optik Kuram ve Optik Parametrelerin Seçilmesi

Lazer kırınım yöntemiyle tane büyüklüğü dağılımının hesaplanmasında, Fraunhofer ve Mie olmak üzere iki farklı optik kuram kullanılmaktadır. Fraunhofer kuramında, bütün tanelerin, ışınların dalga boyundan çok daha büyük ($d \gg \lambda$) ve ışık geçirmeyen iki boyutlu dairesel halka şeklinde oldukları (Hesseman, 2002), Mie kuramında ise bütün tanelerin şeffaf ve küre şeklinde olduğu ve tanelerle içinde buldukları ortamın (zeminler için

genellikle su) saptırma indisleri arasındaki farkın küçük olduğu kabul edilmektedir (Hesseman, 2002). ISO 13320 (1999)'de Fraunhofer kuramının, tane çapı lazer ışınlarının dalga boyunun en az 40 katı kadar olan ve ışın geçirmeyen (mat) taneler için geçerli olduğu belirtilmiş ve Fraunhofer kuramının yeterli olmadığı bir çok durumda Mie kuramının daha kesin sonuçlar vereceği belirtilmiştir. Bununla birlikte, Hoff ve Bott (1999) 10 μm 'nin altında Mie kuramının daha kesin sonuçlar verdiğini, Rawle (2003) Fraunhofer yaklaşımının lazer ışınlarının dalga boyunun 5 katından daha büyük ($d > 5\lambda$) tanelere uygulanabileceğini, Bayvel ve Jones (1981) Fraunhofer yaklaşımıyla yapılan ölçümlerde, $d=10\lambda$ 'nın altında gittikçe artan bir şekilde hata meydana geldiğini öne sürmüşlerdir.

Mie kuramında, ölçülecek malzemenin ve ölçüm sırasında içinde bulunduğu ortamın saptırma indislerinin (RI) ve ışın emme katsayılarının (AC) bilinmesi gerekmektedir. Zemin minerallerinin bir çoğunun saptırma indislerini ISO 13320 (1999) ve *Handbook of Chemistry and Physics* (CRC Press, 2008) gibi kaynakların yanı sıra üretici firmaların kataloglarında da (örneğin; Malvern, 1993) bulmak mümkündür. Zemin minerallerinin saptırma indisleri birbirinden farklı olmasına ve zeminlerin genellikle farklı minerallerin bileşiminden meydana gelmesine karşın bir numunenin analizinde sadece tek bir saptırma indisi kullanılabilir. Bu nedenle bazı araştırmacılar (örneğin; Eshel vd., 2004; Sperazza vd., 2004; Arriaga vd., 2006; Özer, 2006; ve Özer vd., 2009a) saptırma indisinin analiz sonuçları üzerindeki etkisini incelemiş ve etkili olduğunu ortaya koymuşlardır. Bu araştırmacıardan Sperazza vd. (2004) ve Özer vd. (2009a) zemin numunesini temsil eden en uygun saptırma indisini belirlemek için, lazer kırınım analizinden önce X-ışınları kırınımı (XDR) analizi yapılarak zemin numunesinin mineralojik bileşenlerinin belirlenmesini ve bu minerallerin saptırma indislerin ağırlıklı ortalamasının alınmasını önermişlerdir. Ancak Özer vd. (2009a) XRD analizinin pahalı ve her zaman ulaşılabileceği mümkün olmayan bir deney olduğunu ifade etmişler ve XRD analizinin uygulanmadığı pek çok durumda bir zemin numunesini temsil eden en uygun saptırma indisinin 1.55 olabileceğini deneysel çalışmalarla ortaya koymuşlardır.

Saptırma indisinin analiz sonuçları üzerindeki etkisini göstermek için bir zemin örneği üzerinde saptırma indisi (RI) 1.40 ile 2.00 arasında değiştirilerek tane büyüklüğü dağılımları hesaplanmış ve sonuçları karşılaştırılmıştır (Şekil 2).



Şekil 2. Saptırma indisinin analiz sonuçları üzerindeki etkisi (Özer vd., 2009a)

Şekil 2'den de görüleceği gibi saptırma indisinin 1.40 ile 2.00 aralığındaki değişimi, tane büyüklüğü dağılımını önemli ölçüde etkilemektedir. Ancak, yaygın olarak karşılaşılan

zemin minerallerinin saptırma indisleri 1.48-1.74 aralığında değişmekte (Şekil 2’de gri tonlu bölge) ve zeminlerin çoğunda bol miktarda bulunan quartz mineralinin saptırma indisi (RI=1.55) de bu aralığının ortasına denk gelmektedir. Bir çok zemin örneği üzerinde yapılan detaylı XRD analizlerine ve yukarıda bahsedilen gerekçelere dayanarak Özer vd. (2009a), zemin örneklerini temsil eden en uygun saptırma indisinin 1.55, en uygun ışın emme katsayısının (AC) ise 0.1 olabileceği öne sürmüşlerdir.

Örnekleme ve/veya Örnek Azaltma Yöntemi

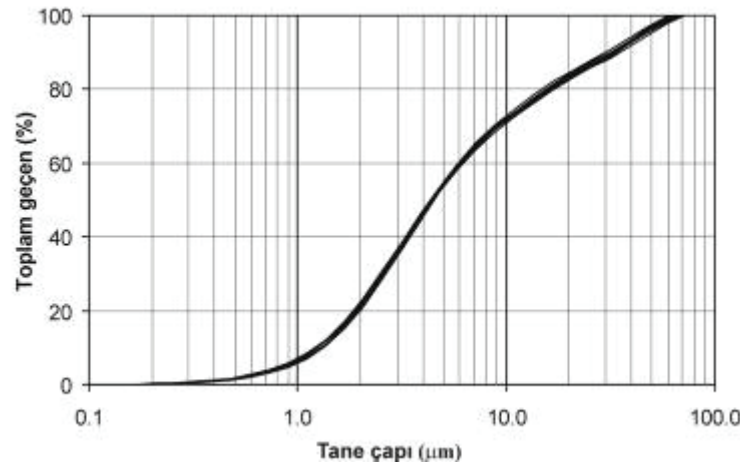
Lazer kırınım analizi için 0.5 ile 1 gram arasında değişen çok az miktardaki bir örnek yeterli olmaktadır. Zemin mekaniği çalışmalarında araziden genellikle birkaç kilogram örnek getirildiğinden, 0.5 ile 1 gram gibi çok az miktardaki bir örneğin 1 – 2 kg örnek içerisinde, örneğin bütünü temsil edecek şekilde alınması gibi bir sorun ortaya çıkmaktadır. Bunun için başvurulabilecek standart bir yöntem ise bulunmamaktadır. Ancak ISO 13320 (1999)’de örnek alma yönteminin uygunluğunu belirlemek için bir ölçüt verilmiştir.

Bu sorunun üstesinden gelmek için Özer ve Orhan (2007) tarafından 0.5 ile 1 gram arasında değişen örneğin, bütünü temsil edecek şekilde alınması için bir yöntem önerilmiştir. Bu yöntemde göre araziden getirilen örnekler tıpkı ASTM D 422 (1998)’de olduğu gibi önce 110 ± 5 °C etüvde kurutulduktan sonra bireysel taneler kırılmayacak şekilde lastik tokmakla nazikçe ezilip ufalanmakta ve 200 No.lu (0.075 mm) elekten geçirilmektedir. Eleğin üzerinde kalan örnekler ASTM D 422 (1998)’de tarif edildiği gibi elek analizine tabi tutulmakta, altına geçen örnekler ise silindirik kapların içerisine konulmaktadır (Şekil 5). 200 No.lu eleğin altına geçen malzeme miktarı, tokmakla ezilen numunenin miktarına, tokmakla ezme süresine ve kil-silt yüzdesine bağlı olarak 10 – 30 g arasında değişebilmektedir. Lazer kırınım cihazı çalıştırılıp gerekli optik ayarlamalar yapıldıktan sonra, silindirik kabın içerisindeki örnek küçük bir spatulayla iyice karıştırılarak homojen hale getirilmekte ve spatulanın ucuyla bir miktar alınarak azar azar haznenin içerisine boşaltılmaktadır (Şekil 3). Bu sırada bilgisayardan ışın azalma yüzdesi gözlenmektedir. Lazer kırınım analizi için gereken örnek miktarı, ışın azalma yüzdesinin %10 – 30 arasında olmasını sağlayacak miktar kadardır.



Şekil 3. Lazer kırınım analizi için örnek alınması Özer ve Orhan (2007)

Önerilen bu yöntemle alınan alt-örneklerin kaptaki malzemenin tamamını temsil etme kapasitesini belirlemek ve ISO 13320 (1999)'de verilen sınır değerlerle karşılaştırmak için, silindirik kapta toplanan bir örnekten Şekil 3'de gösterildiği gibi 10 kere alt-örnek alınmış ve lazer kırınım analizine tabi tutulmuştur. Bu analizlerden elde edilen sonuçlar Şekil 4'de sunulmuştur.



Şekil 4. Bir örnekten alınan 10 adet alt-örneğin analizinden elde edilen sonuçlar (Özer ve Orhan, 2007)

Şekil 4'ten de görüldüğü gibi tek bir örnekten alınan 10 adet alt-örneğin analizinden elde edilen sonuçlar hemen hemen üst üste çakışmıştır.

Önerilen bu yöntemin ISO 13320 (1999)'de belirtilen ölçütlere uygun olup olmadığını belirlemek için tane büyüklüğü dağılımlarının alt, orta ve üst uçlarını karakterize eden d_{10} , d_{50} ve d_{90} parametrelerinin değişim katsayıları hesaplanmış ve ISO 13320 (1999)'de verilen ölçütlerle karşılaştırılmıştır (Çizelge 1).

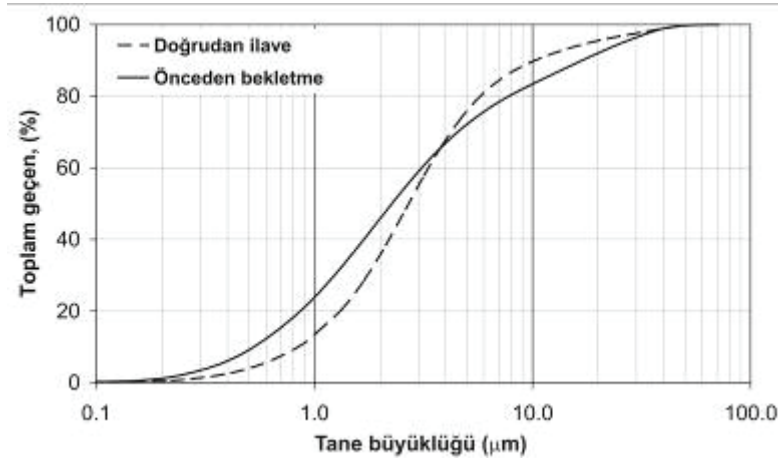
Çizelge 1. Deney sonuçlarından elde edilen değişim katsayılarının ISO 13320 ölçütleriyle karşılaştırılması (Özer ve Orhan, 2007)

Parametre	d_{10}	d_{50}	d_{90}
Ortalama, \bar{x} (μm)	1.284	4.458	32.226
Standart sapma, σ	0.04	0.065	1.595
Değişim katsayısı, σ_d	3.1	1.5	4.9
ISO 13320 (1999)'de izin verilen en büyük değişim katsayısı	5	3	5

Çizelge 1'den de görüleceği gibi, tane büyüklüğü dağılım eğrilerini karakterize eden d_{10} , d_{50} ve d_{90} parametrelerinin değişim katsayıları ISO 13320 (1999)'de verilen sınır değerlerin altında kalmıştır. Bu sonuçlara göre Özer ve Orhan (2007) tarafından önerilen örnek alma yönteminin tekrarlanabilir sonuçlar verdiği ve numunenin bütününe yeterli ölçüde temsil ettiği ortaya konulmuştur.

Zemin Topaklarının Dağılımı

Lazer kırınım cihazlarının örnek hazırlama ünitesinde, örneklerin dağıtılması için ultrasonik enerji uygulama özelliği bulunmaktadır. Ultrasonik enerji, süspansiyonun içerisinde yüksek frekanslı (40 kHz) ses titreşimleri oluşturarak mekanik bir etki meydana getirmekte ve böylece toprakların dağılmasını sağlamaktadır. Belki diğer malzemelerin dağıtılması için yeterli olabilecek bu etki, zeminler için tek başına yeterli olmamaktadır. Çünkü, zemin toprakları birbirine elektriksel çekim kuvvetleri ile tutunmuşlardır. Bu nedenle dağıtımları için mekanik etkinin (ultrasonik enerji) yanı sıra mutlaka kimyasal etki meydana getiren bir maddenin de kullanılması gerekmektedir. Bunun için ise en uygun madde hidrometre deneyinde de kullanılan Sodyum Hegzametafosfat'tır (ticari adı Kalgon). ASTM D 422 (1998)'ye göre hazırlanacak olan Kalgon çözeltisi lazer kırınım analizlerinde iki şekilde kullanılabilir (Özer, 2006). Birincisinde; analizde kullanılacak kadar, yani ışın azalma oranının %10-30 arasında olmasını sağlayacak kadar zemin örneği tahmin edilerek alınmak suretiyle en az 20 ml hacmindeki küçük bir silindirik kabın içerisine boşaltılır ve üzerine 10 ml Kalgon çözeltisi eklenerek iyice karıştırıldıktan sonra en az 16 saat bekletilir. İkinci yöntemde ise 1 litre hacmindeki örnek haznesi suyla doldurulurken 100 ml Kalgon çözeltisi örnek haznesinin içerisine boşaltılır ve analiz edilecek olan zemin örneği doğrudan örnek haznesine eklenir. Her iki yöntemde de analizden önce zemin topraklarının mekanik olarak dağıtılmasını sağlamak için bir süre ultrasonik enerji uygulanır. Bu süre birinci yöntemde 3-4 dakika kadarken, ikinci yöntemde 8-10 dakika kadardır. Daha sonra zemin örneğinin analizi gerçekleştirilir. Özer (2006) bu iki yöntemi karşılaştırmış ve birinci yöntemin (önceden bekletme) ikinci yöntemde (doğrudan ilave) göre daha iyi sonuç verdiğini belirlemiştir (Şekil 5).



Şekil 5. Dağıtma yöntemlerinin karşılaştırılması (Özer, 2006)

Şekil 5'de görülen analiz sonuçları üzerinden kil yüzdesi dikkate alınacak olursa, doğrudan ilave yöntemiyle kil yüzdesi % 37.2 olarak belirlenirken, önceden bekletme yönteminde ise % 46.9 olarak belirlenmiştir (fark % 9.7). Bu sonuçlar, önceden bekletme yönteminin toprakların dağıtılmasında daha etkili bir yöntem olduğunu ortaya koymaktadır.

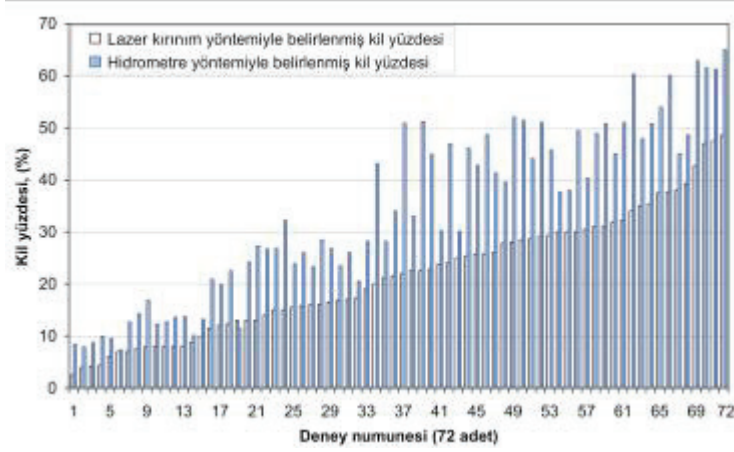
4. LAZER KIRINIM VE HİDROMETRE YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

Lazer kırınım yöntemiyle ilgili en çok üzerinde durulan konu, sonuçlarının hidrometre/pipet yöntemleriyle uyumlu olup olmadığı ve her iki yöntem arasında evrensel bir korelasyon geliştirilip geliştirilemeyeceğidir. Bu konu üzerine yapılmış başlıca çalışmaları kronolojik sıralamaya göre, McCave vd. (1986), Loizeau vd. (1994), Konert ve Vandenberghe (1997), Muggler vd. (1997), Buurman vd. (1997), Vitton ve Sadler (1997), Beuselinck vd. (1998), Wen vd. (2002), Murray (2002), Eshel vd. (2004), Arriaga vd. (2006), Özer (2006), Özer vd. (2009b) şeklinde sıralamak mümkündür.

Özer (2006) Düzce, Elazığ, İzmir, Kaman, Salihli, Sinop ve Yozgat gibi Türkiye'nin farklı il ve ilçelerinden ve Ankara'nın Balgat, Beşevler, Beytepe, Bilkent, Çukurambar, Eğmir, Etimesgut, Güvercinlik, Kazan, Mamak, Ostim, Solfasol ve Temelli gibi değişik ilçe ve semtlerinden alınmış 72 adet doğal zemin örneği üzerinde lazer kırınım ve hidrometre yöntemleriyle belirlenmiş tane büyüklüğü dağılım eğrilerini ve kil yüzdesini karşılaştırmıştır. Bu örneklerinin USCS'ye göre belirlenmiş zemin sınıfları CL – CH – ML – MH – SM – SC şeklinde dağılmakta olup, likit limitleri % 21.6 ile 114.2, plastik limitleri %15 ile 43.9, plastisite indisleri ise % 4.1 ile 77.7 arasında değişmektedir. Bunların yanı sıra dört adet de plastik olmayan (NP) zemin örneği yer almaktadır.

Lazer kırınım analizleri Gazi Üniversitesi Teknik Eğitim Fakültesi Yapı Eğitimi Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda bulunan Malvern marka MasterSizerX Long Bed model bir lazer kırınım cihazı kullanılarak yapılmıştır. Bu cihaz, $\lambda = 0.633 \mu\text{m}$ dalga boyunda kırmızı renkli He-Ne lazer ışınları üretmekte olup 4 farklı mercekle 0.1 – 2000 μm aralığındaki taneleri ölçebilmektedir. Bu çalışmada odak uzaklığı 45 mm olan ters Fourier merceği kullanılmış olup, bu merceğin ölçüm sınırları 0.1 – 80 μm 'dir. Hidrometre deneylerinde ise 151 H tipi hidrometre kullanılmış olup, deneyler ASTM D 422 (1998)'ye uygun olarak gerçekleştirilmiştir.

72 adet doğal zemin örneği üzerinde yapılan deneylerin sonucunda hidrometre yönteminin lazer kırınım yöntemine göre kil yüzdesini %0.3 - % 28.9 arasında değişen oranlarda daha yüksek belirlediği ortaya konulmuştur (Şekil 6). Bunun başlıca nedenin Stokes yasasına dayanan hidrometre yönteminin taneleri olduğundan daha büyük ölçmesiyle ilgili olduğu düşünülmektedir. Elde edilen sonuçlar, McCave vd. (1986), Loizeau vd. (1994), Konert ve Vandenberghe (1997), Muggler vd. (1997), Buurman vd. (1997), Beuselinck vd. (1998), Eshel vd. (2004), Arriaga vd. (2006) gibi diğer araştırmacıların bulgularıyla da uyum içerisindedir.

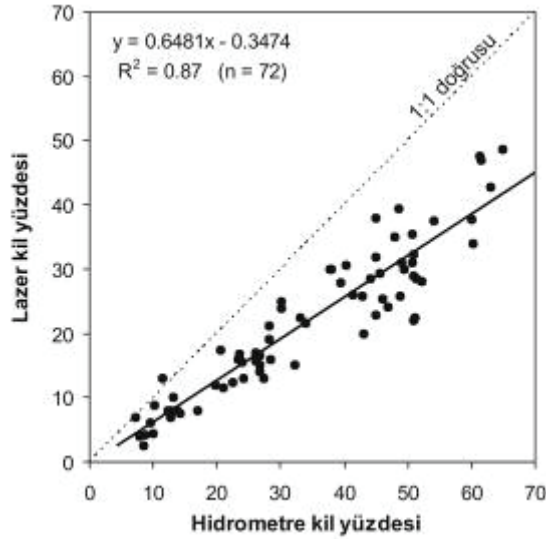


Şekil 6. Lazer kırınım ve hidrometre yöntemleriyle belirlenmiş kil yüzdelerinin karşılaştırılması (Özer vd., 2009b)

Lazer kırınım ve hidrometre yöntemleriyle belirlenmiş kil yüzdeleri arasında bir eşitlik geliştirmek amacıyla; sırasıyla basit regresyon analizi, çoklu doğrusal regresyon analizi ve çoklu doğrusal olmayan regresyon analizleri gerçekleştirilmiştir. %5 anlamlılık düzeyinde yapılan basit regresyon analizinden elde edilen bağıntı Eşitlik 1'de, veri noktalarının dağılımı ise Şekil 7'de verilmiştir.

$$C_L = 0.6481 C_H - 0.3474 \quad (1)$$

Eşitlik 1'de, C_L lazer kırınım, C_H ise hidrometre yöntemiyle belirlenmiş kil yüzdesini ifade etmektedir. Bu ilişkinin belirleme katsayısı $R^2 = 0.87$ olarak hesaplanmıştır.



Şekil 7. Basit regresyon analizinden elde edilen dağılım (Orhan vd., 2006)

Basit regresyon analizlerinin yanı sıra, likit limit, plastik limit, plastisite indis, aktivite, 40 ve 200 No.lu eleklerden geçen yüzdelere, silt yüzdesi ve kil yüzdesi gibi sekiz farklı zemin parametresinin çeşitli kombinasyonları kullanılarak %5 anlamlılık düzeyinde doğrusal ve doğrusal olmayan çoklu regresyon analizleri de yapılmış bir çok eşitlik geliştirilmiştir. Bu eşitliklerin içerisinde standart hatası en düşük, belirleme katsayısı ise en yüksek olan eşitlikler seçilerek aşağıda sunulmuştur.

$$C_L = 0.649 C_H + 0.224 W_L - 0.309 I_P - 3.65 \quad (2)$$

$$C_L = (C_H^{0.9087}) + (W_L^{0.5739}) - (3.6394 I_P^{0.3744}) \quad (3)$$

Bu eşitliklerin belirleme katsayıları sırasıyla $R^2 = 0.89$ ve $R^2 = 0.87$ 'dir. Lazer kırınım kil yüzdesini tahmin etmek için regresyon analizleriyle geliştirilen eşitlikler toplu halde Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 2. Regresyon analizleriyle geliştirilen eşitlikler (Özer vd., 2009b)

Eş. No.	Eşitlik	R^2
1	$C_L = 0.6481 C_H - 0.3474$	0.872
2	$C_L = 0.649 C_H + 0.224 W_L - 0.309 I_P - 3.65$	0.889
3	$C_L = (C_H^{0.9087}) + (W_L^{0.5739}) - (3.6394 I_P^{0.3744})$	0.871

Açıklamalar: W_L : Likit limit, W_P : Plastik limit, I_P : Plastisite indisi, C_H : Hidrometre yöntemiyle belirlenmiş kil yüzdesi, C_L : Lazer kırınım yöntemiyle belirlenmiş kil yüzdesi.

5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

Bu çalışmada lazer kırınım yöntemi tanıtılmış olup bu yöntemle zeminlerin tane büyüklüğü dağılımının belirlemede önemli olan konular üzerinde durulmuş ve deneysel verilere dayanarak şu sonuçlar elde edilmiştir;

- (i) Lazer kırınım yöntemiyle zeminlerin tane büyüklüğü dağılımının belirlenmesi için en uygun optik kuram Mie kuramıdır.
- (ii) Mie kuramının uygulanabilmesi için ölçülecek tanelerin saptırma indisinin ve emme katsayısının bilinmesi gerekmektedir. Bunun için en uygun yol lazer kırınım analizinden önce XRD analizi yapılarak zemin numunesinin mineralojik bileşenlerinin belirlenmesi ve bu bileşenlerin saptırma indislerinin ağırlıklı ortalaması alınarak numuneyi temsil edecek saptırma indisinin hesaplanmasıdır.
- (iii) Ancak XRD analizi pahalı bir deney olduğundan birçok projede uygulanması mümkün değildir. Bu durumda zemin numunelerini temsil edebilecek en uygun değerler olarak, saptırma indisi için 1.55, ışın emme katsayısı için ise 0.1 değerlerinin alınabileceği önerilmiştir.
- (iv) Araziden getirilen zemin numunesinden 0.5 ile 1 gram arasında değişen az miktardaki örneğin alınması için bir yöntem önerilmiş ve ISO 13320 (1999)'da verilen ölçütlerle kıyaslanarak bu yöntemin uygulanabilirliği ortaya konulmuştur.
- (v) Zemin örneklerinde bulunan topaklaşmaların dağıtılması için ultrasonik enerjiyle birlikte Kalgon çözeltisinin kullanılabileceği ortaya konulmuş ve bunun için iki ayrı yöntem önerilerek bu yöntemlerin uygulanabilirlikleri tartışılmıştır.
- (vi) 72 adet doğal zemin örneği üzerinde lazer kırınım ve hidrometre yöntemleriyle belirlenen kil yüzdesi karşılaştırılmış ve hidrometre yönteminin kil yüzdesini lazer kırınım yöntemine göre % 29'a varan oranlarda daha yüksek belirlediği ortaya konulmuştur.

- (vii) Hidrometre kil yüzdesinden lazer kırınım kil yüzdesinin tahmin edilmesi için regresyon analizleri uygulanmış ve belirleme katsayısı oldukça yüksek eşitlikler geliştirilmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma, Gazi Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Müdürlüğü tarafından 07/2004-22 No.lu proje ile desteklenmiştir. Bu desteklerinden ötürü Gazi Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Müdürlüğüne ve personeline teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- Allen, T. (1997), "Particle Size Measurement", Vol.1, fifth edition, Chapman&Hall, London, U.K.
- Arriaga, F.J., Lowery, B., and Dewayne, M.M. (2006), "A fast method for determining soil particle size distribution using a laser instrument", *Soil Science*, Vol. 171 (9), 663–674.
- ASTM (American Society for Testing and Materials) D 422 (1998), "Standart Test Method for Particle-Size Analysis of Soils", *Annual Book of ASTM Standards*, A.B.D.
- Bayvel, L.P. and Jones, A.R. (1981), "Electromagnetic Scattering and its Applications", Applied Science, London.
- Beuselinck, L., Govers, G., Poesen, J., Degraer, G., Froyen, L. (1998), "Grain-size analysis by laser diffractometry: Comparison with the sieve-pipette method", *Catena*, Vol. 32, 193–208.
- BS (British Standarts) 1377: Part 2 (1990), "Soils for Civil Engineering Purposes, Classification Tests", British Standart Institution, England.
- Buurman, P., Pape, T. and Muggler, C. C. (1997), "Laser grain-size determination in soil genetic studies. 1. Practical problems", *Soil Science*, Vol. 162 (3), 211-218.
- Chappell, A. (1998), "Dispersing sandy soil for the measurement of particle size distributions using optical laser diffraction", *Catena*, Vol. 31, 271–281.
- CRC Press (2008-2009), "Handbook of Chemistry and Physics", 89th ed., CRC Press, Boca Raton, FL., U.S.A., 2688 p.
- Eshel, G., Lavy, G.J., Mingelgrin, U., Singer, M.J. (2004), "Critical evaluation of the use of laser diffraction for particle–size distribution analysis", *Soil Science Society of American Journal*, Vol. 68, 736–743.
- Hesseman, R. (2002), "Particle size analysis in ceramics manufacture", *International Ceramics*, Vol. 1, 31 – 34.
- Hoff, E.V. & Bott, S.B. (1999), "Optical theory and refractive index: why it is important to particle size analysis", *Coulter Technical Bulletin LS Series # 1010*, Coulter Scientific Instruments, Hialeah, Florida, 15–23.
- ISO (International Standards Organization) 13320 – 1 (1999), "Particle Size Analysis – Laser Diffraction Methods, Part 1: General Principles", Geneve, Switzerland.
- Konert, M. and Vandenberghe, J. (1997), "Comparison of laser grain size analysis with pipette and sieve analysis: a solution for the underestimation of the clay fraction", *Sedimentology*, Vol. 44, 523–535.

- Loizeau, J.L., Arbouille, D., Santiago, S. and Vernet, J.P. (1994), "Evaluation of a wide range laser diffraction grain size analyser for use with sediments", *Sedimentology*, Vol. 41, 353–361.
- Ma, Z., Merkus, H. G., de Smet, J.G.A.E., Heffels C., Scarlett, B. (2000), "New developments in particle characterization by laser diffraction: size and shape", *Powder Technology*, Vol. 111, 66–78.
- Malvern (1993), "Diffraction Reference, MAN 0073 and Instrument Manuel, MAN 0054", Malvern Instruments Ltd, Spring Lane South, Worcs, WR14 1AT, U.K.
- McCave, I.N., Bryant, R.J., Cook, H.F. & Coughanowr, C.A. (1986), "Evaluation of laser diffraction size analyser for use with natural sediments", *Journal of Sedimentary Petrology*, Vol. 56, 561–564.
- Muggler, C. C., Pape, Th. and Buurman, P. (1997), "Laser grain-size determination in soil genetic studies. 2. Aggregation and clay formation in some Brazilian Oxisols", *Soil Science*, Vol. 162 (3), 219-228.
- Murray, M. R. (2002), "Is laser particle size determination possible for carbonate-rich lake sediments?", *Journal of Paleolimnology*, Vol. 27, 173 – 183.
- Orhan, M., Özer, M., Işık, N.S. (2006), "Killi ve Siltli Zeminlerin Tane Büyüklüğünün Lazer Kırınım Cihazı ve Yöntemiyle Belirlenmesi" *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 11. Ulusal Kongresi*, 7-8 Eylül, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, Türkiye, s.301–314.
- Özer, M., (2006), "Lazer Kırınım Yöntemi İle Zeminlerin Tane Büyüklüğü Dağılımının Belirlenmesi ve Hidrometre Yöntemi İle Karşılaştırılması, Doktora Tezi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, Türkiye.
- Özer, M., Orhan, M. (2006), "Tane şeklinin hidrometre deney sonuçları üzerindeki etkisi", *Selçuk Üniv. Teknik-Online Dergisi*, Cilt 5(3), 100 – 110.
- Özer, M. ve Orhan, M. (2007), "Lazer kırınım yöntemiyle zeminlerin tane büyüklüğü dağılımının belirlenmesi: Genel ilkeler ve örnek hazırlama yöntemi", *Gazi Üniv. Müh. Mim. Fakültesi Dergisi*, Cilt 25 (2), 217–226.
- Özer, M., Orhan, M., Işık, N. S. (2009a), "Effect of optical model on the particle size distribution and clay content obtained by laser diffraction method", *Environmental & Engineering Geoscience (Hakem değerlendirmeleri alındı, düzeltme aşamasında)*.
- Özer M., Işık N.S., Orhan M. (2009b), "Lazer kırınım ve hidrometre yöntemleriyle belirlenen kil yüzdelerinin istatistiksel yöntemlerle karşılaştırılması", *5. Uluslararası İleri Teknolojiler Sempozyumu (IATS'09)*, 13-15 Mayıs, Karabük, Türkiye, s.2247-2253.
- Rawle,A. (2003), "The basic principles of particle size analysis", Electronic document, available at [http://www.malvern.co.uk/malvern/kbase.nsf/llbyno/KB000021/\\$file/Basic_principles_of_particle_size_analysis-MRK034-low_res.pdf](http://www.malvern.co.uk/malvern/kbase.nsf/llbyno/KB000021/$file/Basic_principles_of_particle_size_analysis-MRK034-low_res.pdf).
- Sperazza, M., Moore, J.N., and Hendrix, M.S. (2004), "High-resolution particle size analysis of naturally occurring very fine-grained sediment through laser diffractometry", *Journal of Sedimentary Research*, Vol. 74 (5): 736–743.
- TS (Türk Standartları) 1900-1 (2006), "İnşaat mühendisliğinde zemin laboratuvar deneyleri, Bölüm-1: Fiziksel özelliklerin tayini", TSE, Bakanlıklar / Ankara.

- Vitton, S. J and Sadler, L. Y. (1997), “Particle size analysis of soils using laser light scattering and X-Ray absorption technology”, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 20 (1), 63–73.
- Wen, B., Aydın, A., Aydın-Duzgoren, N.S. (2002), “A comparative study of particle size analysis by sieve-hydrometer and laser diffraction methods”, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 25 (4), 434–442.

INFRARED LAMBASI KULLANARAK ZEMİNLERİN SU İÇERİĞİNİN TESPİT EDİLMESİ

DETERMINING SOIL WATER CONTENT WITH INFRARED DRYING

Sami ARSOY¹ Cüneyt YILMAZ² Erdiñç KESKİN³ Mehmet ÖZGÜR⁴

ABSTRACT

Water content of soils is frequently needed in geotechnical applications. Oven drying is the traditional method, and it has been used for many years. The method gives accurate results but the drying time up to 24 hours is undesired. Infrared heating is a faster alternative to traditional oven drying. Drying time is between 10-60 minutes depending on the soil type. In this study three types of soil samples were dried with infrared heating and water contents were determined. Accuracy of results were evaluated over the values obtained with oven drying. It has been seen that the results of oven drying and infrared drying are close. For this reason infrared heating may be considered as an alternative to oven drying.

Keywords: water content, infrared heating, oven drying

ÖZET

Zemin numunelerinin su içeriklerinin belirlenmesi geoteknik uygulamalarında sıkça başvuru ve ihtiyaç duyulan işlemlerden biridir. Bunun için, uzun yıllardan beri kullanılan ve geleneksel yöntem olarak anılan etüvde kurutma yöntemi kullanılmaktadır. Yöntem güvenilir sonuçlar vermesine rağmen sonuçların elde edilmesi çok uzun süre (24 saate kadar) almaktadır. Bu yüzden deney sonuçlarının değerlendirmesinde de gecikmeler olmaktadır.

Zeminlerin daha hızlı sürede kurumalarını sağlayan metotlardan biri, infrared lambası altında kurutmaktır. Zemin türlerine bağlı olarak kurutma süreleri 10 – 60 dk arasında değiştiği için etüv yöntemine alternatif olarak düşünülmektedir. Çalışma kapsamında 3 farklı zemin numunesi, infrared lambası altında kurutulmuş ve su içerikleri belirlenmiştir. Sonuçları kontrol etmek amacıyla aynı numuneler etüvde de kurutulmuş ve su içerikleri tayin edilmiştir. Her bir zemin numunesi için değerler göz önünde bulundurulduğunda sonuçların yakınlık gösterdiği görülmüştür. Bu nedenle bu metodun etüv metoduna alternatif olarak kullanılmasının uygun olduğu söylenebilmektedir.

Anahtar Kelimeler: su içeriği, infrared lamba, etüv

¹ Doç.Dr.,Kocaeli Üniversitesi, SamiArsoy@yahoo.com

² Arş.Gör., Kocaeli Üniversitesi, cuneyt001@hotmail.com

³ Arş.Gör., Kocaeli Üniversitesi, erdinc_keskin@hotmail.com

⁴ Arş.Gör., Kocaeli Üniversitesi, mehmetozgurrr@hotmail.com

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliği uygulamalarında zeminin içindeki su miktarının bilinmesi büyük önem arz etmektedir. Uzun yıllardan beri zemin mekaniği laboratuvarlarında kullanılan yöntem geleneksel yöntem olarak kabul edilen etüvde kurutma yöntemidir. Etüv yönteminde 105 ± 5 °C de zemin numunesi 24 saate varan süreyle bekletilir. Elde edilen sonuçlar doğru ve güvenilir olmasına rağmen deney sonuçlarını değerlendirmede gecikmelere yol açtığı için, su içeriğini hızlı tespit etmek büyük önem kazanmıştır. Bu nedenle alternatif yöntemler geliştirilmiştir.

Zeminlerin su içeriklerini belirlemek için kullanılan yöntemlerden bir tanesi de infrared lambası altında kurutmaktır. İnfrared lambasının yaymış olduğu ısı, mikrodalga fırının yaymış olduğu ısıya benzerlik göstermektedir. Fakat infrared lambasının yaymış olduğu ısının dalga boyu mikrodalga fırının yaymış olduğu ısının dalga boyundan daha kısadır ve doğrudan zemin numunesi üzerine yayılmaktadır. Bu da sıcaklığın zemin numunesinin her yerinde eşit olarak dağılabileceği anlamına gelmektedir. Zemin cinsinin boyutları ve su miktarının homojenliği de su içeriğinin tespitini etkilemektedir. Deney süresinde sıcaklık değerlerinin devamlı olarak kaydedilebiliyor olması, sıcaklık kontrolü istenen çalışmalar için de oldukça avantaj sağlamaktadır.

Zeminlerin su içeriğini belirlemek için kullanılan infrared ısı yayabilen farklı cihazlar söz konusudur. Bu çalışma kapsamında “Kett FD 610 Infrared Moisture Balance” cihazı kullanılmıştır. Cihazın bir terazi düzeneğine sahip olması çalışmada büyük kolaylık sağlamıştır. Yöntemin bir diğer avantajı da zemin cinsine bağlı olarak kuruma sürelerinin 5 – 60 dakika arasında değişmesidir. Deney sonuçlarının bu kadar kısa sürede elde edilmesi, yöntemi kullanılabilir kılmaktadır. Sonuçların güvenilirliği açısından etüv değerleri ile kıyaslandığında, oldukça gerçekçi değerler elde edilmiştir.

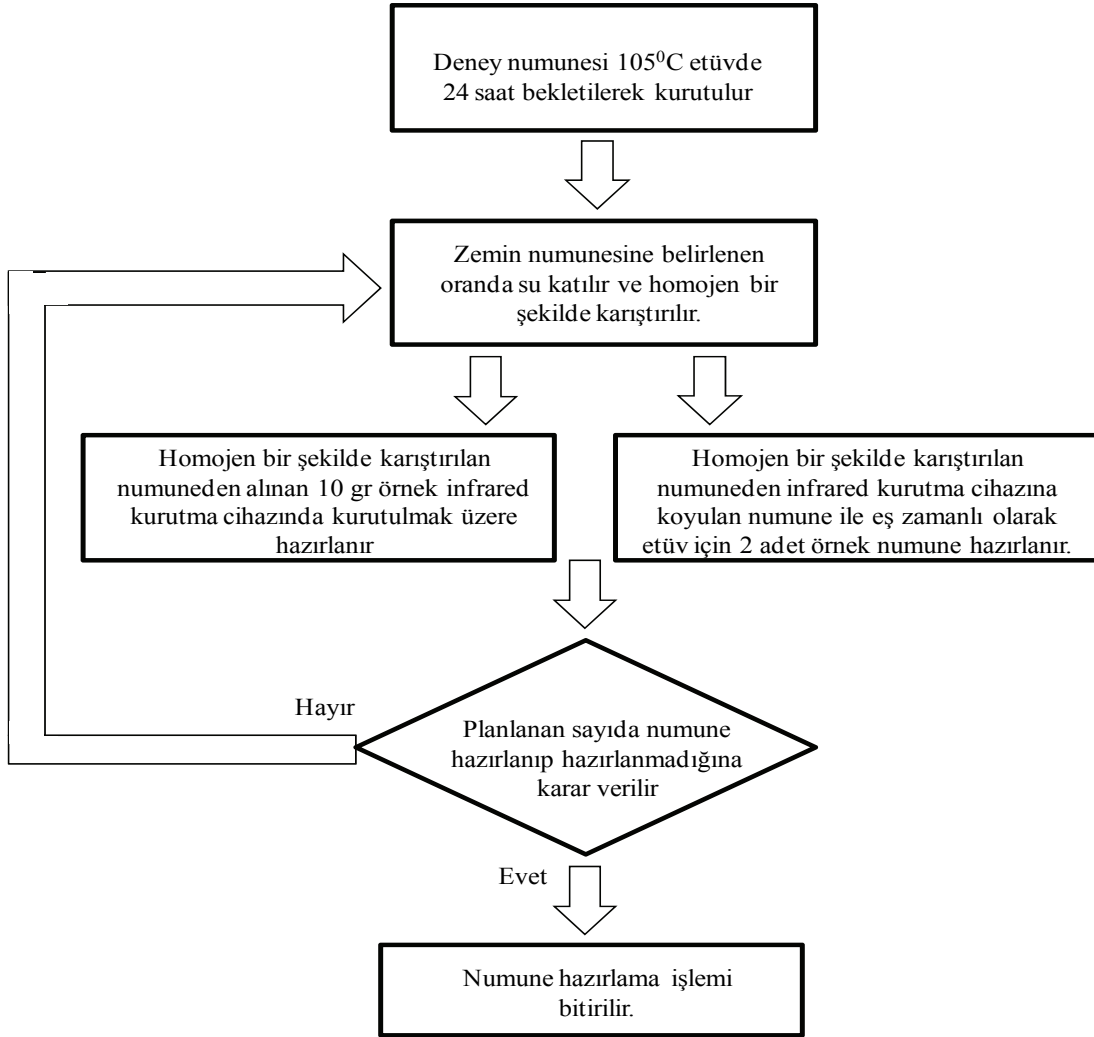
2. MATERYAL ve METOD

Çalışma kapsamında, öncelikle elek analizi, likit – plastik limit tayini ve özgül kütle tayini yapılarak zemin sınıfları TS 1500'e göre belirlenmiştir. Sınıflandırma işlemi yapıldıktan sonra her bir zemin numunesi üzerinde kurutma işlemleri yapılmıştır. İnfrared lambası ile kurutma işlemlerine başlamadan önce zemin numunelerinin tamamen kurutulması sağlanmıştır. Kurutma işlemi, 105 ± 5 °C sıcaklıktaki etüvde 24 saat süresince bekletilerek yapılmıştır. Etüvden çıkartılan zemin numunelerine öncelikle belirli oranlarda su ilave edilmiş ve suyun zemine homojen bir şekilde karışması sağlanmıştır. Karıştırılan numunelerden 10 gr ağırlığında örnekler alınarak infrared cihazında kurutulmuştur. İnfrared kurutma işlemi sürecinde dakikada bir sıcaklık ve su oranı değerleri kaydedilmiştir. Beş dakika boyunca aynı su oranı değerleri okunduğu zaman numunenin kurumuş olduğuna karar verilmiştir. Eş zamanlı olarak infrared su içeriğinin doğruluğunu test etmek amacıyla homojen olarak karıştırılan zemin numunesinden 2 adet örnek alınarak etüvde kurutulmuştur.

2.1. Zemin Numunelerinin Hazırlanması

Çalışmada kullanılan numunelerin sınıflandırma işlemi yapıldıktan sonra infrared kurutma cihazı ile kurutma işlemine geçilmiştir. Çalışmalara başlamadan önce numunelerinin tamamı etüvde 24 saat süresince bekletilerek kurutulmuştur. Şekil 1'de numune hazırlama

prosedürü akış diyagramı olarak verilmiştir. Bu prosedüre göre etüvde kurutulmuş numunelere belirli oranlarda su katılarak, numuneler homojen bir şekilde karıştırılmış ardından infrared kurutma cihazında kurutulmak üzere 1 adet, etüvde kurutulmak üzere 2 adet örnek alınmıştır.



Şekil 1. Numune hazırlama prosedürü

2.2. İnfrared Lambası Altında Kurutma İşlemi

Bu çalışmada Şekil 2’de gösterilen “Kett FD 610 Infrared Moisture Balance” cihazı kullanılmıştır. Cihazda infrared bir lamba ve bu lambanın hemen altında kalan ısı sensörü vardır. En alt kısımda ise su içeriği belirlenecek numunenin koyulacağı hazne bulunmaktadır. Cihaz elektrik ile çalışmaktadır. Kendiliğinden bir teraziye sahip olan cihaz, kurutma esnasında su içeriğindeki ve ortamın sıcaklığındaki değişimi gösteren bir kontrol paneline sahiptir.



Şekil 2. Kett FD 610 İnfared kurutma cihazı teknik özellikleri

Cihaz en az 5 gr ve en fazla 70 gr numune kurutma kapasitesine sahiptir. Çalışma kapsamında toplam ağırlığı 10 gr olan numuneler üzerinde çalışılmıştır. Cihazın kurutma ısı 65 – 195 °C arasında değişmektedir. Sonuçların etüv su içeriğine yakın olabilmesi açısından ısı değeri 105 ± 5 °C sıcaklığa set edilmiştir. Cihazın teknik özellikleri Tablo 1’de verilmiştir.

Tablo 1. Kett FD 610 İnfared kurutma cihazı teknik özellikleri

Ölçüm Metodu	Isıtma ve kurutma ile kaybolan ağırlığın tespit edilmesi
Örnek Ağırlığı	5-70 gr. arasında numune kurutma
Min.Su İçeriği Aralığı	0.1%
Min. Örnek Hassasiyeti	5 mg
Bilgi Ekranı	Zeminin su oranı (0-100 %)
	Zemin ağırlığı (0,000 -69,995 gr)
	Sıcaklık (0°C - 200°C)
Duyarlılık	±0.1% (5 gr. ve daha fazla numune için)
Kurutma Sıcaklığı Aralığı	65°C - 195°C
Çevre Koşulları	5°C - 40°C (Nem oranı %85’den daha düşük olmalı)
Sıcaklık Kaynağı	185 W İnfared lambası
Sıcaklık Ölçüm Metodu	Termistör direnci

Cihaz zemin numunesi içinde bulunan su miktarını yüzde değer olarak hesaplamaktadır. Yani bir başka deyişle zemin içindeki su ağırlığını, zeminin toplam ağırlığına oranlamaktadır.

Cihazın hesapladığı su oranı denklem 1 yardımıyla hesaplanır.

$$x = \frac{W-W_0}{W} \quad (1)$$

Burada;

x: su oranı

w: yaş numune ağırlığını

w₀: kuru numune ağırlığını ifade etmektedir.

Buradan yola çıkarak gravimetrik su içeriği (w) denklem 2 ile hesaplanır.

$$w = \frac{x}{1-x} \times 100 \quad (2)$$

3. DENEYSEL ÇALIŞMA

Deneysel çalışma kapsamında 3 farklı tür zemin seçilmiştir. Seçilen zemin numunelerinin TS 1500'e göre CI (orta plastisiteli kil), MH (yüksek plastisiteli silt) ve SW (iyi derecelenmiş kum) olduğu belirlenmiştir. Zemin numunesinin seçilmiş özellikleri Tablo 2'de verilmiştir.

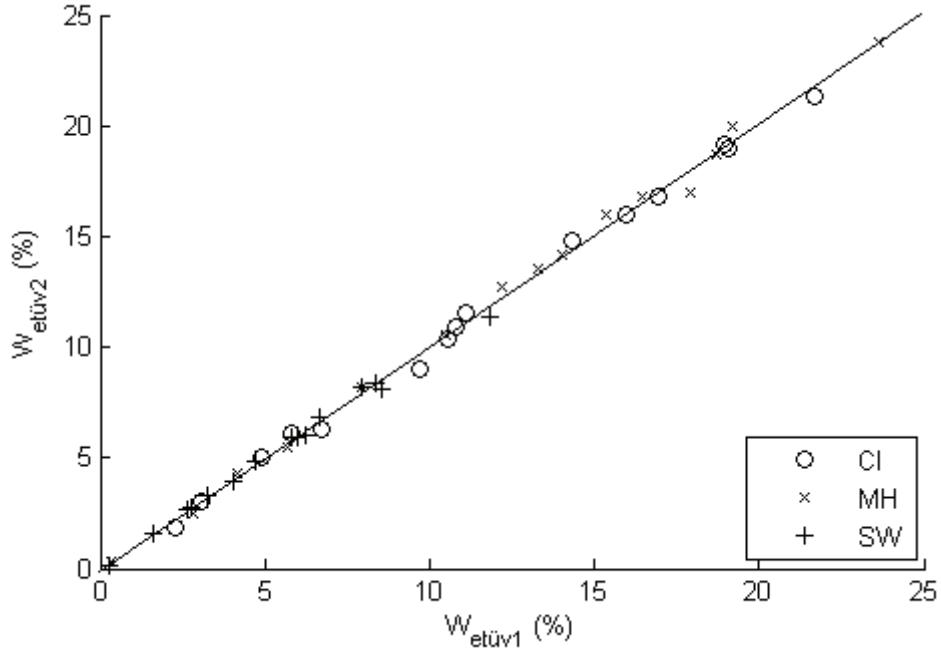
Tablo 2. Seçilen zemin numunelerinin özellikleri

TS 1500'e göre sembol	CI	SW	MH
Özgül Ağırlık, GS	2,6	2,64	2,58
Kil+Silt Oranı, %	90	0,1	90
Likit Limit, %	39	-	65
Plastisite İndisi, %	15	-	30
Üniformluk Kats., Cu	-	6,5	-
Dereceleme Kats., Cc	-	1,04	-
Organik Madde Mik, %	2,11	-	2,14

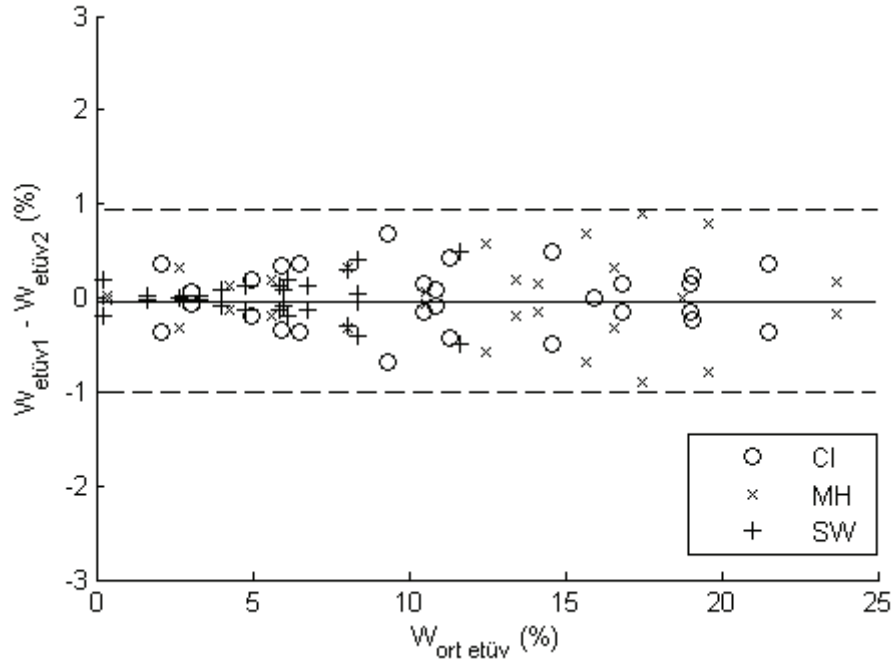
İnfrared kurutma cihazı ile numunelerin su içerikleri belirlenirken aynı zamanda kuruma süreleri de ölçülmüştür. Seçilen üç farklı zemin numunesi için 15 farklı su içeriğinde olmak üzere toplam 135 adet su içeriği ölçümü alınmıştır. Bu ölçümlerin 45 adedi infrared kurutma cihazı kullanılarak, 90 adedi ise etüv kullanılarak yapılmıştır. Şekil 3, 4, 5, 6 ve 7'de sırasıyla, etüv ölçümlerinin karşılaştırılmasını, etüv mutlak hatalarını, etüv-infrared ölçümlerinin farklarını, etüv-infrared hata miktarlarını ve kuruma sürelerini gösteren grafikler verilmiştir.

Şekil 3 aynı su miktarı katılmış numunelerden alınmış farklı etüv su içeriği değerlerini, Şekil 5 ise etüv su içeriği değerlerinin ortalamalarına karşı infrared su içeriği değerlerini göstermektedir. Her iki şekilde de 45⁰ açıyla çizilmiş doğru referans doğrusudur. Değerlerin bu doğru üzerinde çakışması her iki ölçüm değerinin aynı olduğunu ifade etmektedir. Değerlerin bu doğruya uzaklaşması ise hata miktarlarının arttığını göstermektedir.

Şekil 4 iki etüv ölçümü arasındaki mutlak farkın, zeminin su içeriğine bağlı olarak değişimini göstermektedir. Bu grafik çizilirken etüvler arasındaki farkın mutlak değeri alınmış, ardından aynı değerlerin negatifleride alınarak aynı grafik üzerinde gösterilmiştir. Her nokta için hata paylarının pozitif ve negatif olduğu değerlerin alınmasının sebebi maksimum ve minimum hataların belirlenebilmesidir. Maksimum ve minimum hata noktalarından yatay doğrular geçirilerek bir hata bandı oluşturulmuştur. Şekil 6'da ise ortalama etüv su içeriği ölçümlerinden, infrared su içeriği ölçümleri çıkarılarak aralarındaki hata miktarı bulunmuş ve grafikte gösterilmiştir. Bu grafikte kullanılan hata bandı Şekil 4'de gösterilen hata bandıdır. Şekil 7'de ise infrared su içeriğinde kurutulan numunelerin kuruma süreleri gösterilmiştir.

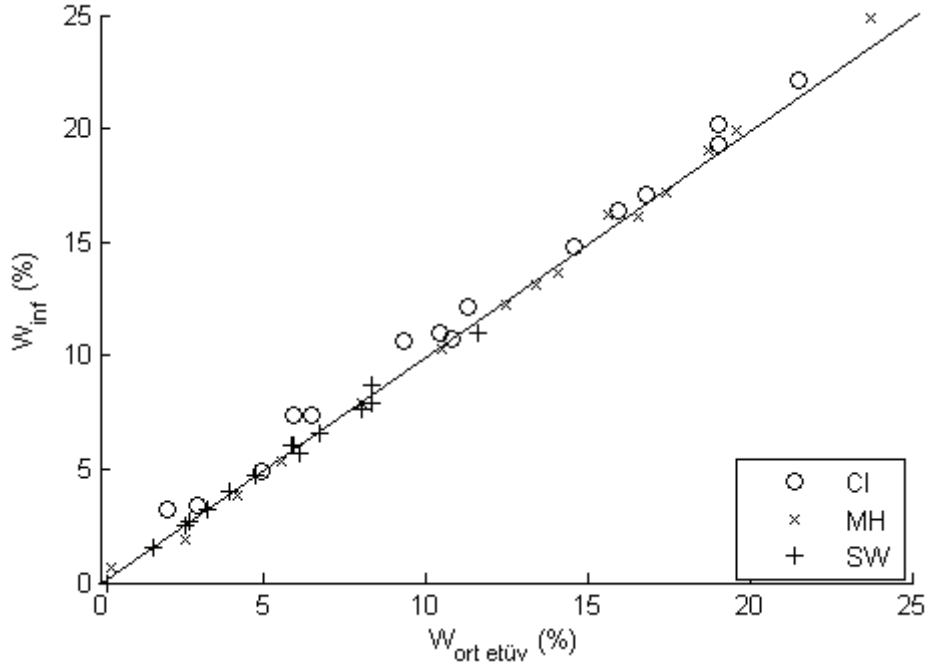


Şekil 3. Ölçülen etüv su içeriği değerlerinin karşılaştırılması



Şekil 4. Ortalama etüv su içeriklerine karşılık, etüv su içeriklerinin farkları

Şekil 3 ve 4'te aynı ölçüm noktalarından alınan 2 etüv su içeriği değerlerinin doğruluğu gösterilmektedir. Bu grafikler incelendiğinde iki etüv su içeriği değeri arasındaki maksimum hatanın CI numunesi için 0.50, MH numunesi için 0.89, SW numunesi için ise 0.49 olduğu ve CI numunesi için hata aralığı bandının $\pm \%0.50$, MH numunesi için hata aralığı bandının $\pm \%0.89$, SW numunesi için hata aralığı bandının $\pm \%0.49$ su içeriği aralığında kaldığı görülmektedir. Şekil 4'te deneysel çalışmalar sonucunda elde edilen en büyük hata baz alınarak hata bandı çizilmiştir.



Şekil 5. Ortalama etüv su içeriklerine karşılık, infrared su içerikleri

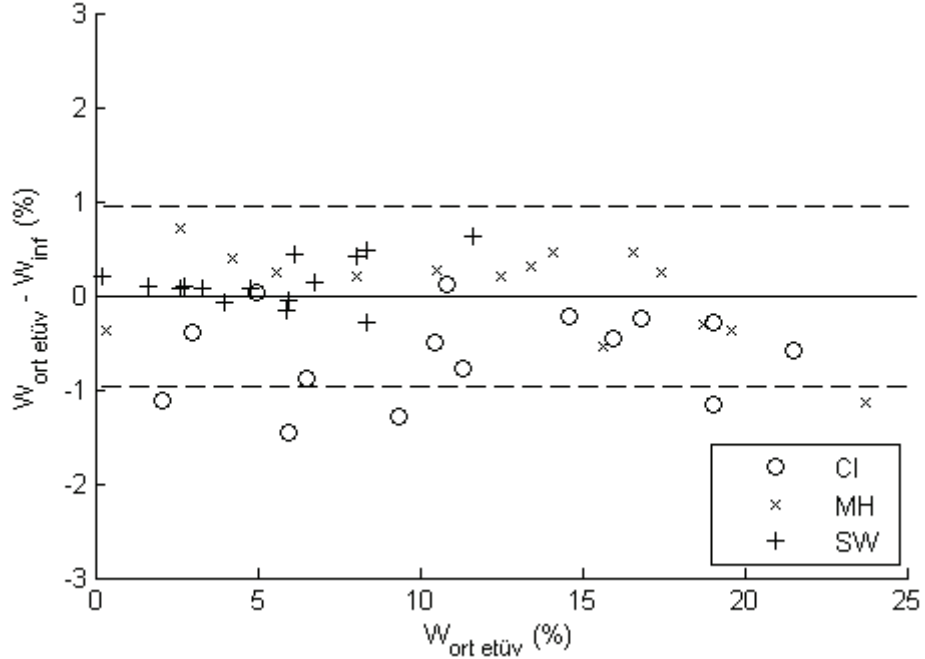
Şekil 5'te etüv su içerikleri referans düzlem şeklinde çizilmiş, infrared lambası ile belirlenen su içerikleri de, noktasal olarak gösterilmiştir. Etüv su içeriği değerleri ile infrared su içeriği değerleri arasındaki ilişki incelendiğinde her üç zemin için de infrared su içeriği değerlerinin referans doğrusuna yakın bir dağılım gösterdiği görülmüştür. Her bir zemin sınıfı için etüv su içeriği ile infrared su içeriği arasında doğrusal bir ilişki kurulmuştur. Bu ilişki denklem 3'te bağıntılaştırılmıştır;

$$IW = a_0 + a_1EW \quad (3)$$

Bu ifade de; IW : zemin numunesinin Infrared lambası ile tespit edilen su içeriğini (%), EW : zemin numunesinin etüv ile tespit edilen su içeriğini (%), a_0 ve a_1 : katsayıları temsil etmektedir. Her bir zemin numunesi için tespit edilen a_0 , a_1 ve R^2 (regresyon katsayısı) değerleri Tablo 3'de verilmiştir.

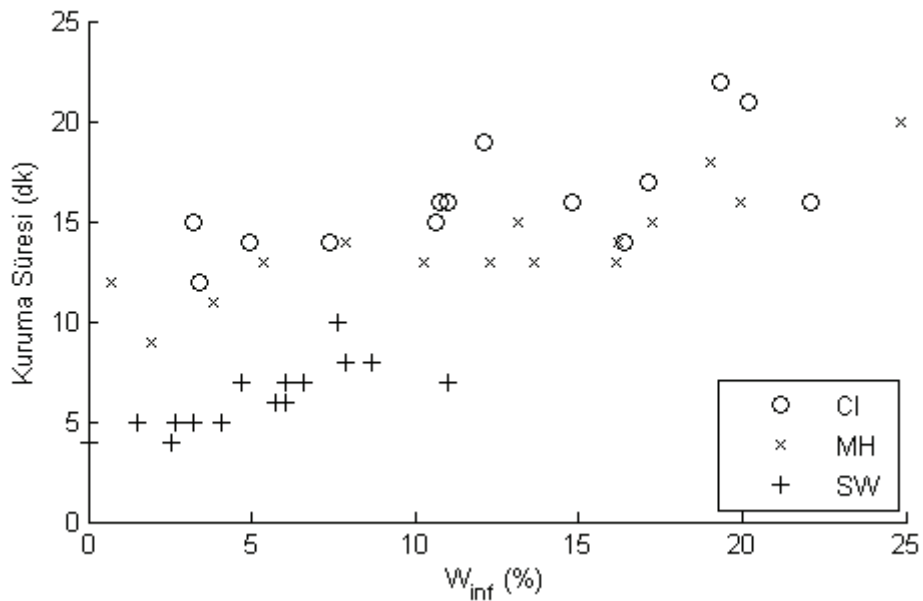
Tablo 3. Zemin türleri için belirlenen a_0 , a_1 ve R^2 (regresyon katsayısı) değerleri

	a_0	a_1	R^2
CI	0,271	1,011	0,998
MH	-0,492	1,036	0,996
SW	0,028	0,969	0,994



Şekil 6. Ortalama etüv su içeriklerine karşılık, (etüv – infrared) su içerikleri

Şekil 6’da etüv su içeriklerinden infrared su içeriklerinin çıkarılmasıyla elde edilen hata miktarları verilmiştir. Grafik incelendiğinde, CI numunelerinin %47’si CI numunesi için belirlenen \pm %0.50 su içeriği hata bandının içinde kalmıştır. Bu numune için minimum hata miktarı %0.05, maksimum hata miktarı -%1.17’dir. MH numunelerinin %93’ü MH numunesi için belirlenen \pm %0.89 su içeriği hata bandının içinde kalmıştır. Bu numune için minimum hata miktarı %0.20, maksimum hata miktarı -%1.1’dir. SW numunelerinin %93’ü SW numunesi için belirlenen \pm %0.49 su içeriği hata bandının içinde kalmıştır. Bu numune için minimum hata miktarı -%0.06, maksimum hata miktarı %0.62 olarak bulunmuştur.



Şekil 7. İnfrared su içeriklerine karşılık, kuruma süreleri

Şekil 7’de su içeriği değişimiyle kuruma süresi arasındaki ilişki gösterilmiştir. Deneylerde 10 gr ağırlığındaki zemin numuneleri kullanılmıştır. Bu ağırlıktaki zemin numuneleri için kuruma süreleri su içeriklerine göre CI numunesi için 12 dk. ile 22 dk. arasında, MH numunesi için 9 dk. ile 20 dk. arasında, SW numunesi için ise 4 dk. ile 10 dk arasında değişiklik göstermiştir.

Tablo 4. Deneyler sonucunda elde edilen veriler

Numune Tipi	Etüv				İnfrared		
	1.Ölçüm (%)	2.Ölçüm (%)	Etüv Ortalama (%)	Mutlak Fark Etüv-Etüv	Ölçüm (%)	Fark Etüv-İnfrared	Kuru Süresi (dk)
CI	0,26	0,31	0,29	0,05	1,01	-0,73	15
CI	1,06	0,97	1,02	0,09	1,52	-0,51	12
CI	1,37	1,53	1,45	0,16	1,51	-0,06	12
CI	5,52	5,38	5,45	0,14	6,04	-0,59	16
CI	6,22	6,20	6,21	0,02	6,16	0,05	16
CI	6,53	6,82	6,68	0,29	6,61	0,07	18
CI	10,57	10,41	10,49	0,16	10,99	-0,50	16
CI	10,81	10,89	10,85	0,08	10,74	0,11	16
CI	11,13	11,55	11,34	0,42	12,11	-0,77	19
CI	14,34	14,84	14,59	0,50	14,81	-0,22	16
CI	15,95	15,95	15,95	0,00	16,41	-0,46	14
CI	16,92	16,77	16,85	0,15	17,10	-0,26	17
CI	19,09	18,95	19,02	0,14	20,19	-1,17	21
CI	18,93	19,17	19,05	0,24	19,33	-0,28	22
CI	21,70	21,34	21,52	0,36	22,10	-0,58	16
MH	0,34	0,31	0,33	0,03	0,70	-0,38	12
MH	2,81	2,49	2,65	0,32	1,93	0,72	9
MH	4,17	4,30	4,24	0,13	3,84	0,40	11
MH	5,71	5,52	5,62	0,19	5,37	0,25	13
MH	7,92	8,23	8,08	0,31	7,87	0,20	14
MH	10,48	10,55	10,52	0,07	10,25	0,27	13
MH	12,19	12,77	12,48	0,58	12,27	0,21	13
MH	13,32	13,52	13,42	0,20	13,12	0,30	15
MH	14,03	14,18	14,11	0,15	13,64	0,47	13
MH	15,33	16,01	15,67	0,68	16,21	-0,54	14
MH	16,43	16,76	16,60	0,33	16,14	0,45	13
MH	17,91	17,02	17,47	0,89	17,22	0,25	15
MH	18,73	18,74	18,74	0,01	19,05	-0,32	18
MH	19,19	19,97	19,58	0,78	19,95	-0,37	16
MH	23,62	23,80	23,71	0,18	24,84	-1,13	20
SW	0,30	0,10	0,20	0,20	0,00	0,20	4
SW	1,62	1,60	1,61	0,02	1,52	0,09	5
SW	2,64	2,64	2,64	0,00	2,56	0,08	4
SW	2,75	2,77	2,76	0,02	2,67	0,09	5
SW	3,26	3,29	3,28	0,03	3,20	0,07	5
SW	4,02	3,94	3,98	0,08	4,05	-0,07	5
SW	4,72	4,84	4,78	0,12	4,71	0,07	7
SW	5,83	5,95	5,89	0,12	6,05	-0,16	6
SW	6,02	5,94	5,98	0,08	6,04	-0,06	7
SW	6,24	6,05	6,15	0,19	5,71	0,44	6
SW	6,68	6,80	6,74	0,12	6,61	0,13	7
SW	7,92	8,21	8,07	0,29	7,64	0,43	10
SW	8,37	8,41	8,39	0,04	8,68	-0,29	8
SW	8,54	8,14	8,34	0,40	7,87	0,47	8
SW	11,86	11,37	11,62	0,49	10,99	0,62	7

4.SONUÇLAR

Deney sonuçları incelendiğinde infrared lambalı kurutma cihazı kullanılarak tespit edilen su içeriği değerlerinin etüv su içeriği değerleri ile yakınlık gösterdiği görülmüştür. Etüv yöntemine nazaran çok daha hızlı bir şekilde deney sonuçlarının elde edilebilir olması bu yöntemin özellikle yol inşaatı şantiyeleri gibi hızlı ve güvenilir veri elde etmenin büyük önem arz ettiği durumlarda kullanılması önerilmektedir

Ayrıca zemin sınıflandırma deneylerini aynı gün içinde bitirmek amacıyla da bu yöntem kullanılabilir. Yıkamalı elek analizi ve atterberg limitlerinin tespiti sırasında sonuçların hızlı bir şekilde elde edilebileceği düşünüldüğünde laboratuvar çalışmalarına zaman yönünden büyük katkı yapacağı açıktır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma TÜBİTAK 106M231 nolu projenin sağladığı ana destekle tamamlanmıştır. Yazarlar desteklerinden dolayı TÜBİTAK'a ve çalışmalarda görev alan Kocaeli Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü lisans öğrencilerine teşekkürü bir borç bilirler.

KAYNAKLAR

TS 1500, İnşaat Mühendisliğinde Zeminlerin Sınıflandırılması, 2000.

Kett FD 610 Infrared Moisture Balance, Hand Book.

KAYSERİ YUMUŞAK KİLLERİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ ÜZERİNE BİR ARAŞTIRMA

A STUDY ON GEOTECHNICAL PROPERTIES OF KAYSERİ SOFT CLAYS

Hacı Bekir KARA¹

Zülküf KAYA²

ABSTRACT

Soft clayey foundation soils have high water contents with large void ratios, high compactibility, high permeability and low undrained shear strengths. Therefore, they are undesirable foundation soils in engineering projects. Despite these disadvantages, because of recently considerable increases in the land costs, constructions on such soft clayey soils have become mandatory.

The main objective of this study has been done to better understand the bearing capacity and deformation behavior under loading of soft clay soils as foundation soils. The study area namely, Kayseri Free Zone (KSB), is seven million square meters that is one of the largest free trade zone of Turkey. In this study, the soft clay samples obtained from the expansion zones of the Kayseri Free Zone (KSB) and Kayseri Organized Industrial Zone (KOSB) planned for building of industrial facilities were used and the geotechnical properties (physical and mechanical) of this soils were trying to determine.

Keywords: Bearing capacity, geotechnical properties, soft clays.

ÖZET

Yumuşak killi zeminler yüksek başlangıç su muhtevası, büyük boşluk oranı, aşırı sıkışabilirlik ile geçirgenliğe ve düşük drenajsız kayma dayanımına sahip zeminlerdir. Ayrıca düşük taşıma gücüne sahip zeminler olduğu için mühendislik projeleri bakımından istenmeyen temel zeminleridir. Bununla beraber son yıllarda arazi maliyetlerinin artması nedeniyle temel zemini yönünden uygun olmayan bu tür zeminler üzerinde yapılar yapma zorunlu hale gelmiştir.

Bu çalışma yumuşak killi zeminlerin temel zemini olarak taşıma gücü ve yük altında şekil değiştirme davranışlarını daha iyi anlamak amacıyla bu çalışma yapılmıştır. Çalışmaya konu olan Kayseri Serbest Bölgesi (KSB) yedi milyon metre kare alanı ile Türkiye'nin büyük serbest bölgelerinden biridir. Bu çalışma kapsamında; sanayi tesislerinin inşa edilmesi planlanan Kayseri Serbest Bölgesi'nde (KSB) ve Kayseri Organize Sanayi Bölgesi (KOSB) genişleme alanında yapılan geoteknik çalışmalar kapsamında elde edilen yumuşak kil numuneleri kullanılmış ve bu zeminlerin geoteknik özellikleri (fiziksel ve mekanik) belirlenmeye çalışılmıştır.

Anahtar Sözcükler: Taşıma gücü, geoteknik özellikler, yumuşak killer.

¹ Y. Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kayseri, hbkara@erciyes.edu.tr

² Y. Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kayseri, zkaya@erciyes.edu.tr

1. GİRİŞ

Yumuşak killer temel zemini olarak diğer zemin türlerine göre daha problemlili bir zemin çeşidi olarak karşımıza çıkmaktadır. Turba ve organik zeminler yumuşak zeminlerin en aşırı şeklini temsil ederler. Bu tür zeminler orta büyüklükte bir yük artışına maruz kaldıkları zaman büyük ve uzun süreli oturma ve belirli bir bölge içerisinde batma ve kayma göçmelerinin meydana gelebileceği dayanıksız zeminlerdir (Jarret, 1995). Düşük kayma mukavemeti değeri 5-20 kPa aralığında değişen ve su seviyesinin zemin yüzeyinde, yakınında ve yukarısında olduğu durumlarda bu tip yüzeysel zeminlere yaklaşmak genellikle çok zordur (Huat, 2004). Zeminlerin yük taşıma kapasitelerini arttırmak için bir çok yöntem mevcut olup bunlar kompaksiyon, ön yükleme, drenaj, titreşim ekipmanları ile sıkıştırma, hem boşlukları azaltmak hem de zemini daha sert duruma getirmek için enjeksiyon, kimyasal enjeksiyon ve geotekstillerdir (Bowles, 1996).

Kayseri Serbest Bölgesi sunduğu ticaret hacmi, vergi avantajları ve altyapısıyla yatırımcılar için çok cazip yatırım imkanları sunmaktadır. Kayseri Organize Sanayi Bölgesi (KOSB) ise yerleşimini tamamlayan bir organize sanayi bölgesi olup sanayicinin ihtiyaçlarına cevap verebilmek için de genişlemesini sürdürmeye devam etmektedir. Halen bu bölgelerde kurulmuş ve kurulmakta olan birçok sanayi tesisi bulunmaktadır. Mevcut ve kurulmakta olan bu sanayi tesisleri hem statik olarak hem de dinamik yük olarak temel zeminine büyük yükler aktarmaktadırlar. Bu yüzden bu tür sanayi yapılarının inşasından evvel gerekli etütler hassasiyetle yapılmalıdır. Bu bölgenin temel zeminin yumuşak kilden meydana gelmesi konunun önemini bir kat daha artırmaktadır.

Bu çalışmada; yumuşak killerin geoteknik özelliklerini belirlemek için, Kayseri Serbest Bölgesi (KSB) ve Kayseri Organize Sanayi Bölgesi (KOSB) genişleme alanında içerisinde arazi çalışmaları yapılmış, bu kapsamda birçok farklı noktadan örselenmiş ve örselenmemiş zemin örnekleri alınmıştır. Alınan zemin örnekleri üzerinde Erciyes Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarında yapılan deneylerle yumuşak killerin geoteknik özellikleri belirlenmiştir. Kayseri Serbest Bölgesi (KSB) ve Kayseri Organize Sanayi Bölgesi (KOSB) genişleme alanı için değişik amaçlarla farklı firmalarca yapılmış çalışmalardan da yararlanılmıştır.

2. İNCELEME ALANI TANITILMASI

Yirminci yüzyılın ilk yarısında kurutulan bir bataklık arazi üzerine doksanlı yılların ikinci yarısında kurulan ve üzerinde yapımına başlanılan sanayi kuruluşları ile gündeme gelen KSB 7 milyon m²'lik alanıyla Türkiye'nin en büyük serbest bölgelerinden biridir. KOSB genişleme alanı ise ihtiyacı karşılamak için açılmış mevcut KOSB arazisinin batısında ve KSB ile sınırdır. Bölge; Kayseri-Ankara Devlet karayolunun 19. km.sinde ve Kayseri'ye girişte sağ tarafta yoldan yaklaşık 400 m. içeride yer almaktadır. Arazi topoğrafyası düz olup en düşük kotu 1029 m, en yüksek kotu ise 1030 m civarındadır. Eğim batı yönünde maksimum %1-3 arasında değişmektedir.

3. BÖLGE JEOLJİSİ

Kayseri ili ve yakın civarı Orta Anadolu masifi üzerinde yer almaktadır. Kuzeydoğu - güneybatı doğrultusunda uzanan fay hatlarının çökmesi sonucu Kayseri Ovası olarak

bilinen çanak şeklinde tipik depolama havzası oluşmuştur. Bu faylar Neojen devri sonlarında ortaya çıkmış ve Kuaterner yaşlı formasyonları ile örtülmüştür. Neojen devri yükselme hareketleri ile başlayan volkanik faaliyetler sonucunda Erciyes Volkanı bölgeyi etkisine alarak neojen göllerinin içinde volkanik kökenli çökeltilerin oluşmasına yol açmıştır. Neojen tüfü denilen bu tabakaların üzerinde, Kuaterner zamanında çevreden taşınma yolu ile gelerek biriken oldukça kalın alüvyonlar yer almıştır. Bölgede volkanik kayaların oluşturduğu ana kaya üzerinde farklı kalınlıklarda alüvyonal örtüye rastlanmaktadır.

İnceleme alanı, yakın zamana kadar sazlık olup Devlet Su İşleri (DSİ) tarafından açılan kanallar ile kurutulmuştur. Bölgede en üstte kalınlığı yer yer 6-8 metre kalınlıkta turba mevcuttur. Ayrıca, alüvyon tabakaları arasında silt kil serileri yataklanmış olup bunların arasında da turba ihtiva eden tabakalara rastlanmaktadır.

4. ARAZİ ÇALIŞMALARI

KSB yumuşak killerinin geoteknik özelliklerini belirlemek için 3 adet sondaj çalışması yapılmıştır. Sondajlar sırasında SPT deneyleri yapılmış, örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınmıştır. Ayrıca, 2 adet muayene çukuru açılarak muayene çukurlarından temsili numuneler alınmıştır.

Ayrıca; DSİ Genel Müdürlüğü Jeoteknik Hizmetler ve Yeraltı Suları Dairesi Başkanlığının yapmış olduğu yeraltı suyu aramaya yönelik sondaj çalışmalarından, YADA Jeolojik-Jeoteknik Ltd. Şti. nin KSB için yapmış olduğu jeolojik-jeoteknik zemin etüt ve zemin ıslah raporundan ve Erciyes Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü tarafından her iki bölge için hazırlanmış olan farklı geoteknik etüt raporlarından yararlanılmıştır.

KOSB Müdürlüğü ise genişleme alanındaki her parsel için parsel bazında zemin etüt raporu hazırlatmıştır. Ayrıca; atık su arıtma tesisi yeri için Mayıs 2007 tarihinde her biri 20 metre olan 6 adet sondaj, Temmuz 2008 tarihinde her biri 20 metre olan 3 adet sondaj yaptırılmıştır.

Ağustos 2008 tarihinde ise KOSB Müdürlüğü atık su arıtma tesisi yapım işi yüklenici Firması BETAŞ A.Ş. tarafından inşa edilecek tesis yerleri için 2 adet 25 metre ve 17 adet 20 metre olmak üzere 19 adet ilave sondaj yaptırılmıştır (Nokta Mühendislik, 2008).

4.1. Zemin Profili

DSİ Genel Müdürlüğü Jeoteknik Hizmetler ve Yeraltı suları Dairesi Başkanlığı tarafından K34-C1 (02400 D-91350 K) koordinatında 54006 nolu kuyuda yaptıkları su sondaj kuyu loguna göre elde edilmiş olan tipik zemin profili aşağıda özetlenmiştir.

Yapılan çalışmalarda yeraltı su seviyesi kotu tabii zemine göre -1.0 metre derinliktedir. Bu seviye mevsimsel olarak değişmekte olup zaman zaman zemin yüzeyine kadar çıkabilmektedir.

<u>Derinlik</u> <u>metre</u>	<u>Zemin Profili</u>
0.0 – 2.0	Moloz Toprak
2.0 – 4.0	Turba
4.0 – 9.0	Kil (Turba Bantlı)
9.0 – 13.0	Siltli Kil
13.0 – 20.0	Siltli Kil (Turba Bantlı)
20.0 – 52.0	Kil (Yoğun Turba Bantlı)
52.0 – 60.0	Turba
60.0 – 75.0	Çakıllı Kil (Yer yer Turba Bantlı)
75.0 – 84.0	Siltli Kil (Turba Bantlı)
84.0 – 87.0	Kumlu Killi Silt
87.0 – 88.0	Yeşil Kil
88.0 – 90.0	Kumlu Kil (Turba)
90.0 – 120.0	Kil (Gri siyah renkli, yer yer kum çakıl bantları var, turba yoğun)

4.2. SPT Deneyleri

KOSB Müdürlüğü Atıksu Arıtma Tesisi inşaat arazileri temel zemini araştırmaları kapsamında farklı zamanlarda her biri 20 metre olan toplam 9 adet sondaj yaptırmıştır.

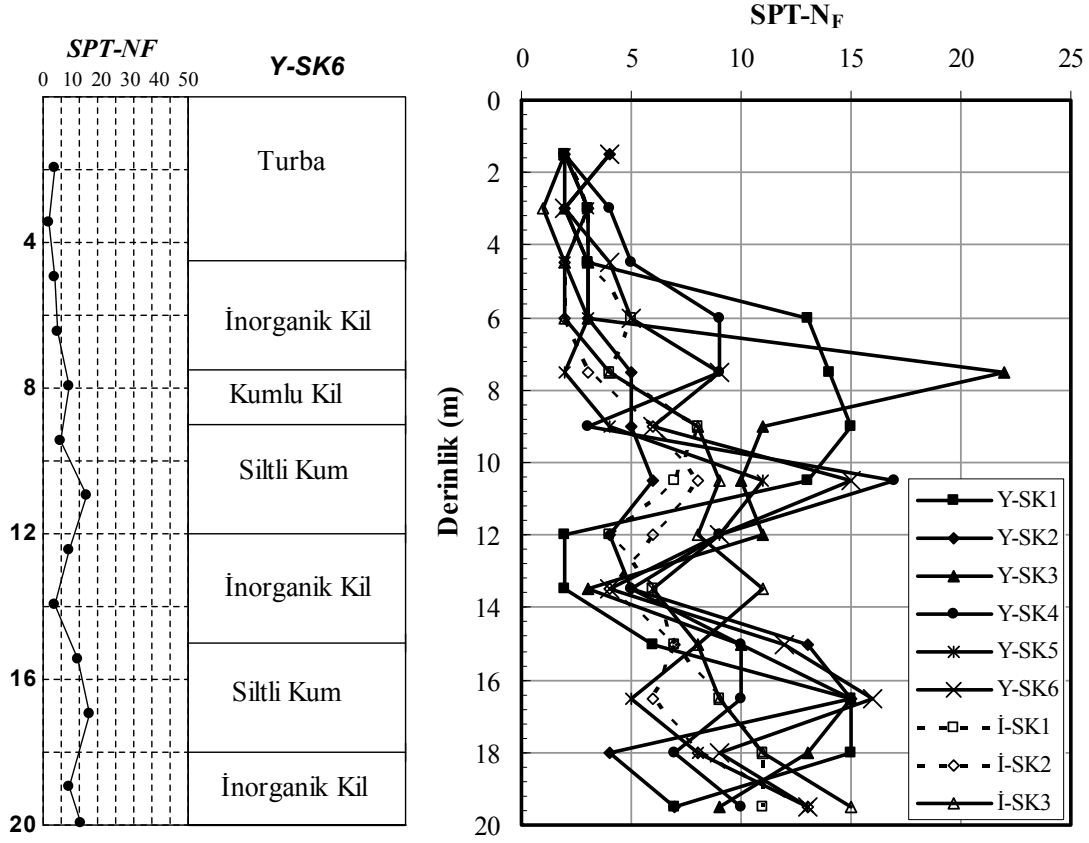
Sondaj çalışmaları sırasında SPT deneyleri yapılmış olup Y-SK6 sondajına ait zemin profili ve diğer sondajlara ait SPT-N_F değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 1’de gösterilmiştir.

4.3. Veyn Deneyleri

Yumuşak killerde örselenmemiş numune almak ve laboratuvarda hazırlamak çok zor olduğundan yumuşak kilin kayma mukavemeti parametreleri genel olarak arazide yapılan deneylerle belirlenir. KSB yumuşak killerin kayma mukavemeti değerlerini belirlemek amacı ile sondajlardan ve muayene çukurlarından alınan zemin örnekleri üzerinde cep penetrometresi ile ölçümler yapılmış, ölçülen değerler Tablo 1’de verilmiştir. Ç2 numaralı sondaj çalışmasında okumalar alınamamıştır.

Aynı zemin örnekleri üzerinde laboratuvar Veyn aleti (Tornveyn) ile ölçümler yapılmış olup bulunan değerler aşağıda Tablo 2’de verilmiştir.

Ayrıca; yumuşak killerin drenajsız kayma mukavemeti değerlerini belirlemek için kullanılan en yaygın yöntem olan arazi Veyn deney aleti ile arazide deneyler yapılmıştır. Elde edilen sonuçların derinlikle değişimi grafik olarak Şekil 2’de verilmiştir.



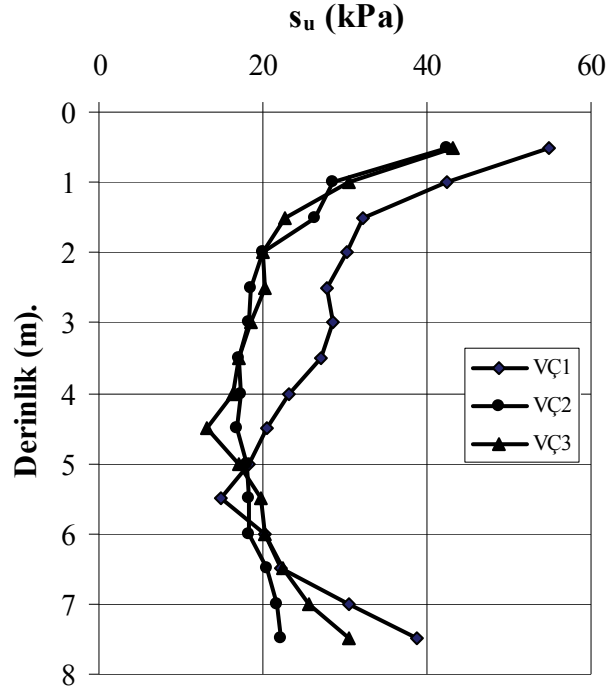
Şekil 1. Y-SK6 Sondajına Ait Zemin Profili ve KOSB Atıksu Arıtma Tesis Yerlerine Ait SPT-N_F Değerlerinin Derinlikle Değişimi

Tablo 1. Cep Penetrometresi Deney Sonuçları

Sondaj No	Numune	Derinlik (m)	q _{u,ort} (kg _f /cm ²)
Ç1	Temsili	3.00	0.78
	Temsili	4.00	0.88
S2	UD	2.00	1.27
	UD	6.50	0.10
	UD	9.50	2.92
	UD	17.00	0.20
	UD	22.50	0.47
	UD	27.00	1.02

Tablo 2. Torveyn Deney Sonuçları

Sondaj No	Numune	Derinlik (m)	q _{u,ort} (kg _f /cm ²)
Ç1	Temsili	4.00	3.58
Ç2	Temsili	4.00	0.93
S2	UD	2.00	2.15
	UD	6.50	1.32
	UD	9.50	1.43
	UD	17.00	2.30
	UD	22.50	2.45
	UD	27.00	2.98



Şekil 2. Arazi Veyn Denev Sonuçları

4.4. Menard Presiyometre Denevleri

KOSB Müdürlüğü atık su arıtma tesisi yapım işi yüklenici firması BETAŞ A.Ő. tarafından inşa edilecek tesis yerleri için Nokta Mühendislik tarafından hazırlanan Zemin Etüt Raporları kapsamında Akademi Zemin ve Su Sondaj Ltd. Şti. tarafından Menard Presiyometre denevleri yapılmıştır. Yapılan denev sonuçları ile ilgili bulunan değerler Tablo 3'te verilmiştir.

Tablo 3. Menard Presiyometre Denev Sonuçları

Sondaj No	Derinlik m	Limit Basınç P_L kg/cm ²	Net Limit Basınç P_L^* kg/cm ²	Elastisite Modülü E_M kg/cm ²
Havuz 1 SK3	7.50	2.30	1.46	13.44
	10.50	3.80	2.70	18.18
	13.50	4.10	2.96	18.09
Havuz 2 SK1	9.00	2.50	1.74	14.09
	12.00	4.00	2.94	18.64
	18.00	4.00	2.88	19.26
Son . Havuz 2 SK1	4.50	2.00	1.23	12.42
	9.00	2.70	1.76	11.61
	15.00	4.00	2.89	19.50

5. LABORATUAR ÇALIŞMALARI

İnceleme alanından alınan örselenmiş ve örselenmemiş zemin örnekleri üzerinde Erciyes Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Laboratuvarında gerekli görülen geoteknik deneyler TS1900 ve TS1500 göre yapılmış olup sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

5.1. Su Muhtevası Deneyleri

Zemindeki su muhtevasının düşey dağılımını belirlemek için sondajlardan alınan zemin örneklerinin su muhtevaları belirlenmiş olup toplu sonuçlar Tablo 4'te gösterilmiştir. Zemin su muhtevasındaki değişimler azda olsa sondajlar sırasında verilen sudan kaynaklanmaktadır.

Tablo 4. Su Muhtevası Değerleri

Sondaj No	Derinlik (m)	Su Muhtevası (%)
S 1	5.00	467
	8.00	33
	13.95	81
S 2	2.00	272
	17.00	66
	22.95	85
S 3	3.45	314
	13.95	65
	24.45	97
MÇ 1	2.00	111
	3.50	119
	4.50	184
MÇ 2	3.00	201
	4.00	204

5.2. Piknometre Deneyleri

Dane birim hacim ağırlığını belirlemek için araziden alınan zemin numunesi üzerinde piknometre deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçlarından siyah organik zemin için belirlenen dane birim hacim ağırlığı değeri $\gamma_s = 21.10 - 21.30 \text{ kN/m}^3$ aralığında değişmektedir.

5.3. Granülometri Deneyleri

Araziden alınan zemin numuneleri üzerinde dane dağılımını belirlemek için granülometri deneyleri yapılmıştır. İnce dane miktarı No. 200 elekten ıslak eleme ile belirlenmiştir. İnce dane dağılımını belirlemek için hidrometre deneyi yapılmamıştır. Elde edilen sonuçlar toplu olarak Tablo 5'de gösterilmiştir.

5.4. Kıvam Limit Deneyleri

YADA Jeolojik-Jeoteknik Ltd. Şti. nin KSB için yapmış olduğu jeolojik-jeoteknik zemin etüt ve zemin ıslah raporundan alınan değerler Tablo 6'da verilmiştir. Araziden alınan

temel zemini numunesi üzerinde kıvam limitleri deneyleri yapılmış, deney sonuçları ve bulunan değerlere göre zemin cinsleri Tablo 7’de özetlenmiştir.

Tablo 5. Granülometri Deney Sonuçları

Sondaj No	Derinlik m	Çakıl %	Kum %	Silt+Kil %
S 1	11.45	0	49.74	50.26
S 2	9.95	0	46.25	53.75
S 3	9.45	9	19.46	80.54
MÇ 1	3.50	0	4.75	95.25
	3.50	0	0	100
	4.00	0	0	100
	4.50	0	0	100
	4.50	0	11.96	88.04
MÇ 2	3.50	0	5.18	94.82
	3.50	0	21.30	78.70
	4.00	0	13.75	86.25
	4.00	0	17.43	82.57

Tablo 6. Kıvam Limitleri ve zemin cinsleri (YADA Ltd.Şti.)

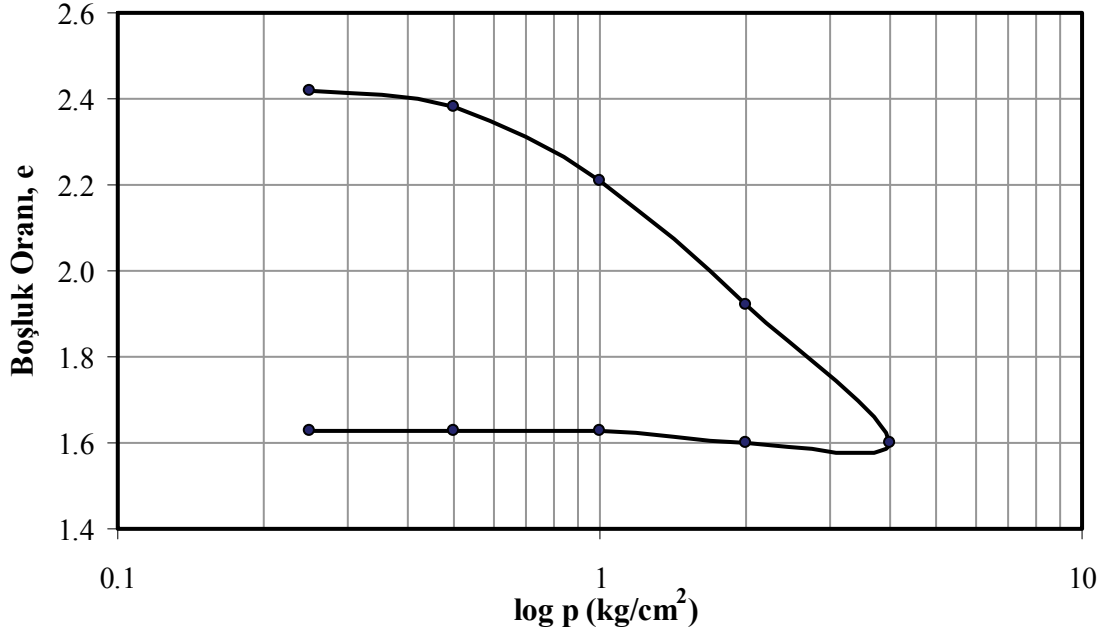
Sondaj No	Derinlik m	Tabii Birim Hacim Ağırlık kN/m ³	Tabii Su muhtevası %	Likit Limit %	Plastik Limit %	Plastisite indisi %	Zemin Cinsi USCS
SK 1	2.00	11.98	93.0	127.9	56.3	71.6	OH
SK 2	2.00	14.21	86.6	114.1	50.4	63.7	OH
SK 3	2.00	14.86	60.9	113.2	51.7	61.5	OH
SK 4	2.00	15.44	67.5	76.0	31.8	44.2	OH

Tablo 7. Kıvam Limitleri ve zemin cinsleri (Elcuman, 2004)

Sondaj No	Derinlik m	Tabii Su Muhtevası %	Likit Limit %	Plastik Limit %	Plastisite İndisi %	Zemin Cinsi USCS
S 1	5.00	467	414	400	14	MH - OH
	8.00	33	29	29	17	CL
	13.95	81	68	57	9	OH
S 2	2.00	272	233	133	100	MH - OH
	17.00	66	64	57	7	MH - OH
	22.95	85	95	80	14	MH - OH
S 3	3.45	314	218	150	68	MH - OH
	13.95	65	78	50	28	MH - OH
	24.45	97	99	67	32	MH - OH
MÇ 1	4.00	184	115	93	22	MH - OH
MÇ 2	3.00	201	95	62	33	MH - OH

5.5. Konsolidasyon Deneyleri

KSB yumuşak killerin üzerinde konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Deney numuneleri 4.0 kg/cm^2 değerine kadar yüklenmiş ve boşaltılmıştır. 1 nolu araştırma çukurundan alınan siyah organik kil zemin örneği üzerinde yapılan konsolidasyon deneyinden elde edilen e - $\log p$ diyagramı Şekil 3'te gösterilmiş ve bu deneyler sırasında belirlenen zemin parametreleri Tablo 8'de verilmiştir.



Şekil 3. Konsolidasyona ait e - $\log p$ Grafiği (MÇ1)

Tablo 8. Konsolidasyon ve Zemin Parametreleri (Elcuman, 2004)

Zemin Cinsi	Tabii Bir. Hac. Ağr. kN/m^3	Kohezyon kN/m^3	Hacimsel Sıkışma Katsayısı cm^2/kg	Konsolidasyon Hızı cm^2/sn	Permeabilite cm/sn	SPT N_F
Siyah Organik KİL	15.00	25 - 50	0.08	0.0025	$1.53 \cdot 10^{-4}$	1-4
Yeşil-Gri KİL	18.50	50 -100	-	-	-	4-8
Çakıl-Kum Kil ar dalanması	-	-	-	-	-	30-40

5.6. Üç Eksenli Basınç Deneyleri

YADA Jeolojik-Jeoteknik Ltd. Şti.'nin KSB için yapmış olduğu jeolojik-jeoteknik zemin etüt ve zemin ıslah raporundan üç eksenli basınç deneyi ile elde edilen değerler ise Tablo 9'da verilmiştir.

Tablo 9. Üç Eksenli Basınç Deneyi Sonuçları

Sondaj No	Derinlik m	Kohezyon kN/m^2	İçsel Sürtünme Açısı ($^\circ$)
SK 1	2.00	25	0
SK 2	2.00	26	0
SK 3	2.00	26	0
SK 4	2.00	35	0

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada önemli sanayi ve ticaret yerleşim merkezleri olan KSB ve KOSB genişleme bölgesi yumuşak killerin geoteknik özellikleri ortaya konmuştur. Elde edilen verilere göre aşağıdaki sonuç ve öneriler söylenebilir.

KSB ve KOSB genişleme bölgesi yapılarının temel zeminleri çok yumuşak kil ve turba tabakalarından oluşmakta olup bunlar düşük kayma mukavemeti ve yüksek deformasyon yapabilme kabiliyetinden dolayı problemlili ve uygun olmayan temel zemini özelliğine sahiptirler. Bu tip zeminler; yük ve yükleme durumuna göre aşırı ve farklı oturma değerleri verebilmekte ve aynı zamanda taşıma gücü problemleri ortaya çıkmakta, üst yapılarda hasarlar oluşturabilmektedir. Temel zemini iyileştirme yöntemleri ile temel zemini güvenilir hale getirilmelidir.

Ulaşım yolları tabii zeminden 2 metre yüksek olarak yapılmıştır. Bu yüzden kontrollü dolgu veya geotekstilli dolgular iyileştirme yöntemi olarak uygulanabilir. Dolgu sonrası bekleme, dolgu ağırlığı altında oturmaların gerçekleşmesini sağlayacaktır. Su çıkışını hızlandırmak, konsolidasyon süresini kısaltmak için dren uygulaması önerilir. Jet Grout yöntemi içinde zemin koşulları uygundur (Kaya, 2001; Kara, 2004). Üst yapıdan gelen yükleri azaltma amacı ile hafif taşıyıcı sistemler seçilmesinde yarar vardır.

Bu çalışmada ortaya konan parametreler ve parsel bazında yapılacak zemin etütlerinden elde edilecek verilere göre temel zemini olarak kullanılmayacak bu zeminler için gerekli görülen temel zemini iyileştirme yöntemleri uygulanmalıdır

KAYNAKLAR

- Bowles, J.E. (1996), "Foundation Analysis and Design", 5th edition, McGraw-Hill.
- Elcuman, H. (2004), "Yumuşak Killerin Geoteknik Özellikleri ve Kayseri Serbest Bölgesi Yumuşak Killeri Üzerine Bir Uygulama", E.Ü.F.B.E. Yüksek Lisans Tezi.
- Huat, B. B. K. (2004), "Organic and Peat Soils Engineering", University Putra Malaysia.
- Jarret, P. M. (1995), "Site Investigation for Organic Soils and Peat", Geogoide 6, JKR Document 20709-0341-95, Institute Kerja Raya Malaysia
- Kara H.B., Elcuman, H. (2004), "Kayseri Serbest Bölgesi Yumuşak Killerin Geoteknik Özellikleri ve Bir İyileştirme Yöntemi Analizi", ZM10 Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği onuncu Ulusal Kongresi.
- Kaya, Z. (2001), "Temel Zemini İyileştirme Yöntemleri ve Uygulamaya Yönelik İki Proje Çalışması", E.Ü.F.B.E. Yüksek Lisans Tezi.
- "Kayseri Organize Sanayi Bölgesi (KOSB) Atıksu Arıtma Tesisi İnşaat Arazileri Temel Zemini Genel Değerlendirme Raporu" E.Ü. Müh. Fak.İnşaat Müh. Böl. 08.GT.043 No.lu Rapor, 2008
- "KOSB Müdürlüğü atık su arıtma tesisi yapım işi yüklenici Firması BETAŞ A.Ş. tarafından inşa edilecek tesis yerleri için Nokta Mühendisliğe Hazırlanan 12 adet Zemin Etüt Raporu", 2008
- "KSB jeolojik-jeoteknik zemin etüt ve zemin ıslah raporu", YADA Jeolojik-Jeoteknik Ltd. Şti.
- "Erciyes Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü tarafından her iki bölge için farklı yer ve zamanlarda hazırlanmış olan geoteknik etüt raporları"
- "DSİ Genel Müdürlüğü Jeo. Hizmetler ve Yeraltı suları Dairesi Başkanlığı tarafından K34-C1 (02400 D-91350 K) koordinatında 54006 nolu kuyuda yaptıkları su sondajı"

KİLLERİN DRENAJSIZ DAYANIMLARININ ARAZİ VANE TESTLERİ YARDIMI İLE BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF UNDRAINED SHEAR STRENGTHS OF CLAYS WITH HELP OF THE FIELD VANE TESTS

Ayhan Gürbüz¹

ABSTRACT

Field Vane tests (FVT), being a reliable and common field test, have been implemented to determine in-situ undrained shear strength of clays mainly and finer soils. Soil boring and FVT are usually performed at the same time. At this study, a relationship between undrained shear strength of clay obtained from FVT and plasticity index (PI), preconsolidation pressure (σ'_p) and effective stress of clay (σ'_{vo}) will be established.

Keywords: Field Vane test, undrained shear strength, clay

ÖZET

Arazi Vane testleri (FVT), özellikle killerin ve ince daneli zeminlerin drenajsız dayanımını (S_u) arazide yerinde belirlemekte kullanılan yaygın ve güvenli testlerdir. Bu testler araziye oluşturan zemin profilini belirlemek için yapılan sondajlarla birlikte yapılabilmektedirler. Bu çalışmada killerin arazi Vane testlerinden elde edilen drenajsız kesme dayanımı ile plastisite indeksi (PI), ön konsolidasyon basıncı (σ'_p) ve efektif gerilme basıncı (σ'_{vo}) arasındaki ilişki ortaya konulmuştur.

Anahtar kelimeler: Arazi Vane testi, drenajsız kesme dayanımı, kil

1. GİRİŞ

Killerin drenajsız kesme dayanımlarının arazide doğrudan ölçülebilmesi için Vane testleri yaygın ve güvenilir bir şekilde kullanılmaktadır. Bazı araştırmacılar (Bjerrum 1972 ve 1973, Mesri 1975, Mayne ve Mitchell 1988) tarafından arazi Vane test sonuçları kullanılarak killerin drenajsız mukavemeti, ön konsolidasyon basıncı ve aşırı konsolidasyon değerlerini bulmak amacıyla çeşitli bağlantılar geliştirilmiştir.

Bu çalışmada, inşası 1968'de başlayıp 1983'te tamamlanan Alibey barajı (İstanbul) nın temelinde uygulanan Vane testlerinin sonuçları kullanılarak, killerin kesme dayanımı ile

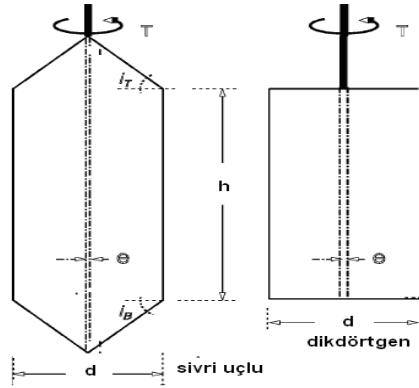
¹ Yrd. Doç. Dr., Atılım Üniversitesi, agurbuz@atilim.edu.tr

plastisite indeksi (PI), ön konsolidasyon basıncı (σ'_p) ve efektif gerilme basıncı (σ'_{vo}) arasındaki ilişki ortaya konulmuştur.

2. VANE TEST SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Vane test aleti eşit ölçülere sahip dört kanattan ve bu kanatların bağlı olduğu bir adet koldan oluşmakta olup (Şekil 1), kanat yüksekliğinin (h) kanat çapına (d) oranı iki olacak şekilde imal edilmektedir. Arazide kullanılan Vane test aletlerinin kanat çapı yaklaşık 10 cm, kanat yüksekliği 20 cm ve kanatların bağlı olduğu kol uzunluğu kanat çapının on katıdır. Kanat kalınlığı (e) genellikle 1.5-2.5 mm`ye eşittir.

Arazi Vane testleri araziden numune alınmasına gerek kalınmadan, yerinde yapılan bir deney türüdür. Vane aleti testin yapılacağı derinliğe indirilip kanatların bağlı olduğu kola uygulanan burulma momenti (T) ile zemin içindeki silindir şeklindeki bir yüzey üzerinde zeminin kayma direnci bulunmaktadır. Burulma momenti, kanatları dakikada altı derece ($6^\circ/\text{dak}$) dönderecek şekilde tatbik edilmektedir. Kanatların bir tam dönüşü ile kesilen kilin maksimum drenajsız dayanımı (S_{up}) bulunmaktadır (Şekil 2-c). Kanatların sekiz veya on tam devri sonucunda, killerin kalıcı drenajsız mukavemeti (S_{ur}) elde edilmektedir (Şekil 2-d).



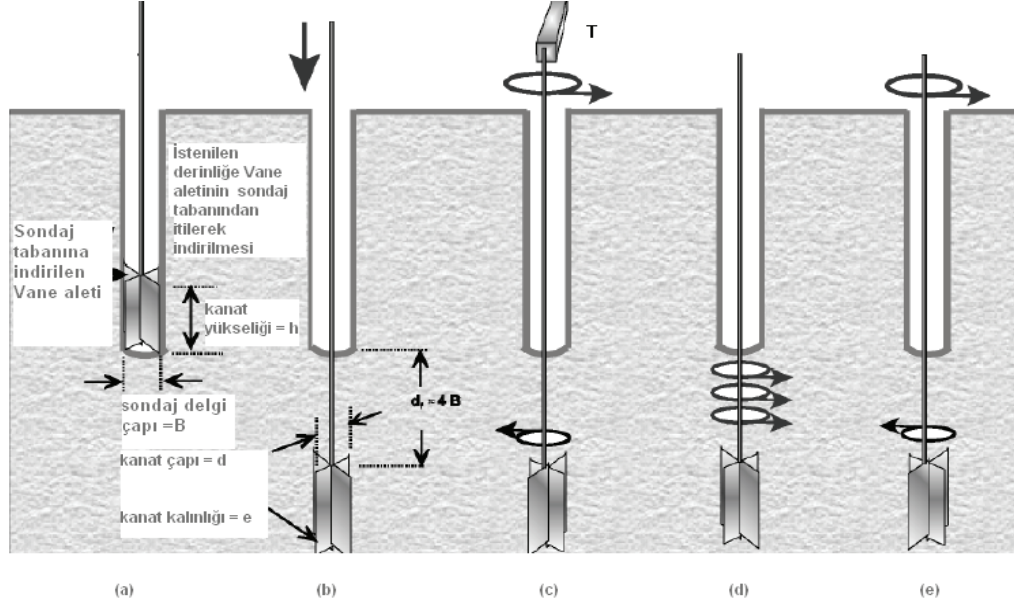
Şekil 1. Vane aletinin yandan görünüşü

Zeminin silindir şeklinde kesilmesiyle Vane aletinin üst ve alt kısmındaki kesme dayanımı dağılımı Şekil 3`teki gibi gerçekleşmektedir. Kilin silindir şeklinde kesilebilmesi için, Vane test aletinin koluna uygulanan burulma momenti (T); alt yüzeyde (T_B), üst yüzeyde (T_T) ve yan yüzeyde (T_S) meydana gelen kesme dirençlerinden dolayı oluşan momentlerin toplamı şeklinde aşağıdaki formüller yardımıyla ifade edilebilir:

$$T = T_S + T_B + T_T \quad (1)$$

$$T_S = \pi \cdot d \cdot h \cdot S_u \cdot \frac{d}{2} = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot h}{2} \cdot S_u \quad (2)$$

$$T_B = T_T = \int_0^{d/2} 2 \cdot \pi \cdot dr \cdot S_u \cdot r = \frac{2 \cdot \pi \cdot S_u}{3} \cdot \frac{d^3}{8} \quad \beta = 2/3 \text{ (uniform dağılım)} \quad (3)$$



Şekil 2. Arazide Vane testinin uygulanması: (a) Sondaj tabanına indirilen Vane aleti (b) Testin yapılacağı derinliğe itilmesi (c) Bir tam devir sonucunda S_{up} elde edilmesi (d-e) 8 veya 10 devir sonucunda kilin kalıcı mukavemetinin bulunması

(2) ve (3) nolu formüldeki değerlerin (1) nolu formülde yerine konulması ile arazide ölçülen burulma momenti aşağıdaki şekli almaktadır:

$$T = T_S + 2T_B = \pi \cdot S_u \cdot \left[\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right] \quad \beta = 2/3 \text{ (uniform dağılım)} \quad (4)$$

Bu durumda killerin drenajsız dayanımı formül (4) yardımıyla şu şekilde ifade edilebilir:

$$S_u = \frac{T}{\pi \cdot \left[\frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^3}{4} \right]} \quad (5)$$

Yukarıdaki formüller kilin kesilme yüzeyi çapı ile Vane aletinin kanat çapının eşit olduğu varsayımına bağlı olarak geliştirilmiştir. Zeminin yapısal özelliklerine bağlı olarak killerin kesilme yüzeyi Vane aletinin kanat genişliğinden büyük olduğundan (Şekil 4), arazide ölçülen değerler gerçek durumu yansıtmamaktadır. Tasarımlarda kullanılacak değeri hesaplamak amacıyla çeşitli düzeltme katsayıları farklı araştırmacılar (Bjerrum 1972 ve 1973, Morris ve Williams 1994) tarafından önerilmiştir.

Bjerrum (1972 ve 1973) Vane testlerini kullanarak dolgu, temel ve kazı göçmelerini incelemiş ve plastisite indeksine (PI) bağlı olan düzeltme katsayısını (μ) önermiştir:

$$\mu = 1,7 - 0,54 \cdot \log(PI) \quad (6)$$

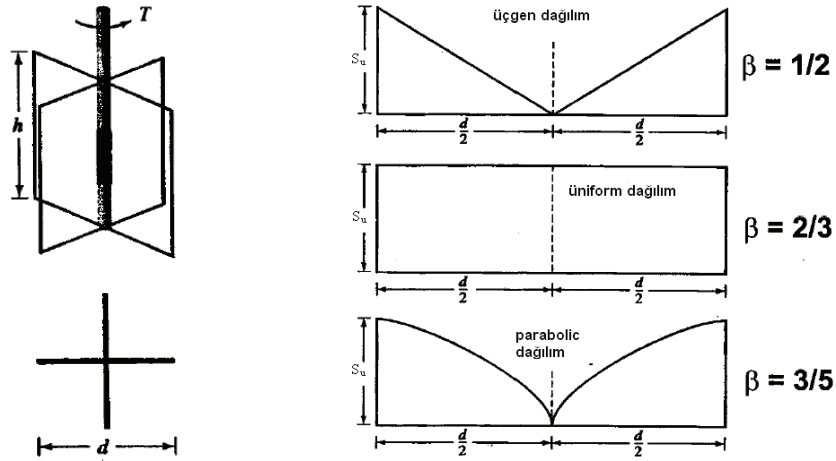
Morris ve Williams (1994) plastisite ve likit limit değerlerine bağlı olan düzeltme katsayısını (λ) önermiştir:

$$\lambda = 1,18 \cdot e^{-0,08(PI)} + 0,57 \quad (PI > 5) \quad (7)$$

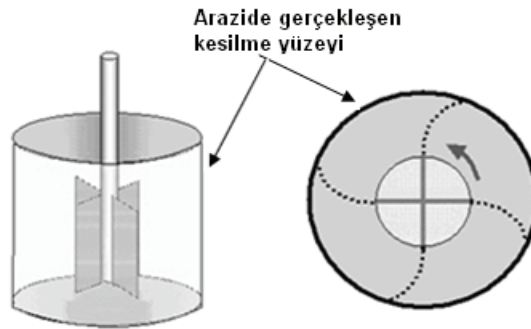
$$\lambda = 7,01 \cdot e^{-0,08(LL)} + 0,57 \quad (8)$$

Bu düzeltme katsayısı yardımı ile killerin dizaynlarda kullanılacak drenajsız dayanımları $S_{u(\text{design})}$ hesaplanabilmektedir. Bu çalışmada, Bjerrum (1972 ve 1973) tarafından geliştirilmiş olan düzeltme katsayısı kullanılmıştır.

$$S_{u(\text{design})} = \mu \cdot S_{up} \quad (9)$$



Şekil 3. Zeminin silindir şeklinde kesilmesi ile Vane aletinin üst ve alt kısmında kesme dayanımı dağılımı

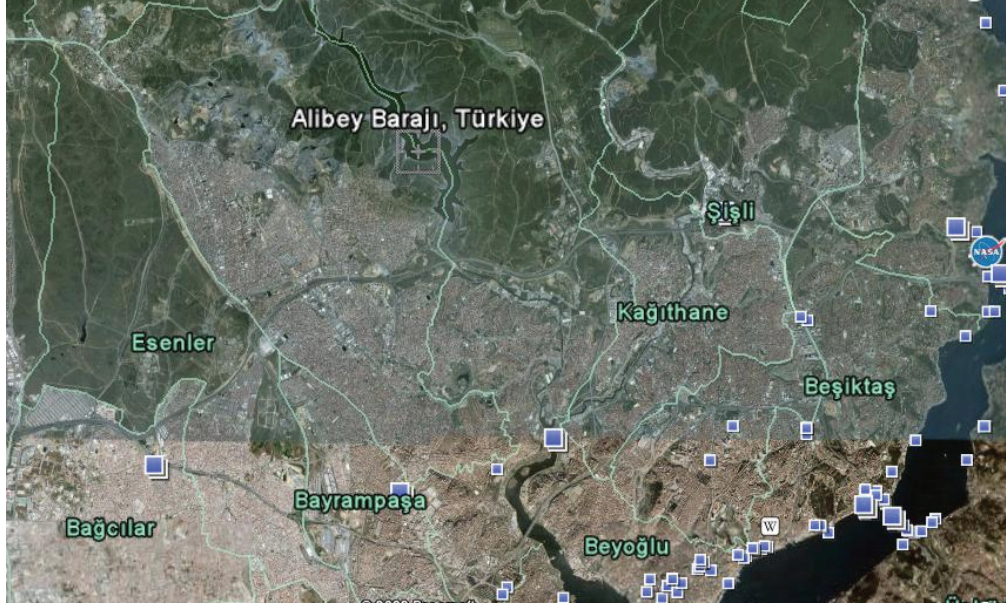


Şekil 4. Killerin arazide gerçekleşen kesilme yüzeyinin Vane aleti kanat çapı ile kıyaslanması

3. ARAZİ VANE TESTLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

İstanbul'un su sağlama sistemi içinde yer alan Alibey barajı Haliç'in 5 km kuzeyindeki Alibey çayı üzerindedir. Barajın İstanbul sınırları içindeki genel yerleşim konumu Şekil

5'te gösterilmiştir. 1968 yılında başlatılan Alibey barajı projesi, ekonomik ve temel zemini problemleri yüzünden 15 yıl sonra 1983 yılında tamamlanabilmiştir. Alibey barajı memba ve mansap batardoları, gövde ve test dolgusu kısımlarından oluşmaktadır. Baraj 29.5 m yüksekliğe, 2×10^6 m³ toprak dolgu ve 35×10^6 m³ rezervuar hacmine, 160 km² sulama alanına ve 51 milyon m³ rezervuar kapasitesine sahiptir. Baraj kreti uzunluğu yaklaşık 300 metredir.

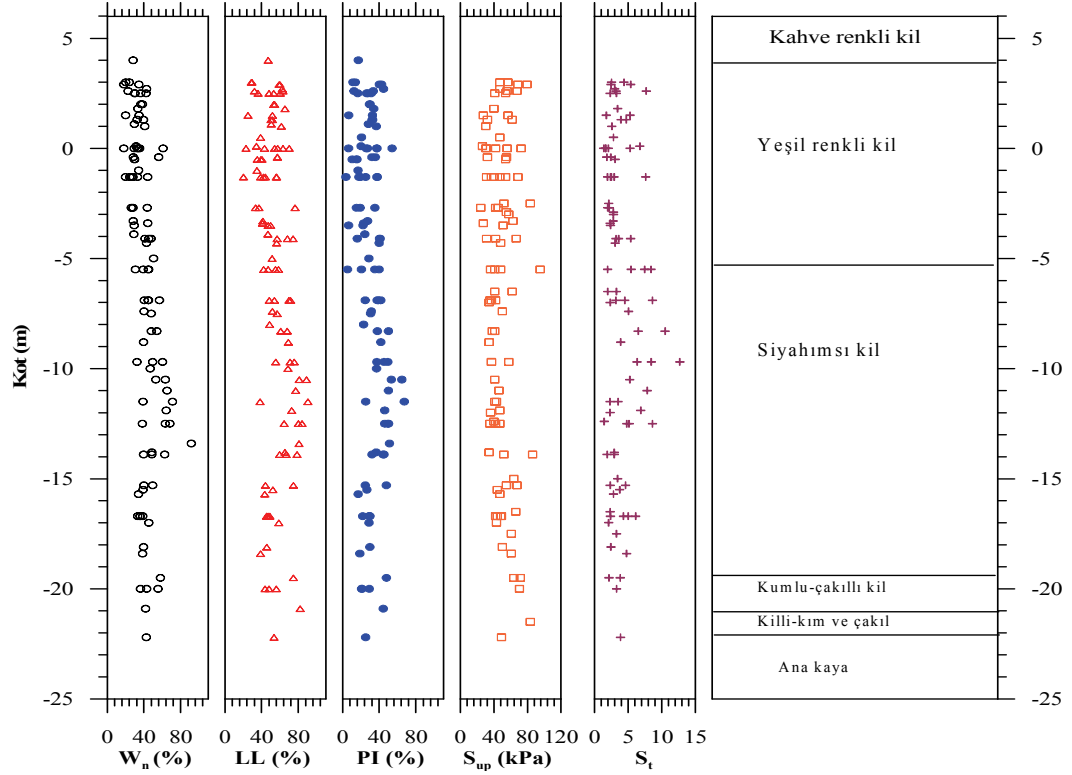


Şekil 5. Alibey barajının İstanbul içerisindeki konumu

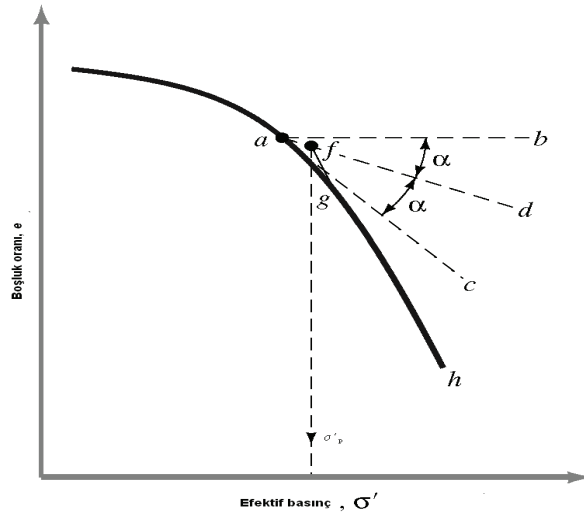
Alibey barajı 33 m kalınlığındaki alüvyon biriminin üzerine inşa edilmiştir. Baraj temelinde yapılan yaklaşık 1700 m'lik sondaj ve testler sonucunda, alüvyon birimini oluşturan katmanlar ve kalınlıkları (yukarıdan aşağıya doğru) şu şekilde tespit edilmiştir: 0-2.1 m arasında kahverengi siltli kil, 2.1-11 m arasında yeşil kil, 11-25.3 m arasında siyahımsı kil, 25.3-27 m arasında kumlu ve çakıllı kil, 27-27.78 m arasında killi kum ve çakıl, 27.78-30 m arasında anakaya birimi şeklindedir (Şekil 6).

Baraj temelini oluşturan birimlerin mühendislik özelliklerini belirlemek amacıyla, alınan numunelerin doğal su muhtevası (W_n), likit limit (LL), plastik limit (PL), plastisite indeksi (PI), konsolidasyon indeksi (C_c) ve ön konsolidasyon basınç (σ'_p) değerleri laboratuvar ortamında belirlenmiştir (Şekil 6). Doğal su muhtevası, likit limit, plastik limit, plastisite indeksi, sıkışma indeksi ve ön konsolidasyon basıncının değerleri sırasıyla; % 18-91, % 20-90, %13-44, % 3-67, % 0.18-0.63 ve 86-178 kPa olarak tespit edilmiştir (Şekil 6).

Vane test aletinin kanatlarının bir tam dönüşüyle baraj temelini oluşturan killerin kesilmesi sonucunda, killerin maksimum drenajsız dayanımları (S_{up}); kanatların sekiz veya on tam devri sonucunda ise, killerin kalıcı drenajsız dayanımları (S_{ur}) elde edilmektedir. Bu amaçla baraj sahasında 40 ayrı noktada arazi Vane testleri yapılmıştır. Zeminin drenajsız kesme dayanımının genel dağılımı 24-100 kPa arasında olup genel olarak 40 kPa uniform kesme dayanımından bahsedilebilir. Temel zemini oluşturan birimlerin hassasiyeti (S_t), S_{up} değerinin S_{ur} değerine oranıyla ifade edilmektedir. Bu oran dört civarında tespit edilmiş olup kil katmanının hassasiyetinin yüksek olduğunu göstermektedir (Şekil 6).



Şekil 6. Alibey barajı temelinin oluşturulan zeminlerin tabakalanması ve bu profili oluşturulan birimlerin mühendislik özellikleri



Şekil 7. Ön konsolidasyon basıncı değerinin bulunması

Yumuşak kil üzerine oturan barajların tasarımı ve inşasında karşılaşılan en büyük sorun, yük altındaki zeminin aşırı çökmesidir. Alibey barajı projesinin temel zemininin oturma analizleri, basitleştirilmiş tek boyutlu oturma metotları kullanılarak, proje başlamadan önce tamamlanmıştır. Temel zeminin değişik seviyelerinden alınan örneklerle, ön konsolidasyon basıncı (σ'_p) ve sıkışma indeksinin (C_c) belirlenmesi amacıyla laboratuvar ortamında tek boyutlu odometre testi uygulanmıştır. Konsolidasyon eğrisini oluşturan boşluk oranına

karşılık gelen efektif gerilme eğrisinde, eğriliğin en fazla olduğu noktadan çizilen yatay eğrinin ve yine bu noktaya çizilen teğetin açıortayının, eğrinin doğrusal kısmı ile kesiştiği nokta (Şekil 7, g noktası) ön konsolidasyon basıncını vermektedir. Bu ilişki kullanılarak Alibey barajının temelini oluşturan killerin ön konsolidasyon basınç değerleri bulunmuştur. Bu değerlerin bulunduğu derinliğe karşılık gelen aşırı konsolide killer için $S_{u(dizayn)} / \sigma'_p$ ve normal konsolide killer için $S_{u(dizayn)} / \sigma'_{vo}$ oranları hesaplanmıştır. Bu oranların grafikleştirilmesi ile Şekil 8 elde edilmiştir.

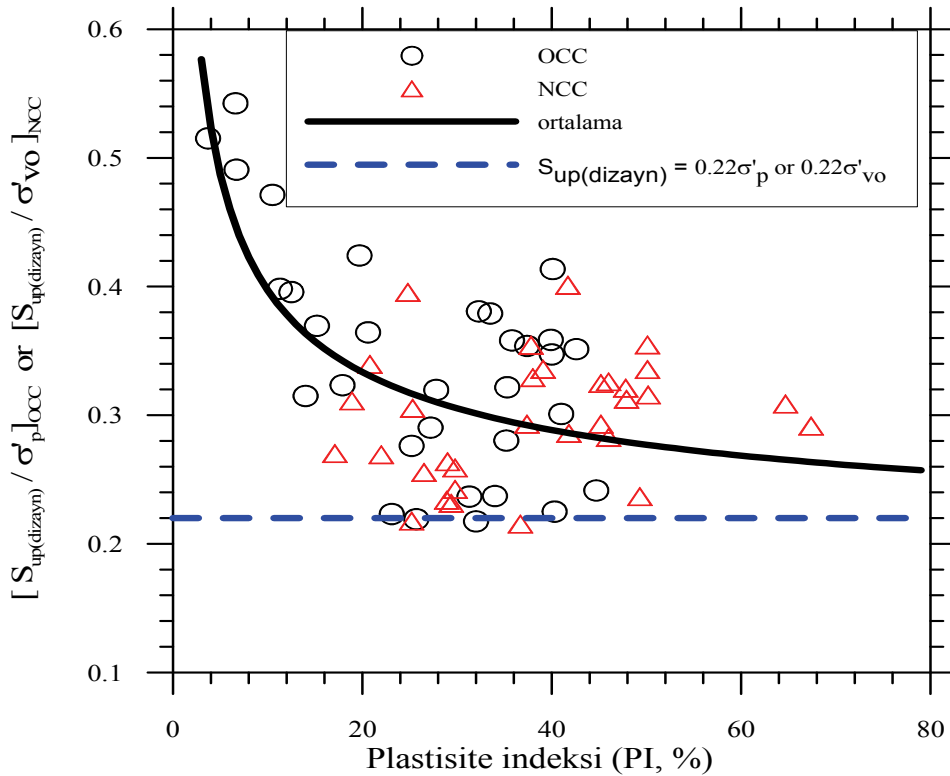
Alibey barajı projesi için $S_{u(dizayn)} / \sigma'_p$ veya $S_{u(dizayn)} / \sigma'_{vo}$ ve plastisite indeksi arasındaki ilişkiyi belirleyen denklem aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$[S_{u(dizayn)} / \sigma'_p]_{OCC} \text{ veya } [S_{u(dizayn)} / \sigma'_{vo}]_{NCC} = 0.179 + 0.687PI^{-0.5} \quad (10)$$

Mesri (1975) stabilite analizleri için yapmış olduğu çalışmada $S_{u(dizayn)}$ 'nın plastisite indeksinden bağımsız olduğunu ve formül (11) yardımıyla ifade edilebileceğini belirtmiştir:

$$S_{uo(mob)} = 0.22\sigma'_p \quad (11)$$

Şekil 8'deki $0.22\sigma'_p$ veya $0.22\sigma'_{vo}$ değeri Alibey barajı projesinin temelinde gerçekleşmiş drenajsız kil dayanımının alt sınırını oluşturmaktadır.



Şekil 8. Alibey barajı temelini oluşturan killerin plastisite indeksi ile arazi Vane testlerinde elde edilen drenajsız dayanımı arasındaki ilişki

4. SONUÇ

Killerin drenajsız dayanımlarını yerinde belirlemek amacıyla günümüzde yaygın olarak arazi Vane testleri kullanılmaktadır. Bu testlerde elde edilen değerler kilin yapısına ve

kesilme yüzeyine bağlı olarak yüksek olmaktadır. Yapılan çalışmalar sonucu Vane test değerlerinin tasarımlarda kullanılması için, plastisite indeksine bağlı olarak bir düzeltme katsayısıyla çarpılması gerektiği saptanmıştır. Arazi Vane testlerinden elde edilen killerin drenajsız dayanımı ile plastisite indeksi arasındaki ilişki belirlenmiş ve tasarımlarda bu test sonuçlarının basit bir düzeltme ile kullanılabilmesi gösterilmiştir.

TEŞEKKÜR

Verilerin sağlanması konusunda Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü Barajlar ve HES Dairesi Başkanlığı elemanlarına teşekkür ederim.

KAYNAKLAR

- Bjerrum, L., 1972, "Embankments on soft ground", Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Purdue University, pp: 1-54.
- Bjerrum, L., 1973, "Problems of soil mechanics and construction on soft clays", Proceeding. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Russia, pp: 111-159.
- Mayne, P.W. and Mitchell, J.K., 1988, "Profiling of overconsolidation ratio in clays by field vane," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 25, No.1, pp.150-158.
- Mesri, G., 1975, "New design procedure for stability of soft clays", Discussion, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 101, No: 4, pp: 409-412.
- Morris, P.W. and Williams, D.T., 1994, "Effective stress Vane shear strength correction factor correlations," Canadian Geotechnical Journal, Vol.31, No.3 pp.335-342

ATIK LASTİKLERİN ZEMİN İYİLEŞTİRME UYGULAMALARINDA KULLANIMI VE GEOTEKNİK PERFORMANSI

USE OF WASTE TIRES IN SOIL IMPROVEMENT APPLICATIONS AND THEIR GEOTECHNICAL PERFORMANCE

H. Recep YILMAZ¹

Tuğba ESKİŞAR²

ABSTRACT

Waste tire stocks are increasing every year, being 250 millions in United States in 2004, 28 millions in Canada, and in Korea 20 millions. For ten years, the consumption of waste tires are increasing in various ways such as reinforcements in solving geotechnical problems. Additionally, several beneficial uses of waste tires have been proposed because of their excellent mechanical properties and durability. This includes using fine-grained tire powders or tire chips. The elements produced from waste tires such as treads and sidewalls are combined to make a grid structure and tire mats. Tire sidewalls are removed and a shallow, large diameter cylinder is folded to make small two cells forming a “8” shape. Many unit of cells can be combined to complete a tirecell like commercial geocells. Geocell units are used in an economical way, they may be used as a fill with differet kind of materials. Tirecell elements are being used in fourways: On unstable subgrade soil to carry and distribute loads, as reinforcement elements during embankment construction in slopes or subgrade portion, as reinforcement elements in foundations and in reinforced earth applications, in retaining wall construction as geocell elements.

Keywords: Geocell, tire cell, bearing capacity ratio, settlement reduction factor.

ÖZET

Atık lastik stoku 2004 yılında Amerika’da 250 milyon, Kanada’da her yıl 28 milyon, Kore’de ise 1998’den bu yana 20 milyon olarak bildirilmektedir. Son 10 yılda atık lastiklerin çeşitli yollarla tüketimi gündemde olup atıklardan geoteknik anlamıyla bir donatı olarak istifade edilip geoteknik problemlerin çözümü için yararlanılabildiği gibi bu malzemelerin mükemmel derecedeki mekanik özellikleri ile sağlamlığı nedeniyle öğütülüp veya ufalanarak kullanılabilmeleri de tercih nedeni olmaktadır. Lastiklerden elde edilen şerit biçimindeki elemanlar grid bir yapı oluşturulmasına imkan sağlamaktadır. Lastik yan duvarlarının çıkarılması ile elde edilen sığ ancak geniş çaplı dairesel hücre elemanlar ortasından bağlanarak “8” biçiminde bitişik iki hücre elde edilmektedir. Bu şekilde pek çok lastik birleştirilip zımbalanarak, ticari geo-hücre elemanların bir benzeri çok daha ekonomik olarak elde edilmiş olmaktadır. Geo-hücre elemanların en ekonomik yanı duruma ve ihtiyaca göre değişik malzemelerin içsel dolgu olarak kullanımına imkan sağlamalarıdır. Bu eleman dört şekilde değerlendirilebilmektedir: Stabil olmayan zayıf

¹ Doç. Dr., Ege Üniversitesi, yilmazrecep@yahoo.com

² Ar. Gör. Dr. Ege Üniversitesi, tugba.eskisar@ege.edu.tr

temel zeminlerinin üzerinde yük taşıyıcı ve dağıtıcı olarak, zemin tabakaları arasında donatı olarak kullanılıp sedde oluşturulmasında donatı olarak, temellerde ve donatılı zemin uygulamalarında donatı olarak, istinat duvarı oluşturulmasında geohücre eleman olarak.

Anahtar Kelimeler: Geo hücre, Lastik hücre, Taşıma gücü oranı, Oturma azalım faktörü.

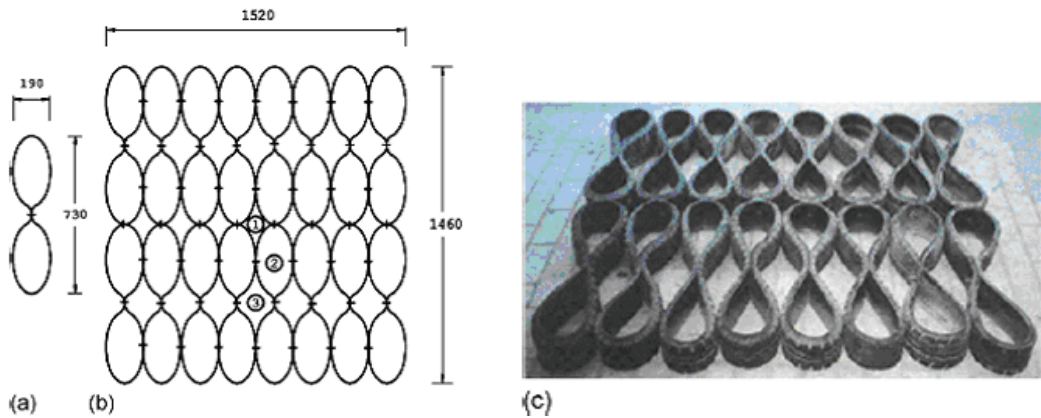
1. GİRİŞ

Geo hücre elemanların giderek artan kullanımı, gerek taşıma gücünü arttırıcı, oturmaları azaltıcı ve gerekse istinat duvarı yapımına getirdiği kolaylıklar nedeniyle. Ekonomik oluşu nedenleri ile atık lastiklerden ucuza mal edilebilen geo hücre elemanlar da bu konuda yeni bir uygulanma hamlesi yaratmıştır. Bu uygulamalar da donatılı zemin prensipleri çerçevesinde projelendirilmektedir. Bu çalışma kapsamında sadece içi boşaltılıp muhtelif çelik desteklerden arındırılmış ve ortasından gerektiğinde bağlanarak iki küçük hücre oluşturulabilen geniş çaplı sıg yükseklikte olan ticari taşıt lastikleri dikkate alınmıştır (Şekil 1).

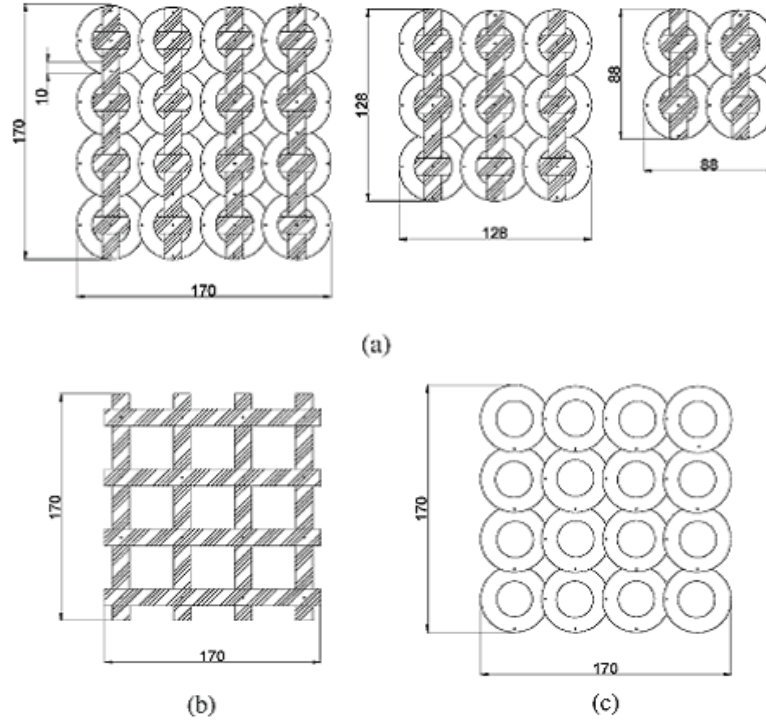
Atık lastiklerin özel cihazlarda parçalanıp zemin-taş boyutlarına indirilmesi bu özel malzemenin inşaat malzemesi olarak kullanımına da imkan sağlamaktadır. Hatta çok pahalı olsa da üretilen lastik tozu imal edilerek asfaltlı beton uygulamalarında kısmen asfalt yerine kullanılmaktadır. Daha büyük çaplı daneler (lastik parçaları) ise geoteknik özellikleri nedeniyle araştırma konusu olmaktadır.

Gerek ASTM gerek diğer bazı standartlarda lastik parçalarının boyutlarına göre isimlendirilmeleri yapılmıştır. Bu parçalar hafif olmaları nedeni ile hafif dolgu ve drenaj tabakaları gibi kullanımlar için ideal çözümler sunmaktadır.

Atık lastiklerden sökülen yan çelik şeritler de grid yapı teşkilinde kullanılarak geogrid benzeri bir malzeme üretebildikleri gibi geokompozit ürünlerin bir benzeri olarak bu çelik şerit (grid) elemanlarla asıl lastik (yuvarlak) parçanın birlikte kullanımları ile daha sağlam ve etkin donatı elde edilmektedir (Şekil 2).



Şekil 1. a) Tek lastikle elde edilen hücre eleman, b) 8*2 lastikle elde edilen 146*152mm lik alan şematik görünümü, c) Aynı alanın fotoğraf görünümü (Yoon vd., 2008)



Şekil 2. Değişik uygulama türleri ve kombinasyonları a) B=1.70m, 1.28m., 0.88m (Grid+geohücre) uygulaması, b) sadece grid uygulaması, c) sadece geo hücre uygulaması (Yoon vd., 2004)

2. LASTİK HÜCRE GEOMETRİK ÖZELLİKLERİ

Aşağıdaki çizelgede Tirecell (lastik hücre) ile ilgili boyut ve geometrik özellikler konu ile ilgili olarak yapılan bir uluslararası kaynaktan yararlanılarak aktarılmaktadır (Yoon vd., 2008). Tahmin edileceği üzere lastik boyutları değişebileceği için bu çalışmada kullanılan sayılar herhangi bir deney ilave edilerek değiştirilmemiştir.

Tablo 1. Lastik hücre geometrik özellikleri

Bir birim hücre boyutları (mm) (1 adet lastik)	190(b ₁)*730 (L)*135(H)
Lastik hücre boyutu (Şekil 2b)	1460(b ₂)*1520 (L)*135*(H)
Birim lastik içindeki malzeme hacmi (mm ³)	2 721 600
Şekil 2b'deki hacimler	1. hacim, 1300 000 mm ³
	2. hacim, 4 600 000 mm ³
	3. hacim, 5 800 000 mm ³
Bağlantıların Çekme Kuvveti	1 zımba için 2.48 kN
	2 zımba için 5.70 kN
	3 zımba için 7.47 kN

3. LASTİK KİMYASAL VE FİZİKSEL YAPISI

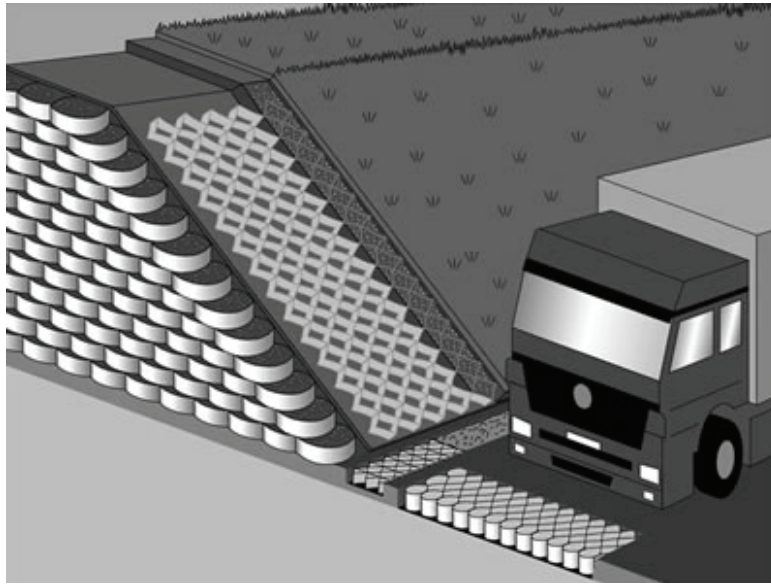
Lastikler farklı üreticiler tarafından farklı şartlarda çalışması amacıyla üretilmektedir ve sektörde sürekli bir gelişim gözlenmektedir. Bu nedenle atık lastiklerin belirgin bir yapısı yoktur. Atık lastikler yukarıda da değinildiği gibi parça lastikler için hammadde kabul edilmektedir.

Yeni lastikler ile atık lastikler arasında yapısal olarak en önemli fark yapısındaki şerit ve ipçiklerin en az %10 kaybolmuş olmasıdır. Yeni bir lastiğin ortalama malzeme bileşenleri aşağıda Şekil 4'te görülmektedir. Buna göre Çelik ip veya sicim %12, tekstil ürünü malzemeler %5 ve lastik olan kısım ise % 83'ü kadardır.

Lastik kısım, sentetik ve doğal lastikten oluşmaktadır. Sentetik lastiğin yaklaşık %80'i stiren-bütadiyen lastiktir. Lastik matriksinde imalat sırasında katkı malzemeleri kullanılır (Örneğin sertleştirme işlemi için çinko oksit gibi). Çelik sicim veya şeritler genelde bronz ile kaplanır. Tekstil ürünleri ise suni ipek, polyamid (nylon) ve polyesterdir.

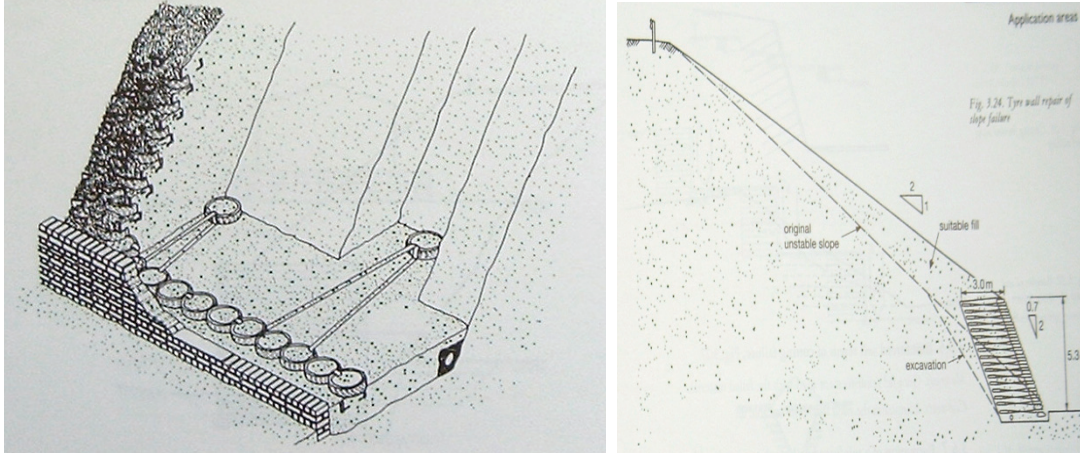
4.GEO-HÜCRE VEYA LASTİK HÜCRE İLE SAĞLANAN AVANTAJLAR VE KULLANIM YERLERİ ÖRNEKLERİ

Bu elemanlar akordiyon şeklinde açılıp kolay taşınabilen ve taşınan 1 ünite ile önemli bir alanı kaplayabilen ve özellikle zeminin stabilizasyonu, istinat duvarı yapımı ve şev ıslahı amacıyla kullanıldığı durumlarda (Şekil 3) nihai taşıma kapasitesini çok fazla (en az 10 kat) arttırabilen malzemelerdir. Malzeme yüksekliği ve hücreye koyulan malzemeye de bağlı olmakla birlikte taşıma gücü kapasitesi problemini ortadan kaldırır (Koerner, 2005). Koerner, (2005) bir örnekte 20 cm yüksekliğinde ve 300 mm genişliğindeki 1 tek hücre ile içsel sürtünme açısı 20 derece olan bir kum ile 13 kat nihai taşıma gücü elde edildiği göstermektedir.



Şekil 3. Geohücre veya lastik hücre elemanların İstinat duvarı Şev Stabilitesi ve taşıma gücünü arttırmak üzere zemin stabilizasyonu amacıyla kullanımı (Yılmaz vd., 2008).

Şekil 4, a ve b de ise atıl lastiklerle başarılı bir şev stabilitesi ve düşey kesiti verilmektedir. Bu kapsamda Oturmanın yükün dağıtılması ile azaltılması, özellikle donatılı zemin oluşumuna geohücre bir elemana donatı görevi yüklenerek ulaşılmış olması en önemli kazanımlar arasındadır.



Şekil 4 a ve b. Atık lastik ve şerit donatı kullanılarak yapılan bir topuk duvarı ve şev sorununun çözümü (Jones, 1988)

5. YAPILAN DENEYSEL ARAŞTIRMALAR VE TANIMSAL PARAMETRELER

Lastik hücrelerin taşıma güçleri,oturma durumu ve (donatı olarak) kaç sıra yapılacağı ve donatıların temellerin altına nasıl yerleştirileceği ve boylarının ne olması gerektiğini saptayabilmek için uzun yıllar dünya genelinde pek çok araştırma yapılmış olup bu çalışma kapsamında bu araştırmalar ile sonuçlarından bahsedilerek lastik hücrelerin benzeri olan ticari geocell (geohücre) elemanlarla mukayeseleri de yapılmış olacak, öne çıkan avantaj ya da dezavantajlara da değinilecektir.

Taşıma gücü ve oturmalar hakkında yeterli ve pratik olarak bilgilenmek amacı ile yapılan geleneksel deney “plaka yükleme deneyi” olup bu deneylere ve sonuçlarına değinmeden önce iyileştirme sonucunda taşıma gücü artışı,yeni oturmaların azalmış olması vb hususları tanımlayabilecek gerekli tüm tanım ve parametreler aşağıda öncelikle açıklanacaktır. Deney sonuçlarının mukayesesi için önce aşağıdaki tanımlamalar yapılacaktır.

5.1. Taşıma Gücündeki Artış Oranı

Bu parametre “Bearing capacity ratio” veya BCR olarak tanımlanmaktadır.Türkçe olarak TGAO olarak kısaltılmıştır.ve

$$BCR=TGAO = q_r/q_0 \quad (1)$$

olarak formüle edilir. q_r ve q_0 donatılı(lastik hücre donatılı) ve donatısız durumdaki nihai taşıma gücü kapasitelerini tanımlamaktadır.

5.2. Oturma Azaltma Faktörü

Bu parametre de SRF “Settlement reduction factor” olarak tanımlanır. Oturma da azalma oranı anlamında olmak üzere kısaca OAO olarak kısaltılmıştır.

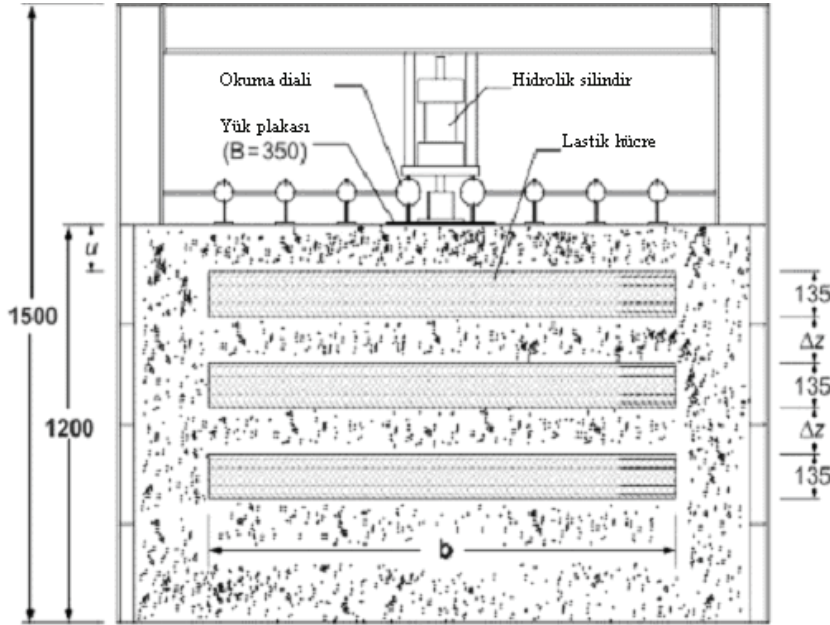
$$SRF=OAO = (s/B)_r / (s/B)_0 \quad (2)$$

olarak formüle edilmiştir.

5.3. Diğer Parametreler ve Tanımlar

- Dr: Hücre içindeki granüler zeminin sıklığı
Φ: İçsel sürtünme açısı
δ : Zemin ile hücre iç duvarı arasındaki sürtünme
N : Donatıların sıra sayısı
u: İlk donatı sırasının yükü (yük plağına) uzaklığı
z: son donatı sırasının yüke (temel altına) uzaklığı
Δz: donatı sıraları arasındaki düşey mesafe
b: Donatının genişliği
B Yük plağının (temelin) genişliğidir.

Deney düzeneklerinden bir örnek aşağıda verilmektedir:



Şekil 5. Model deneyleri için kullanılan düzenek ve ilgili parametrelerin tanımı (Yoon vd., 2004)

Deneyler sırasında kullanılan kum zemin sıklıkları %40, 55 ve 70 olarak kullanılmış farklı boyda donatı kullanılarak b/B oranı 1, 2, 4 civarında alınmış, donatının yüzeye yakınlığını tanımlayan u/B oranı ise 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 ve 1.0 alınarak farklı bazen de aynı araştırmacılar tarafından kısmen benzer, bazen de farklı sonuçlar elde edilmiştir.

Bu basit deneylerin sonuçları olarak çok önemli bulgular elde edilmiştir. Aşağıdaki bölümlerde bu sonuçlar ayrıntıları ile verilmeye çalışılmıştır

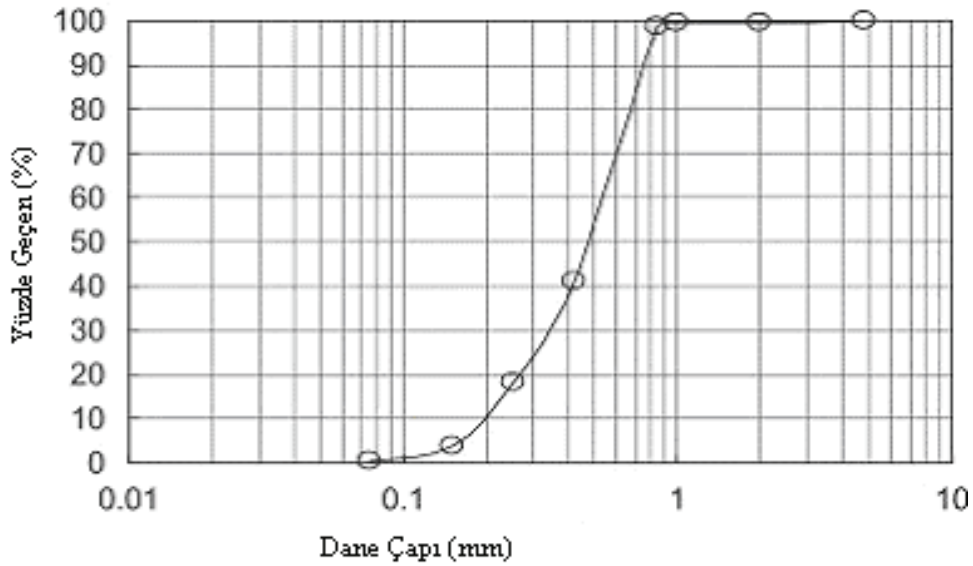
6. DENEY BULGULARI VE TARTIŞMALARI

6.1 Plak Yükleme Deneyleri

Şekil 5’te verilen düzenek kullanılarak 350 mm.lik bir plak yüklenmiştir. Deneyler gerek lastik hücre gerekse de geohücre kullanılarak mukayese amacıyla yapılmıştır. Taşıma gücü ve oturma ile ilgili olmak üzere yukarıda açıklanan değişkenler kullanılmıştır. %40-70 sıklıklar aralığında hazırlanan 3 örnek üzerinde elde edilen önemli sonuçlar gerek tablo gerekse grafik olarak aşağıda kısaca özetlenmektedir. Önce kullanılan dolgu kumun dane çapı dağılımı ile bazı fiziksel özellikleri verilecektir.

Tablo 2. Kullanılan Kum Dolgunun Fiziksel Özellikleri (Yoon vd., 2004)

Üniformluk katsayısı, C_u	2.81
Eğrilik katsayısı, C_c	1.00
Efektif çap, mm D_{10}	0.19
Maksimum kuru birim hacim ağırlık (kN/m^3)	15.89
Minimum kuru birim hacim ağırlık (kN/m^3)	13.24
Özgül ağırlık	2.64
İçsel Sürtünme Açısı (Φ) D_r =% 40	34.6
D_r =%55	35.4
D_r =%70	36.5
Sürtünme açıları oranı (δ/Φ)	0.90



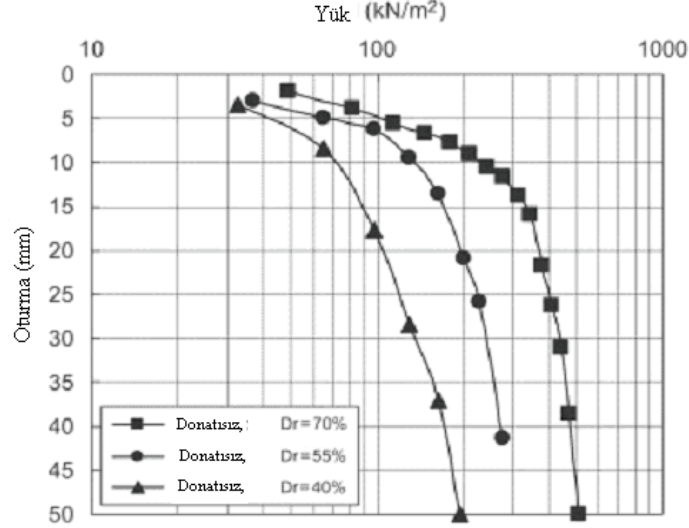
Şekil 6. Dane Boyu Dağılımı Eğrisi (Yoon vd., 2008)

Aşağıda Tablo 2’de ise farklı sıklıklarda elde edilen nihai taşıma gücü değerleri verilmektedir.

Tablo 3. Farklı sıklıklarda nihai taşıma gücü değerleri (Yoon vd., 2008)

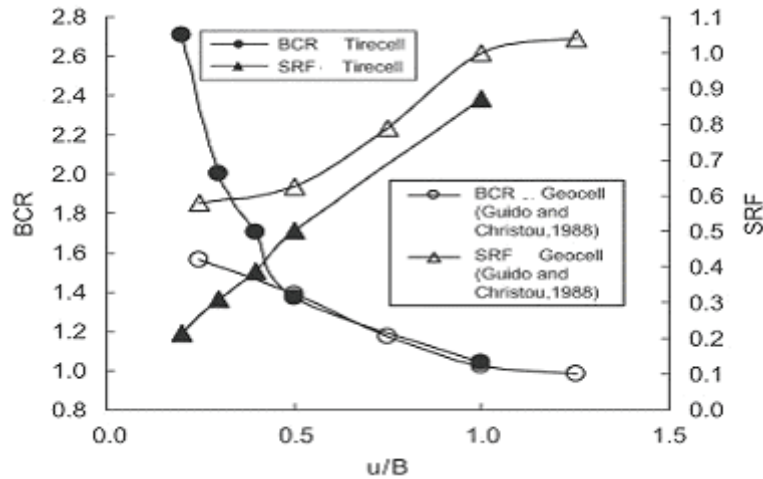
Dr (%)	40	55	70
$Q_{ult}(kN/m^2)$	137.3	235.4	441.3

Bu tablosal değerlerin elde edildiği yükleme deneyleri eğrileri de aşağıda verilmektedir:



Şekil 7. Üç farklı sıklıktaki kum zeminde nihai taşıma gücünü saptamak için yapılan yük-oturma eğrileri (Yoon vd., 2008)

6.2 BCR-SRF (TGAO-OAO) Değerlerinin Gömme Derinliği ile Değişimi ve Geohücre ile Lastik Hücre Karşılaştırması

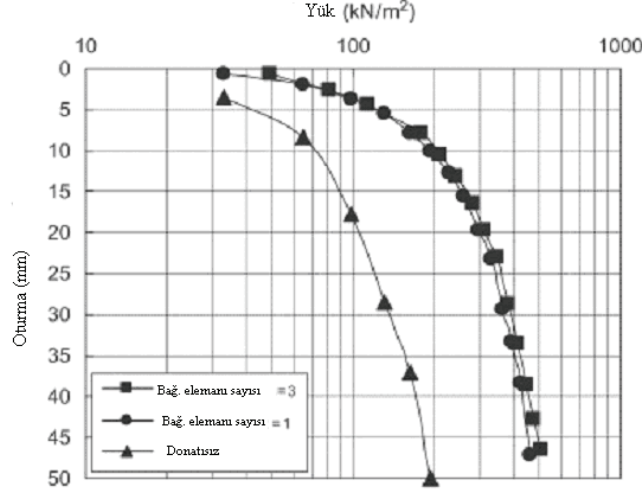


Şekil 8. Lastik hücre ile Geohücre ticari elemanların taşıma gücü ve oturma karakteristikleri (Yoon vd., 2008)

Şekil 8'de görüldüğü üzere lastik hücrelerin BCR değerleri daha yüksektir. Ayrıca oturmayı azaltma yüzdeleri de daha yüksektir.

6.3 Taşıma Gücü - Bağlantı Elemanları Dayanımı İlişkisi

Lastik hücreler yüksek dayanımlı plastik vidalarla bağlanırlar. Yapılan deney sonuçlarına göre 1 ila 3 bağlantı kullanılması nihai taşıma gücünü fazlaca etkilememiştir (Şekil 9).



Şekil 9. Bağlantı elemanı sayısı ile yük taşıma kapasitelerinin değişimi (Yoon vd., 2008)

6.4 Lastik Hücrenin Genişliği (Donatı Boyunun Etkisi)

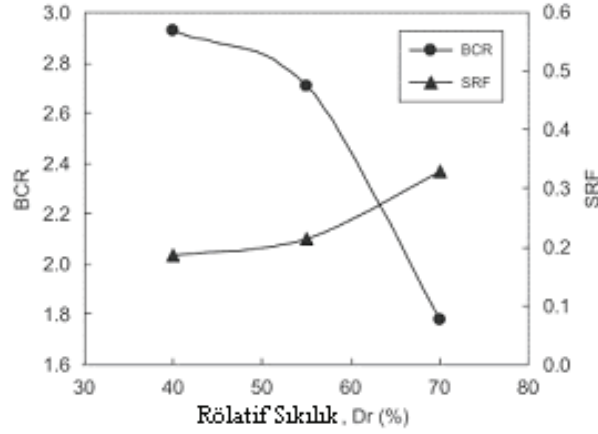
Aşağıda verilen Şekil 10'dan görüldüğü üzere bu değişim b/B oranları olup 1 ila 4 arasında değiştirilerek deneyler yapılmış olup b/B ye bağlı olarak $u/B=0.2$ ve $Dr=\%55$ için Tablo 4'teki değerler elde edilmiştir.

Tablo 4. Değişik donatı uzunlukları için BCR ve SRF değerleri (Yoon vd., 2008)

b/B	$q_r(kN/m^2)$	BCR	SRF
1.09	598.2	2.54	0.22
2.17	637.5	2.71	0.21
4.17	637.5	2.71	0.21

6.5 Nispi Sıkılık (Rd)

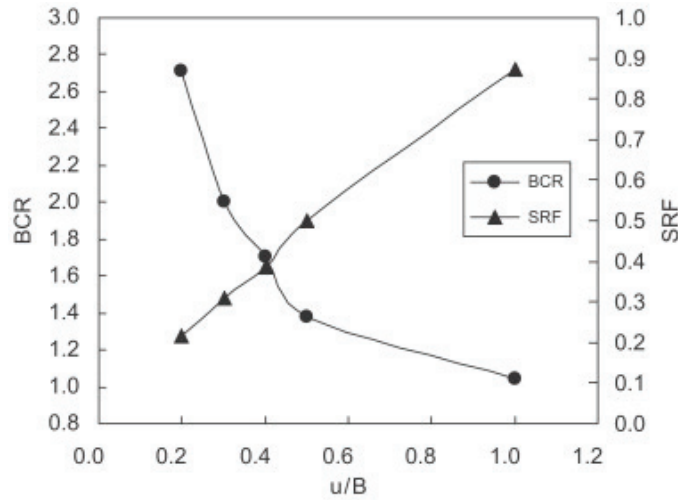
Nispi sıkılığın BCR ve SRF ye etkileri $u/B=0.2$ ve $N=1$ sıra donatı için elde edilen deney bulguları ise Şekil 10'da verilmektedir.



Şekil 10. Dolgu kum zeminin Sıklığının Etkileri (Yoon vd., 2008)

6.6 En Üst Donatının Konumu veya Gömülü Derinliğinin Etkisi

Bu parametre u/B oranı değiştirilerek incelenmiş olup BCR ile SRF değişimi Şekil 11'deki gibi elde edilmektedir.

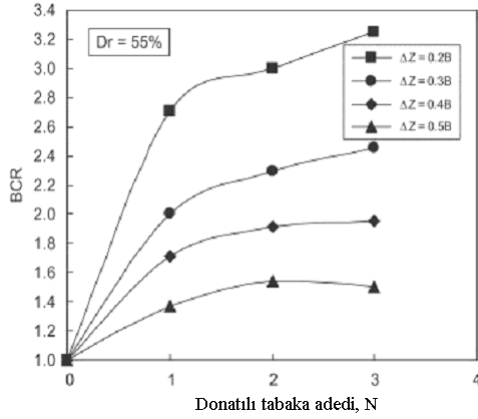


Şekil 11. İlk Donatı .Gömülü Derinliğinin BCR ve SRF ye Etkileri (Yoon vd., 2008)

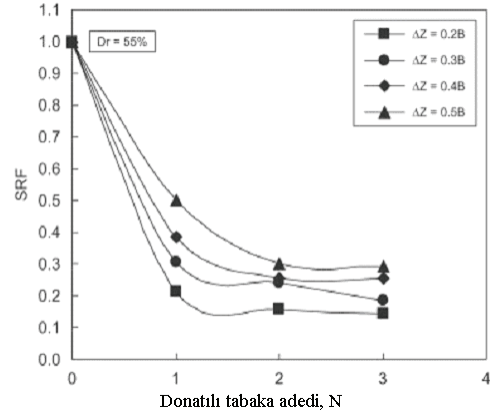
İlk donatı yüzeye yaklaşırken taşıma gücü artar ve SRF azalır. Donatıların gerilme etkisi altında bulunan zon içinde daha etkili oldukları görülmektedir

6.7 Donatı Tabaka Sayısı ile Donatı Düşey Aralığının Etkisi

Bu etkiler de aşağıda yapılan deney sonuçlarına göre Şekil 12 ve 13'te verilmektedir.



Şekil 12. Donatılı Tabakası –BCR Değişimi
(Yoon vd., 2008)



Şekil 13. SRF - N ve Δz değişimi
(Yoon vd., 2008)

7. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışma zemin iyileştirme uygulamalarında kullanılmakta olan geohücre ürünlere benzeyen atık lastiklerin kullanılabilirliğine dair çalışmaları araştırıp ülkemiz ilgililerine sunabilmek ve bu çevreci yaklaşımı bir nebze olsun tanıtabilmek amacıyla yapılmış olup bu aşamada maalesef tarafımızdan yapılabilecek geniş çaplı arazi veya laboratuvar deneylerine değil, geoteknik literatürden elde edilebilen vaka analizlerine ve araştırmalara dayanmaktadır. Bu konuda Presto Products dahil olmak üzere ,ülkemizde de bu ürünlerin satışı ve tedarikine Tarsu İnşaat tarafından aracılık ve bayilik yapılmakta ve projelendirilmesi ise Amerikada Presto Product tarafından yaptırılmaktadır. Erbil (2009) geosentetik ürünlerin Türkiye'deki uygulamaları geniş olarak değerlendirilmiş ve geohücre elemanların çok sıklıkla onlarca projede farklı amaçlarla kullanıldığını belirtmiştir. İncelenen uygulamalar tamamen ticari geohücre elemanlarla yapılmış olup bu çalışmada bahsedilen tüm projeler ticari geocell elemanlarla yapılmıştır. Atık lastik kullanılarak yapılan çalışmaya tarafımızdan da ülkemiz dahilinde rastlanmamıştır. Bu amaçla bu daha ekonomik ve çevreci yöntem tanıtılmak istenmiştir.

Aşağıdaki sonuçların yeniden vurgulanması yararlı ve gerekli görülmektedir.

- Lastik hücre kullanılarak, en ekonomik yolla zemin iyileştirmesi yapılabileceği ve bu yöntemin fayda ve kısıtları yapılan çok sayıda plak yükleme deneyi ile kanıtlanmıştır.
- Kum kullanılarak doldurulup sıkıştırılan atık lastiklerle ticari ve pahalı geocell hücre elemanlara göre daha yüksek nihai taşıma gücü ve daha fazla oturma azalması elde edilmektedir. Bu tarz donatılar Donatılı Zemin Uygulamaları kapsamında başarı ile kullanılmaktadır.
- Lastik donatıların etkinliği daha ziyade yükleme plağının genişliği kadar bir derinlikte fazladır. Yani donatılar kayma gerilmesi zonunda yer almalıdır.
- Doğal olarak düşük sıklıklarda elde edilen taşıma gücü artış oranları daha fazla olmaktadır.
- Gevşek kumda $u=0.2B$ kadar derindeki ilk donatı yerleşim formatında BCR değeri 2.5 olarak elde edilmiştir.

- vi. Donatı uzunluğunun etkisi, b/B oranı değiştirilerek incelenmiş olup etkisi dikkate alınmalıdır..
- vii. Grid + lastik ten oluşan kombine sistem ile oturmadaki azaltma oranı gevşek kumda %70,sıkı kumda ise %30 olarak elde edilmektedir.
- viii. Lastik hücreler geocell hücrelere göre daha rijit olup daha kısa boylar etkili olabilmektedir.b/B oranı 2 iken lastik hücreler,2.5 iken geocell elemanlarla yapılan iyileştirmede taşıma gücü etkisi ve katkısı hissedilmemiştir.Yine Yoon'a (2008) göre en etkin iyileştirme donatı genişliğinin yük genişliğine oranı en az 5 iken elde edilmektedir (Bu sonuç taşıma gücü teorisine de oldukça uygun düşmektedir). Yani donatı uzunluğu da yeterli olmalıdır.
- ix. Eğer u/B oranı yüksek tutulursa yani donatı lastikler yüke uzak iseler kayma yüzeyleri ile kesişmeyen donatılar nedeniyle en üst donatının üst bölgelerinde kayma göçmeleri oluşabilir; yani donatı lastikler işe yaramaz.

KAYNAKLAR

- Erbil, S. (2009)“Geosentetik Ürünlerin Türkiye’deki Uygulamaları,Gelişme Potansiyeli Sağlanan Faydalar.ve Mevcut Sorunlar ile Ekonomikliği Üzerine Genel Bir İnceleme” EÜ Fen Bil.Ens.Yüksek Lisans Tezi,413s (Yön.Doç Dr H Recep Yılmaz) İn İzmir.
- Jones Colin J. F. P., (1988) “Earth Reinforcemenr and Soil Structures” New York: ASCE, 0-7844-0194-2, 380 pp., Co-publisher: Thomas-Telford.
- Koerner R. M., Designing with geosynthetics, 5th Ed., Chapter 9, Prentice Hall, New Jersey.
- Presto Geosystems (2007), Geoweb load support system technical overview, USA.
- Yılmaz H. R., Eskişar T. (2008) Using various cellular confinement (geocell) in the solution of getotechnical engineering problems with its advantages, 8th Int. Conf. Advances in Civil Engineering, Eastern Mediterranean University, Famagusta, North Cyprus, pp. 159-166
- Yılmaz H. R. v.d. (2008) “Geocell hücresel destek sistemlerinin yol üst yapısında kullanımı üzerine teorik bilgiler ve nümerik bir uygulama ile faydaların açıklanması”, ZMTM 12, Selçuk Üniversitesi, Konya.
- Yoon Y. W., Heo S. B., and Kim K. S. (2008) “Geotechnical performance of waste tires for soil reinforcement from chamber tests” Geotextiles and Geomembranes, 26, pp. 100–107.
- Yoon Y. W., Cheon S.H., and Kang D.S., (2004), “Bearing capacity and settlement of tire-reinforced sands”,Geotextile and Geomembranes 22 (5), pp. 439–453.

TDR YÖNTEMİYLE ZEMİN SU İÇERİĞİ BELİRLEME YAKLAŞIMLARININ İRDELENMESİ

INVESTIGATION OF DIFFERENT APPROACHES ON DETERMINING SOIL WATER CONTENT WITH TDR METHOD

Sami ARSOY¹ Erdiñç KESKİN² Mehmet ÖZGÜR³ Cüneyt YILMAZ⁴

ABSTRACT

TDR (Time Domain Reflectometry) is a rapid measurement method developed initially for finding the faults on electrical and communication cables. In recent years, the method has been applied to determining soil water content. Calculations are based on monitoring the electromagnetic wave travelling both ways through the probes which are inserted in the soil. The most frequently used methods for determining the travel time through the probes from TDR record are the “tangent line” and the “first derivative” methods. The purpose of this study is to compare the performance of these two methods. Several soil samples with constant index properties and varying water contents were tested with TDR and the results were analyzed with both methods and their accuracy was determined by traditional oven drying method. Both methods gave similar errors at low water content level. However, the errors decrease with increasing water content.

Keywords: TDR, Water Content, Tangent Line Method, First Derivative Method

ÖZET

TDR (Time Domain Reflectometry) yöntemi elektrik ve iletişim kablolarında oluşan hasarların hızlı tespit edilebilmesi için geliştirilmiş bir elektriksel ölçüm yöntemidir. Bu yöntem son yıllarda zeminlerin su içeriğini belirlemek için de kullanılmaktadır. TDR genel hatlarıyla, elektrik iletim hattında ilerleyen bir elektromanyetik dalganın, karşılaştığı direnç eşleşmezliklerinin boyutuna göre geri yansımalarının, zamana göre kaydedildiği bir yöntemdir. Zeminin içine yerleştirilen metalik ölçüm problemlerinde ilerleyen elektromanyetik dalganın probun başından sonuna kadar hangi sürede ilerlediği, zeminin elektriksel özellikleri ve dolayısıyla su içeriğine bağlıdır. Bu sürenin TDR kaydından bulunması için geliştirilen yöntemlerden en sık kullanılanları “teğet çizgisi yöntemi” ve “birinci türev yöntemi” olarak bilinen yöntemlerdir. Bu yöntemlerin ne ölçüde başarılı olduğunu görebilmek amacıyla endeks özellikleri sabit ve farklı su içeriği değerine sahip zemin numunelerinden alınan TDR ölçümleri söz konusu yöntemlerle incelenmiştir. Yöntemlerin başarısı etüv su muhtevası değerleri referans alınarak değerlendirilmiştir. Her iki yöntemin düşük su içeriği değerlerinde aynı ölçüde hatalı sonuçlar verdiği görülmekle beraber su

¹ Doç.Dr.,Kocaeli Üniversitesi, SamiArsoy@yahoo.com

² Arş.Gör., Kocaeli Üniversitesi, erdinc_keskin@hotmail.com

³ Arş.Gör., Kocaeli Üniversitesi, mehmetozgur@hotmail.com

⁴ Arş.Gör., Kocaeli Üniversitesi, cuneyt001@hotmail.com

içeriğinin artmasıyla yine benzer sonuçlar verdiği ve mutlak hata değerlerinin düştüğü tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: TDR, Su İçeriği, Teğet Çizgisi Yöntemi, Birinci Türev Yöntemi

1. GİRİŞ

1950’li yıllardan bu yana enerji tesislerinde, telekomünikasyon ve bilişim altyapılarında kablo hasarlarının tespit edilmesi için kullanılan TDR yöntemi, son 40 yıldır zemin mekaniği alanında su içeriğinin hesaplanması şeklinde yer bulmuş bir elektriksel ölçüm yöntemidir. En genel itibariyle elektromanyetik bir dalganın, ilerlediği iletim hattının dielektrik özelliklerinden nasıl etkilendiğinin ortaya konulduğu TDR, hacimsel su içeriği ölçümü için kullanıldığında sinyal üretici, alıcı, kaydedici, koaksiyel kablo ve zemine yerleştirilen problardan oluşur. Üretcin iletim hattını oluşturan koaksiyel kablodan gönderdiği elektromanyetik dalganın (voltaj adımı) bir kısmı kablo ve problemler boyunca kaydediciye geri yansır. Yansıyan kısım başlangıçta gönderilen elektromanyetik dalganın genliği arasında, zamanın bir fonksiyonu olarak ortaya çıkan orana yansıma katsayısı adı verilmiştir. Zaman tanım alanında elde edilen yansıma katsayısı spektrumu yardımıyla elektromanyetik dalganın prob uzunluğunu geçtiği süre tespit edilir. Bu süre doğrudan zeminin dielektrik katsayısına (K_a) bağlıdır. Kuru zemin ve suyun dielektrik katsayıları (4,4 ve 79) arasındaki farklılık nedeniyle zemin-su karışımının su içeriğinin, dielektrik katsayısı kullanılarak bulunması yöntemin temelini teşkil eder.

TDR yöntemi ile zeminlerin su içeriğinin belirlenmesi ile ilgili ilk çalışmalar 1970’li yılların sonlarında başlamakla beraber ilk ciddi yaklaşım Topp ve arkadaşları (1980) tarafından zeminin dielektrik katsayısı ile hacimsel su içeriği (θ_v) arasında ampirik üçüncü dereceden bir polinom yardımıyla kalibrasyon kurulması ile gerçekleşmiştir. Konuyla ilgili çalışmaların çok az bir kısmı elektromanyetik dalganın prob üzerinden geçme süresinin belirlenmesine odaklanmıştır. Bu sürenin bulunması için kullanılan iki yöntem mevcuttur. Bunlardan ilki “teğet çizgisi” adıyla anılan ve yine Topp ve arkadaşlarına ait yöntemdir. İkinci yöntem ise ilk yöntemle benzerlikler içermekle beraber sürenin farklı hesaplanması gerektiğini düşünen Baker ve Allmaras (1990) tarafından geliştirilen “1. türev yöntemidir”.

Bu çalışmada değişik sıklıklarda hazırlanan zemin numunelerinden TDR ölçümleri alınmış ve numunelere ait yansıma katsayısı spektrumları elde edilmiştir. İlk olarak bu spektrumlar kullanılarak Topp ve arkadaşlarına (1980) ait yöntemle her numunenin dielektrik katsayısı ve su içeriği değerleri hesaplanmıştır. Daha sonrasında Baker ve Allmaras tarafından önerilen yöntem, yazarlar tarafından yazılan bir bilgisayar programı yardımıyla dielektrik katsayısı ve su içeriği değerlerinin hesaplanmasında kullanılmıştır. Son aşama olarak her iki yöntemle elde edilen değerler ve geleneksel yöntemle bulunan değerler karşılaştırılmıştır.

2. MATERYAL ve METOD

Test programı kapsamında granüler zemin numunesi kullanılarak çalışmalar yapılmıştır. İlk olarak zemin numunesi üzerinde elek analizi ve özgül kütle deneyleri yapılarak zemin sınıfı belirlenmiştir. Sınıflandırma işlemi sonuçlanan numuneler değişik su içeriklerinde ve sıklıklarda kalıplara sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılan numunelerin su içerikleri TDR yöntemi ile

bulunmuş ve bulunan değerlerin doğruluğu etüv ile bulunan su içerikleri ile karşılaştırılarak yapılmıştır.

2.1. Zemin Numunelerinin Hazırlanması

Çalışmada kullanılmak üzere farklı su içeriklerinde ve farklı sıklıklarda zemin numuneleri hazırlanmıştır. Öncelikle kullanılan zemin numunesinin tamamı 105 ± 5 °C sıcaklığındaki etüvde 24 saat bekletilerek kurutulmuştur. Seçilen bir zemin numunesi 6 farklı su içeriğinde ve 3 farklı sıklıkta proktor kalıplarına sıkıştırılarak 18 adet test numunesi hazırlanmıştır. Ölçümler ilk olarak numuneye hiç su katılmadan kuru halde bulunan zemin numunesi üzerinde yapılmış daha sonraki aşamalarda ise zemin numunesine farklı oranlarda su ilave edilerek ölçümler tekrarlanmıştır.

Farklı su içeriklerinde hazırlanan her bir zemin numunesi 3 farklı sıklıkta hazırlanmıştır. Bunun için numuneler CBR kalıbına 3 farklı enerji seviyesinde üç tabakada sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Sıkıştırma işlemleri 4,5 kg ağırlığındaki tokmağın 457 mm yükseklikten numune üzerine düşürülmesi ile gerçekleştirilmiştir. Farklı sıklıklar için tokmak zemin numunesi üzerine her bir tabaka için 21 kez, 41 kez ve 61 kez düşürülmüştür. 21 kez düşürülen zemin numunesi gevşek, 41 kez düşürülen orta sıkı ve 61 kez düşürülen zemin numunesi ise sıkı olarak adlandırılmıştır.

Hazırlanan numunelerin gerçek su içeriği değerlerini belirlemek amacı ile geleneksel yöntem olarak kabul edilen etüvde kurutma işlemi yapılmıştır. Bunun için hazırlanan numunelerden bir miktar alınarak ağırlıkları tespit edilmiştir. Etüvde 24 saat bekletilen numunelerin kuru ağırlıkları tespit edilmiştir. Yaş halde tartılan ilk ağırlığından, kuru ağırlığı çıkartılarak boşluk suyunun ağırlığı belirlenmiştir. Elde edilen veriler ışığında su içeriği değerleri belirlenmiştir.

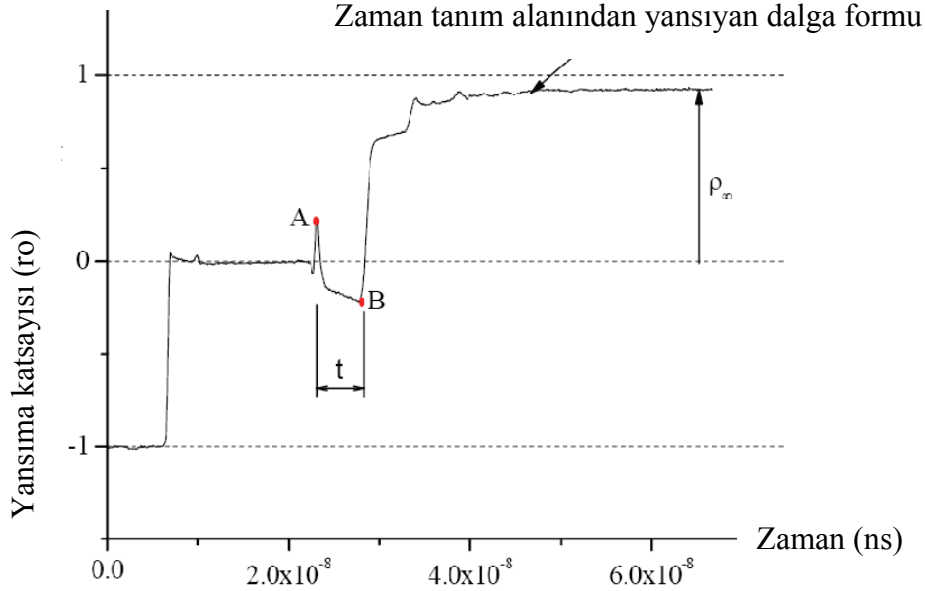
2.2. TDR Ölçümleri

Üç farklı sıklıkta ve 6 farklı su içeriğinde hazırlanan toplam 18 numunede TDR ölçümleri yapılmıştır. TDR cihazı olarak Soil Moisture Comp. tarafından geliştirilen, %0-100 hacimsel su içeriği aralığında ölçüm yapabilen MiniTrase modeli kullanılmıştır. Cihazın zemine gönderdiği elektromanyetik dalganın genliği 1,6 volt olmakla beraber okuma çözünürlüğü 10 pikosaniye mertebesindedir. TDR ölçüm sistemi sinyal üreticini, alıcı ve kaydediciyi birlikte barındıran ana ünite ve ana üniteye BNC bağlantı ile birleşen koaksiyel kablo ile kablonun ucunda yer alan bağlantı elemanına sabitlenen iki adet probdan oluşmaktadır. Kalıbın içindeki zemine yerleştirilen probların uzunluğu 17 cm olmakla beraber bu uzunluğun 16 cm'si zemine gömülmektedir. İki probun aralarında mesafe 5 cm olduğundan çapı 4 cm, yüksekliği 16 cm olan silindirik zemin numunesinden ölçüm yapıldığı kabul edilmiştir. Şekil 1'de örnek bir TDR kaydı görülmektedir.

Zeminlerin hacimsel su içeriğinin hesaplanabilmesi için alınan TDR kaydından dielektrik katsayısının elde edilmesi gerekir. Dielektrik katsayısı (1) denklemiyle bulunabilir (C.E. Zambrano, 2006).

$$K_a = \left(\frac{ct}{l} \right)^2 \quad (1)$$

Burada c : ışık hızı ($3 \cdot 10^8$ m/sn), l : prob uzunluğu (m), t : iki yansıma arasında geçen süre (sn) olarak verilmiştir. Denklem 1'de görüldüğü üzere dielektrik katsayısı t süresine doğrudan bağlıdır. Şekil 1'de görülen A ve B noktaları sırasıyla prob konektörü ile prob arayüzüne, prob sonu ile zemin arayüzüne karşılık gelmektedir. Bu iki nokta arasındaki geçen t süresinin en doğru biçimde belirlenebilmesi için A ve B noktalarının yerlerinin arayüzler olarak değil probun başlangıcı ve sonu olarak seçilmesi gerekir.



2.3. t Süresinin Belirlenmesi

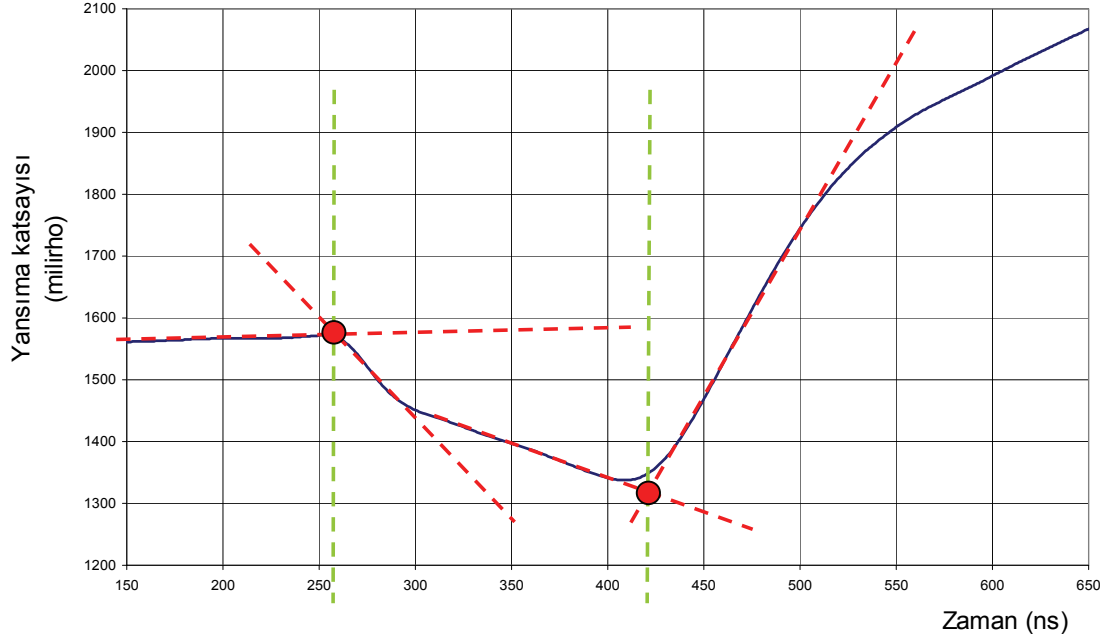
A ve B noktalarının yani probun başlangıcı ve bitişi olarak kabul edilen noktaların konumlarının belirlenebilmesi için Topp. ve arkadaşları (1980) tarafından önerilen “teğet çizgisi” yöntemi A noktasından önce ve sonra yer alan yatay ve düşey kollara çizilen teğetlerin kesiştiği noktayı ve B noktasından önce ve sonra yer alan yatay ve düşey kollara çizilen teğetlerin kesiştiği noktayı, probun zemine temas ettiği ve prob sonu noktaları olarak kabul eder. Bu iki nokta arasında geçen süre t süresi olarak kabul edilir. Söz konusu yöntemin nasıl uygulandığına dair bir örnek Şekil 2’de verilmiştir.

Bir diğer yöntem olarak “1. türev yöntemi” Baker ve Allmaras (1990) tarafından geliştirilmiştir. Bu yöntemde TDR kaydının zamana göre türevi alındıktan sonra, TDR kaydının üzerinde türevin maksimum ve minimum değerlerine denk gelen iki noktadan, eğimi türevin o noktadaki değerleri olmak üzere iki teğet çizilir. Daha sonra TDR kaydının maksimum ve minimum değerlerinden geçen yatay teğetler daha önce çizilen iki teğetle kesiştirilir. Böylelikle A ve B noktaları bulunmuş olur. Şekil 3’te türev yöntemine bir örnek gösterilmiştir.

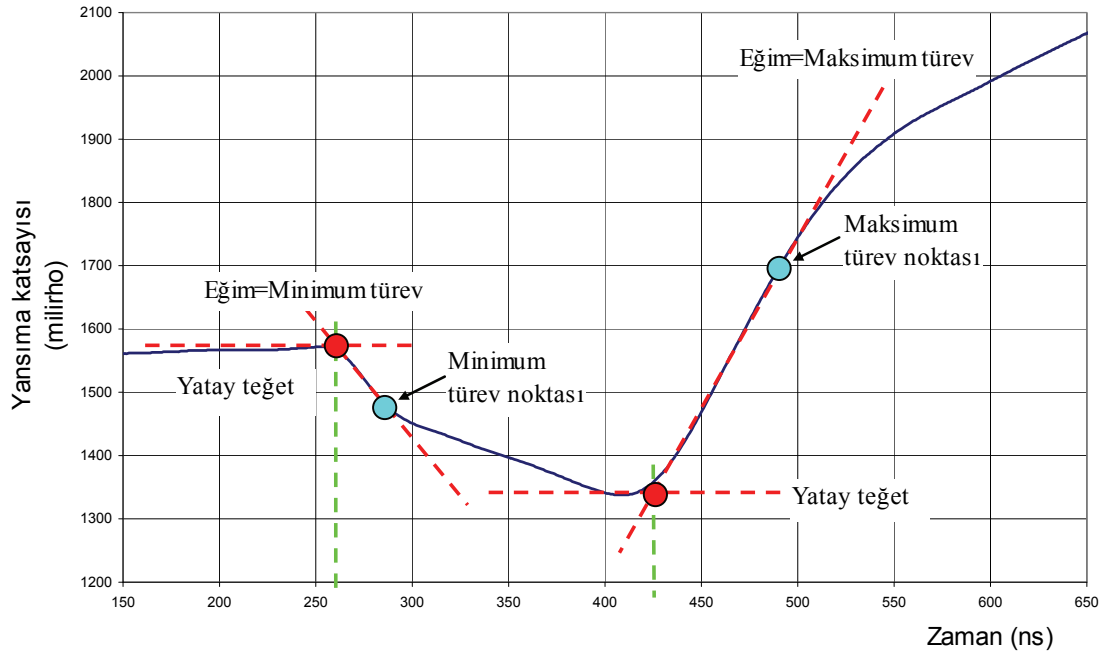
TDR kaydından t süresi yardımıyla hesaplanan dielektrik katsayısı ile hacimsel su içeriği arasındaki ilişki Denklem 2 ile verilmektedir.

$$\theta_v = -5,3 \cdot 10^{-2} + 2,92 \cdot 10^{-2} K_a - 5,5 \cdot 10^{-4} K_a^2 + 4,3 \cdot 10^{-6} K_a^3 \quad (2)$$

Hazırlanan tüm numunelere ait TDR kayıtları elde edildikten sonra t sürelerinin belirlenmesi işlemine geçilmiştir. Tanjant yöntemi, kullanılan TDR cihazının kendi yazılımı olan WinTrase yardımıyla uygulanmıştır. Birinci türev yöntemi, yazarların geliştirdiği kouTDR yazılımı ile uygulanmıştır. Her iki yöntemle hesaplanan t süreleri Denklem 1’de yerine koyularak numunelere ait dielektrik sabitleri bulunmuştur. Daha sonrasında Denklem 2’i yardımıyla yine her numunenin hacimsel su içerikleri elde edilmiştir. Son olarak suyun ve zeminin kuru yoğunluğu yardımıyla tüm numunelerin gravimetrik su içerikleri de hesaplanmıştır.



Şekil 2. Teğet çizgisi yöntemi (Topp ve arkadaşlarının yaklaşımı)



Şekil 3. Birinci türev yöntemi

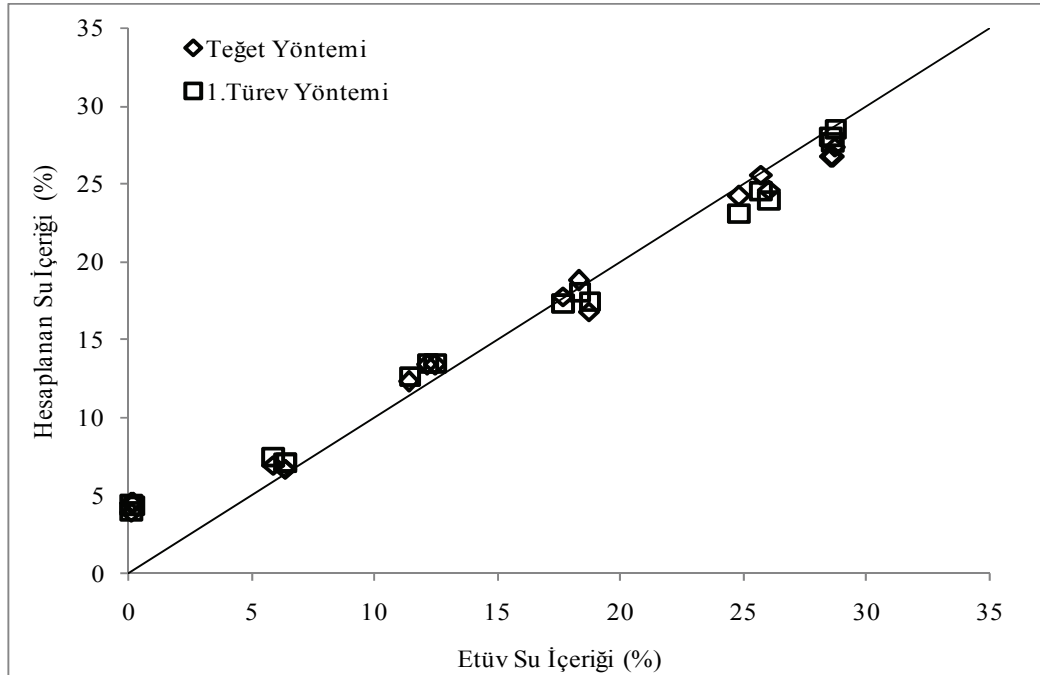
3. DENEYSEL ÇALIŞMA

Seçilen zeminin TS 1500'e göre SW-SM (az siltli iyi derecelenmiş kum) olduğu tespit edilmiştir. Zemin numunesinin seçilmiş özellikleri aşağıda Tablo1'de verilmiştir.

Tablo1. Seçilen zemin numunesinin endeks özellikleri

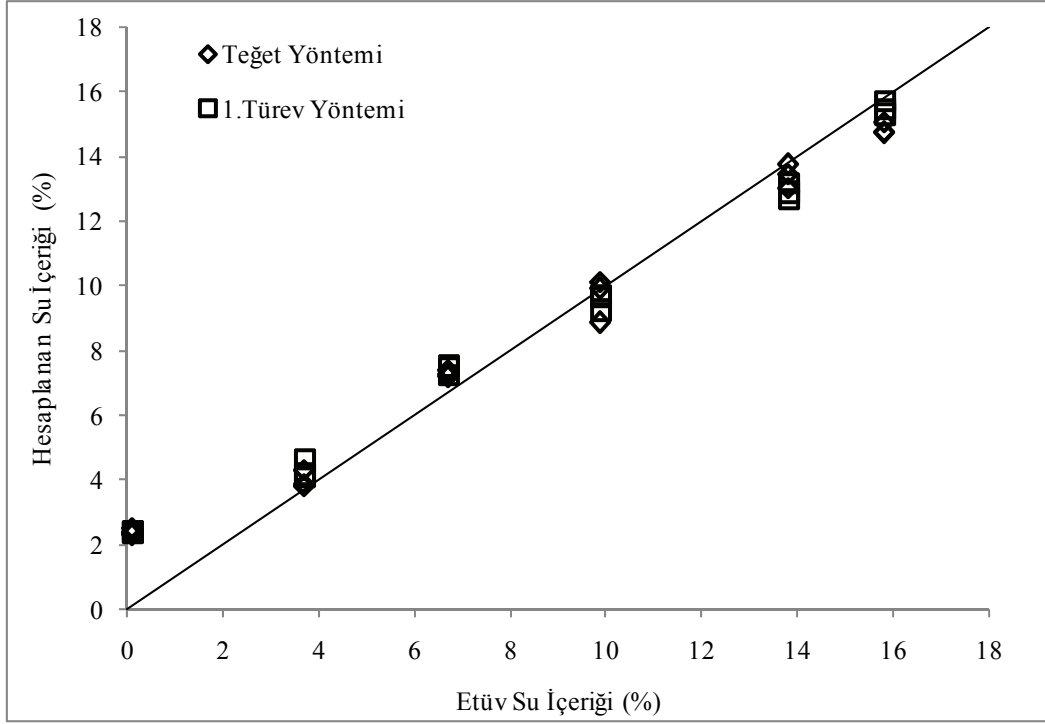
Zemin Tipi	AZ SİLTİLİ KUM
Özgül Ağırlık	2,62
Kil + Silt Oranı, (75 μ m - 2 μ m), %	10
TS 1500 e göre sembol	SW- SM
D ₁₀ (mm)	0,4
D ₃₀ (mm)	1,5
D ₆₀ (mm)	2,5
Cu	6,25
Cc	2,25

Numunelerin tamamından alınan TDR ölçümleri üzerinde “tanjant çizgisi” ve “1. türev yöntemi” kullanılarak dielektrik sabitleri bulunmuştur. Her iki yöntemle bulunan dielektrik sabitleri Topp ve arkadaşları (1980) tarafından önerilen su içeriği bağıntısında yerine yazılarak hacimsel su içeriği değerleri elde edilmiştir. Hesaplanan hacimsel su içeriğinden gerekli işlemler yapılarak gravimetrik su içeriği değeri de elde edilmiştir. Son olarak hesaplanan hacimsel ve gravimetrik su içeriği değerleri etüv su içeriği değerleriyle karşılaştırılmıştır.



Şekil 4. Hacimsel etüv su içeriği ile hesaplanan hacimsel su içeriği değerlerinin karşılaştırılması

Tablo 2'de malzemenin etüv su içeriği, hacimsel ve gravimetrik olarak verilmiştir. Ayrıca hacimsel ve gravimetrik su muhtevası değerinin teğet çizgisi ve 1. türev yöntemleriyle hesaplanması durumunda gerçekleşen mutlak hatalar tabloda yer almaktadır.



Şekil 5. Gravimetrik etüv su içeriği ile hesaplanan gravimetrik su içeriği değerlerinin karşılaştırılması

Tablo 2. Seçilen zemin numunesine ait su içeriği değerlerinin tablo halinde gösterilmesi

		Hacimsel Su İçeriği			Gravimetrik Su İçeriği		
		Geleneksel	Mutlak Hata		Geleneksel	Mutlak Hata	
			Teğet çizgisi	1. Türev		Teğet çizgisi	1. Türev
1.Nokta	Gevşek	0,16	3,84	3,97	0,09	2,22	2,30
	Orta Sıkı	0,17	4,33	4,21	0,09	2,44	2,37
	Sıkı	0,17	4,33	4,25	0,09	2,33	2,29
2.Nokta	Gevşek	5,93	1,07	1,66	3,68	0,66	1,03
	Orta Sıkı	6,35	0,35	0,84	3,68	0,20	0,49
	Sıkı	6,42	0,28	0,77	3,68	0,16	0,44
3.Nokta	Gevşek	11,38	0,92	1,34	6,71	0,54	0,79
	Orta Sıkı	12,10	1,30	1,50	6,71	0,72	0,83
	Sıkı	12,50	0,90	1,10	6,71	0,48	0,59
4.Nokta	Gevşek	17,69	0,11	-0,27	9,86	0,06	-0,15
	Orta Sıkı	18,29	0,51	-0,19	9,86	0,27	-0,10
	Sıkı	18,69	-1,89	-1,19	9,86	-1,00	-0,63
5.Nokta	Gevşek	24,83	-0,63	-1,64	13,80	-0,35	-0,91
	Orta Sıkı	25,71	-0,11	-1,06	13,80	-0,06	-0,57
	Sıkı	26,06	-1,46	-2,05	13,80	-0,77	-1,08
6.Nokta	Gevşek	28,56	-1,86	-0,50	15,80	-1,03	-0,27
	Orta Sıkı	28,64	-1,94	-0,91	15,80	-1,07	-0,50
	Sıkı	28,70	-1,30	-0,09	15,80	-0,71	-0,05

Bu karşılaştırmalar Şekil 4 ve Şekil 5'te görülmektedir. Her iki grafikte de yatay eksen etüv su içeriği değerlerini, dikey eksen ise 1.türev yöntemi ve teğet çizgisi yöntemi kullanılarak hesaplanan su içeriği değerlerini temsil etmektedir. Grafikler incelendiğinde

“teğet çizgisi yöntemi” ve “1. türev yöntemi” ile elde edilen dielektrik sabitleri ile hesaplanan su içeriği değerleri, kuru numunede olduğundan büyük olmakla birlikte artan su içeriğiyle her iki yöntemin oldukça uyumlu sonuçlar verdiği görülmektedir. Sonuçların bu mertebede uyum göstermesi, prob başlangıcı ve sonu noktalarının her iki yöntemle de son derece doğru bir şekilde elde edildiğinin bir işareti olarak kabul edilebilir. Bunun yanı sıra gerek teğet çizgisi yöntemi gerekse 1. türev yöntemi söz konusu kritik noktaları sırasıyla geometrik ve matematiksel olarak da olsa TDR kaydındaki dönüm noktalarına dayandırarak bulmaktadır. Bu nedenle iki ayrı yöntemin bu kadar uyumlu sonuçlar verebilmesi açıklanabilir bir hal almaktadır.

4.SONUÇLAR

Deney sonuçları incelendiğinde “1.türev” ve “teğet çizgisi” yöntemlerinin numunenin kuru halde alınan su içerikleri dışında oldukça tutarlı sonuçlar verdiği net olarak gözükmemektedir.

Yazarlar tarafından “1.türev” yöntemini kullanarak t süresini bulan ve buna göre hacimsel su içeriğini hesaplayan bilgisayar programının biraz daha geliştirilerek WinTrase programına alternatif olarak kullanılabilmesi düşünülmektedir.

TDR kaydından dielektrik katsayısı ve sonrasında su içeriği değerinin bulunması konusunda tabakalı zeminlerin daha ayrıntılı incelenmesinin gerekli olduğu düşünülmektedir. Bunun sebebi tabakalı zeminlerde türev yöntemiyle dönüm noktalarını tespit ederken çoklu yansımaların güçlük çıkarması ve t süresinin bulunmasında hata yapma olasılığının arttırmasıdır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma TÜBİTAK 106M231 nolu projenin sağladığı ana destekle tamamlanmıştır. Yazarlar desteklerinden dolayı TÜBİTAK’a ve çalışmalarda görev alan Kocaeli Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü lisans öğrencilerine teşekkürü bir borç bilirlir.

KAYNAKLAR

- Baker, J.M. ve Allmaras, R.R., (1990). “System for Automating and Multiplexing Soil Moisture Measurement by Time Domain Reflectometry”, Soil Science Society of America. Journal, **54**, pp. 1–6
- Topp, G.C., Davis, J.L. Annan, A.P., (1980). “Electromagnetic Determination of Soil Water Content”, Water Resource Research 16 (3), pp. 574-582
- Zambrano, C.E. vd, (2006). “Soil Texture Characterization from TDR Waveform Analysis, TDR Symposium and Workshop”, Purdue University

KÖŞELİ KUMLARIN YUVARLATILMIŞ KUMLU ZEMİNLERE ETKİSİ

EFFECTS OF ANGULAR PARTICLES ON ROTUND PARTICLES

Ali Fırat ÇABALAR¹

ABSTRACT

Particles of natural soils could be in various shapes and sizes. Particle shape and size of the soils in nature affect many engineering behaviors of them. This paper present a series of experiments on various mix ratios of two sands having similar sizes but different particle shapes using oedometer test and direct shear box test. Around 90% of both sand particles are between (approximately) 0.1 and 1.0 mm. Scanning Electron Microscope (SEM) pictures are presented to see more clearly the differences and similarities between the two sands used. Oedometer and direct shear test results showed that amount of angular particles added has a significant effect on the behavior of soil matrix formed by rotund particles. It is thought that this study presented here could make a contribution to the further investigations.

Keywords: Angular sand, rotund sand, oedometer test, direct shear test

ÖZET

Tabii zeminleri oluşturan bazı taneler aşınma sonucu yuvarlatılmışken bazıları ise köşeli biçimde olabilmektedir. Tane şekilleri ve çapları, meydana getirdikleri zeminlerin birçok mühendislik özelliğini etkilemektedir. Bu makalede, farklı kaynaktan elde edilen, büyüklükleri benzer ama şekil özellikleri oldukça farklı iki kumun oluşturduğu farklı oranlardaki karışımlar üzerinde yapılan ödometre ve kesme kutusu deneyi sonuçları anlatılmaktadır. Deneylerde, tane çaplarının %90'ı 0,1 ile 1 mm arasında değişen iki kum örneği kullanılmıştır. Çalışmada kullanılan iki malzeme arasındaki farkların ve benzerliklerin detaylı olarak görülmesi için elektron mikroskop görüntüleri verilmiştir. Hem ödometre ve hem de kesme kutusu deneyleri şunu göstermiştir ki farklı tane şekillerine sahip kumların farklı oranlarda karışımı sonuçları önemli ölçüde etkilemektedir. Yapılan çalışmanın mikro yapısal özelliklerin bir zemin malzemesinin davranışı üzerindeki etkilerini araştıran daha sonraki çalışmalara katkı yapacağı düşünülmektedir.

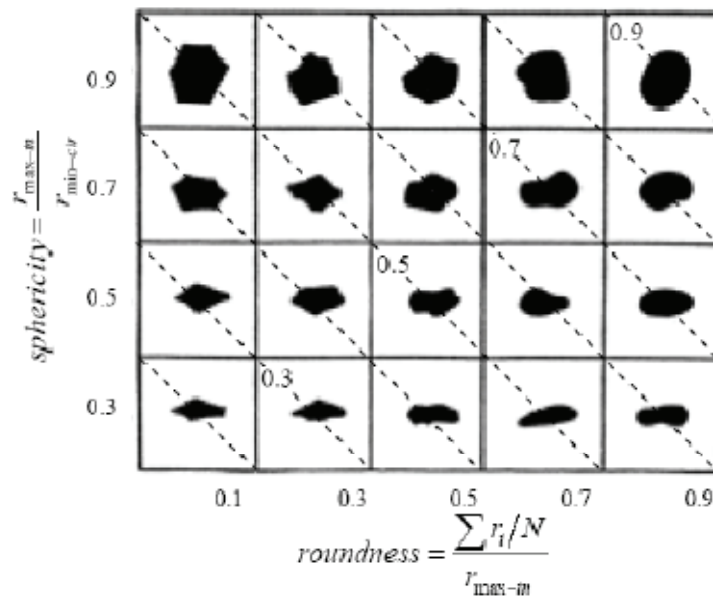
Anahtar kelimeler: Köşeli kum, yuvarlatılmış kum, ödometre deneyi, direk kesme deneyi

¹ Y. Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, cabalar@gantep.edu.tr

1. GİRİŞ

Zeminler tanecikli yapıya sahiptirler. Tanelerin fiziksel ve geometrik özellikleri zeminlerin genel davranışını etkilemektedir. Mineroloji ve dayanıklılık gibi özellikler fiziksel yapıyı tanımlarken, ölçü, tane dağılımı ve şekil ise geometrik özellikleri tanımlamaktadır. Zeminlerin mukavemet ve deformasyon özelliklerinin tespiti için oldukça önemli çalışmalar yapılmışken, zeminlerin şekil özelliklerini araştıran nispeten daha az sayıda çalışma yapılmıştır (Gilboy, 1928, Olson ve Mesri, 1970, Clayton ve diğ., 2004, Chandra, 2008). Tanelerin şekil özelliklerini inceleyen bazı araştırmacılar (Vermulen, 2001; Santamarina ve Cho, 2004; Powrie ve diğ., 2005), boşluk oranı, kesme mukavemeti, ve deformasyon gibi özelliklerin tanelerin köşeli olmalarıyla arttığını belirtmektedir.

Tanelerin şekil özelliklerinin zeminlerin mekanik davranışlarına etkisi bilinmesine rağmen, mevcut hiçbir standart sınıflama sistemi bu özellikleri kapsamamaktadır. Bazı araştırmacılar, oldukça düzensiz olan tabii zemin şekillerini üç temel ifadeyle tanımlamaktadırlar, bunlar; (i) pürüzlülük (roughness), (ii) yuvarlatılmış ya da köşelilik (roundness/ angularity), (iii) yapı (form). Pürüzlülük, sıradan bir mikroskop ya da elektron mikroskopla kolaylıkla görülebilen bir özelliktir. Fractal metot (Hyslip ve Vallejo, 1997) ya da Fourier metot (Bowmann ve diğ., 2001)'la tespiti yapılabilen bu özellik ile ilgili olarak yapılan en kapsamlı çalışmalardan biri Stout ve Blunt (2000)'dır. Yuvarlatılmış ya da köşelilik olarak ifade edilen şekil yapısı, yüzey düzensizliğinin (köşeler, kenarlar) ölçüsü olarak tanımlanabilir. Bazı araştırmacılar (Cho ve diğ., 2005), Wadell (1932)'in yaptığı çalışmayı temel alarak, bir tablo hazırlamışlardır (Şekil 1) (Şekilde gösterilen r yarıçapı temsil etmektedir.). Lees (1964) bu alandaki diğer önemli çalışmalardan birisidir. Yapı, bir zemin tanesinin 3 boyutlu haldeki genel görünümünün tanımlanması için kullanılan bir ifadedir. Abbireddy ve diğ. (2008) ve Clayton ve diğ. (2008) bu konuda son dönemde yapılmış önemli çalışmalardan ikisi olarak düşünülebilir. İnce ve iri taneli zemin tanelerinin yapı (form) özelliklerinin çalışıldığı bu iki makalede, yazarlar kapsamlı bir literatür taraması yaptıktan sonra lazer ayırıştırma (laser diffraction) yoluyla elde edilen yeni iki metot önermişlerdir.

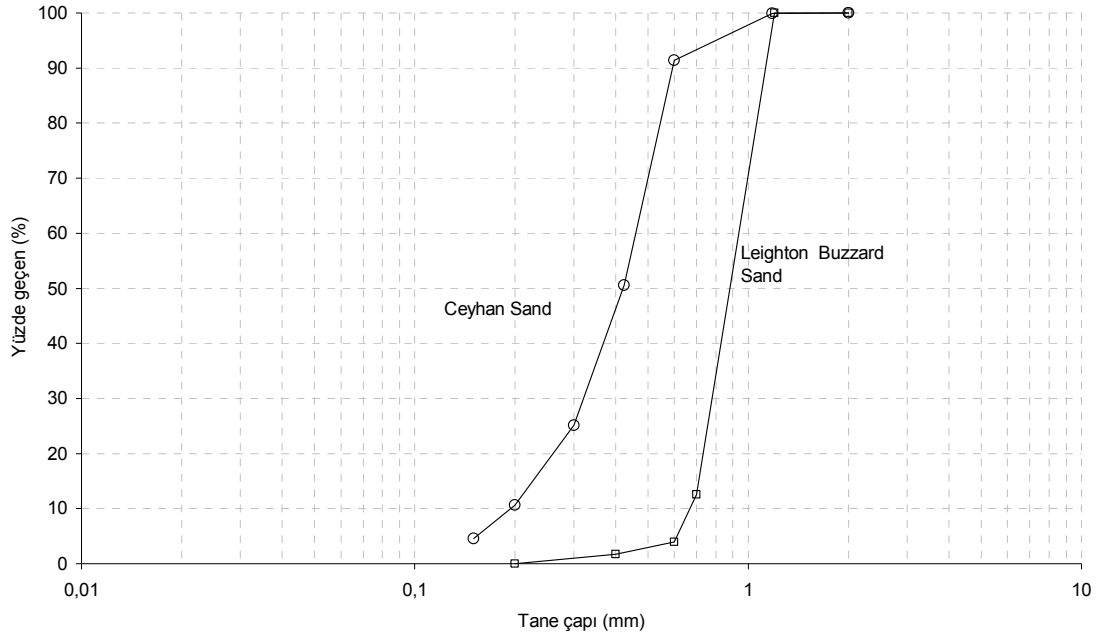


Şekil 1. Pürüzlülük tablosu (Cho ve diğ., 2005).

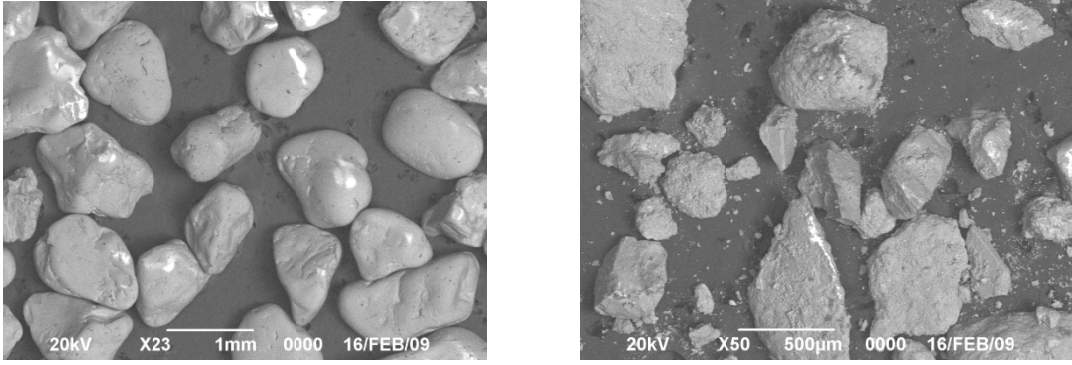
Yukarıda kısaca dikkate sunulan bazı literatür bilgileri ışığında, bu çalışmada farklı tane şekline sahip zemin karışımları üzerinde yapılan bir araştırma sunulmaktadır. Çalışmada iki farklı tane şekline sahip kum örnekleri üzerinde deneyler yapılmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan kum örnekleri Ceyhan (Adana, Türkiye) ve Leighton Buzzard (Midland, İngiltere)‘dan temin edilmiştir. Farklı oranlarda karıştırılmış ve suya doymun olarak hazırlanan numuneler ödometre ve kesme kutusu deney aletlerinde test edilmiştir. Burada sunulan çalışmanın deformasyon modülü, sıkışabilirlik, geçirgenlik ve mukavemet gibi zeminlerin mühendislik parametrelerini detaylı olarak açıklayabilecek tane mekaniği hakkındaki araştırmalara katkı yapacağı ümit edilmektedir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Çalışma süresince ASTM D 2435 ve ASTM D 3080–90 şartnamelerinde detayları ile açıklanan ödometre ve kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Yapılan deneylerin amacı; benzer tane çapına sahip; ancak oldukça farklı şekildeki kum örneklerinin karışımlarıyla elde edilen numunelerin ödometre ve kesme kutusu deney aletindeki davranışlarının incelenmesidir. Kullanılan kum örneklerine ait elek analizi ve SEM resimleri Şekil 2 ve 3’te verilmiştir.

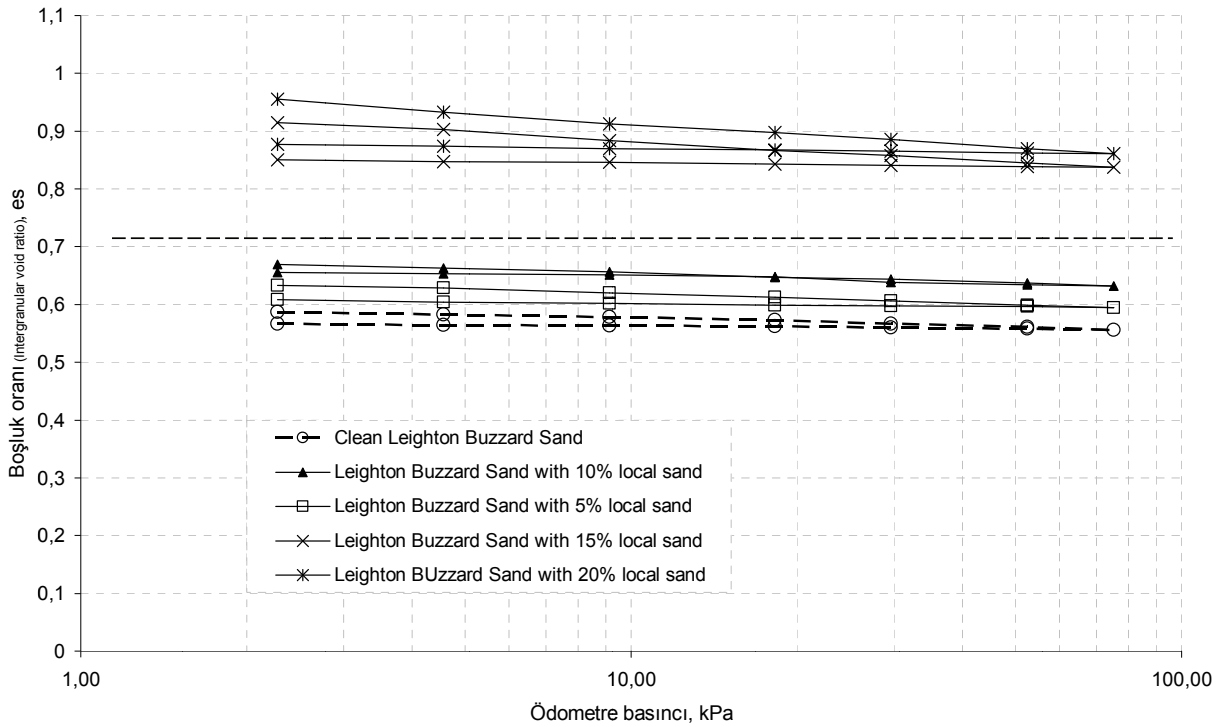


Şekil 2. Kullanılan kum örneklerine ait elek analizi

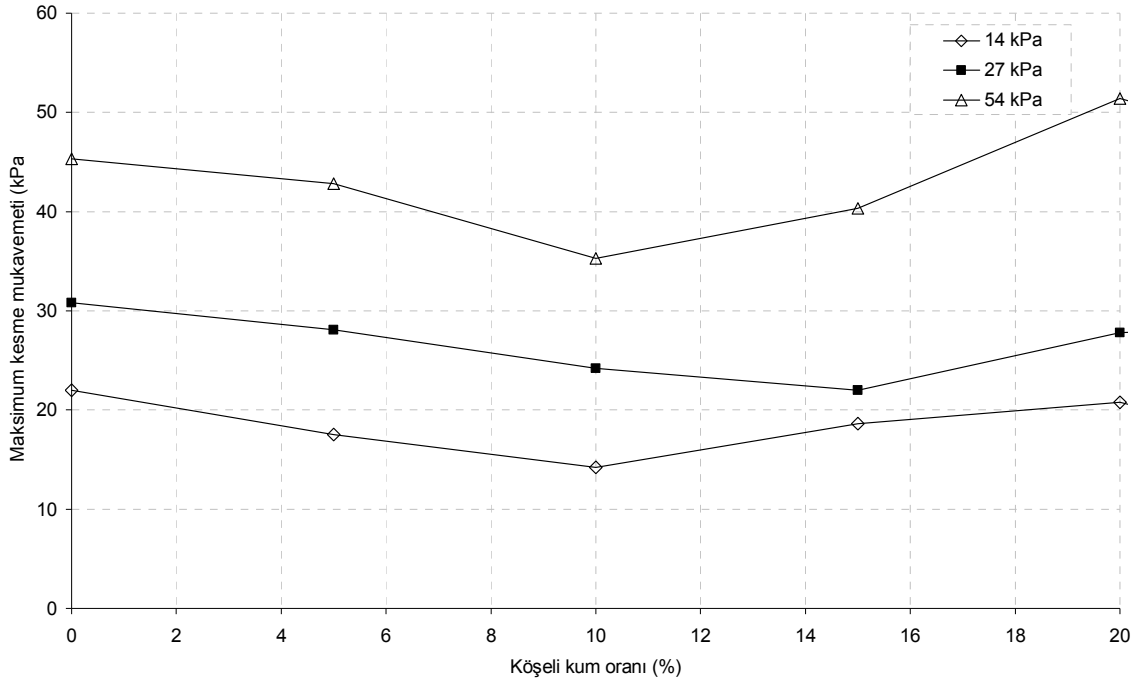


Şekil 3. (a) Leighton Buzzard (b) Ceyhan kumunu gösteren elektron mikroskop (SEM) görüntüsü.

Çalışmada Ceyhan kumu %5, %10, %15 ve %20 oranlarında Leighton Buzzard kumuna karıştırılmıştır. Karışımlar suya doymun numuneler elde etmek için yeterli miktardaki su ile karıştırıldı. Bu şekilde hazırlanan numuneler hiçbir sıkıştırma işlemi uygulanmadan ödometre hücresine çok ince tabakalar halinde yerleştirildi. Bu metot zemin tanelerinin her bir numunenin kendi içinde ayrılarak homojen olmayan bir yapı kazanmasını önlemek için takip edilmiştir. Konsolidasyon hücresine yerleştirilen numuneler günlük yük artırımlarına maruz bırakılmıştır. Her gün sonunda uygulanan yük miktarı bir önceki günün iki katı olacak şekilde ayarlanmıştır. Deneysel çalışmanın ikinci aşamasında ise hazırlanan numuneler kesme kutusuna yerleştirilmiş ve test edilmiştir. Kesme kutusu deneylerinde konsolidasyon için beklenmemiştir. Ödometre sonuçları Şekil 4'te gösterilmiştir. Ödometre sonuçlarının gösteriminde Monkul ve Özden (2007) tarafından daha önce detaylı olarak açıklanan metot takip edilmiştir. Şekil 5'te ise kesme kutusuna ait sonuçlar verilmektedir.



Şekil 4. Ödometre sonuçları



Şekil 5. Kesme kutusu sonuçları (maksimum kesme mukavemeti- eklenen köşeli kum miktarı)

3. SONUÇLAR

Konsolidasyon deneylerinden elde edilen bulgular ışığında, eklenen köşeli taneler yuvarlatılmış kumlara ait örneklerin sıkışabilirliği artırmaktadır. Kesme kutusu deney sonuçları ise maksimum kesme mukavemetinin yaklaşık %10 oranında en az seviyede kaldığını göstermektedir.

KAYNAKLAR

- Abbireddy, C.O.R., Clayton, C.R.I., ve Huvenne, V.A.I. (2008). "A method of estimating the form of fine particulates", Géotechnique, doi: 10.1680/geot.2008.P.009.
- Bowman, E. T., Soga, K., ve Drummond, W. (2001). „Particle shape characterisation using Fourier descriptor analysis”, Geotechnique, 51(6), 545-554.
- Chandra, C.O.R. (2006). "Particle shape and its impact on the mechanical behaviour of particulate materials", PhD Nine month Report, University of Southampton, UK.
- Cho, G. C., Dodds, J., ve Santamarina, J. C. (2005). "Particle shape effects on packing density, stiffness and strength – natural and crushed sands", Internal report – Georgia Institute of Technology, 34 pages (<http://www.ce.gatech.edu/~carlos/laboratory/tool/Particleshape/ChoDoddsJCS.pdf>)
- Clayton, C. R. I., Theron, M. ve Vermulen, N. J. (2004). "The effect of particle shape on the behaviour of gold tailings", Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference, Thomas Telford, London, 393-404.

- Clayton, C.R.I., Abireddy, C.O.R., ve Schiebel, R. (2008). "A method of estimating the form of coarse particulates", *Géotechnique*, doi: 10.1680/geot.2007.00195.
- Hyslip, J. P. ve Vallejo, L. E. (1997). "Fractal analysis of the roughness and size distribution of granular materials", *Engineering Geology*, 48, 231-244.
- Olson, R.E. ve Mesri, G. (1970). "Mechanisms controlling compressibility of clays", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE* 96(6): 1863-1878.
- Lees, G. (1964). "A new method for determining the angularity of particles", *Sedimentology*, 3, 2-21.
- Monkul, M.M. ve Ozden, G. (2007). "Compressional behaviour of clayey sand and transition fines content", *Engineering Geology* (89), 195- 205.
- Powrie, W., Ni, Q., Harkness, R. M. ve Zhang, X. (2005). "Numerical modelling of plane strain tests on sands using a particulate approach", *Geotechnique* 55(4): 297-306.
- Santamarina, J. C. ve Cho, G. C. (2004). "Soil behaviour: The role of particle shape", *Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference*, Thomas Telford, London, 604-617.
- Stout, K. J. ve Blunt, L. (2000). "Three-dimensional surface topography", Penton Press, London.
- Terzaghi, K. (1925). "Principles of soil mechanics:V – Physical differences between sand and clay", *Engineering News Record*, 95(26), 912-915.
- Vermulen, N. J. (2001). "The composition and state of gold tailings", PhD thesis, Faculty of Engineering, Built Environment and Information Technology, University of Pretoria, Pretoria.
- Wadell, H. (1932). "Volume, shape and roundness of rock particles", *Journal of Geology*, 40, 443-451.

UÇUCU KÜL VE POLİPROPİLEN ELYAFLARIN ZAYIF ZEMİNLERİN KIVAM LİMİTLERİ, KOMPAKSİYON VE SERBEST BASINÇ DAYANIMINA ETKİSİ

EFFECT OF FLY ASH AND POLYPROPYLENE FIBERS CONTENT ON THE SOFT SOILS OF SOME GEOTECHNICAL CHARACTERISTICS

Ahmet ŞENOL¹

Celil GÜMÜŞER²

ABSTRACT

An experimental program was undertaken to investigate the effects of Multifilament (MF19) and Fibrillated (F19) polypropylene fiber on the compaction and strength behavior of CH class soil with fly ash in different proportions. The soil samples were prepared at three different percentages of fiber content (i.e. 0.5% and 1% by weight of soil) and two different percentages of fly ash (i.e. 10% and 15% by weight of soil). A series of tests were prepared in optimum moisture content and laboratory unconfined compression strength tests, compaction tests and Atterberg limits test were carried.

Keywords: Fly ash, polypropylene fibers, unconfined compression strength

ÖZET

CH sınıfı kil zemine değişik oranlarda ve gelişigüzel olarak 19 mm uzunluğunda Multifilament (MF19), Fibrilize (F19) olmak üzere iki tip polipropilen elyaf ve uçucu kül katılması durumunda zeminin kompaksiyon ve mukavemet karakteristiklerinin nasıl değiştiği incelenmiştir. Karışımlarda katkı malzemesi olarak, elyaf %0.5-%1.0 uçucu kül ise %10-%15 oranlarında kullanılmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan tüm karışım numuneleri standart proktor deneyi ile belirlenen Maksimum Kuru Birim Ağırlık (MKBA) ve Optimum Su Muhtevası'nda (OSM) hazırlanmıştır. Ayrıca plastisite indisinin uçucu kül katkısı ile değişimini görmek için %10-%15 uçucu kül katkılı zeminin kıvam limitleri belirlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Uçucu kül, polipropilen elyaf, kompaksiyon

1. GİRİŞ

Zeminlerin mühendislik malzemesi olarak kullanılabilmesi (örneğin, toprak barajlarda, karayolu, havaalanı dolgularında ve diğer mühendislik yapılarında) için zemin özelliklerinin istenilen şartları sağlaması ve istenilen kriterlere uyması gereklidir. Doğal olarak yapı sahasındaki veya yol güzergahındaki zeminin mevcut haliyle kullanılması

¹ Yrd.Doç.Dr., Cumhuriyet Üniv. İnşaat Müh.Böl. senol@cumhuriyet.edu.tr

² İnş.Müh. Karayolları Genel Müdürlüğü, c_gumuser@mynet.com

ekonomik açıdan tercih sebebidir. Fakat, istenilen özellikleri taşımayan zeminlerin çoğu zaman stabilize edilmesi ve mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi kaçınılmazdır.

Bu çalışmada, yüksek plastisiteli, yüksek şişme potansiyeli, düşük kayma mukavemeti, düşük taşıma gücü olan ve düşük işlenebilirliğe sahip **CH** sınıfı kilin stabilizasyonu sağlanmaya çalışılmıştır. Zeminin stabilizasyonun'da kullanılan polipropilen elyafların (**MF19-F19**) sıkı ve sert bir zemin örgüsünde donatı özelliğini daha iyi gösterecekleri ve yüksek fayda sağlayacakları düşüncesi ile kendi kendine çimentolaşma özelliği olan **C** sınıfı uçucu küle birlikte kullanılmıştır. Optimum sıklıkta hazırlanan numuneler üzerinde yapılan Serbest Basınç Deneyi ile (**SBD**) kayma dayanımları belirlenmiştir.

Deneysel çalışma neticesinde, uçucu kül ve polipropilen elyafların zayıf zeminin mukavemet parametrelerini artırdığı tespit edilmiştir. Ayrıca uçucu kül ve polipropilen elyafların birlikte kullanılmaları durumunda elyafların zeminin kopma direnimini artırdığı ve kopma aralığını uzattığı tespit edilmiştir.

2. UÇUCU KÜLLER

Uçucu kül, termik santrallerde kömürün yanması ile ortaya çıkan ve birçok amaç için kullanılabilen bir yan üründür (Collins ve Ciesielski,1992). Uçucu küller ASTM C 618'e göre F ve C olmak üzere iki sınıfa ayrılırlar. F sınıfı küller, taş kömürünün yakılması ile elde edilirler. Yapılarında bulunan SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 oranı %70'den fazladır ve çok düşük oranda CaO içerirler. C sınıfı küller ise linyit kömürünün yakılması ile elde edilirler. Yapılarında bulunan SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 oranı %50-%70 arasındadır ve yüksek oranda CaO içerirler. Uçucu küller, on yıllar öncesinden beri zayıf, bataklık, turba ve yüksek plastisiteli zeminlerin geoteknik özelliklerinin iyileştirilmesi için kullanılmaktadır. Uçucu külün kullanımına ait ilk bilgilere 1937 'de Kuzey Amerika' da rastlanmaktadır. 1970 'li yıllardan itibaren ise enerji maliyetindeki artış ve buna paralel olarak çimento fiyatlarının artışı ile birlikte uçucu kül kullanımı hızla tüm dünyaya yayılmaya başlamıştır (Gökçe, 1995). Elektrik santrallerinde öğütülmüş kömürün yakılması ile çok büyük miktarda (yılda yaklaşık 450 milyon ton) uçucu kül ortaya çıkmakta bunun sadece 115 milyon tonu kullanılmaktadır. Dünya 'da çimento üretiminin yılda 2.799 milyon ton, tüketiminin ise 2.755 milyon ton olduğu günümüzde uçucu kül kullanımının azlığı daha net bir biçimde görülmektedir. Uçucu kül ile ilgili çalışmaların artması ile kullanımının da artacağı düşünülmektedir. Konu ile ilgili olarak, Di Gioia ve Huzzo (1972), uçucu küllerin sıkışabilirliği, Joshi ve diğ. (1975), Tsonis ve diğ. (1983), Usman ve diğ. (1987), Aksoy (1992), Keshawaraz ve Dutta (1993) yaptıkları araştırmalarda uçucu kül katkılı zeminlerin kompaksiyon özelliklerini incelemişlerdir. Yine Parsens ve Kneebone (2005) tarafından uçucu küle stabilize edilmiş zeminlerin kıvam limitleri, kompaksiyon ve CBR değerleri gözlemlenmiştir.

3. POLİPROPİLEN FİBER

Son yıllarda sentetik hammaddeli yapı malzemelerinin geoteknik mühendisliği ile ilgili uygulamalarda kullanımı hızla artmaya başlamıştır. Lifli bir yapıya sahip olan propilen elyaflar da sentetik ailesinin bir ürünüdür ve kullanım yer ve amacına göre üretici firmalar tarafından istenilen uzunluklarda üretilmektedir. Elyaflarla zeminlerin stabilizasyonu konusunda yapılan çalışmalar son otuz yıl içerisinde gerçekleşmiştir. Bu konuda, Michalowski ve Zhao (1996), rastgele dağılımlı elyaf donatılı zeminlerle üç eksenli testler yapmışlardır. Kumar ve diğ. (2005), elyaf donatılı ve uçucu kül katkılı zeminlerin

kompaksiyon, CBR ve kayma dayanımını, Marandi ve diğ. (2008), palmiye lifli donatılı zeminlerin kompaksiyon ve serbest basınç değerlerindeki değişimi gözlemlemiştir.

4. MALZEMELER VE KARIŞIMLARIN HAZIRLANMASI

4.1. Malzemeler

Deneyel çalışmalarda kullanılan, heyelan riski olan karayolu yarma şevinden alınmıştır. Yapılan sınıflandırma deneylerinden zemin örneğinin yüksek plastisiteli kil olduğu tespit edilmiştir. Zemin 'e ait bazı geoteknik özellikler Tablo 1.' de verilmiştir.

Uçucu kül Sivas **Kangal Termik Santrali** elektro filtrelerinden temin edilmiştir. Uçucu kül sınıflandırma deneyleri ASTM C 618 'e göre yapılmıştır. Kullanılan uçucu kül ASTM C 618 'e göre C sınıfı uçucu kül grubuna girmekte ve yüksek oranda kireç içermektedir. Uçucu külün kimyasal içeriği Tablo 2.' de verilmiştir.

Deneylerde kullanılan polipropilen elyaflar Türkiye' de imal edilmiştir. Multifilament ve Fibrilize olmak üzere 19 mm uzunluğunda iki tip elyaf kullanılmıştır. F tipi (Fibrilize) elyaflar birbirine bağlantılı liflerden oluşur, ağ görünümündedir. M tipi (Multifilament) elyaflar ise saç teli görünümündedir (Resim 1., Resim 2.). Kullanılan elyaflara ait teknik özellikler Tablo 3. ' de verilmiştir.

Tablo 1. Deneylerde Kullanılan Zeminin Kimyasal İçeriği

Özellikler	Değer
Özgül Ağırlık	2.81
MKBA	1.320,00 kg/m ³
OSM	% 35.80
USCS Sınıf.	CH
AASHTO Sınıf.	A - 7 - 6
Çakıl	% 2.00
Kum	% 8.00
Silt	% 11.00
Kil	% 79.00
PL	% 26.55
LL	% 81.95
PI	% 55.40
A _c	0.70

Tablo 2. Uçucu Külün Geoteknik Özellikleri

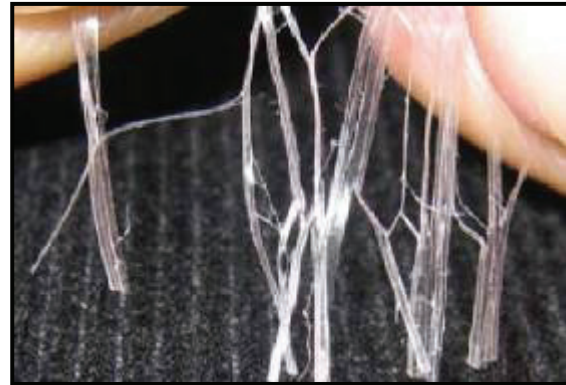
İçerik/Özellik	Değer
SiO ₂	23.00 – 30.00
Al ₂ O ₃	12.00
Fe ₂ O ₃	4.70 – 7.00
CaO	35.00
MgO	6.00
Na ₂ O	0.70
SO ₃	18.50
Kızdırma Kaybı	1.37
Özgül Yüzey (Blaine)	2.067 cm ² /gr
S + A + F	39.70 – 49.00

Tablo 3. Poliropilen Elyafların Teknik Özellikleri

Özellik	Multifilament (M 19)	Fibrilize (F 19)
	Değer	Değer
İçerik	% 100 Saf Polipropilen	
Safılık	Geri Dönüşüm Malzemesi İçermez	
Görünüm	Tel Lifler	Ağ Görünümlü
Standart	ASTM C – 1116 – 1997, Tip - 3	
Lif Uzunluğu	İstenilen Uzunlukta Üretilir	
Gerilme Dayanımı	700 N/mm ²	400 N/mm ²
Young Modülü	3.500 N/mm ²	2.600 N/mm ²
Uzama	% 20	% 15
Erime Noktası	160 Derece	
Biyolojik Dayanım	Duraylı	
Alkali Etkisi	Duraylı	



Resim 1. M Tipi Elyaf (19 mm)



Resim 2. F Tipi Elyaf (19 mm)

4.2. Karışımların Hazırlanması

Bu çalışmada zemine % 10 – 15 oranında uçucu kül, % 0.5 ve 1.0 oranlarında F 19 ve M19 elyaf ilavesi yapılarak karışım serileri hazırlanmıştır. Karışımlar hazırlanırken öncelikle, laboratuara getirilen zemin temiz bir yere serilerek oda sıcaklığında bir ay kadar kurutulmuştur. Ancak yinede numuneler ve uçucu külün farklı su içeriklerine sahip olabileceği düşünülerek 110 °C ‘ de etüvde 12 saat kurutulmuş ve zemin 4.75 mm ‘ lik elekten geçirilmiştir. Hazırlanan zemine uçucu kül ve elyaf gelişigüzel eklenerek karışım tepsisinde homojen olarak karıştırılmıştır.

Deneylerde kullanılan tüm karışımlar Denklem 1.’e gore oluşturulmuştur. Ağırlıkça donatı oranı ;

$$\rho_u = \frac{W_u}{W_{karışım}} \times 100, \quad \rho_f = \frac{W_f}{W_{karışım}} \times 100, \quad \rho_{mf} = \frac{W_{mf}}{W_{karışım}} \times 100 \quad (1)$$

olarak tanımlanmıştır. Burada ;

$\rho_u, \rho_f, \rho_{mf}$: Ağırlıkça donatı oranları, (Uçucu Kül - F19 - M19)
 W_u, W_f, W_{mf}, W_z : Uçucu kül, Fibrilize, Multifilament, Zemin kuru ağırlığı
 $W_{karışım}$: Deney kabına yerleştirilen karışımın toplam ağırlığı

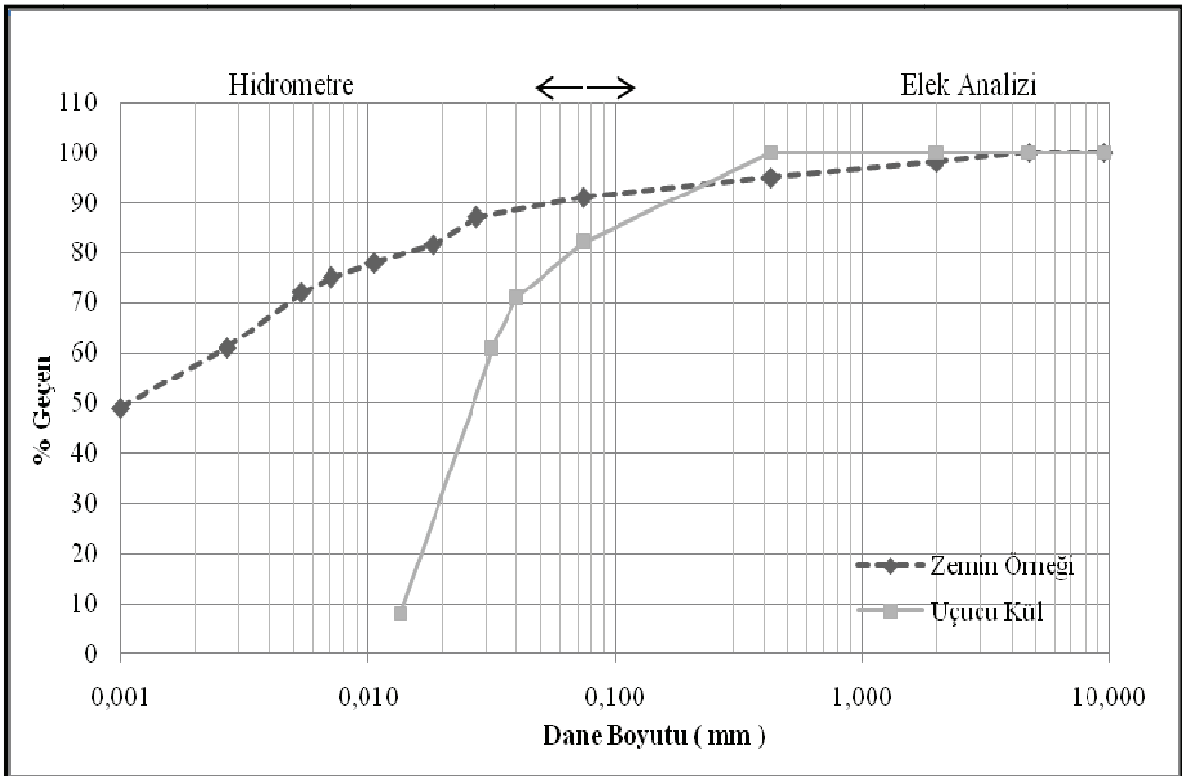
'nı ifade etmektedir.

F 19 ve M 19 tipi elyafların karışım serileri içerisinde düzgün olarak dağılımlarının sağlanabilmesi için karıştırma işlemi spatula ile yapılmıştır. Üniform dağılım görsel olarak da kontrol edilmiştir.

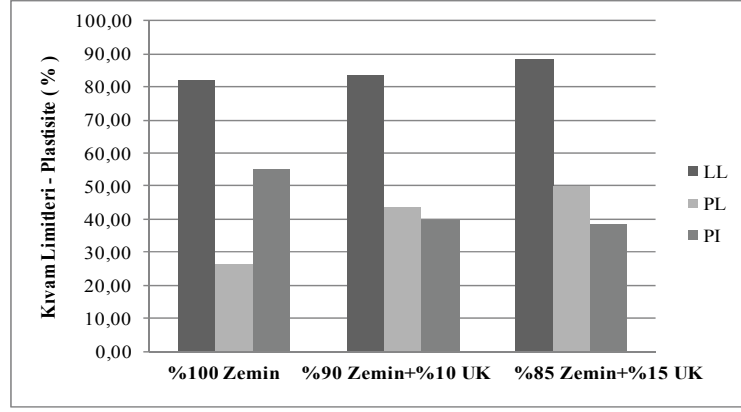
5. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

5.1. Elek Analizi - Hidrometre Deneyi – Kıvam Limitleri

Elek analizi AASHTO T11 – T27, hidrometre deneyi AASHTO T87 – T88' e göre yapılmıştır. Elek analizi – Hidrometre deneyi sonuçları Şekil 1.' de verilmiştir. LL AASHTO T – 89, PL AASHTO – T 90' a göre belirlenmiştir. %100 Zemin, %90 Zemin+%10 UK (Uçucu Kül), %85 Zemin+%15 UK durumları için yapılan kıvam limitleri deneyi sonucunda, uçucu kül katkısının LL ve PL değerlerini artırırken, PI değerini düşürdüğü gözlemlenmiştir. PL' değerinin, LL değerinden daha fazla arttığı için PI düşmektedir. Kıvam limitleri ve plastisite indisi değerleri Şekil.2' de görülmektedir.



Şekil 1. Elek Analizi – Hidrometre Grafiği



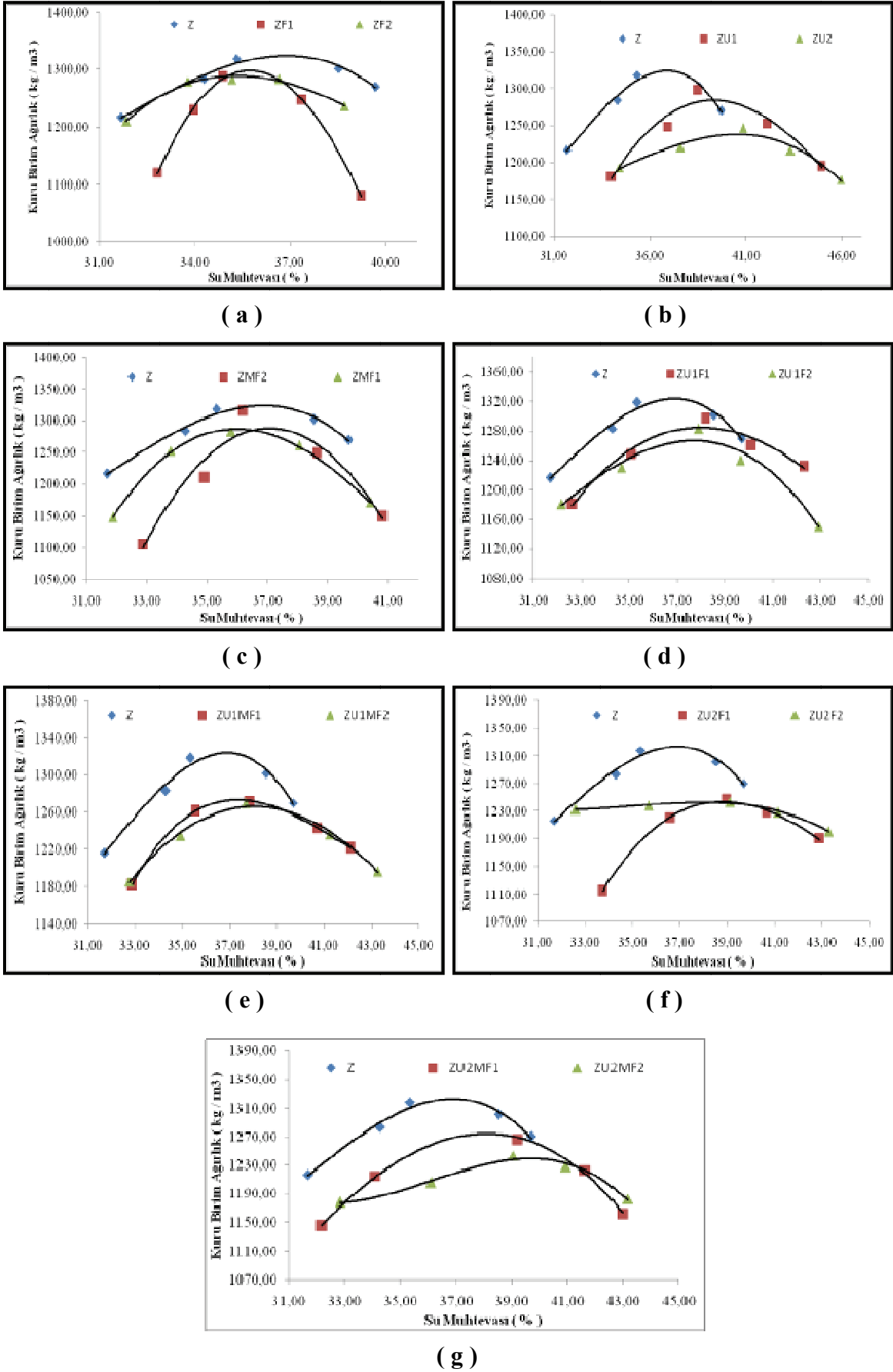
Şekil 2. % 100 Zemin - % 10 – 15 UK Katkılı Zemin Kıvam Limitleri

5.2. Kompaksiyon Deneyi

Deney AASHTO T - 99' a göre yapılmıştır. Bölüm 4.2.' de yer alan prosedürlere göre hazırlanan numunelerden 5 kg.'lık karışımlar oluşturulmuş, zeminin cinsine göre uygun oranda su katılmıştır. Numune – su karışımları yaka kısmı takılmış olan 15.24 cm (6'') genişliğinde ve 11.64 cm (4.58'') yüksekliğindeki kalıpta 3 tabaka halinde ve her tabakaya 2.49 kg.'lık tokmakla 56 darbe uygulanarak sıkıştırılmıştır. Daha sonra kalıbın ilave yakası çıkarılarak kalıbın üst kısmı çelik cetvelle dikkatlice düzeltilmiştir. Kalıp ve içindeki yaş numune tartılarak ağırlığı kaydedilmiş ve numunenin tümünü temsil edecek şekilde üç ayrı noktadan rutubet numunesi alınmıştır. Tüm bu işlemler ayrı ayrı bütün karışım serileri için uygulanmış ve her kompaksiyon eğrisi için beş adet değer bulunmuştur. Tüm karışım serileri ve **OSM (Optimum Su Muhtevası) – MKBA (Maksimum Kuru Birim Ağırlık)** değerleri Tablo 4.' de verilmiştir. Yine, tüm karışım serileri için bulunan değerlere göre çizilen kompaksiyon eğrileri Şekil 3. (a – b – c – d – e – f - g)' te verilmiştir.

Tablo 4. Karışım Serileri ve OSM – MKBA Değerleri

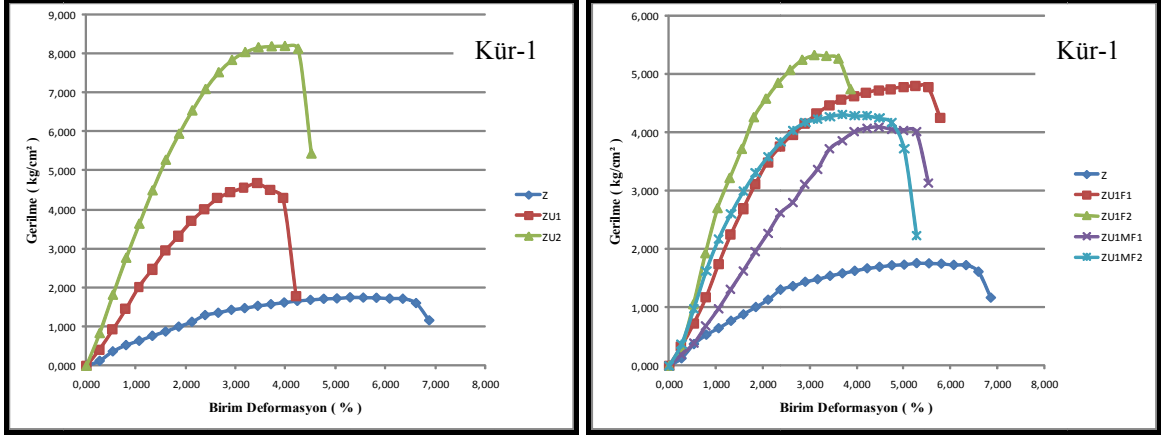
Seri	Zemin (%)	Uçucu Kül (%)	Elyaf (%)	MKBA (kg/m ³)	OSM (%)
Z	100	0	0	1320.00	35.80
ZU1	90	10	0	1281.35	38.63
ZU2	85	15	0	1238.05	40.85
ZF1	99.5	0	0.5	1287.70	34.88
ZF2	99	0	1	1288.10	35.30
ZMF1	99.5	0	0.5	1286.29	35.79
ZMF2	99	0	1	1292.50	36.31
ZU1F1	89.5	10	0.5	1283.14	37.91
ZU1F2	89	10	1	1268.81	38.09
ZU1MF1	89.5	10	0.5	1272.42	37.83
ZU1MF2	89	10	1	1262.63	37.67
ZU2F1	84.5	15	0.5	1251.40	39.24
ZU2F2	84	15	1	1245.65	38.91
ZU2MF1	84.5	15	0.5	1256.05	39.21
ZU2MF2	84	15	1	1248.15	39.36



Şekil 3. (Devam) Elyaf Donatı Oranının Maks. Kuru Birim Ağırlığa Etkisi

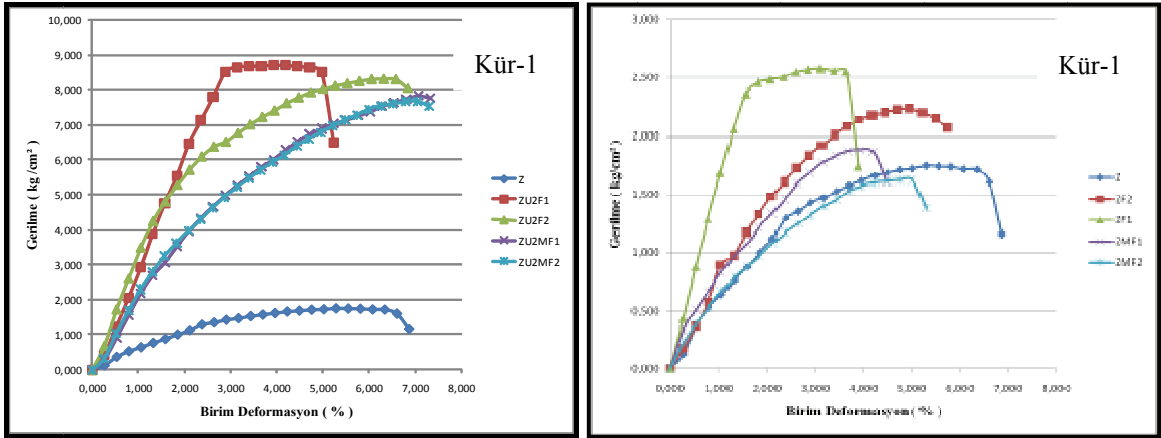
5.3. Serbest Basınç Deneyi

Deney TS – 1900’ e göre yapılmıştır. Serbest basınç deneyinde kullanılan numuneler, önceden standart proktor deneyi ile bulunan MKBA–OSM değerlerine göre kompaksiyon kalıplarında hazırlanmış ve bunlardan 3,80x7,60 cm. boyutunda örselenmemiş numune modelini yansıtabilecek şekilde örnekler alınması ile 1-7-14 günlük kür sürelerinde gerçekleştirilmiştir. Deney esnasında uygulanan veya numunenin taşıdığı yük azalmaya başlayınca deney sonlandırılmıştır. Elde edilen veriler ile gerilme – birim deformasyon grafikleri çizilmiştir (Şekil 4. (a) – (b) – (c) – (d) – (e) – (f) – (g) – (h) – (i) – (j)).



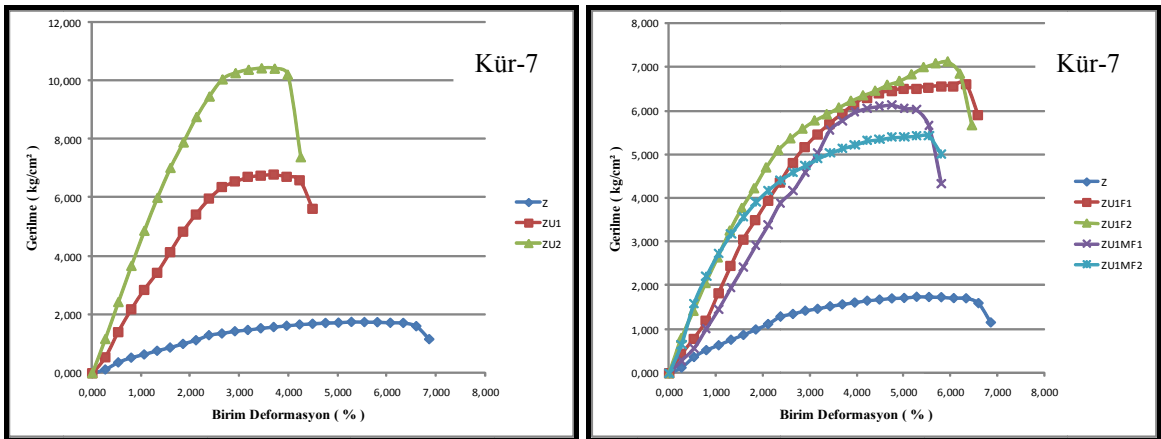
(a)

(b)



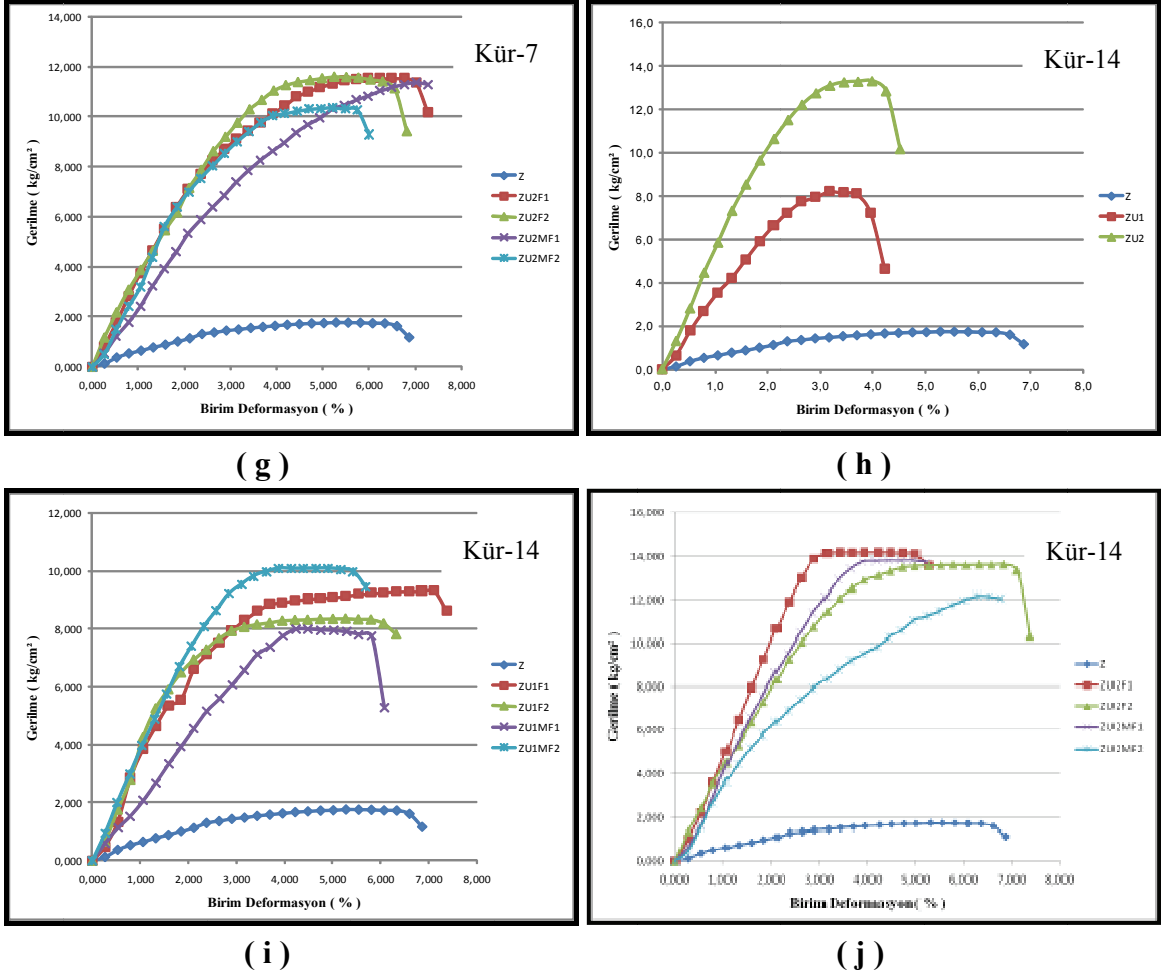
(c)

(d)



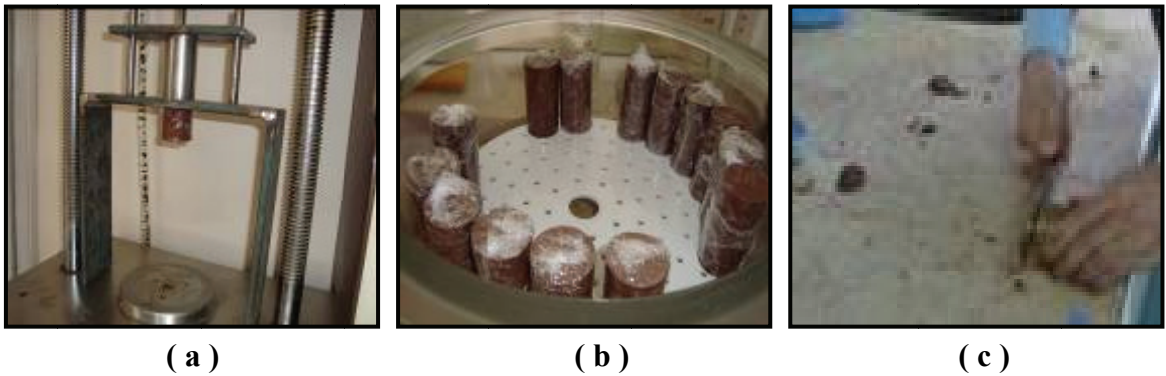
(e)

(f)



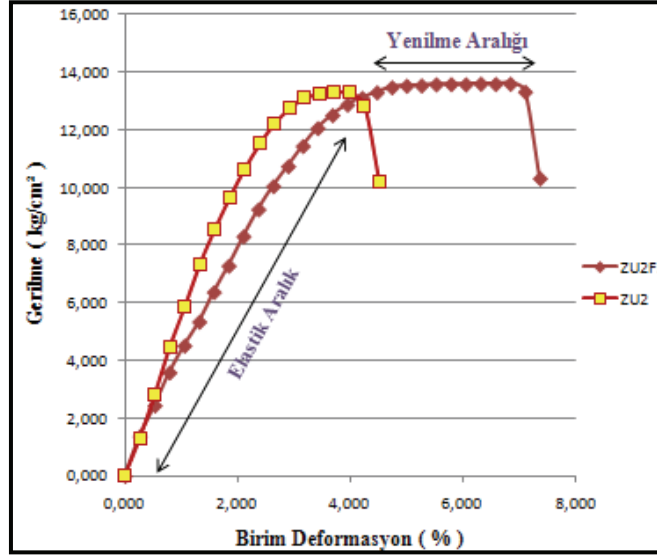
Şekil 4. Tüm Karışım Serileri Gerilme – Birim Deformasyon İlişkisi

3.80x7.60 cm. boyutlarındaki serbest basınç deneyi numune kalıpları, optimum sıklıkta hazırlanan kompaksiyon kalıpları içerisine yerleştirilmiştir. 3.80x7,60 cm boyutundaki kalıplar içerisine alınan karışım serileri CBR aleti yardımı ile bu kalıplardan çıkarılarak (Resim 3(a)), iki kat streç naylon ile kaplanmış, kaplanan numuneler havası vakumla alınmış cam desikatörler içerisinde küre bırakılmıştır (Resim 3(b)). Numuneler 1 – 7 – 14 günlük kür süresinden sonra desikatör içerisinden çıkarılarak pirinç kalıp içerisinde tesviye edilerek deneye tabi tutulmuştur (Resim 3(c)).



Resim 3. Numunelerin Kalıptan Çıkarılması, Desikatörde Bekletme ve Deneye Hazırlama

Yapılan deneysel çalışma neticesinde uçucu kül – elyaf – zemin karışımından oluşan numunelerin diğer numunelere göre yenilme aralığında uygulanan yüke karşı daha uzun süre dayanım gösterdiği tespit edilmiştir. Elyafli ve elyafsız durumda uçucu kül katkılı numunelerde oluşan kopma ve yenilme aralıkları Şekil 5.'te görülmektedir. Elyaf içeren uçucu kül katkılı numunenin yenilme aralığının ve yenilme direniminin ciddi oranda arttığı ortadadır. Bu durum özellikle tekerrür eden yüklere maruz kalan ulaşım yapılarında (karayolu, demiryolu, apron vb.) oluşabilecek kopma ve göçme problemlerine sorun gerçekleşmeden müdahale edebilmeyi sağlayacaktır.



Şekil 5. Yenilme Aralığı'nın Uzaması

6. SONUÇLAR

Zemine katılan uçucu kül ilk anda likit limit ve plastik limit değerlerini artırmaktadır. Ancak uçucu kül katkısı plastik limiti, likit limit değerine göre daha fazla artırdığından plastisite indisi düşmektedir. Plastisite indisinin artması zeminin sıkışma ve şişme potansiyelini artırmaktadır. Bu durum arazide kazı ve dolgu işlemleri sırasında zorluklar doğurmaktadır. Plastisite indisinin düşmesi bu sebeple işlenebilirliği ciddi oranda kolaylaştırmaktadır. Uçucu kül katkısı, kıvam limitleri bakımından bu manada olumlu yönde etki sağlamıştır.

Kompaksiyon deneyi sonucunda en yüksek kuru birim ağırlık $1.320,00 \text{ kg/m}^3$ ile doğal zeminde, en düşük kuru birim ağırlık $1.245,65 \text{ kg/m}^3$ ile ZU2F2 (% 84 Zemin + % 15 Uçucu Kül + % 1 F19) karışım serisinde ortaya çıkmıştır. Ayrıca en yüksek optimum su muhtevası % 39,36 ile ZU2MF2 (% 84 Zemin + % 15 Uçucu Kül + % 1 M19) karışım serisinde, en düşük optimum su muhtevası ise % 34,88 ile ZF1 (% 99,5 Zemin + % 0,5 F19) karışım serisinde gözlemlenmiştir. Görüldüğü gibi uçucu kül ve elyaf katkısı kuru birim ağırlığı düşürmektedir. Bunun, elyafın zemin taneciklerinin arasına girerek birbirleri ile temasını engellemesi ve **boşluk oluşturması**, uçucu külün ise zeminin plastisite indisini düşürerek **sıkışabilirliği azaltmasından** kaynaklandığı düşünülmektedir. Yine elyaf donatı tek başına zeminin optimum su muhtevasında ciddi bir artış veya azalış oluşturmamaktadır. Uçucu kül ise optimum su muhtevasında gözle görülür artış sağlamaktadır.

Yine MKBA – OSM değerlerinde hazırlanan numuneler üzerinde yapılan serbest basınç deneyi neticesinde tüm karışım serilerinde donatısız zemin numunesine göre artışlar gözlemlenmiştir. Ancak % 0.5 ve % 1.0 donatılı zemin numunelerinde ciddi bir artış tespit edilememiştir. Ayrıca uçucu kül katkılı numunelerde düzenli bir artış söz konusu iken karışım içerisinde elyafların girmesi ile artış miktarında seyredilen istikrar kaybolmuştur. Yani bünyesinde elyaf bulunan karışımlar kararsız bir yapı sergilemişlerdir. Yapılan serbest basınç dayanımı deneylerinde en yüksek gerilme **14.932 kg/cm²** ile **14 günlük ZU2F1** karışım serisinde gözlemlenmiştir. Bu da donatısız zemin numunesinin serbest basınç dayanımının **8.12** katına tekabül etmektedir.

Serbest basınç deneyi ile belirlenen diğer önemli bir özellik ise elyafların uçucu kül ve zemin ile birlikte kullanıldıklarında, sadece uçucu kül veya elyaf katkılı numunelere oranla çok daha yüksek artış sağlamalarıdır. Yani elyaf uçucu kül gibi çimentolaşma özelliği bulunan bir malzeme ile birlikte kullanıldığında çok daha sıkı bir bağ ve bunun sonucunda daha mukavim bir yapı oluşturmaktadır. Elyaf – Uçucu Kül – Zemin karışımı numuneler’ in yenilme aralığı diğer numunelere göre daha uzun olmaktadır.

KAYNAKLAR

- Aksoy, İ.H. (1992), “Uçucu Külün Geoteknikte Kullanımı”, ZMTM 4. Ulusal Kongresi, İTÜ, 248 – 259, İstanbul
- Aytekin, M. (2004) “DeneySEL Zemin Mekanikliği”, Teknik Yayınevi, Ankara
- Collins, R. J. and Ciesieski, S. K. (1992), “Highway Construction use of Wastes and By-Products.” Utilization of Waste Materials in Civil Engineering Construction, Published by ASCE, New York, N.Y., 140-152.
- Digioia, A.M. and Huzzo, W.L. (1972), “Fly Ash Structural Fill”, Journal of the Power Division, ASCE, Vol.98, No:P01, 77-93.
- Gökçe, A. (1995), “Farklı inceliklerdeki Uçucu Küllerin Betondaki Performanslarının Karşılaştırılması”, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Y. Lisans Tezi, 68 s., İstanbul
- Joshi, R.C., Duncan, D.M. and McMaster, H.M. (1975), “New and Conventional Engineering Uses of Fly Ash”, Transportation Engineering Journal ASCE, Vol. 101,TE4, . 791-806,
- Keshawar, M.S. and Dutta, U. (1993), “Stabilization of South Texas Soils with Fly Ash”, Geotechnical Special Publication, No: 36, s. 30-43, Ed.: Sharp K.D., ASCE, Newyork.
- Marandi, S.M., Bagheripour, M.H., Rahgozer, R., Zare, H. (2008), “Strength and Ductility of Randomly Distributed Palm Fibers Reinforced Silty – Sand Soils, American Journal of Applied Sciences 5(3), 209-220
- Michalowski, R.L., Zhao, A. (1996), “ Failure of Fiber Reinforced Granular Soils”, Journal Geotechnic Engineering 122(3), 226-234
- Parsons, R.,L., Kneebone, E. (2005), “ Field Performance of Fly ash Stabilized Subgrades”, Ground Improvement-9 No.1, 33-38
- Tsonis, P., Christoulas, S., Koliass, S. (1983), “Soil Improvement with Coal Ash in Road Construction”, Helsinki, 964
- Usmen, M., Bowders, I, Gidley, I. (1987), Stabilized Fly Ash Use As Low-Permeability Barriers, Geotechnical Special Publication. No: 13, A

ENJEKSİYON YÖNTEMLERİYLE ZEMİN İYİLEŞTİRİLMESİ

GROUTING AS SOIL IMPROVEMENT TECHNIQUE

Ayşe PEKİRİOĞLU BALKIS¹

ABSTRACT

On most projects, geotechnical engineers focus on assessing the existing soil and rock conditions, and then develop designs that are compatible with these conditions. However, on some projects the soil conditions are so poor that it becomes very expensive to accommodate them in the design. When this happens, various methods of soil improvement are considered. Although soil improvement is generally cost consuming, it is often cost effective because it reduces the cost of the remaining construction.

Soils with low strength or high permeability properties may not be desirable for an excavation project and for use as a structural support. A weak slope may fail and injure construction workers. Excessive seepage into an excavation area creates a nuisance and limits the ability of workers to proceed with construction. Various soil remediation techniques using mechanical means, one of which is replacing the poor soil with better quality compacted soil, can enhance soil properties. Despite their simplicity, mechanical methods may not be feasible in certain situations. Excessive construction noise and vibrations may be nuisance for the nearby community. In cases where the ground surface and building must remain relatively undisturbed, mechanical remediation methods are unacceptable. This paper summarizes the use and applicability of grouting methods.

Keywords: soil remediation, grouting techniques, grouts

ÖZET

Geoteknik mühendisleri birçok projede öncelikle varolan zemin/kaya tipini ve özelliklerini belirlemeye yoğunlaşır ve bu bilgilere bağlı olarak uygun projeyi tasarlar. Yine de bazı projeler için varolan zeminin zayıflığı oradaki projeyi uygulayabilmek açısından çok masraflı olabilmektedir. Böyle durumlarda birçok zemin iyileştirme metodu dikkate alınır. Genellikle zemin iyileştirme masraflı bir uygulama olmasına rağmen projenin uygulanmasında ve sonrasında çıkabilecek sorunları önlediği için sonuçta ekonomik olmaktadır.

¹ Yrd. Doç. Dr., Uluslararası Kıbrıs Üni., apekrioglu@ciu.edu.tr

Dayanımı düşük ve geçirgenliği yüksek olan zeminlerin hafriyat projelerinde ve yapısal destek uygulamalarında kullanılması, eğimli yüzeylerin kolay yıkılır olması nedeni ile istenilen bir durum değildir. Zeminin fazla geçirgen olmasından dolayı kazı alanında biriken aşırı akma çalışmanın devamlılığı açısından problem yaratabilmektedir. Zayıf zeminin sıkıştırılmış, daha kaliteli bir zeminle yer değiştirmesi uygulamaları mekanik yöntemleri kullanan birçok zemin iyileştirme yöntemlerinden bazılarıdır. Mekanik yöntemleri kullanarak yapılan zemin iyileştirme metotları kolaylığına rağmen, aşırı gürültü ve titreşim açısından çevreye rahatsızlık verebileceğinden bazı durumlarda tercih edilmemektedir. Zemin yüzeyinin ve yapının sabit kalması gereken durumlarda mekanik yöntemlerle zemin iyileştirme uygun olmamaktadır. Bu çalışmada zeminlerin farklı enjeksiyon teknikleriyle iyileştirilmesi ve uygulanabilirliği açıklanmaktadır.

Anahtar kelime: zemin iyileştirme, enjeksiyon teknikleri, enjeksiyon malzemeleri

1. GİRİŞ

Fiziksel-kimyasal stabilizasyon (zeminden buhar çıkarma, zemin yıkama, katılaştırma, yakma, arazi doldurma vs.), mekanik stabilizasyon (vibro-kompaksiyon, patlatma ile sıkıştırma, kompaksiyon kazıkları, vs.) ve biyolojik stabilizasyon (biyolojik parçalanma, hava enjeksiyonuyla doymamış toprakta kirletici arıtımı, bitkisel arıtım, vs.) gibi farklı yöntemlerle zemin özellikleri iyileştirilebilir. Mekanik uygulamalar bazı durumlarda uygun olmamakta ve zaman-ekonomi bu yöntemlerin uygulanabilirliğini etkilemektedir. Yapıların güvenli bir şekilde inşaa edilmesi genellikle oradaki zeminin mekanik özelliklerinin ne kadar iyileşmiş olduğuna bağlıdır. Zemin karmaşık heterojen bir yapıya sahiptir. Yapı tasarımı ile zemin arasında uyumsuzluk olması durumunda ise yapacak pek bir şey bulunmamaktadır. Farklılıklar gösteren bir zeminin üzerinde sabit durabilen bir yapı tasarlamak zordur. Dolayısıyla, özellikle iyi bir temel tasarımı zorunlu hale gelmektedir.

Gelişmiş bölgelerde, çevredeki deformasyona veya titreşime hassas binalara zarar verebileceğinden, bazı zemin iyileştirme yöntemleri uygulanamamaktadır. Böyle durumlarda, en uygun zemin iyileştirme yöntemleri enjeksiyon ve duvar temeli uygulamasıdır. Enjeksiyon yöntemi mekanik uygulamalara alternatif olarak uygulanabilmektedir.

Enjekte edilebilir zeminler, projenin ekonomik olarak makul olmasını sağlamak amacıyla, pratikte uygulanabilir basınç altında çimento şerbetinin yeterli oranda enjekte edilmesine izin veren zeminlerdir. Enjekte edilebilir zemin karakteristik özellikleri zemin dane boyu dağılımına ve esas geçirimsizliğine bağlıdır.

2. ENJEKSİYONUN AMACI

Enjeksiyon, zemin veya zemin ile yapı arasındaki boşlukların basınç altında enjeksiyon malzemesi ile doldurulup zemin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi işlemidir. Enjeksiyon yöntemi, zorlu zemin koşullarında çok yönlü uygulanabilen bir zemin iyileştirme yöntemidir. Zemin içerisine enjekte edilen şerbet boşluklarda jel veya katı oluşturarak boşlukları doldurur. Enjeksiyonun temel amacı enjekte edildiği zeminin dayanımını ve dayanıklılığını artırmak ve/veya geçirgenliğini azaltmaktır. Bunların yanında zeminin mekanik özelliklerini artırmak, boşluk doldurmak, stabilizasyon/zemin

seviyesini yükseltmek ve zemin taşıma kapasitesini artırmak da enjeksiyon uygulamasının amaçları arasındadır.

Zemin geçirirmliliğini azaltan bazı uygulamalar: su tutan yapıların ve tünel astarlarının altındaki hidrostatik kuvvetleri azaltmak, su depolarındaki su kayıplarını azaltmak, temel ve bent malzemelerinin erozyonunu engellemek, stabilizasyon, konsolidasyon ve/veya su kontrolü ile kazı işlerini kolaylaştırmaktır. Zeminin mekanik özelliklerini iyileştirmeye yönelik uygulamalar ise taşıma gücünü artırmayı ve yüzey veya yeraltı kazılarını yüzeydeki örtü tabakasının konsolidasyonu ile kolaylaştırmayı içermektedir.

Enjeksiyon yöntemi; temel duvarları, donmaya dayanıksız sığ yapıların üzerindeki hendek duvarları bölgesinde ve beton blok duvarlarda, ağır ekipman tabanlarının ve çelik boru kolonlarının taşıma kapasitesini artırmak amacı ile yüzey veya yeraltında boşluk doldurulmasında da kullanılmaktadır.

Enjeksiyon yöntemi ayrıca temellerin, plakaların ve döşemelerin stabilizasyonunda ve yukarı yükseltilmesinde de kullanılmaktadır.

3. ENJEKSİYON YÖNTEMLERİ

Enjeksiyon malzemesinin zemin veya kayanın içine nüfuz etme biçimine göre enjeksiyon yöntemleri; Emdirme (Permeasyon), Yer değiştirme- Kompaksiyon- Jet ve Elektro enjeksiyonu da içeren özel uygulamalardır. Tüm bu enjeksiyonlar Emdirme, Kompaksiyon, Jet ve Çatlatma Enjeksiyonu olarak dört esas kategoride toplanırlar. Bu yöntemlerin herbiri farklı amaçlar içermekte ve farklı ekipmanlar kullanılmaktadır. Tüm yöntemler geçirirmlilik katsayısı 10^{-1} cm/sn'den küçük olan zeminlerde çatlamaya neden olmaktadır.

Emdirme ve çatlatma enjeksiyonunda, her 1 metre derinlik için 22.6 kN/m^2 'lik düşük basınçlar kullanılırken, jet enjeksiyonda 69000 kPa ve kompaksiyon enjeksiyonunda 2700 kPa 'a kadar çıkabilen yüksek basınçlar kullanılmaktadır.

Emdirme enjeksiyonu, yapının formasyonunu bozmayacak düşük basınçlar altında, şerbetin kayalardaki birleşme noktalarını-çatlakları ve zemindeki boşlukları doldurması işlemidir. Emdirme enjeksiyon yöntemi, geleneksel tekniklerin uygulanmasının zor veya mümkün olmadığı alanlarda zemin iyileştirme yöntemi olarak geniş uygulama alanı bulabilmektedir.

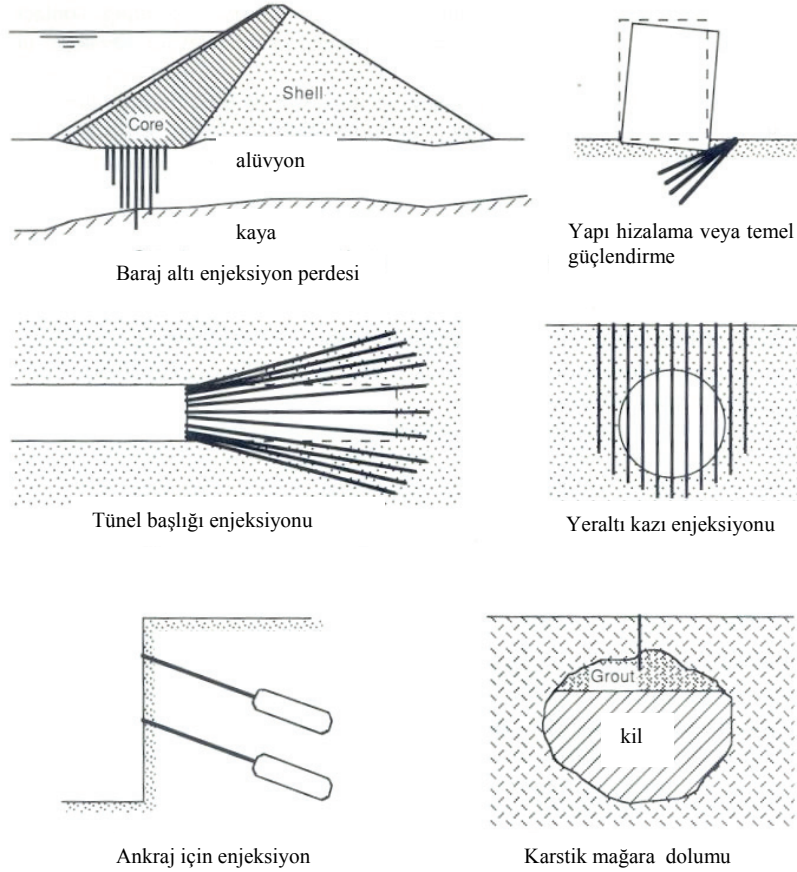
Kompaksiyon enjeksiyonu, katı enjeksiyon malzemesinin, zemin boşlukları içerisine girmeksizin enjeksiyon noktası etrafında giderek genişleyen bir kütle oluşturacak ve bu sayede etrafındaki gevşek zeminleri sıkıştırarak şekilde yüksek basınçlarda enjekte edilmesidir.

Jet enjeksiyonu, kötü zeminlerde inşa edilecek yapılarda, zemin içine basınçlı hava, su, çimento enjeksiyonu yaparak zeminin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesidir. Su jetinin çalışma prensibine dayanır. Uygulama sırasında zemine yüksek bir basınçla sokulan sonda istenilen derinliğe indirilinceye kadar enjeksiyon yapılmaz. Daha sonra çok yüksek hızda bir enjeksiyonla sonda döndürülerek ve yavaşça çekilerek çıkartılır. Yapının temeli sınırlama ve zemin özelliklerine göre, şaşırtmalı, atlamalı ya da bitişik nizam şeklinde, hesaplanan uzunluktaki beton kolonların enjeksiyonu yardımıyla doldurulması şeklinde uygulanır.

Çatlatma enjeksiyonu, zeminin kontrollü bir şekilde, kararlı fakat düşük vizkoziteli çimento enjeksiyonu ile yüksek basınçlarda (4 MPa) çatlatılması işlemidir. Bu enjeksiyon tekniği temel olarak emdirme enjeksiyonunun mümkün olmadığı düşük geçirirmliliğe sahip, ince daneli zeminlerin stabilizasyonunda uygulanmaktadır. Çatlatma enjeksiyonunun

gelişimi tünel veya kazı aktiviteleri esnasında meydana gelen oturmaları önleme çalışmalarına dayanmaktadır.

Tipik enjeksiyon uygulamaları Şekil 1’de gösterilmektedir. Enjeksiyon tipi amaca, ve dane boyu dağılımı, boşluk oranı, vs. gibi zemin parametrelerine veya şerbetin zemine enjekte edilme biçimine göre seçilebilir. Bunun yanında enjeksiyon malzemesi, tipik uygulamalar, enjeksiyon yapılacak noktaların düzeni ve uygulama sırası da seçilecek enjeksiyon yöntemini etkilemektedir.



Şekil 1. Tipik Enjeksiyon Uygulamaları, U.S.Army (1984)

3. ENJEKSİYON MALZEMELERİ (ŞERBET)

Uygulama tekniği açısından malzeme reolojik ve performans özellikleri itibariyle temel olarak üç çeşit karışım söz konusudur ki bunlar daneli karışımlar (süspansiyon veya çimentolaşma özelliği olan malzemeler), -solüsyon (boyutsuz/danesiz, kimyasal) ve emülsiyonlardır.

Daneli karışımlar, çimento, kil, bentonit, bazen de kum ile hazırlanmış olup çökelme hızına göre kararlı veya kararsız olmayan harçlardır ve Bingham sıvıları şeklinde davranırlar. Toprak ve kil-su karışımı şerbetler kompaksiyon ve geçirimsizlik sağlama amaçlı kullanılırlar. Killi şerbetlerde oluşan bağlar çimento şerbetindeki bağlara göre daha güçsüzdür. Bu tip şerbetler zeminin geoteknik özelliklerini güçlendirme işlemini boşlukları doldurarak sağlarlar. Bununla birlikte, çimento şerbeti uygulamadan sonra, ortamda geçirimsizliği ve zemin dayanımında artışı zemin boşluklarını doldurarak ve zemin

oturmalarını önleyerek sağlarlar. Çimento şerbeti için su/çimento oranı 0.5/1 ile 5/1 arasında değişebilmektedir. Düşük su/çimento oranı, dayanımı artırırken aynı zamanda enjekte edilebilirliği de azaltmaktadır.

Koloidal solüsyonlar zamanla vizkozite değeri artan Newton akışkanlarındandır. Saf solüsyonlar ise priz süresine kadar vizkozitesi artış gösteren Newton akışkanlarındandır. Kimyasal harçlar, Newton sıvıları veya organik reçine olarak bilinmekte olup organik monomerlerden (acrylamides, phenoplast, aminoplast) yapılmaktadır. Viskoziteleri suyunkine yakındır ve priz yapana kadar da sabit kalmaktadır. Kaba kumlarda veya kumlu çakıllarda kimyasal enjeksiyon kullanılır. Böylece, temel altındaki zeminde istenilen seviyeye kadar bir blok oluşturulur. Yanında kazı yapılacak temellerin emniyete alınması gibi hallerde sık kullanılmaktadır.

Emülsiyonlar gazların emülsifiye edilmesi ile elde edilir. Köpükler kabarma sayısı ile tanımlanır. Kabarma sayısı, gazın hacminin sıvının hacmine oranıdır. Bu sayı zeminin boşluk oranına esdeğerdır.

Farklı şerbet çeşitleri zeminde farklı oranda dayanım ve geçirimsizlik sağlamaktadır. Zemine başarılı bir şekilde enjekte edilen şerbetin, olduğu yerde kalabilmesi için yeterince sertleşmiş olması gerekmektedir. Maruz kalabileceği zemin suyu hidrolik basıncına dayanıklı olmalıdır. Arazide arzu edilen iyileşmeye ulaşabilmek için enjeksiyon malzemesinin, maruz kalabileceği gerilmelere dayanıklı olabilmesi dolayısıyla tasarlandığı kadar çabuk bir biçimde priz alması gerekmektedir.

Malzeme karakteristik özellikleri ve maliyetleri de dikkate alındığında, geçirimsizlik ve zemin güçlendirmede en çok kullanılan karışım çimentolaşma özelliği gösteren karışımlardır. Çimentolaşma özelliği gösteren karışımlar, -katkısız çimento karışımları, -kil/bentonit-çimento karışımı,- ince dolgu malzemesi eklenmiş karışımlar, - özel uygulamalarda kullanılan karışımlar ve değeri güçlendirilmiş karışımlar olmak üzere beş gruba ayrılır.

Tablo 1. Başlıca Karışım Çeşitleri, Xanthakos (1994).

	Süspansiyonlar		Sıvılar			Gözenekli emülsiyonlar	
	Kararsız	Kararlı	Çimento ürünleri				
Şerbet çeşidi	Çimento	Bentonit+ çimento	Topraklaşmamış bentonit	Sodyum silikat bazlı yüksek dayanımlı	Sodyum silikat bazlı orta- düşük dayanımlı	Organik Çimento köpükleri Organik reçineler köpükleri	
Kullanım aralığı (geçirimlilik)	Çatlaklar	Kum ve çakıl, k m/sn				Oyuk	Hızlı su akışı
		$>5 \times 10^{-4}$	$>10^{-4}$	$>10^{-4}$	$>10^{-5}$	$>10^{-6}$	
Enjeksiyon kontrolü	İtme basıncı	Sınırlandırılmış				Dolgu	
1-m ³ 'lük boşluk doldurma ücreti (relative)	4.2 (birikinti $\gamma_d=1.5$)	1 (çimento 200 kg: bentonit 300 kg)	0.8-1	6	2-4	10-500	1.2 10

Tablo 2. Bazı karışımların enjekte edilebilirlik sınırları, Xanthakos (1994).

Karakteristik özellikler	Zemin Tipleri		
	Kaba kum ve çakıl	Orta-ince kum	Siltli veya killi kum, siltler
Dane çapı	$D_{10} > 0.5 \text{ mm}$	$0.02 < D_{10} < 0.5 \text{ mm}$	$D_{10} < 0.02 \text{ mm}$
Özgül yüzey	$S < 100 \text{ cm}^{-1}$	$100 < S < 1000 \text{ cm}^{-1}$	$S > 1000 \text{ cm}^{-1}$
Geçirgenlik	$k > 10^{-3} \text{ m/sn}$	$10^{-3} > k > 10^{-5} \text{ m/sn}$	$k < 10^{-5} \text{ m/sn}$
Karışım çeşidi	Bingham süspansiyonlar	Koloidal solüsyonlar	Saf solüsyonlar (jeller)
Konsolidasyon enjeksiyonu	Çimento ($k > 10^{-2} \text{ m/sn}$) Gözenekli karışım	Yüksek dayanımlı silika jelleri	Aminoplastik, phenoplastik
Geçirimsizlik enjeksiyonu	Gözenekli karışım Bentonit jel Killi jel Kil-çimento	Bentonit jel Lingo-kromat Yumuşak silika jel	Acyllamit Aminoplastik Phenoplastik

4. TİPİK ENJEKSİYON UYGULAMALARI

Enjeksiyon uygulaması, yeraltının yapısına bağlı olarak yüzeyden aşağıya veya aşağıdan yüzeye doğru yapılabilir. Zemin gradasyonu, zemin suyu seviyesi, yapının derinliği ve iyileştirilecek zemin seviyesi gibi birçok faktör enjeksiyon uygulama biçimini belirlemektedir. Pratikte, birincil olarak enjeksiyonda kullanılacak malzemeyi ve yöntem seçimini belirleyen teknik gereksinimler olsa da maliyet de her zaman için etkin bir faktördür.

Zemin enjeksiyonu son yirmi yılda büyük ilerleme göstermiştir. Enjeksiyon uygulamaları; temel problemlerinin azaltılmasında ve varolan temel ve yeryüzü yapılarının iyileştirilmesinde kullanılmıştır. Enjeksiyon yönteminin etkin olduğu durumlardan biri yapı temelinin su seviyesinin altına yapılması gereken durumlardır. Bu uygulama şehir merkezlerinde, tünel kuyusu, lağım ve altgeçit inşaatlarında, çevredeki yapıların temellerine zararlı olabilecek zemin kazılarının önlenmesinde veya inşaat temelini geometrik açıdan karmaşık ölçülere sahip olduğu durumlarda kullanılır. Enjeksiyon malzemesinin zemin boşlukları veya çatlakları içine kuvvetle itilmesi, zeminde genişleme yaratmasıyla varolan oturmaların kompanse edilmesini veya inşaat temelini kontrollü bir şekilde yukarıya kaldırılmasını sağlar, Weaver (1991).

Bazı enjeksiyon uygulamaları şöyle örneklenebilir; yapının altında veya etrafında geçici veya kalıcı su geçirmez bölge yaratarak su sızıntılarını azaltmak, temel zeminini yoğunlaştırarak kayma mukavemetini artırmak ve sıkıştırılabilirliğini azaltmak, aşırı oturmaları önlemek amacıyla zemin boşluklarını doldurmak, çevredeki kazıların zemin üzerindeki etkisini azaltmak ve kazık temel uygulamasındaki titreşimlerden korunması amacıyla zemini güçlendirmek, tünel çalışmaları sırasında yüzey zemin hareketlerini kontrol etmek, yan destek gereksinimini azaltmak için zemini güçlendirmek (kazık temel uygulamalarındaki gibi), sıvılaşmaya karşı gevşek kumlu zeminleri stabilize etmek, eğimli yüzeyleri stabilize etmek, şişen zeminlerin hacimlerini kontrol etmek, zayıf temeller üzerine dayanan yapıların seviyelerini eski seviyelerine getirmek, oturmaları durdurmak, öngerilmeli beton yapıların çelik halatlarla ankrajı, çevreyi korumak amacıyla yapılardaki zemin sıvılaşmasının etkilerini azaltmak, Naik (2006).

Tablo 3. Genelleştirilmiş Enjeksiyon Uygulamaları

Enjeksiyon Teknikleri	
Emdirme Enjeksiyonu <ul style="list-style-type: none">* Zemin boşluklarını doldurur* Süspansiyon ve solüsyon karışımlar* Önemsiz kanamaya ve düşük vizkoziteye sahip karışımlar* 6.9 kPa (her 0.3 m için)* $k > 5 \times 10^{-3}$ m/sn zeminler için çimento karışımlar <p><u>Uygulamalar:</u> Barajlardaki kaya, geçirimsiz perde uygulamaları</p>	Çatlama Enjeksiyonu <ul style="list-style-type: none">* Zemini kırıldıktan sonra çatlakları doldurur* Süspansiyon karışımlar* Yoğun karışımlar* 4 MPa'a kadar basınç* Çevre binalara zararlı olabilir <p><u>Uygulamalar:</u> Dolgu ve eğimli yüzey stabilizasyonu, şişen zeminlerin iyileştirilmesi ve yumuşak yüzeylerdeki tunnel uygulamaları</p>
Kompaksiyon Enjeksiyonu <ul style="list-style-type: none">* Karışım, ampul şeklinde yoğunlaşır, zemin boşluklarına girmeden zeminin sıkışmasını sağlar* Karışım olarak çok katı, yüksek vizkoziteli harç kullanılır* 2700 kPa (her 1 m derinlik için)* Çok sıkıştırılabilir, yumuşak silt ve kumlu siltlerde kullanılır <p><u>Uygulamalar:</u> Sıvılaştırma</p>	Jet Enjeksiyonu <ul style="list-style-type: none">* Zemini kesip enjeksiyon malzemesiyle karıştırır* Sulu çimento ve kimyasal karışımlar kullanılır* 69000 kPa (her 1 m için)* Çakıl-kil arası tüm zeminlerde uygulanır <p><u>Uygulamalar:</u> Geçirimsiz duvarlar, destekler yaratır veya derin temeller oluşturur</p>

KAYNAKLAR

- Akbulut, S. (1999), “Enjeksiyon ile ganüler zeminlerin geoteknik özelliklerinin araştırılması”, Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü
- Eriksson, M. (2003), “Grouting in Hard Rock”, PhD Thesis
- Garshol, J. (1997), “Modern Grouting Techniques”, MBT, Norwegian Tunneling Society
- Mollamahmutoğlu, M. (2003), “Treatment of Media to Coarse Grained Sands by Fien Grained Portland Cement (FGPC) as an Alternative Grouting Material to Silicate Ester Grouts”, Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 25, No.1
- Naik T., “Managing CCPs Resource of USA,” UWM-CBU Workshop on Recycling Opportunities for Fly Ash and Other CCPs in Concrete and Construction Materials, Michigan, 2006
- Naudts, A.A. (2001), “Grouting to Improve Foundation Soil”, pp.5-277
- Tunçdemir, F. (2004), “Problemlı Zeminlerde Geoteknik Çözümler”. TMMOB, İnşaat Mühendisleri Odası, Türkiye Mühendislik Haberleri Dergisi, Sayı: 430
- U.S.Army. (1984), U.S. Army Corps of Engineers, “Engineering and Design: Grouting Technology,” CECW-EG Engineer Manual
- VanImpe, R. and Naudts, A.A. (2001), “An Alternate Compaction Grouting Technique”, Advances in Grouting and Ground Modification, pp.32-47
- Xanthakos P.P. & Abramson L.W. (1994), “Ground Control and Improvement,” John Wiley& Sons Inc., Singapore,

ESNEK İSTİNAT DUVARLARINDA YENİ BİR UYGULAMA TERRANAIL®

A NEW APPLICATION IN FLEXIBLE RETAINING WALLS TERRANAIL®

Erdem ÖZSU¹ Önder AKÇAKAL² Murat ÖZBATIR³ Turan DURGUNOĞLU⁴

ABSTRACT

The enlargement projects of inner city highways, caused a demand for innovation of a new system for the mechanically stabilized earth walls. TerraNail® is a composite system in which both the soil nailing and Reinforced Earth® systems are used together. By utilization of this system the required strip length for a regular Reinforced Earth Wall can be diminished significantly. The Reinforced Earth system is widely used in highway construction projects especially for, forming a new platform settling on a different level from its surroundings. In addition the system is used for adding new lanes to the existing highway or supplying the necessary connection lanes to the existing roads. When highway route passes through a steep cliff, required excavation quantity increases dramatically, as the Reinforced Earth wall base should be seated on the cliff. The earth-movement quantity also increases by the required embedment depth of the Reinforced Earth wall. By utilizing the TerraNail® system the required strip amounts and base width of the Reinforced Earth wall can be reduced significantly. (TerraNail, Reinforced Earth, Soil Nail, Retaining Wall)

ÖZET

Dünyada kent içi otoyolların genişletme projeleri, istinat yapılarında yeni bir sistemin geliştirilmesi ihtiyacını yaratmıştır. TerraNail® duvar sistemi toprakarme duvar ile zemin çivisinin bir arada kullanıldığı kompozit bir sistemdir. Bu duvar sisteminin kullanılması ile toprakarme projelerinde kullanılan şerit boyları, imalat için gereken kazı ve dolgu miktarları önemli ölçüde azaltılabilmektedir. Toprakarme duvar sistemi özellikle karayolu uygulamalarında yeni bir yol platformu oluşturmak veya mevcut yola yeni şeritler veya yeni bağlantı yolları eklemek amacıyla yaygın olarak kullanılmaktadır. Ancak, yol güzergahının dik yamaçlardan geçtiği kesimlerde donatı şeritlerinin bulunduğu duvar dolgusunu yamaca oturtmak için büyük miktarlarda kazı yaparak basamak teşkil edilmesi gerekmektedir. Ayrıca, duvar topuğunun stabilitesi için gereken minimum gömme derinliği, duvarın önünde yer alan

¹ İnş. Y. Müh., Reinforced Earth İnşaat Proje ve Tic. A.Ş.

² İnş. Y. Müh., Zemin Etüd ve Tasarım A.Ş.

³ İnş. Y. Müh., Reinforced Earth İnşaat Proje ve Tic. A.Ş.

⁴ Prof.Dr., Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş.

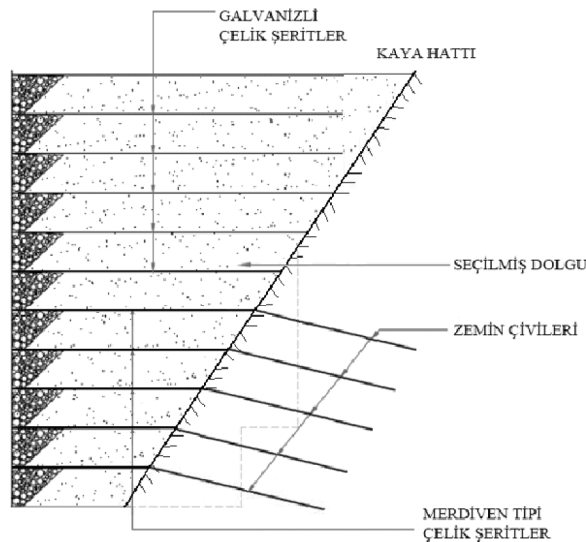
şevin açısıyla orantılı olduğu için, dik yamaçlarda ihtiyaç duyulan kazı miktarı artmaktadır. TerraNail® sistemi kullanılarak toprakarme duvar için tabanda açılması gereken basamak genişliği ve toprakarme duvarda kullanılacak şerit boyları önemli ölçüde azaltılabilmektedir. (TerraNail, Toprakarme Duvar, Zemin Çivisi, İstinat Duvarı)

1. GİRİŞ

Uzun yıllardır otoyol projelerinde başarılı bir şekilde kullanılmakta olan Reinforced Earth® duvar sisteminin imalatı sırasında yamaçlarda büyük miktarlarda kazı yapılması gerektiği bilinmektedir. Dünyada kent içi otoyolların genişletme projeleri sırasında bu geçici kazıların yapılmasına engel olacak bir çok unsur ile karşılaşmaktadır. Bu nedenle geçici kazıların azaltılması amacı ile istinat yapılarında yeni bir sistemin geliştirilmesi ihtiyacı doğmuştur. TerraNail® duvar sistemi toprakarme duvar ile zemin çivisinin bir arada kullanıldığı kompozit bir sistemdir. Toprakarme duvar inşa edilmeden önce zemin çivisi ile asgari miktarlarda kazı yapılması mümkündür ve bu sayede yer kayıplarının en aza indirilmesi hedeflenmektedir. Bu duvar sisteminin kullanılması ile toprakarme projelerinde kullanılan şerit boyları, imalat için gereken kazı ve dolgu miktarları önemli ölçüde azaltılabilmektedir.

Toprakarme duvar sistemi özellikle karayolu uygulamalarında yeni bir yol platformu oluşturmak veya mevcut yola yeni şeritler veya yeni bağlantı yolları eklemek amacıyla yaygın olarak kullanılmaktadır. Ancak, yol güzergahının dik yamaçlardan geçtiği kesimlerde donatı şeritlerinin bulunduğu duvar dolgusunu yamaca oturtmak için, tasarlanan duvar yüksekliğinin en az yüzde yetmişi kadar ($0.7H$) kazı yaparak basamak teşkil etmek gerekmektedir. Ayrıca, duvar topuğunun stabilitesinde gereken minimum gömme derinliği, duvarın önünde yer alan şevin açısıyla orantılı olduğu için, dik yamaçlarda ihtiyaç duyulan kazı miktarı artmaktadır. TerraNail® sistemi kullanılarak toprakarme duvar için tabanda açılması gereken basamak genişliği ve toprakarme duvarda kullanılacak şerit boyları duvar yüksekliğinin yüzde otuzuna kadar ($0.3H$) (FHWA, 2006) düşürülebilmektedir. TerraNail® duvarların performansını değerlendirmek için FHWA'nın yaptığı arazi ve santrifüj model deneylerinde toprakarme duvar kısmında $0.25H$ gibi kısa donatı boyları bile yeterli stabilite sağlamıştır (FHWA, 2006).

TerraNail® duvar sisteminin tipik kesiti Şekil 1'de verilmiştir.



Şekil 1 TerraNail® duvar sisteminin tipik kesiti

2. TERRANAIL® SISTEMİNDE ZEMİN ÇİVİLERİNİN TASARIMI

TerraNail® sisteminde toprakarme duvar dolgusunun yer alacağı kısımda kazı aynasının ve üstte yer alan şevin stabilitesi uygun bir destekleme sistemi teşkil edilerek sağlanır. FHWA'de (2006) destekleme sistemi olarak öncelikle zemin çivisi önerilmekte olup aşağıdaki sistemlerin de kullanılabileceği bilgisi verilmektedir.

- Zemin Çivili Duvar
- Palplanş Duvar (ankrajlı-ankrajsız)
- Diyafram Duvar (ankrajlı-ankrajsız)
- Kesişen veya Teğet Kazıklı Duvar
- Berlin Duvarı

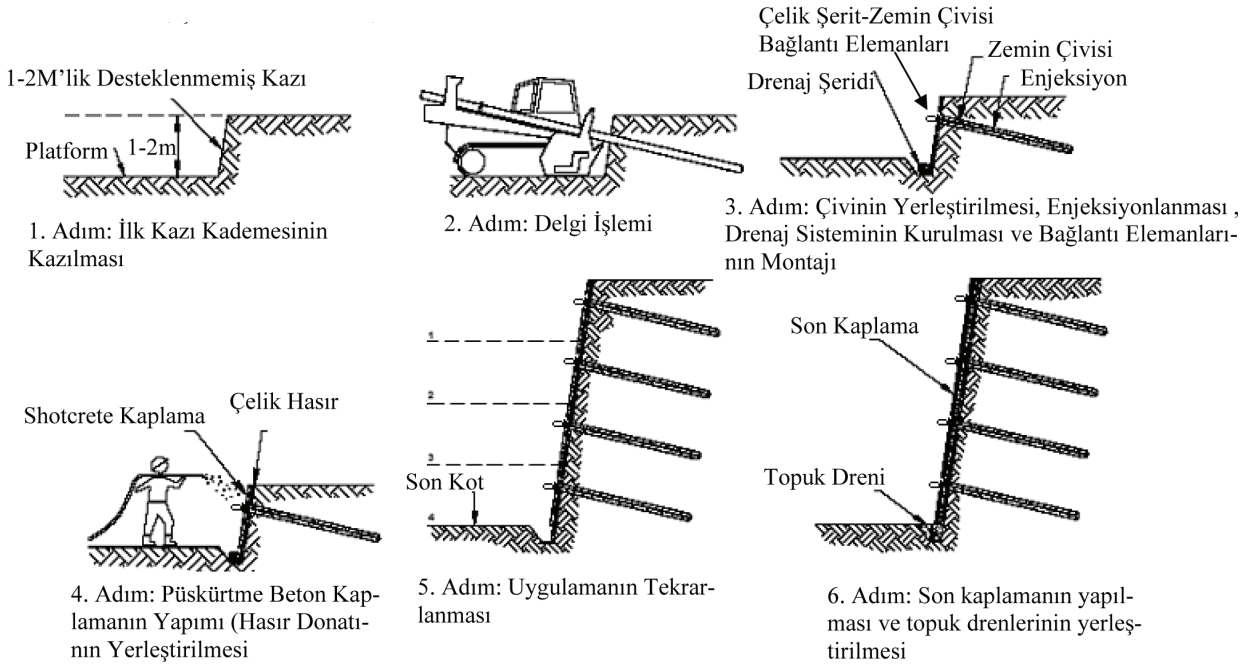
Bu yöntemler arasında zemin çivisi yöntemi, DONATILI ZEMİN duvarlarının inşa edildiği bölgelerde yaygın bir şekilde uygulanmasından dolayı ön plana çıkmaktadır. Ayrıca zemin çivilerinin TerraNail® sisteminde toptan göçmeye karşı ortaya koyduğu efektif katkı bu yöntemi daha kullanışlı kılmaktadır. DONATILI ZEMİN duvarlarda şeritlerin toptan göçmeye karşı daha uzun yerleştirilmesi gerekirken, TerraNail® sisteminde yer alan zemin çivileri ile daha kısa şeritlerin uygulanmasına olanak sağlanmakta olup sistem daha ekonomik bir hale getirilebilmektedir. Ankraj delgisi yapılamayan yerlerde fore kazık gibi daha rijit yapılar ile geçici kazı yapılabileceği gibi, deplasmanların sınırlandırılması gereken önemli yapıların kenarındaki kesitlerde öngermeli ankrajlar kullanılabilmektedir (FHWA, 2006).

Zemin çivili iksa sistemi, zemin içerisinde yatayla belirli bir açı yapacak şekilde teşkil edilmiş olan ve zeminde oluşacak deformasyonlar ile aktif duruma geçip üzerinde çekme kuvvetleri taşıyan elemanlardan oluşur. Çiviler zeminde açılan delikler içerisine yerleştirilir ve enjeksiyonlanır. Bu elemanlar çelik hasır ve püskürtme beton kaplama ile birbirlerine bağlanmaktadır.

Önce zemin çivili istinat duvarı ile geçici kazı yapılır daha sonra bu kazının önüne toprakarme duvar inşa edilir. Zemin çivisi imalatı ile geçici kazının yapılması ve bağlantı elemanlarının yerleştirilmesi Şekil 2'de şematik olarak gösterilmektedir.

Zemin çivili duvarın uygulanabilmesi için yerel zemin koşullarının aşağıdaki kriterleri sağlaması gerekmektedir (FHWA,2006);

- Zeminin kademe kazısı yapıldıktan sonra yeterli bir süre (24-36 saat) kendini tutabilmesi gerekmektedir.
- Her kazı kademesinde ve nihai durumda zeminin yeterli taşıma kapasitesine sahip olması gerekmektedir.
- Projede geçerli deplasman kriterlerinin sağlanması için yeterli dayanım ve sıklığa sahip olması gerekmektedir.
- Yeraltı su seviyesinin kazı kotu altında ya da kazı kotu altına düşürülebilecek nitelikte olması gerekmektedir.



Şekil 2. Zemin Çivili Duvar Uygulamasının ve Bağlantı Elemanları Montajının Şematik Olarak Gösterilmesi.

Ayrıca zemin çivilerinin kalıcı olarak değerlendirilebilmeleri için aşağıdaki kriterler sağlanmalıdır (FHWA,2006);

- Agresif ve korozyona yol açabilecek zemin koşullarında muhakkak çivilerin epoksi ile kaplanması veya polietilen (HDPE) tüpler ile korunması gerekmektedir.
- Duvar arkasında hidrostatik basınçların oluşmaması için kalıcı drenaj önlemlerinin alınması gerekmektedir.
- Püskürtme betonun çivi, plaka ve somun gibi çelik elemanlarını korozyondan korumak için bu elemanları kaplayacak şekilde uygulanması gerekmektedir.

Bunlara ek olarak zemin çivisi dizaynında aşağıdaki koşulların sağlanması gerekmektedir;

- Çivilerin duvar yüksekliğinin minimum %70'i (0.7H) kadar içeriye uzatılması gerekmektedir.
- Her derinlikte zemin çivisi boyu (L_z) aşağıdaki bağıntıyı sağlamalıdır;

$$L_z \geq \frac{FS_{PO} S_h S_v \sigma_h}{Q}$$

Q: maksimum çivi sıyrılma kapasitesi

FS_{PO} : Çivilerin sıyrılmaya karşı güvenlik katsayısı (kalıcı yapılar için 1.35, kritik yapılar için 1.5 alınabilmektedir)

S_h, S_v : Sırası ile çivilerin yatayda ve düşeyde ara mesafeleri

σ_h : Çivi hizasında yatay basınç.

- Her derinlikte çivi çekme kapasitesinin (T_n) aşağıdaki bağıntıyı sağlamalıdır;

$$T_n \geq FS_t S_h S_v \sigma_h$$

FS_t: Çivilerin çekmeye karşı güvenlik katsayısı (1.80)

Zemin çivileri ile desteklenen şev daha dik kazılabildiğinden kazı dolgu miktarları büyük miktarlarda azalmaktadır. Buna ek olarak, yapılacak geçici kazılardan dolayı oluşacak yer kayıpları en aza indirilebilmektedir. Uygulanan zemin çivileri sayesinde özellikle eğimli arazilerde, duvarın toptan göçmesine karşı güvenlik sayısı artırılabilir ve daha güvenli bir proje yapılabilir.

3. TERRANAIL® SISTEMİNDE TOPRAKARME DUVAR KISMININ TASARIMI

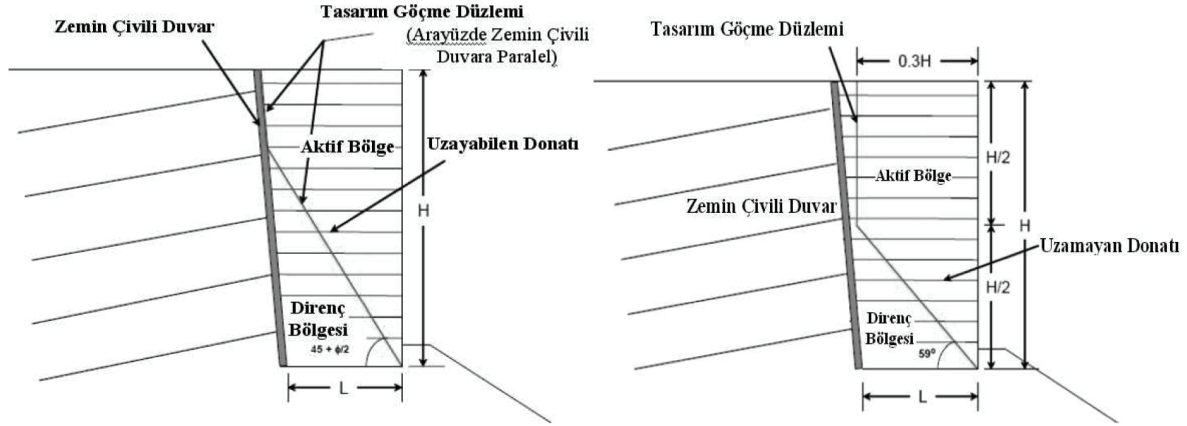
TerraNail® sisteminde toprakarme duvar tasarımı hem zemin çivisinin hem de toprakarme duvarın uzun dönemde sağladığı stabilite avantajları bir arada düşünülerek yapılmaktadır. TerraNail® duvarların dizaynı dört aşamada yapılmaktadır. İlk aşamada toprakarme duvarın iç stabilite analizi, donatı şeritlerinin seçilmiş dolgudan sıyrılması veya çekme kuvveti altında kopması durumları irdelenerek yapılır. Bu aşamada yapılan iç stabilite hesapları klasik toprakarme duvarlar için standartlarda belirtilen minimum şerit boyu kriterlerinden bağımsız olduğu düşünülmektedir. İkinci aşamada toprakarme duvar ile zemin çivisi ara yüzü boyunca dış stabilite kontrol edilir. Üçüncü aşamada toprakarme duvar taban zemini taşıma gücü ve oturma açısından kontrol edilir. Dördüncü aşamada ise kompozit TerraNail® duvarın, global stabilite analizi yapılarak zemin çivili duvar ile toprakarme duvarın bütün halde toptan göçmeye karşı kontrolü yapılır.

3.1. İç Stabiliteye Göre Tasarım

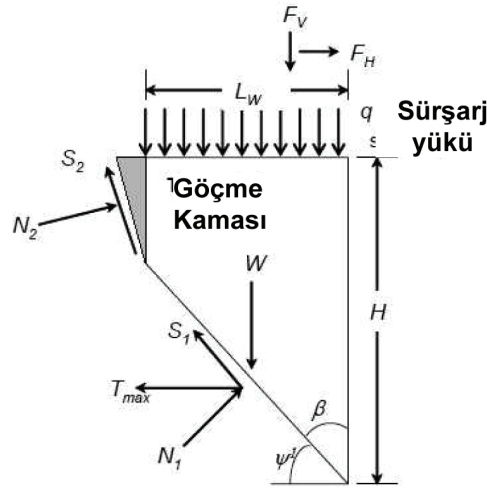
TerraNail® sisteminin toprakarme duvar kısmının iç stabiliteye göre tasarımında donatı şeritlerinin seçilmiş dolgudan sıyrılması veya çekme kuvveti altında kopması durumları irdelenir. İlk olarak kullanılacak donatı tipi belirlenir. Plastik (uzayabilen) veya çelik (uzamayan) donatı şeritlerinin kullanımına bağlı olarak aktif ve pasif bölgeleri birbirinden ayıran potansiyel göçme yüzeyleri duvar kesitinde farklı yerlerde oluşmaktadır. Donatılı zemin kütlelerinin içindeki potansiyel göçme yüzeyi Rankine'in aktif toprak basıncı teorisine göre belirlenmekte, toprakarme duvarın üst kesimlerinde gerideki destek duvarının yüzeyinde olduğu kabul edilmektedir (FHWA, 2006).

Şekil 3'de görüldüğü üzere, çelik şeritlerin kullanıldığı durumda potansiyel göçme yüzeyinin yatay eksen ile yaptığı açı 59° olarak kabul edilmektedir (FHWA, 2006). Plastik şeritlerin kullanılması durumunda bu açı $45+\phi/2$ olarak kullanılmaktadır. Burada ϕ seçilmiş dolgu malzemesinin içsel sürtünme açısını belirtmektedir.

Potansiyel göçme yüzeyini belirledikten sonra donatı şeritlerinde kopmaya karşı tasarım, klasik toprakarme duvar tasarımına benzer şekilde yapılmaktadır. Donatı şerit seviyelerinin düşeydeki mesafeleri mümkün olduğunca az olarak tasarlanmalıdır. Seviyeler arası mesafenin az olması, sistemin iç stabilitesini artırmaktadır. Bir sonraki aşamada toprakarme duvar şeritlerinin toplam çekme kapasitesi Şekil 4'de verilen serbest cisim diyagramına göre hesaplanır.



Şekil 3 Donatı tipine göre iç stabilite hesaplarında kabul edilen potansiyel göçme yüzeylerinin yerleşimi (FHWA, 2006)



Şekil 4 Direnç bölgesinde ihtiyaç duyulan çekme kapasitesi hesabı için serbest cisim diyagramı (FHWA, 2006)

TerraNail® duvar sisteminde iç stabilitenin şeritlerde sıyrılmaya karşı tasarım hesabı klasik donatılı zemin duvarlara göre farklılık göstermektedir. Klasik toprakarme duvarlarda, donatı şeritleri göçme yüzeyinin, yani aktif bölgenin gerisindeki pasif kısma kadar uzanmakta, donatı şeritleri aktif bölgede ihtiyaç duyulan çekme kuvvetini pasif bölgedeki sürtünme kuvvetinden sağlamaktadır. TerraNail® duvarın toprakarme kısmında, alt kesimde yer alan donatı şeritleri, tüm aktif kamanın ağırlığından ve sürşarj yükünden doğan yatay çekme kuvvetini, göçme yüzeyinin gerisindeki direnç bölgesinden karşılamaktadır.

Aktif kamanın ağırlığı aşağıdaki bağıntıyla hesaplanmaktadır.

Burada H duvar yüksekliğini, γ toprakarme dolgusunun birim hacim ağırlığını, ψ şerit tipine göre göçme yüzeyinin yatay ile yaptığı açığı (çelik şeritlerde 59°), L_w ise aktif kamanın maksimum uzunluğunu belirtmektedir (FHWA, 2006).

$$W = L_w H \gamma - \frac{1}{2} L_w^2 \tan \psi$$

Şekil 4'de yer alan S_1 ve N_1 ve T_{maks} kuvvetleri aşağıdaki bağıntılarla hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned} N_1 &= W \sin \beta + qL_w \sin \beta + F_v \sin \beta + T_{maks} \cos \beta - F_H \cos \beta \\ S_1 &= W \cos \beta + qL_w \cos \beta + F_v \cos \beta - T_{maks} \sin \beta + F_H \sin \beta \end{aligned}$$

$$T_{maks} = \frac{H \cdot \tan \beta (\gamma H + 2q) + 2 \cdot F_v}{2 \cdot \tan(\phi' + \beta)}$$

T_{maks} kuvveti alt kesimdeki dirençli bölgedeki şeritler ile zemin arasındaki sürtünme kuvveti ile karşılanmaktadır. Bu kuvvet aşağıdaki bağıntılarla hesaplanmaktadır (FHWA, 2006).

$$L_{ei} = L - \frac{H - z}{\tan \psi}$$

Burada L_{ei} aderans boyunu, σ_{vi} donatı seviyesindeki düşey efektif gerilmeyi, F^* şeritlerin sıyırılma dayanım faktörünü, C donatıların efektif birim çevresini belirtmektedir. FS_p sıyırılmaya karşı güvenlik katsayısıdır (FHWA, 2006).

$$F_{PO} = \frac{1}{FS_p} \cdot F^* \sigma_{vi}' L_{ei} C \leq T_{allowable}$$

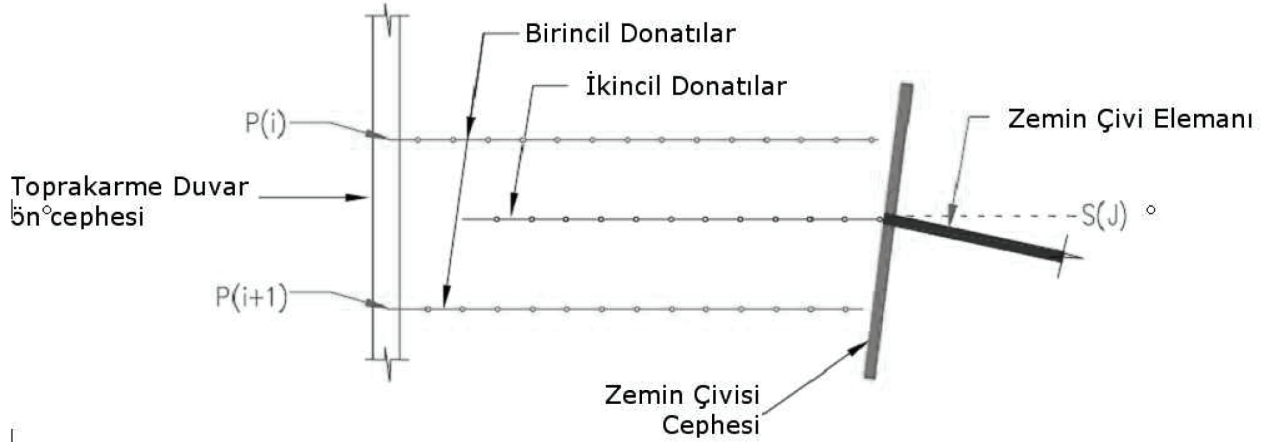
Alt kısımdaki şerit seviyelerindeki çekme kuvveti kapasiteleri toplamı belirli bir güvenlik sayısı hesaba katılarak göçme kamasındaki ihtiyaç duyulan toplam çekme kuvveti ile karşılaştırılır.

$$T_{maks} \leq \sum F_{PO}$$

TerraNail® sisteminde toprakarme duvar gövdesi sürtünme kuvvetini esas alan özel bir sistemle zemin çivilerine bağlanmaktadır (Şekil 5). İmalat esnasında toprakarme duvar dolgusu kademeler halinde yükselirken toprakarme yüzey panellerine bağlı donatı şeritlerine ek olarak zemin çivilerine bağlanan merdiven tipi şeritler de kullanılır. Yüksek aderanslı özel merdiven (Ladder) tipi şeritler zemin çivilerine yüksek çekme mukavemeti kapasitesi olan özel bağlantı elemanları ile bağlanmaktadır. Toprakarme duvar şeritlerinin de merdiven şeritlerin de birer ucu seçilmiş dolguda serbest halde bulunmaktadır. Bu şeritler aktif kamanın içinde yer almasına rağmen zemin çivilerine yük aktardığı için gerekli çekme kuvvetinin sadece alt kesimlerdeki dirençli bölgeden değil, üst ve orta kesimdeki merdiven şeritler yardımıyla zemin çivilerinden karşılanmasını sağlar.

Dolgu malzemesi ve üst yapıdan gelen ölü ve hareketli yükler toprakarme yüzey panellerinde, yatay toprak itkisi yaratır. Bu itkiler yüzey panellerine bağlı olan donatı şeritlerinin dolgunun ağırlığından dolayı şerit üzerinde oluşan sürtünme kuvveti ile karşılanmaktadır. Merdiven şeritler ise toprakarme yüzey panellerine bağlı olan donatı şeritlerindeki çekme kuvvetini dolgu ile arasında oluşan sürtünme vasıtası ile alarak bağlı bulunduğu zemin çivisine aktarır. Donatı şeritlerinde oluşan çekme kuvvetlerinin merdiven şeritlere aktarıldığı FLAC programı kullanılarak yapılan analizlerinde de görülmüştür (Tavakolian, R., Sankey, J., 2009). Sistemde kullanılan çiviler toprakarme duvar panellerinin, duvar yüksekliğinin en az yüzde yetmişine

kadar uzatılmaktadır (FHWA, 2006). Ayrıca, zemin çivileri boyutlandırılırken merdiven şeritlerinden gelen çekme kuvvetleri hesaba katılmaktadır.

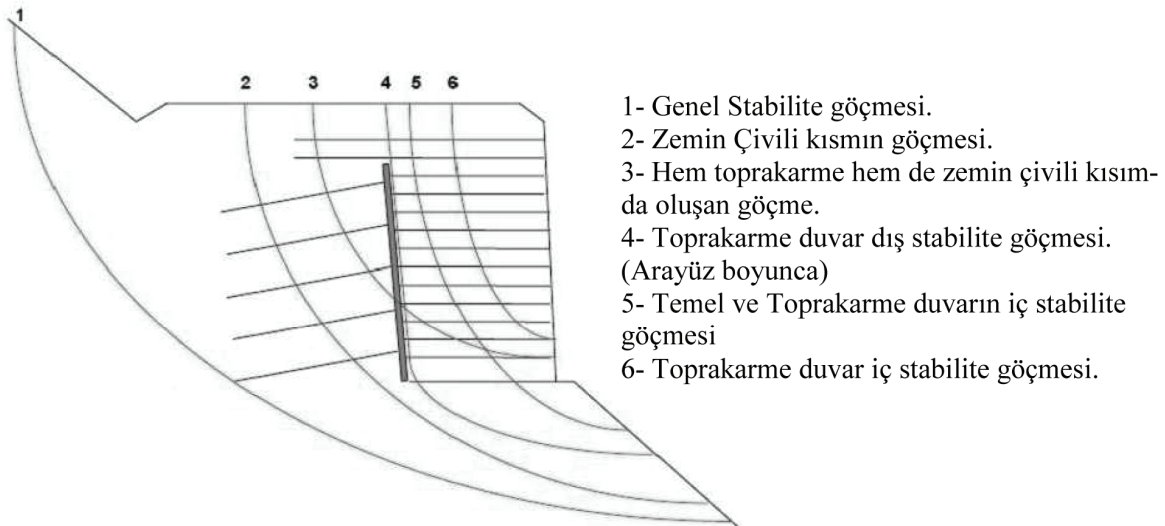


Şekil 5 TerraNail® merdiven şeritlerin yerleşimi

3.2. Dış Stabiliteye Göre Tasarım

TerraNail® sisteminin dış stabiliteye göre tasarımında klasik toprakarme duvarlardan farklı olarak tabanda kayma ve topuk noktası etrafında devrilmeye karşı stabilite hesabı yapılmamaktadır (FHWA, 2006). Dış stabilite kontrolünde taşıma gücü ve oturma analizleri yeterlidir. Sistemin zemin çivileri ile birlikte toplu olarak düşünülerek genel stabilitesinin kontrol edilmesi gerekmektedir.

TerraNail® sisteminin tasarımında dikkate alınan potansiyel göçme modları Şekil 6'da verilmiştir (FHWA, 2006).



Şekil 6 TerraNail® potansiyel göçme modları (FHWA, 2006)

4. UYGULAMALARDAN ÖRNEKLER

TerraNail sistemi Güney Afrika ve Amerika Birleşik Devletleri'nde bir kaç projede uygulanmıştır. Güney Afrika'da Reinforced Earth (Pty) Ltd tarafından uygulanmış olan Victoria Road projesinin uygulama aşamasını gösteren resim Şekil 7'de verilmektedir.



Şekil 7 Victoria Road Projesi – Güney Afrika (Bergmann, T., Smith, A.C.S., 2007)

Benzer bir uygulama yine Güney Afrika'da yer alan Sishen Maden ocağında imal edilmiştir (Şekil 8).



Şekil 8 Sishen maden ocağı projesi – Güney Afrika (Freitag, N., Smith, A.C.S., 2007)

5. SONUÇ

TerraNail® sistemi konvansiyonel toprakarme duvar sistemine göre daha az kazı gerektirir. TerraNail® duvarlarda gereken seçilmiş dolgu malzemesi daha azdır, kullanılan donatı şeritleri daha kısadır. Sistemin sağladığı ekonominin yanı sıra teknik olarak sağladığı birçok avantajı vardır. Mevcut işleyen yolların genişletilmesi için yol trafiğe kapatılmadan ve kamulaştırma alanının dışına taşmadan mevcut şevlin bulunduğu alanda yeni yolun imal edilmesine olanak verir. Ayrıca dik şevlerde klasik toprakarme duvar uygulanmasının toptan göçme güvenliğinin yetersiz olmasından dolayı uygulanmaması durumunda TerraNail® duvarda çivi boyları uzatılarak, ilave bir önlem almaksızın güvenli bir istinat yapısı teşkil edilebilir.

KAYNAKLAR

- AASHTO, 1996, “*Standard Specifications for Highway Bridges*”, Sixteenth Edition
- Bergmann, T., Smith, A.C.S., 2007, “*Design and construction of a composite nailed and mechanically stabilized embankment structure across a talus slope*”
- Freitag, N., Smith, A.C.S., 2007, “*An innovative connection between a nailed slope and an MSE structure : application at Sishen mine*”, RSA
- Morrison, K.F., Harrison, F.E., Collin, J.G., Dodds, A., Arndt, B., 2006, “*Shored Mechanically Stabilized Earth (SMSE) Wall Systems Design Guidelines*”, Publication No: FHWA CFL/TD-06-001, Federal Highway Administration
- Price, GV, Smith, ACS and Muhajer, A (2001). “*Innovative solution for a Kei Cutting problem.*” Proceedings of International Symposium on Earth Reinforcement, IS Kyushu, Japan 2001.
- Tavakolian, R., Sankey, J., 2009, “*Sandwich connection design for shored reinforced earth walls*”

DOLGU BARAJLARIN DAVRANIŞI: MURATLI VE BORÇKA BARAJLARI ÖRNEK ÇALIŞMA

FILL DAM BEHAVIOR: MURATLI AND BORÇKA DAMS CASE STUDY

Yeşim Sema ÜNSEVER¹ Saadet Gülru YILDIZ² Mehmet Yener ÖZKAN³

ABSTRACT

Borçka Dam, a clay cored rockfill dam with a height of 86.00 m from the river bed and Muratlı Dam, an asphalt faced rockfill dam with its 42.00 m height from the river bed are both located on Çoruh River in the Eastern Black Sea Region. Both dams were constructed on an alluvial foundations. A slurry thin wall having a maximum of 70 meters depth lies under the clay core of Borçka Dam and a slurry thin wall reaching to a maximum depth of 60 meters under the upstream cofferdam of Muratlı Dam were constructed to form impervious barriers beneath the foundations. Both dams were intensively instrumented to monitor the behavior of the dam body and the foundation. The data gathered during the construction, impoundment and the long term are analysed and both behavior of the dams is discussed and recommendations for future monitoring are presented.

Keywords: Borçka Dam, Muratlı Dam, fill dam, rockfill dam, instrumentation

ÖZET

Kil çekirdekli kaya dolgu tipinde, nehir yatağından yüksekliği 86.00 m olan Borçka Barajı ve ön yüzü asfalt kaplı kaya dolgu tipinde, nehir yatağından yüksekliği 42.00 m olan Muratlı Barajı Doğu Karadeniz Bölgesi'nde Çoruh Nehri üzerinde yer almaktadır.

Her iki baraj da alüvyon temel üzerinde inşa edilmiştir. Her iki barajda da temelde geçirimsizliği sağlamak için Borçka Barajı'nda kil çekirdek altında maksimum derinliği 70 metreye ulaşan ve Muratlı Barajı'nda memba batardosu altında maksimum derinliği 60 metreye ulaşan ince perde duvar inşa edilmiştir.

Her iki baraja da hem baraj gövdesinin hem de temelin davranışını takip etmek amacıyla çok fazla sayıda ölçüm aleti yerleştirilmiştir. İnşaat sırasında, su tutma aşamasında ve uzun dönemde alınan veriler analiz edilmiş, her iki baraj davranışı tartışılmış ve gelecekte yapılacak baraj davranış takibi için öneriler getirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Borçka Barajı, Muratlı Barajı, dolgu baraj, kaya dolgu baraj, ölçüm aletleri

¹ Yüksek Lisans,ODTÜ İnşaat Mühendisliği, yesimunsever@yahoo.com

² Yüksek Lisans,ODTÜ İnşaat Mühendisliği , gulru62@yahoo.com.tr

³ Profesör,ODTÜ İnşaat Mühendisliği, ozkanmy@gmail.com

1. GİRİŞ

Doğu Karadeniz Bölgesi'nde Çoruh Nehri üzerinde yer alan Borçka ve Muratlı Barajları inşaatları sırasıyla 2006 ve 2004 yıllarında tamamlanmış dolgu barajlardır. Nehir yatağından yüksekliği 86.00 m olan Borçka Barajı kil çekirdekli kaya dolgu tipinde ve nehir yatağından yüksekliği 42.00 m olan Muratlı Barajı ön yüzü asfalt kaplı kaya dolgu tipindedir. Muratlı Barajı ülkemizde ilk ön yüzü asfalt kaplı baraj olma özelliğine sahiptir.

Aynı nehir üzerinde yer alan iki baraj da alüvyon temel üzerine inşa edilmiştir. Alüvyonda geçirimsizliği sağlamak için Borçka Barajı'nda kil çekirdek altına maksimum derinliği 70 m'ye ulaşan, Muratlı Barajı'nda memba batardosu altına maksimum derinliği 60 m'ye ulaşan ince geçirimsizlik duvarları inşa edilmiştir.

Her iki baraja da alüvyon temelde geçirimsizlik duvarının etkinliği ölçmek ve baraj yükü altında alüvyondaki oturmaları takip etmek amacıyla boşluk suyu basıncı, oturma ve deformasyon ölçen ölçüm aletleri yerleştirilmiştir. Ayrıca baraj gövdesinin yük altındaki davranışını gözlemlemek amacıyla Borçka Barajı'na kil dolgu içerisine boşluk suyu ve toplam zemin basıncını ve çekirdek içindeki deformasyonları ve oturmaları; Muratlı Barajı'na asfalt yüzeyin ve kaya dolgu gövdenin davranışını takip etmek amacıyla boşluk suyu ve toplam zemin basıncını ve gövdedeki deformasyonları ve oturmaları ölçen aletler yerleştirilmiştir.

Bu çalışma kapsamında aynı bölgede yer alan, benzer temel koşullarına sahip iki farklı baraj tipinde gövde ve temele yerleştirilen ölçüm aletlerinden alınan ölçümler değerlendirilerek farklı yükleme koşullarında baraj davranışının tartışılması amaçlanmaktadır.

Her iki barajda da inşaat başlangıcından itibaren çalışan ve sağlıklı ölçüm veren aletlerden alınan ölçüm sonuçları inşaat sonu yükleme ve su tutma sonrası yükleme koşulları için ayrı değerlendirilmiştir. Zaman içerisinde değişen yükleme koşullarında gövde ve temeldeki basınç ve deformasyon değişimleri rezervuardaki su seviyesi değişimi ile birlikte ele alınmıştır.

Her iki baraja birden fazla kesitte olmak üzere (Borçka dört kesit, Muratlı iki kesit) oldukça fazla ölçüm aleti yerleştirilmiştir. Ancak inşaat sırasında yaşanan bazı aksaklıklar sonucu ölçüm aletlerinin bir kısmı zaman içerisinde bozulmuş ve sağlıklı ölçüm vermez duruma gelmiştir. Öncelikle sadece çalışan ölçüm aletlerinden alınan verilerin değerlendirilmesi sonucuna gidilmiş; ancak bazı aletlerden de anlamsız veriler elde edildiği sonucuna varıldığından bu aletler değerlendirmede kapsam dışı bırakılmıştır.

Muratlı Barajı ölçüm aletlerinden alınan veriler ayrıca daha önce gerilme ve deformasyonları belirlemek amacıyla iki boyutlu düzlem şekil değiştirme prensibi kullanılarak yapılan Muratlı Barajı sonlu elemanlar analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Analizde kaya dolgu malzemesinin doğrusal ve elastik olmayan, gerilme bağımlı davranışını temsil etmek için sertleşen zemin modeli kullanılmıştır. Malzeme model parametreleri, önceki çalışmalar temelinde seçilmiş ve daha sonra geri analiz yapılarak en uygun parametreler belirlenmiştir.

2. MURATLI BARAJI

Doğu Karadeniz Bölgesi'nde, Çoruh Nehri üzerinde, Türkiye-Gürcistan sınırına yaklaşık 100 m mesafede enerji üretme ve taşkın amaçlı inşa edilen Muratlı Barajı Türkiye'nin ilk ön yüzü asfalt barajıdır.

Muratlı Barajı nehir yatağından yüksekliği 42 m, memba ve mansap şev eğimleri 2:1 (2 yatay 1 düşey) olacak şekilde tasarlanmıştır. Barajda kullanılan malzemelerin cinsi

ve bunların kullanıldığı bölgeler Şekil 1 ve Tablo 1’ de verilmiştir. Baraj gövdesi alüvyon üzerine oturmaktadır. Geçirimsizliği sağlamak için memba batardosundan ana kayaya kadar geçirimsizlik duvarı inşa edilmiştir; geçirimsizlik duvarının maksimum derinliği 60m’ dir. Gövdede geçirimsizliği sağlayan asfalt yüzeyinin kalınlığı ise 36 cm’ dir.

Muratlı Barajı gövde inşaatı 26.01.2003 tarihinde başlamış ve 17.12.2004 tarihinde tamamlanmıştır, baraj rezervuar dolumu ise 14.03.2005 tarihinde başlamış ve 30 günde tamamlanmıştır.

Tablo 1. Muratlı Barajı İnşasında Kullanılan Malzeme ve Özellikleri

Zon	Tip	Ma x. Dane Boyutu (cm)	Tabaka Kalınlığı (m)
1	Nehir Alüvyonu	40	0.6
2A	Nehir Alüvyonu veya Kaya Dolgu (ince daneli malzeme)	20	0.4
2B	Nehir Alüvyonu veya Kaya Dolgu (iri daneli malzeme)	30	0.6
3A	Kaya Malzemesi (Tip1)	60	1
3B	Kaya Malzemesi (Tip2)	80	1
3C	Random Kaya Dolgusu	60	1.2
4	Geçirimsiz Malzeme	-	0.3
5	Filtre Malzemesi	20	0.4
6	Riprap	30-100	-
7	Yüzey Koruyucu Tabaka	10	0.4

2.1. Ölçüm Aletleri Durum Tespiti

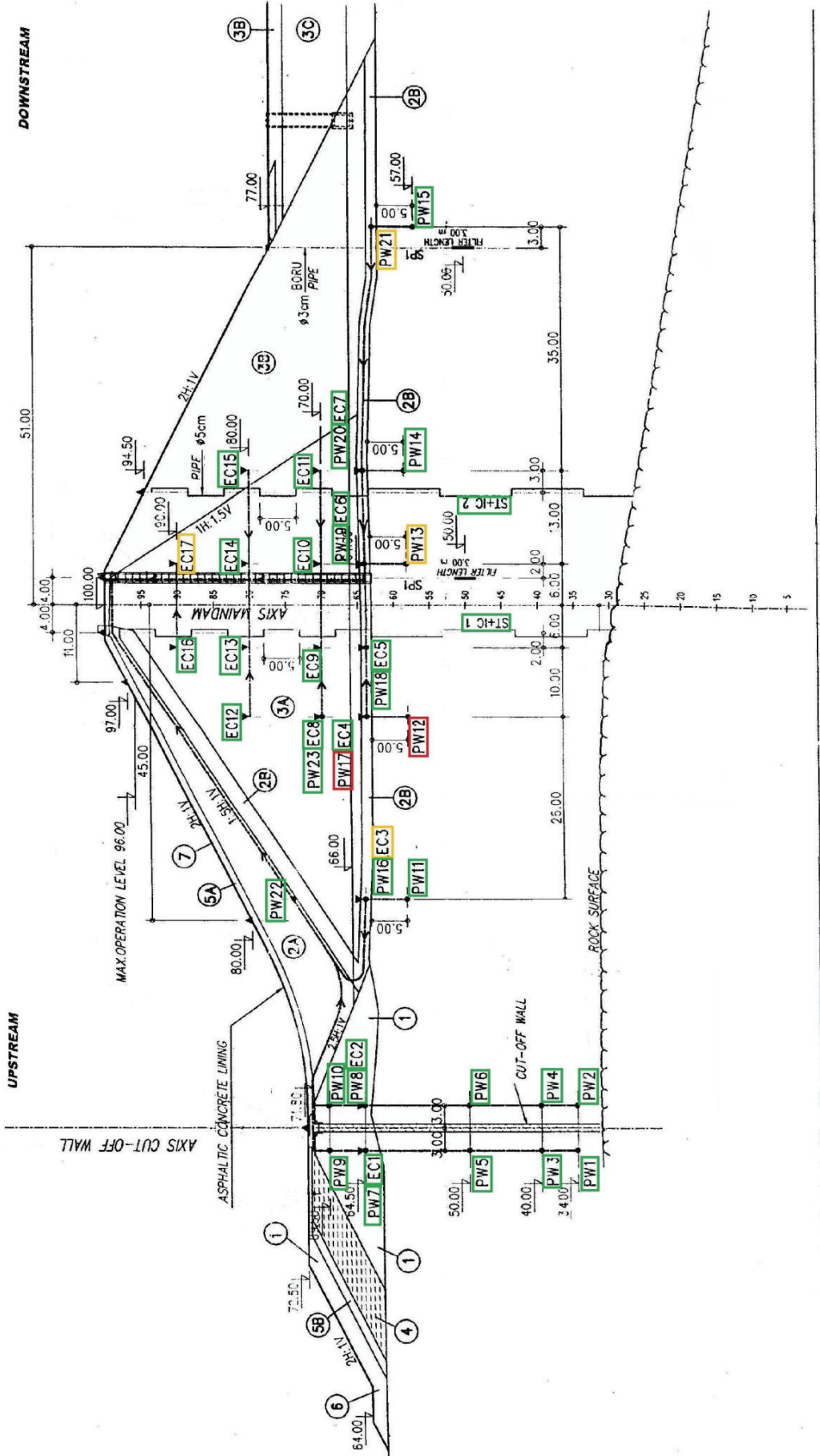
Muratlı Barajı’na iki farklı kesitte (A1,A2) olmak üzere boşluk suyu basınç ölçerler (piyezometre), zemin basınç ölçerler, deplasman ölçerler (dolgu tipi ekstansometre) ve yatay deplasman ölçerler (inklinometre) yerleştirilmiştir. Temsili olması açısından A1 kesitine yerleştirilen ölçüm aletleri Şekil 2 ve Şekil 3’de gösterilmiştir.

Perde duvarın geçirimsizliğinin kontrolü için duvarın memba ve mansabına ve olası sızma kontrolü için gövde ve filtre içerisine yerleştirilen toplam 60 adet boşluk suyu basıncı ölçerin 53 adedi çalışır durumdadır.

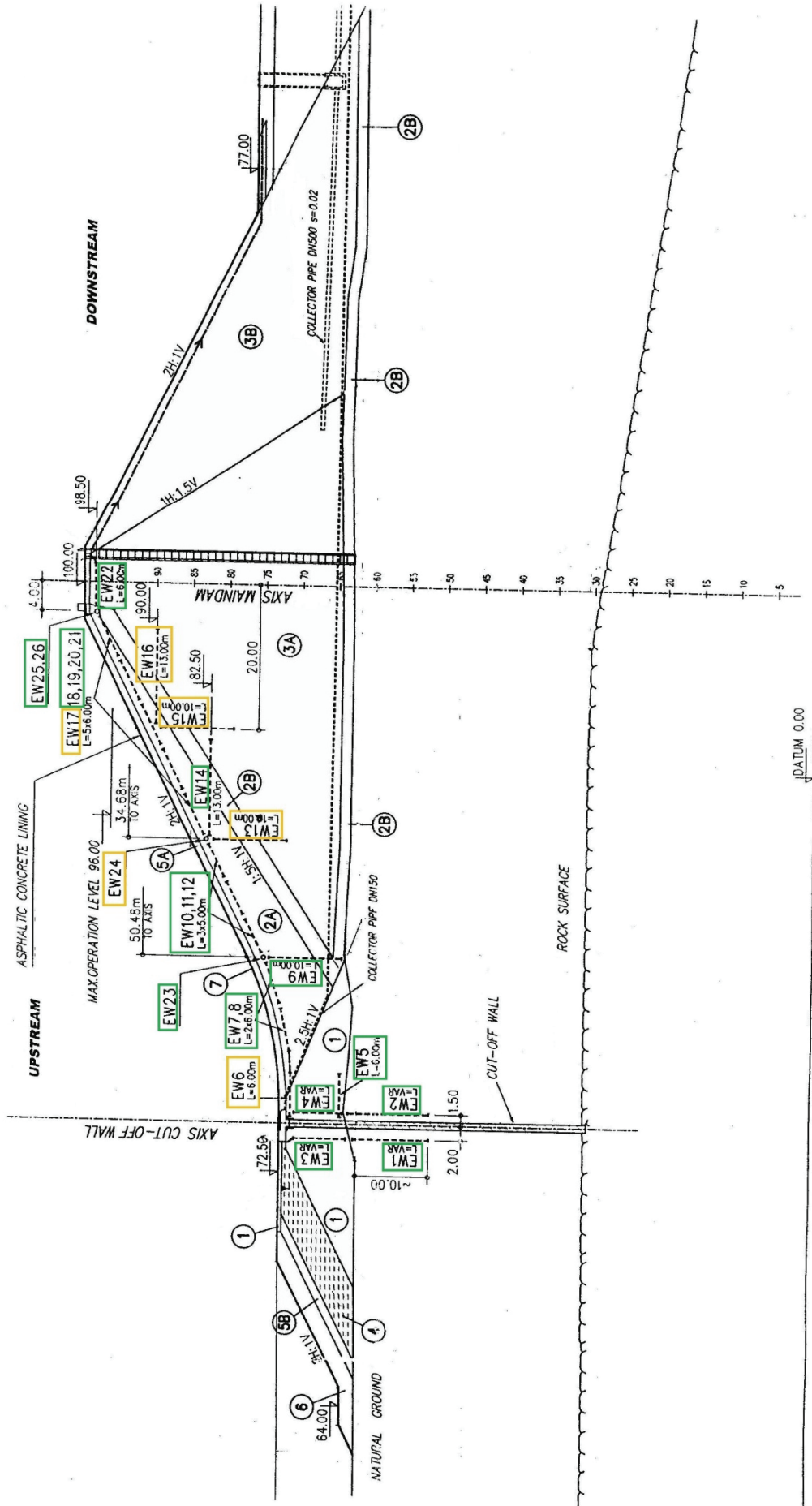
Asfalt yüzeyin altına düşey ve yanal yüzey hareketlerini gözlemlemek ve memba batardosu içerisine ve alüvyon temel zeminine düşey hareketi gözlemlemek amacıyla toplam 52 adet dolgu tipi ekstansometre (fill extensometer) yerleştirilmiştir. Bu aletlerin 42 adedi çalışır durumdadır.

Baraj gövdesinde oluşacak gerilmeleri takip etmek için gövde ve memba batardosu içerisine toplam 34 adet zemin basınç ölçerler yerleştirilmiştir ve bunların da 24 adedinden sağlıklı sonuç alınmaktadır.

Baraj gövdesi ve temel alüvyonundaki yatay deformasyonları gözlemlemek amacıyla iki kesitte birer adet olmak üzere iki adet inklinometre yerleştirilmiştir.

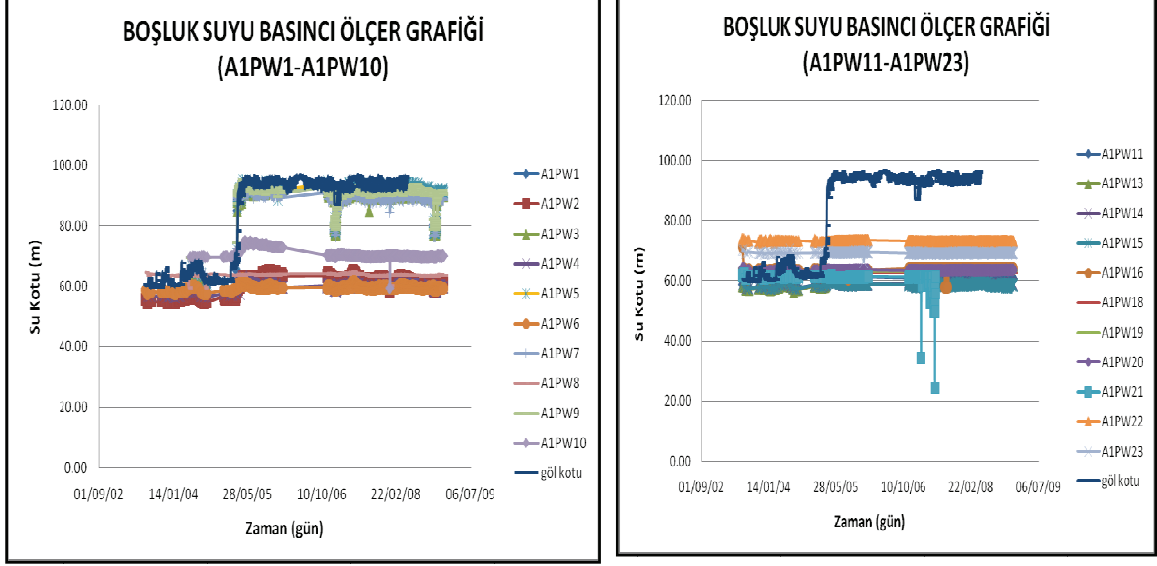


Şekil 2. A1 Kesiti için Piezometre, Toprak Basıncı Ölçer ve İnklinometre Yerleşimi (Boyutlar Metre Cinsindedir.)

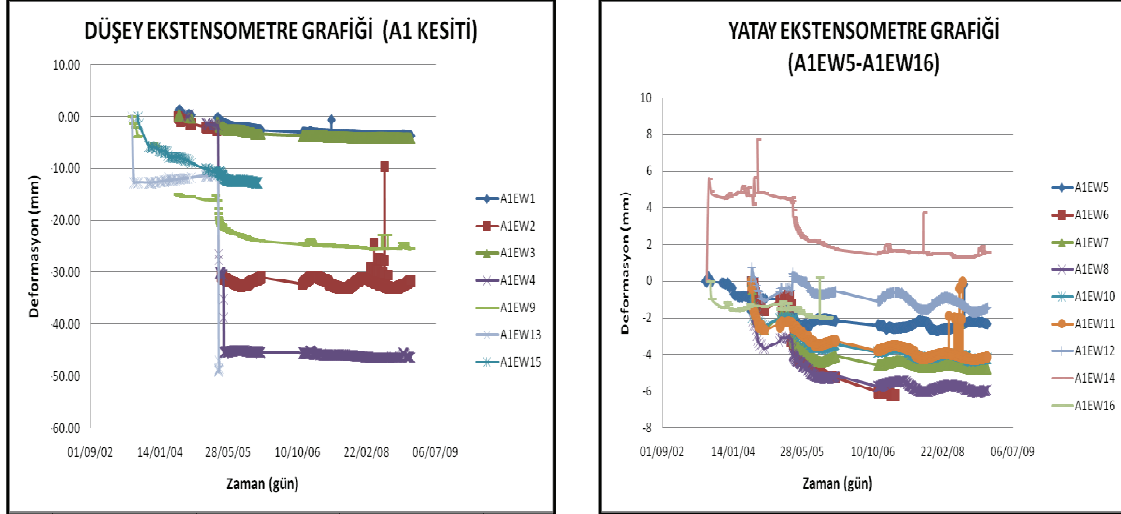


Şekil 3. A1 Kesiti için Ekstensometre Yerleşimi (Boyutlar Metre Cinsindedir.)

Baraj gövdesi U tipi bir vadi üzerine oturduğundan ölçüm aleti yerleştirilen iki kesitte alüvyon kalınlıkları ve baraj yükseklikleri birbirine çok yakındır. Bu nedenle burada temsili olması açısından A1 kesitine yerleştirilen ölçüm aletlerinden alınan verilerle çizilen grafikler verilmiş; ancak sonuçta baraj davranışı tartışılırken her iki kesitteki alet ölçüm verileri genel olarak yorumlanmıştır.



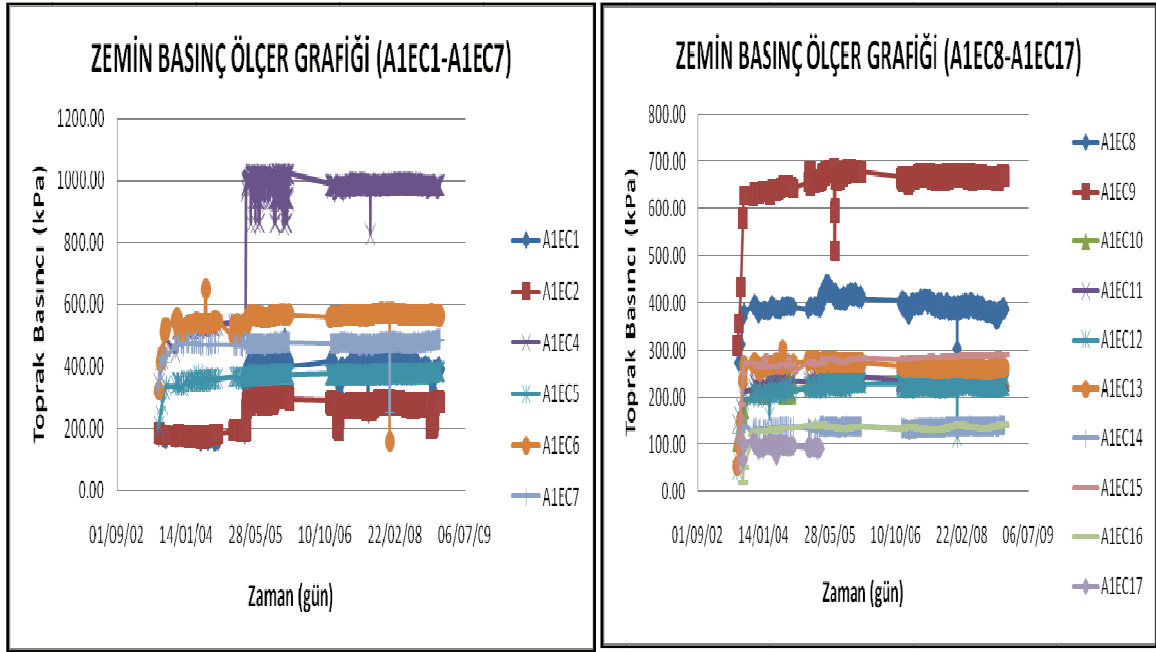
Şekil 4. A1 Kesiti Boşluk Suyu Basıncı Ölçer Grafiği



Şekil 5. A1 Kesiti Düşey Yatay Ekstensometre Okumaları Grafiği

2.2. Ölçüm Sonuçlarının Yorumlanması

- İnce perde duvar memba ve mansabına ve gövde altına yerleştirilen ve boşluk suyu basıncı ölçerlerin perdenin yeterli geçirimsizliği sağladığı anlaşılmaktadır. Gövde temel arasındaki filtreye yerleştirilen boşluk suyu basınç ölçerlerden filtrenin iyi çalıştığı anlaşılmaktadır. 2A zonu içerisine yerleştirilen alet verilerinden (PW22) asfaltın altına bir miktar sızma olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 6. A1 Kesiti Zemin Basınç Ölçer Sonuçları Ölçümleri

- İnce perde duvar memba ve mansabına ve gövde altına yerleştirilen ve boşluk suyu basıncı ölçerlerin perdenin yeterli geçirimsizliği sağladığı anlaşılmaktadır. Gövde temel arasındaki filtreye yerleştirilen boşluk suyu basınç ölçerlerden filtrenin iyi çalıştığı anlaşılmaktadır. 2A zonu içerisine yerleştirilen alet verilerinden (PW22) asfaltın altına bir miktar sızma olduğu anlaşılmaktadır.
- Düşey ekstensometrelerden elde edilen ölçüm verileri genelde barajda oturma anlamına gelen sıkışma göstermektedir. Sıkışma değerleri 10 m uzunluktaki ekstensometrelerde en fazla 50 mm mertebesindedir. Bu değer yaklaşık 0.005 mertebesinde bir birim deformasyona karşılık gelmektedir. Düşey ekstensometrelerden elde edilen oturma değerlerinin zaman içerisindeki değişimine bakıldığında yaklaşık olarak 2006 yılında barajın oturmasının çok büyük bölümünü tamamladığı görülmektedir. Aletin hassasiyetinin %0.25 olduğu hatırlanacak olursa, okunan oturmalarındaki değişimin ihmal edilebilir seviyede olduğu görülmektedir.
- Yatay ekstensometrelerden elde edilen ölçüm verileri değerlendirildiğinde beton yüze dik ve yatay olan aletlerde 5 mm mertebesinde sıkışma ve beton ön yüze paralel yerleştirilen aletlerde 5 mm mertebesinde açılma gözlenmektedir. Bu hareketler beklenen yönlere ve literatür verileri ile uyumludur (Leps vd. 1985, Millet vd. 1985).
- Barajın kretinin hemen altına baraj eksenine dik olarak yatay konumda yerleştirilen ekstensometrede 25 mm mertebesinde açılma gözlenmektedir. Bu açılmanın baraj kretindeki oturmadan kaynakladığı düşünülmektedir. Bu açılma 0.0025 mertebesinde birim deformasyon anlamına gelmektedir ve makul büyüklüktedir.
- Zemin basınç ölçerlerden elde edilen ölçüm değerleri teorik beklentilerle uyumludur. Zemin basınç ölçer verilerinin zaman içerisindeki değişimlerine

bakıldığında su tutma sonrası ani gerilme değişimlerine rastlanmamaktadır ve gerilme değerleri zaman içerisinde de belirgin farklılık göstermemektedir.

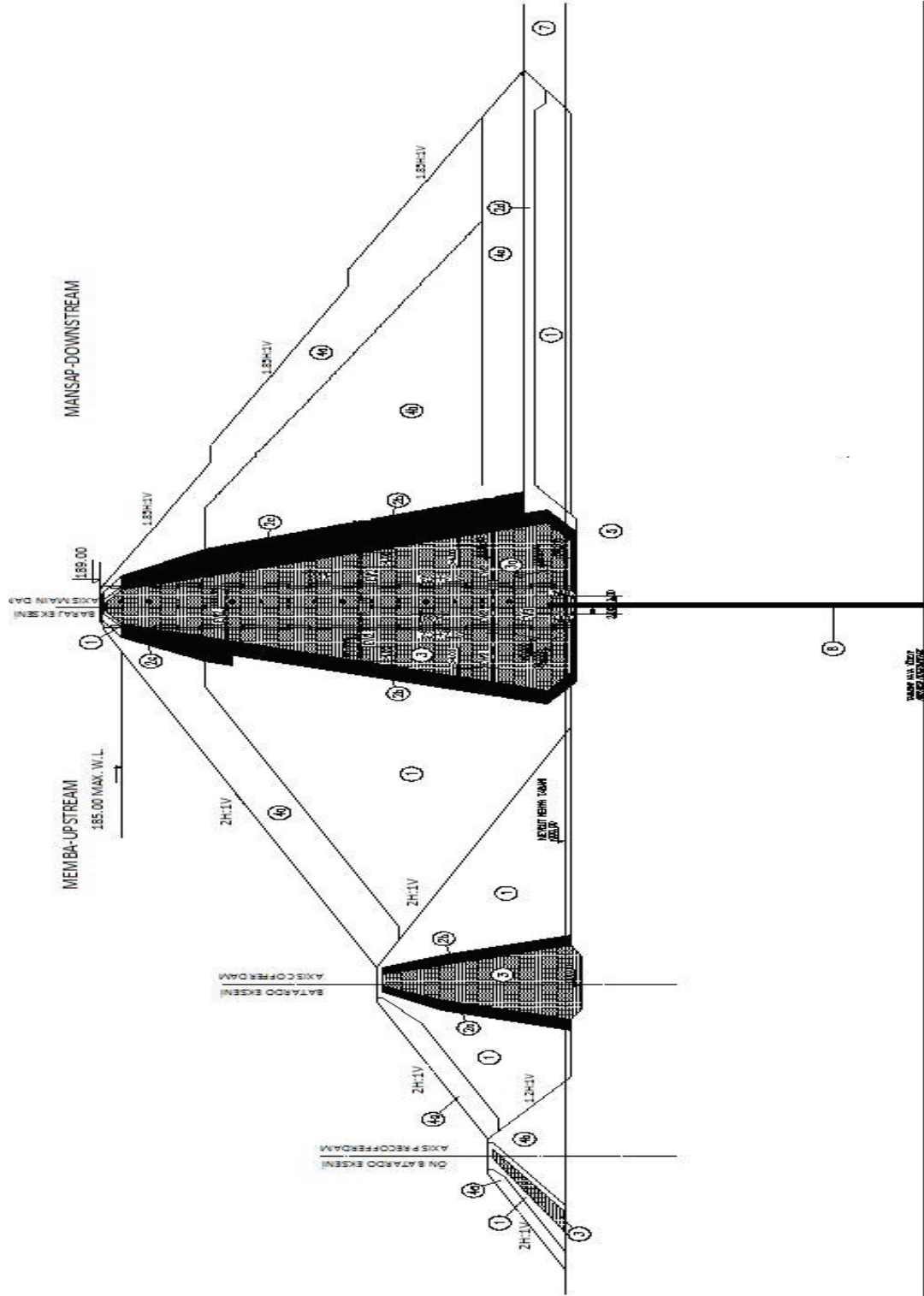
- Ölçüm aletlerinden alınan veriler genel olarak yapılan matematiksel modelden elde edilen sonuçlarla uyumludur (Ünsever,2007).
- İnklinometrelerdeki yatay deplasmanlar incelendiğinde birinci kesitteki (MA1-1 ve MA1-2) yatay deplasmanların yaklaşık üç yıl içerisinde (2005-2008) 25 cm mertebesine ulaştığı görülmektedir. Ancak aynı şekilde ikinci kesitteki inklinometre ölçüm değerleri incelendiğinde karşılık gelen yatay deplasmanın 1 cm mertebesinde olduğu görülmektedir. İnklinometrelerin yerleri göz önüne alındığında iki kesit arasında farklılık gözlenmektedir.
- Baraj gövdesine yerleştirilen ölçüm aletlerinin bir kısmından sağlıklı veri elde edilememesine rağmen genel olarak çalıştığı tespit edilen aletler baraj davranışının takibi açısından yeterlidir. Ancak üstteki maddede belirtildiği gibi inklinometre yatay deplasman verileri arasında bir farklılık müşahade edilmekle, bu durumun neden kaynaklandığının tespiti açısından baraj gövdesine iki adet inklinometre yerleştirilmesi tavsiye edilmektedir. Bu inklinometrelerin daha önce yerleştirilmiş olan inklinometreleri temsil edebilmeleri açısından A1-1 ve A2-2 kesitlerine mümkün olduğunca yakın yerleştirilmeleri gerekmektedir. Ancak kesitlere yaklaşıldığında delgi sırasında mevcut aletlere ve kablolarına hasar verme olasılığı göz önünde bulundurularak bu inklinometrelerin KM: 0+210.00 ve KM:0+290.00 a yerleştirilmeleri uygun olacaktır. Daha önce yerleştirilmiş inklinometreler gibi kret üzerinde trafiği aksatmayacak şekilde kretin mansap tarafında yerleştirilmeleri uygundur. Kaya dolguda inklinometrelerin yerleştirileceği kuyular rotary yöntemi ile açılmalı ve mümkün olduğunca az su kullanılmalıdır. Kuyularda inklinometrelerin yerleştirilebilmesi için maksimum sapma % 1.5 olmalıdır. İnklinometrelerde sadece yatay deplasman ölçüleceğinden ve alüvyon temel zemininde delgi yapmanın güçlüğü göz önüne alındığında inklinometre kuyularının alüvyon temele en az 2 metre saplanması önerilmektedir.

3. BORÇKA BARAJI

Artvin' in Borçka ilçesinin 2.5 km membasında, kil çekirdekli kaya dolgu tipinde, nehir yatağından 86.00 m yüksekte, Çoruh Nehri üzerinde yer alan Borçka Barajı enerji üretmek ve taşkın kontrolü amacıyla inşa edilmiştir.

Borçka Barajı' nda kullanılan malzemelerin cinsi ve bunların kullanıldığı bölgeler Şekil 7 ve Tablo 2' de maksimum en kesit olan A2 kesiti üzerinde gösterilmiştir. Baraj gövdesi alüvyon üzerine oturmaktadır; temelde geçirimsizliği sağlamak için kil çekirdekten ana kayaya kadar geçirimsizlik duvarı inşa edilmiştir, geçirimsizlik duvarının maksimum derinliği yaklaşık 70 m' dir.

1999 yılında yapımına başlanan Borçka barajı 2006 Ekim ayının sonlarında tamamlanmıştır, barajda tam anlamıyla su tutulması ise 2006 Aralık ayının sonlarında olmuştur.



Şekil 7. Borçka Barajı'nın Tipik Enkesiti ve Zonları (Boyutlar Metre Olarak Verilmiştir.)

Tablo 2. Borçka Barajı İnşasında Kullanılan Malzemeler

Zon	Tip
1	Alüvyon Dolgu
2a	İnce Filtre (Seçme. İyi Derecelenmiş Yatak Alüvyonu)
2b	İnce Filtre (Elenmiş. İyi Derecelenmiş Yatak Alüvyonu)
2c	Kalın Filtre
2d	Kalın Filtre
3	Geçirimsiz Malzeme
3a	Yüksek Plastisiteli Seçilmiş Geçirimsiz Malzeme
4a	Kazı veya Ocaktan Gelen Seçme Kaya Parçaları ile Dolgu
4b	Kazı veya Ocaktan Gelen Seçilmemiş Kaya Parçaları ile Dolgu
5	Alüvyon Temel
6	Geçirimsizlik Duvarı
7	Kazılardan Çıkan Kaya Malzeme ile Dolgu

3.1. Ölçüm Aletleri Durum Tespiti

Borçka Barajı'nda dört farklı kesitte boşluk suyu basınç ölçerler (piyezometre), zemin basınç ölçerler, deplasman ölçerler (dolgu tipi ektansometre) ve yatay deplasman ölçerlerdir (inklinometre) yerleştirilmiştir.

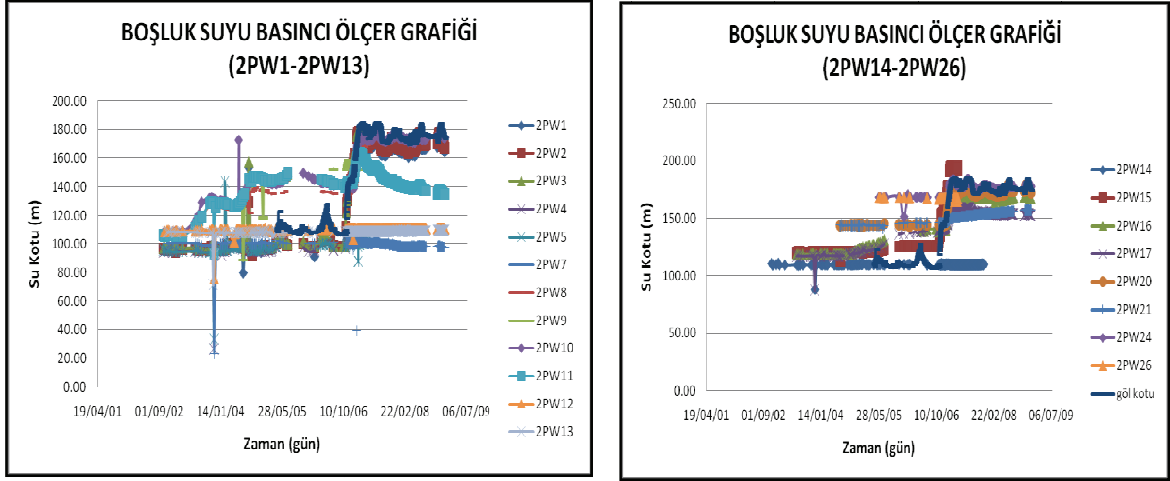
Kil çekirdeğin içerisindeki boşluk suyu basınçlarının değişimini ve perde duvarın geçirimsizliğinin kontrolü için yerleştirilen toplam 90 adet boşluk suyu basıncı ölçerlerin 52 adetinin çalıştığı alınan ölçüm verilerden anlaşılmaktadır.

Ektensometreler geçirimsizlik duvarının çevresine düşey ve yanal hareketleri gözlemlemek, kil çekirdeğin içerisine ve baraj boy kesiti boyunca gövde yanal hareketini gözlemlemek için yerleştirilmiştir. Barajda toplam 38 adet ektensometre bulunmaktadır ve bunların 17 adetinin çalıştığı anlaşılmıştır.

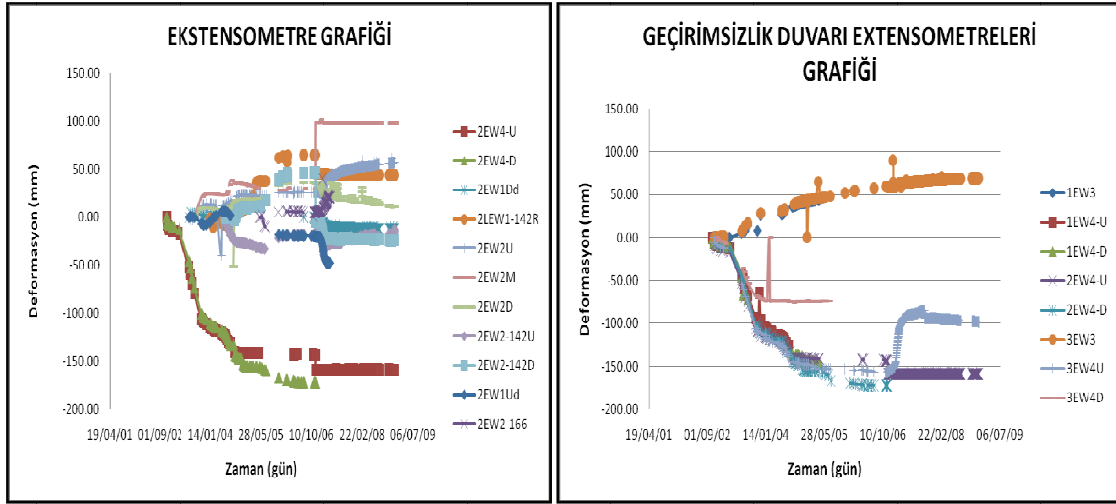
Zemin basınç ölçerler baraj gövdesinde oluşacak gerilmeleri takip etmek için gövde ve kil çekirdeğin içerisine yerleştirilmiştir, toplam 22 adet olan zemin basınç ölçerlerin ancak 7 tanesinin çalıştığı tespit edilmiştir.

İnklinometreler baraj gövdesi ve temel alüvyonundaki yatay deformasyonları gözlemlemek amacıyla yerleştirilmiştir. A1, A2 ve A3 kesitlerinde bulunan toplam 7 adet inklinometrelerin hiç birinin çalışmadığı görülmüştür.

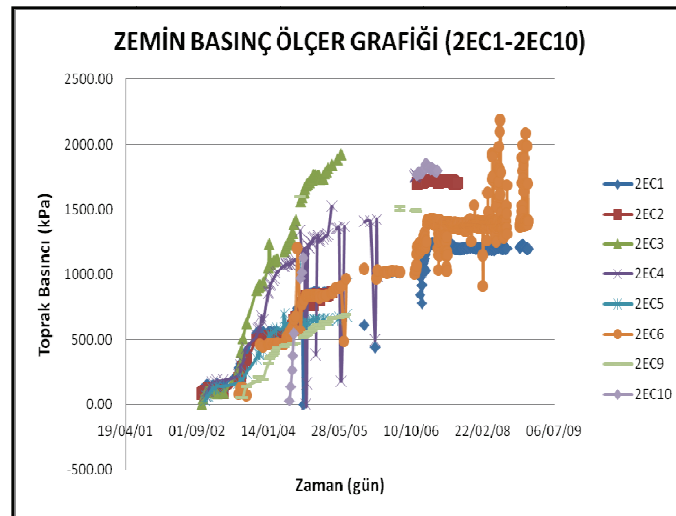
Burada A2 kesiti ölçüm verileri ile çizilen grafikler temsili olarak verilmiştir; ancak baraj davranışına ait sonuç ve öneriler her dört kesitteki ölçüm aletlerinden alınan veriler değerlendirilerek geliştirilmiştir.



Şekil 9. A2 Kesiti Boşluk Suyu Basıncı Ölçer Grafiği



Şekil 10. A2 Kesiti Ekstensometre Sonuçları Grafiği



Şekil 11. A2 Kesiti Zemin Basıncı Ölçer Sonuçları Grafiği

3.2. Ölçüm Sonuçlarının Yorumlanması

- Her dört kesite yerleştirilen piyezometrelerden barajdaki boşluk suyu oluşumu ve zaman içerisindeki değişimi incelendiğinde ölçüm alınmasına devam eden piyezometrelerin büyük çoğunluğu memba mansap ilişkisi ve boşluk suyu mertebeleri açısından beklenen davranışı göstermektedir. Mansap filtresi içine yerleştirilen piyezometre ölçümlerinden filtrelerin çalıştığı anlaşılmaktadır.
- Üç kesite yerleştirilen basınç ölçerlerden veri elde edilmesine devam edenler incelendiğinde perde duvarın kil çekirdeğe saplandığı yerde duvarın hemen membasına ve mansabına yerleştirilen aletlerde toplam basınç değerleri teorik beklentilerin bir miktar altındadır. Öte yandan, her üç kesitte bir yerde duvarın hem membasında hem mansabındaki basınç ölçerlerden alınan verileri karşılaştırma imkânı yoktur (İki kesitte memba tarafında ölçüm alınmakta bir kesitte mansap tarafında alınmaktadır). Bu bağlamda perde duvarın kil çekirdek içerisine saplandığı yerde kil çekirdek içerisinde bir kemerlenme hareketi oluşmuş olduğu düşünülmektedir.
- A1-1 kesitine perde duvar civarına yerleştirilen ekstensometrelerden belirli bir tarihten sonra ölçüm alınmamıştır. Memba ve mansaptaki düşey ekstensometreler 150 mm sıkışma civarında ve perde üzerindeki yatay ekstensometre de 50 mm açılma sonrasında ölçüm vermemeye başlamıştır. Bu durumun ölçüm aralığı yetersiz alet seçiminden kaynaklanmış olabileceği düşünülmektedir. [Bu aletlerin ölçüm aralıkları 50, 100, 150 ve 200 mm olarak değişmektedir (www.rocktest.com)]. Burada hareketin devam ettiği düşünülmekte fakat bu durumda takibi mümkün olmamaktadır. Yine aynı şekilde A2-2 kesitinde de 150 mm sıkışmadan sonra kapasite yetersizliğinden dolayı perde duvarın memba ve mansabındaki ekstensometrelerin doğru ölçüm vermediği düşünülmektedir. Bu kesitte duvarın üzerine yerleştirilen yatay ekstensometrenin sağlıklı sonuç vermediği düşünülmektedir. A3-3 kesitinde perde duvarın üzerindeki yatay ekstensometre 70 mm civarında açılmış ve ölçüm vermeye devam etmektedir. Bu alet kapasitesini tamamlayana kadar mutlaka takip edilmelidir.
- Mansap kaya dolgusu içerisinde eteğe doğru azalan sıkışmalar gözlenmiştir. Bu ölçümler beklentilerle uyumludur. Krete en yakın yatay ekstensometrelerde de açılma görülmüştür. Bu durumda genel dolgu baraj davranışı ile uyumludur.
- Perde duvar civarındaki toplam basınç ölçerlerde beklenenden az ölçülen basınç değerleri ve yatay ekstensometre birim deformasyon değerleri birlikte değerlendirildiğinde baraj çekirdeğinde bir kemerlenme hareketi olasılığı düşünülebilir.
- İnce perde duvar ve kil çekirdek içerisindeki bu kemerlenme hareketinin takibi mevcut ekstensometre ölçümleri ile mümkün değildir. Bunların da daha önce benzerlerinde yaşandığı gibi kısa bir süre sonra kapasite aşımı nedeniyle sağlıklı ölçüm vermemeleri beklenebilir. Bu nedenle gövde içerisine yanal deplasmanların takibi açısından en az iki adet inklonometre yerleştirilmesi gerekli olacaktır.
- Yapım zorlukları göz önüne alınarak inklonometrelerin sadece alüvyon temele en az 2 metre saplanması önerilmektedir. İnklonometre kuyuları kil çekirdeğe zarar vermemek için kuru, susuz delgi yöntemi ile auger tipi delgi makineleri ile

muhafaza boruları sürülerek yapılmalıdır. İnklinometre aletinin sürülebilmesi açısından kuyularda maksimum sapmanın % 1.5 üzerinde olmamasına azami dikkat sarf edilmelidir. Yeni yerleştirilecek inklinometrelerin yerleri var olan ölçüm sistemlerine zarar vermeyecek şekilde tespit edilmelidir.

4. SONUÇLAR

Kil çekirdekli kaya dolgu tipindeki Borçka Barajı ve ön yüzü asfalt kaplı kaya dolgu tipindeki Muratlı Barajı derin alüvyon temel üzerine inşa edilmiştir. Her iki barajda da gövde altında geçirimsizliği sağlamak amacıyla ince perde duvar inşa edilmiştir. İki barajda da alınan boşluk suyu basıncı ölçümlerinden perde duvarın istenen geçirimsizliği sağladığı tespit edilmiştir.

Her iki barajda da gövde içerisindeki boşluk suyu basınçları göz önüne alındığında olumsuz bir durum söz konusu değildir. Her iki barajda da zemin deplasman ölçerden alınan sonuçlar genel baraj davranışı ile uyumludur.

Her iki baraja da ciddi oranda ölçüm aleti yerleştirilmiştir. Ancak Muratlı barajı'nda yerleştirilen ölçüm aletlerinin çoğunluğu korunabilmişken iken, aynı durum Borçka Barajı için geçerli değildir. Ayrıca Borçka Barajı'na yerleştirilen dolgu tipi ekstensometrelerin limitleri tasarım aşamasında doğru seçilmemiş ve bu yüzden ekstensometrelerin büyük çoğunluğundan veri elde edilemez duruma gelinmiştir. Ekstensometre kapasite aşımına kadar alınan verilerden baraj çekirdeğinde bir kemerlenme hareketi;olasılığı söz konusu olabilir, fakat aletlerin birçoğunun çalışmaması sebebiyle bu hareketin gerçek mahiyeti, ne mertebede olduğu ve ne zaman tamamlanacağını tespiti mümkün olamamıştır.

Barajlara onca emek ve masrafla yerleştirilen ölçüm aletlerinin inşaat sırasında korunması gerekliliği bir defa daha ortaya çıkmaktadır. Aksi takdirde baraj davranışının takibi için yeni ölçüm aletleri yerleştirmek hem daha masraflı hem de çok zahmetli olmaktadır ve her zamanda istenen tüm verileri sonradan yerleştirilen aletlerle elde etmek mümkün olmamaktadır.

KAYNAKLAR

- Dunncliff, J., (1994), “Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance”, Wiley Publication
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D. (1992), “Geotechnical Engineering of Embankment Dams”, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield
- Leps, T.M., Cashatt, C.A., Janopaul, R.N. (1985), “New Exchequer Dam, California”, Concrete Faced Rockfill Dams-Design, Construction and Performance, ed. by J. Barry Cooke and James Sherard, ASCE Publications
- Millet, J.C., Louis, F., Robert, F. (1985), “Design, Construction and Performance of Fades Dam”, Concrete Faced Rockfill Dams-Design, Construction and Performance, ed. by J. Barry Cooke and James Sherard, ASCE Publications
- Sigh, B., Varshney,R.S. (1995), “Engineering for Embankment Dams”, ed. by Baharat Sigh, A.A. Balkema, Rotterdam , Brookfield
- Ünsever, Y.S. (2007), “An Analysis of Deformation Behavior of Muratlı Asphalt Faced Rockfill Dam”, ODTÜ Yüksek Lisans Tezi

“Guidelines for Instrumentation and Measurements for Monitoring Dam Performance”,
(2000) ASCE Task Committee on Instrumentation and Monitoring Dam
Performance

“Embankment Dam Instrumentation Manual”, (1988), USBR Publication

http://www.roctest.com/modules/AxialRealisation/img_repository/files/documents/ERI-E50117-W.pdf

BETON KAZIK-KİL ZEMİN ARAYÜZEY ETKİLEŞİMİNDE İYON ETKİSİ

ION EFFECTS ON CONCRETE PILE-CLAY INTERFACE BEHAVIOR

Gökhan BAYKAL¹

ABSTRACT

The interface parameters between soil and pile are required to determine the pile capacity. For bored piles, while mobilization of the tip resistance requires large displacements, the mobilization of the skin friction is realized at comparatively low displacements independent from the pile diameter. The clay microstructure affects the behavior at the interface. Any modification of the clay microstructure with Ca or Na ions alters the diffused double layer thickness affecting the interface shear strength parameters. Ca ion is introduced to the interface of concrete and clay as lime slurry before the placement of concrete and interface tests are conducted. Compacted clay samples with activities ranging between low and high and undisturbed overconsolidated clay samples with low and high plasticities are studied. The adhesion of the clay decreased and the interface friction angle increased with lime slurry application. Field pile tests also confirmed the findings. The effect of Na ion is also studied to model the behavior of concrete piles installed in clays deposited in marine environments with different salt concentrations. Clay with different salt concentrations and different overconsolidation ratios were consolidated and split samples were prepared with concrete. The pile capacity for high salt concentration was calculated twenty percent higher than that of with low salt concentration.

Keywords: pile shaft capacity, interface friction angle, soil microfabric

ÖZET

Kazık kapasitesinin belirlenmesi için kazık-zemin arayüzey kayma mukavemeti parametrelerinin saptanması gerekmektedir. Yerinde dökme kazıklarda uç mukavemetinin mobilize olabilmesi için büyük deplasmanlar gerekirken, shaft kapasitesinin mobilizasyonu küçük deplasmanlarda bile kazık çapından bağımsız olarak gerçekleşmektedir. Kilin mikroyapısı arayüzey etkileşimi etkilemektedir. Kil mikroyapısının Ca ve Na iyonlarıyla modifiye edilmesi kilin difüze çift tabakasını etkileyerek arayüzey kayma mukavemeti parametrelerini değiştirmektedir. Zemin yüzeyine kireç bulamacı uygulayarak kalsiyum iyonu zemine difüzyon yoluyla geçirilmiş ve üzerine taze beton döküldükten sonra numuneye kür sonunda direk kesme deneyleri uygulanmıştır. İlk çalışmada farklı aktiviteye sahip kil numuneleri standart proktor enerjisinde sıkıştırılarak, ikinci çalışmada

¹Prof.Dr.;Boğaziçi Üniversitesi;baykal@boun.edu.tr

araziden alınmış düşük ve yüksek plastisiteye sahip örselenmemiş aşırı konsolide kil numuneler kullanılmıştır. Kireç bulamacı uygulaması sonucunda adezyon azalmış ve arayüzey sürtünme açısı artmıştır. Yapılan arazi kazık deneyleri laboratuvar deney sonuçlarını teyit etmiştir. Farklı tuzluluk oranlarına sahip deniz ortamında çökelmiş killerde yapılacak beton kazıkları modellemek amacıyla gerçekleştirilen üçüncü çalışmada sodyum iyonunun arayüzey kayma mukavemeti parametreleri üzerine etkisi araştırılmıştır. Farklı tuz konsantrasyonlarında hazırlanan kil numuneleri farklı aşırı konsolidasyon oranlarında konsolide edildikten sonra, iki parçalı beton zemin numuneleri hazırlanarak direk kesme deneyleri yapılmıştır. Yüksek tuzluluk oranına sahip denizlerde çökelen killerde oluşturulan kazıkların kapasitesinin düşük tuzluluk oranında oluşturulan beton kazıklarından yüzde yirmi daha yüksek olduğu görülmüştür.

Anahtar kelimeler: Kazık shaft kapasitesi, arayüzey sürtünme açısı, zemin mikroyapısı

1. GİRİŞ

Kazıkların kapasitesinin hesaplanmasında zemin-kazık arayüzey etkileşim parametrelerinin saptanması projelendirme açısından büyük önem taşımaktadır. Yerinde imal edilen kazıklarda uç kapasitesinin mobilizasyonu kil türüne göre kazık çapının yüzde onuna varan değerlerde deplasman gerektirirken, sürtünme kapasitesinin mobilizasyonu kazık çapından bağımsız olarak bir iki santimetre deplasman sonunda gerçekleşmektedir. Servis yükleri altında bu yüklerin oluşturduğu göreceli olarak küçük deplasmanlarda bile mobilize olabilen sürtünme kapasitesinin gerçekçi bir şekilde saptanması hem ekonomi hem de güvenlik açısından önemlidir. Zemin beton arayüzey etkileşim parametreleri farklı deneylerle saptanabilmektedir. Bu deneyler; Direk Kesme Deneyi, Çekme Deneyi, Halka Kesme Deneyi, Çift Arayüzey Kesme Deneyi, Silindir Arayüzey Deneyi (Akkol 1994), Üç Eksenli Deneyi, Arazi Kesme ve Çekme Deneyleri (Pullout) olarak özetlenebilir. Farklı deney tiplerinin çeşitli avantajları ve dezavantajları vardır. Bunlar arasında direk kesme deney düzeneğinde iki parçalı numune kullanılarak yapılan arayüzey deneyleri hem pratik ve ekonomik olması hem de bir çok geoteknik laboratuvarında bulunan direk kesme deney düzeneğinin herhangi bir modifikasyon gerektirmeden bu amaçla kullanılabilmesi açısından tercih edilmektedir. Direk kesme deneyinin en büyük dezavantajı uygulanabilen yatay deplasmanın sınırlı olmasıdır.

Direk kesme deney kutusunda bir parçası beton diğer parçası zeminden oluşan numuneler hazırlanarak arayüzey etkileşim parametreleri saptanmaktadır. Aynı deney düzeneğinde beton yerine çelik veya ahşap konarak farklı malzemelerle zemin arasındaki arayüzey kesme mukavemetin parametreleri de saptanabilir. Killerin atomik yapısında meydana gelebilecek küçük değişimler bile arayüzey etkileşim davranışında önemli değişikliklere yol açabilmektedir. Beton-kil arayüzeyi ile ilgili Boğaziçi Üniversitesi'nde yüksek lisans tez çalışmaları yapılmıştır; Metehan (1994), Batukan (1997), Sahtiyancı (1998), Açumuz (1999), Çinicioğlu (2001), Gürğah (2001).

Bu bildiride üç farklı çalışmanın sonuçları özetlenmekte ve killerde Ca ve Na iyonlarının arayüzey etkileşimi üzerine etkisi vurgulanmaktadır:

- Farklı aktivitelerde sıkıştırılarak hazırlanmış kil numune-beton arayüzey etkileşimi (Kile kireç bulamacı uygulanarak Ca iyonu difüzyonu etkisi araştırılmıştır) Metehan (1994), Baykal vd 1996, Baykal vd (2002)

- Araziden alınmış örselenmemiş yüksek ve düşük plastisiteye sahip Beaumont kili-beton arayüzey etkileşimi (laboratuvar deneyleri arazide yapılan kazık yükleme deneyleri ile tamamlanmıştır; kile kireç bulamacı uygulanarak Ca iyonu difüzyonu etkisi araştırılmıştır) Sahtiyancı (1998), Ata vd (1998), Ata vd (2001)
- Laboratuvarda farklı tuzluluk oranlarında ve farklı aşırı konsolidasyon oranlarında konsolide edilerek hazırlanmış düşük plastisiteli kille- beton arayüzey etkileşiminin incelenmesi (Kil içindeki farklı Na iyonu oranlarının arayüzey kayma mukavemeti parametreleri üzerine etkisi araştırılmıştır) Baykal vd (2009)

1.1. Sıkıştırılmış Kil – Beton Arayüzeyi (Kireç bulamacı uygulaması; Ca++ etkileşimi)

Metehan (1994) tarafından gerçekleştirilen çalışmada basit kesme deney aletinde iki katlı numuneler hazırlanarak beton-zemin arayüzeyi modellenmiştir. Sıkıştırılmış sodyum montmorillonit ve sodyum montmorillonit ile ince kum karışımından (standart sıkıştırma enerjisinde ve optimum su muhtevasında) oluşan zemine sönmüş kireç ($Ca(OH)_2$) katılmış ve üzerine Portland çimento harcı dökülerek, basınç uygulanmadan 28 gün süresince sabit sıcaklıkta kür edilmiştir. Daha sonra beton zemin arayüzeyinde basit kesme deneyleri uygulanmıştır. Benzer deneyler stabilize edilmemiş zemin üzerine çimento harcı dökülerek hazırlanan numunelere de uygulanarak kirecin etkisi araştırılmıştır. Sonuçlar aşağıda verildiği gibi özetlenebilir;

- Kireç uygulaması beton-zemin arayüzeyindeki kesme mukavemetinin kohezyon unsurunu önemli derecede etkilemiyor, fakat değişen kum muhtevasıyla zemindeki sürtünme faktörünü 2 ile 3 kat kadar artırıyor,
- Plastik kayma anındaki deformasyonlar artan kireç muhtevasıyla artıyor, fakat bu durum arazi uygulamalarında problem yaratacak kadar önemli görünmüyor,
- Kireçle iyileştirme kumlu killerde saf killerdekinden daha çok etkili olmaktadır,
- Arayüzeydeki kayma mukavemet artışı ağırlıkça % 7 kireç konsantrasyonuna kadar dramatik artışlar göstermektedir.

1.2. Örselenmemiş Kil – Beton Arayüzeyi (Kireç bulamacı uygulaması; Ca++ etkileşimi)

İlk çalışmada (Metehan,1994) sıkıştırılmış kil kullanılmış ve kireç zemine farklı yüzdelerde karıştırılmak suretiyle stabilizasyon sağlanmıştır. İlk çalışmanın olumlu sonuçları ışığında yöntemin arazide denenmesine karar verilmiştir. Bu çalışmayı takiben sıkıştırılmış kil yerine araziden örselenmeden alınan aşırı konsolide düşük ve yüksek plastisiteye sahip iki kil kullanılmış ve kireç bulamacı uygulanarak kesme deneyleri yapılmıştır Sahtiyancı (1998). Arazi uygulamasında kirecin zeminle karıştırılması mümkün olamayacağı için çukur açıldıktan sonra çukura konan kireç bulamacı yardımıyla stabilizasyon gerçekleştirilmiştir. (Ata, vd., 1998). Bu durumda kirecin çukur cidarından zemin içerisine doğru difüzyon veya konveksiyon yoluyla hareketi çok önemli bir rol oynamaktadır. Zemin içinde bulunan kum veya silt mercekleri kirecin kolaylıkla cidardan zemine doğru hareketini sağlarken, yüksek plastisiteli zeminlerde düşük permeabilite dolayısıyla difüzyon mekanizması ön plana çıkmaktadır. Kilin kısmi doymuşluğuyla oluşan emme seviyesi altında ağırlıkça % 0.5'ten büyük kireç konsantrasyonlarında günlük 3 mm lik yayılma oranlarını gözlemlemiştir.

Bu deneyler sonucunda da adezyon değerleri azalmış ve kil arayüzey sürtünme açısı yüksek değerlere ulaşmıştır. Aynı kilin alındığı alanda altı adet kazık deneyi gerçekleştirilmiş ve sonuçta kazık kapasitesinin yüzde yirmi arttığı saptanmıştır.

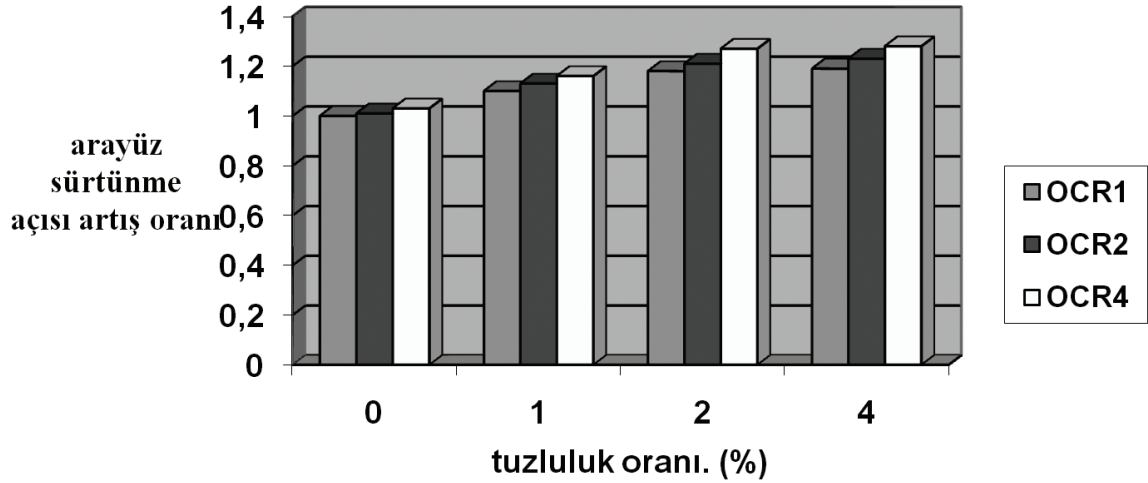
1.3. Konsolide Edilmiş Kil – Beton Arayüzeyi (Farklı tuz konsantrasyonlarında konsolide edilmiş; Na⁺ etkileşimi)

Kil beton ara yüzünün katyon etkileşimi ile değişmesi farklı tuz oranlarına sahip denizlerdeki beton kazıkların sürtünme kapasitelerinin nasıl etkileeneceği sorusunu gündeme getirmiş bu amaçla bir dizi deney gerçekleştirilmiştir. Bu kez numuneler laboratuvar ortamında normal konsolide ve aşırı konsolidasyon oranı 1,2 ve 4 olacak şekilde binde 10 ile 40 arasında değişen tuzluluk oranlarında hazırlanmıştır. Bu tuzluluk oranları Karadeniz ile Kızıldenizin tuzluluk oranlarını kapsayacak bir aralık için uygulanmıştır. Hazırlanan kil numuneler ve betondan oluşan iki parçalı kesme numuneleri üzerinde kesme deneyleri yapılmıştır. Bu deneyler sonucunda yüksek tuz oranına sahip deniz ortamlarında oluşmuş killerin arayüzey sürtünme değerleri yüzde yirmi civarında büyük çıkmıştır. Aşırı konsolidasyon oranı sonuçları fazla etkilememekle birlikte, yüksek tuz oranlı numunelerde ek bir artış gözlenmiştir.

2.DENEYSEL ÇALIŞMA

Burada sunulan deneysel çalışma farklı tuzluluk oranlarına sahip deniz ortamlarında farklı aşırı konsolidasyon oranlarında konsolide edilen killerin beton ile oluşturdukları arayüzey kayma mukavemeti parametrelerinin direk kesme deneyi ile saptanması ve arayüzey mikroyapısının incelenmesi şeklinde gerçekleştirilmiştir.

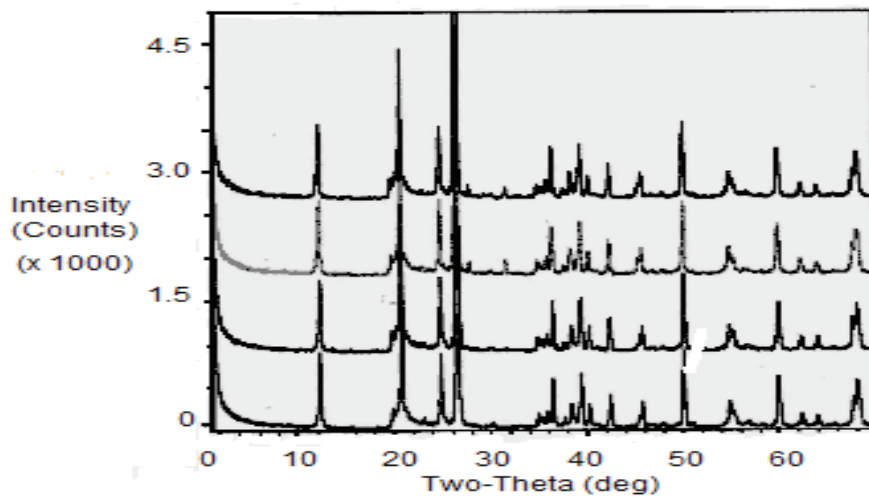
Deneylerde sülfat ve nitrat içermeyen deniz akvaryumu tuzu kullanılmıştır. PH değeri 8.4 olan bu tuz 1000 ml suya 10,20 ve 40 g kullanılarak tuzlu su karışımları elde edilmiştir. Numuneleri hazırlamak için Birleşik zemin sınıflandırmasına göre CL olarak sınıflandırılan ve plastisite indisi 9 olan kaolin kili kullanılmıştır. Kaolinin likit limitinin iki misline karşı gelen su muhtevasında hazırlanan numuneler özel olarak hazırlanan kalıplarla konsolidasyon aletine yerleştirildikten sonra 3 kPa'lık bir gerilme uygulanmıştır. Bundan sonra hedeflenen düşey gerilmelere kademeli olarak ulaşılmıştır. Aşırı konsolidasyon oranı 2 olan numune elde etmek için önce kademeli olarak 200 kPa' a çıkılmış ve 100 kPa' a yük boşaltılmıştır. Aynı işlem AKO 4 kil için önce 400 kPa' a çıkılmış sonra 100' kPa a kademeli olarak boşaltma uygulanmıştır. Normal konsolide kil numunede boşluk oranı 0.66-0.69 aralığında değişmektedir. Aşırı konsolidasyon oranı 4 olan numunelerde boşluk oranı 0.40 civarında elde edilmiştir. Direk kesme deneyi için bir tarafı beton bir tarafı kilden oluşan 100 mm x 100 mm boyutunda iki katlı numuneler hazırlanmış, 10, 20 ve 40 kPa normal gerilme altında dakikada 1 mm hızla kesme uygulanmıştır. Şekil 1 de farklı tuzluluk oranlarına bağlı olarak arayüzey sürtünme açılarındaki artışlar tuzsuz ortamda konsolide edilen numunedeki sürtünme açısına kıyaslanarak gösterilmektedir. Yüzde iki tuz oranındaki ortamda konsolide edilen numunelerde yüzde yirmilere varan bir artış söz konusu olmuştur. Dana düşük tuz oranlarında değişim miktarı daha düşük seviyelerdedir. Şekil 1 de görüldüğü gibi aşırı konsolidasyon oranındaki artış arayüzey sürtünme açılarındaki bir artış meydana getirirse de bu artış değerleri çok küçük miktarlarda olmaktadır.



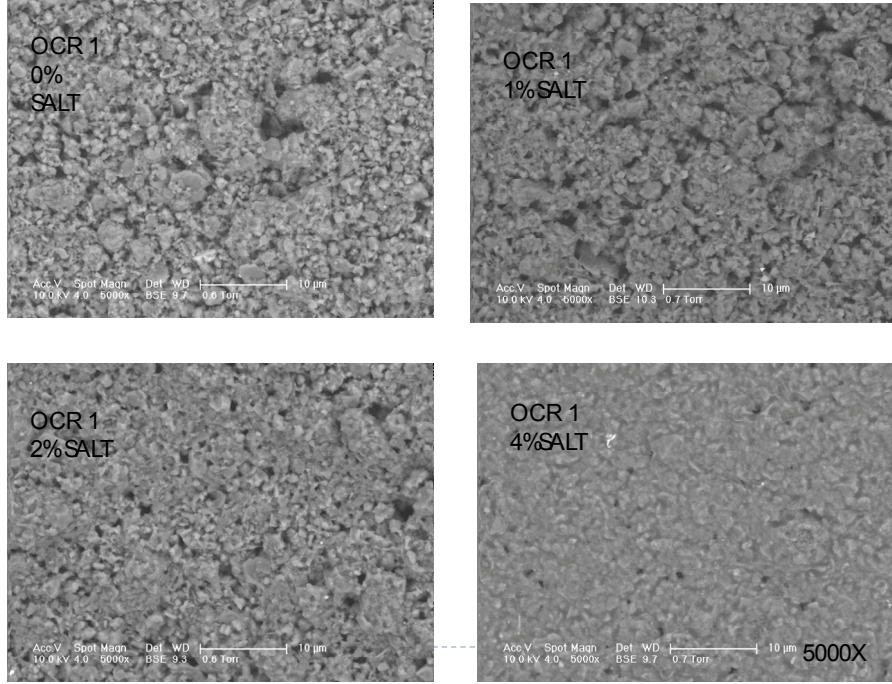
Şekil 1. Farklı Tuzluluk Oranları ve Farklı Aşırı Konsolidasyon Oranlarında Konsolide Edilmiş Kil Beton Arayüzey Sürtünme Açılarındaki Artış Oranları

3. ARAYÜZEY MİKROYAPI İNCELEMESİ

Yapılan çalışmada numunelerin mineral yapıları ve kristal yapısındaki değişimler X Işını kırınımı yöntemiyle, numunelerin mikro doku ve mikro yapıları ise düşük vakumlu taramalı elektron mikroskopu ile gözlemlenmiştir. Şekil 2 de toz difraksiyonu yöntemiyle hazırlanan numunelerin X Işını difraktogramları verilmektedir. En altta tuzsuz numune, üzerinde yüzde 1 tuzlu, yüzde 2 tuzlu ve en üstte yüzde 4 tuzlu numunenin difraktogramları verilmektedir. Yüzde iki tuz oranından sonra Tuz pikleri görülmeye başlamaktadır. Kristal yapıda başka bir değişim yoktur.



Şekil 2. Farklı Tuzluluk Oranlarındaki Kil Karışımlarının X Işını Kırınımı Difraktogramları
(en altta kil, sırasıyla yukarı doğru yüzde 1, 2 ve 4 tuz oranlarına sahip killer)



Şekil 3. % 0,1,2 ve 4 Tuzluluk Oranlarında Normal Konsolide Kilin Mikroyapısı

Şekil 3 te aşırı konsolidasyon oranı 1 olan kilin mikrodokusu farklı tuzluluk oranları için görülmektedir. Sol üst taraftaki mikrograf tuzsuz numune, sağ üstteki mikrograf yüzde 1 tuzlu numune ve alt sol tarafta yüzde iki, sağ tarafta da yüzde 4 tuz oranına sahip numunelerin mikrografları yer almaktadır. Bu killerin boşluk oranları yüzde 0,1 ve 2 tuz oranı için 0.69 iken, yüzde 4 tuz oranı için boşluk oranı 0.66 olarak elde edilmiştir. Boşluk oranında ciddi bir fark yokken mikrodoku özellikler yüzde 4 tuz oranı için farklılık göstermektedir. Aşırı konsolidasyon oranı iki ve dört olan killer içinde aynı çalışmalar yapılmış ve benzer mikrodokular gözlenmiştir. Yüksek tuz oranlarında zeminin daha sıkı bir yapıya konsolide olduğu açıkça görülmekle birlikte, yüksek aşırı konsolidasyon oranlarında bu sıklığa ek bir yapılanma gözlenememiştir. Resimler incelendiğinde tuz oranındaki artış ile birlikte daha sıkı bir yapı oluştuğu görülmektedir. Bu daha sıkı olan doku arayüzey sürtünme açısındaki yüzde yirmi artışın sebebi olarak gösterilebilir.

4. DEĞERLENDİRME

Kil mikroyapısındaki oluşum sırasında (farklı tuz oranlarında konsolide olurken) veya sonradan (kireç bulamacı uygulamasıyla ortama serbest kireç katyonlarının difüze olmasını sağlayarak) yapılan modifikasyonlarla elde edilen değişiklikler kazık kapasitesini önemli oranlarda değiştirmektedir. Aşırı konsolide ve yüksek plastik killerde arayüzeyde uygulanan kalsiyum difüzyonu kil difüze çift tabakasında değişiklik yaparak kilin suya olan afinitesini de azaltmaktadır. Bu da uzun dönemde kazık cidarına yakın bölgelerde meydana gelen su muhtevası artışı sebebiyle bu tür kazıklarda gözlenen kapasite düşmelerini engellemektedir. Modifikasyon derinliğinin fazla olması gerekmemektedir. Gözlenen difüzyon derinlikleri mm mertebesinde iken arayüzey sürtünme açısındaki artış yüzde yirmiler civarına ulaşmıştır. Laboratuvarda elde edilen sonuçlar arazide yapılan kazık çekme deneyleri ile teyit edilmiştir. Arazide kazık imalatı için foraj sonrasında kazık çukuruna kireç bulamacı dökülmüştür. Bir süre beklendikten sonra instramente edilmiş

donatı kafesi çukura indirilmiş ve tremi yöntemiyle beton dökülmüştür. Kür süresini takiben kazıklar üzerine çekme yükleri uygulanarak kazık deneyleri tamamlanmıştır. Kireç bulamacı uygulanan kazıkların, uygulanmayanlara nazaran yüzde yirmi daha yüksek kapasiteye sahip oldukları saptanmıştır. Ca iyonlarının kazık cidarında olumlu iyileştirmelere sebep olduğu yapılmış olan bu iki çalışma ile gösterilmiş olmaktadır.

Deniz ortamlarında yapılan kazıkların kapasitesi de önemlidir. Özellikle kıyıya yakın kum adaları ile ana kara arasında oluşan bataklık alanda yapılacak köprü ve bunun gibi yapıların kazıklarının kapasitesinin saptanmasında tuzluluk oranı etkili olmaktadır. Daha önce tatlı suda bulunan bir yapının tuz ilerlemesi sebebiyle (salt intrusion) maruz olduğu tuzluluk oranı değişebilir bu da kapasite değişimine sebep olabilir. Tersine de sıklıkla karşılaşılan bir problemdir. Tuzlu ortamda oluşan bir zeminin sonradan tatlı su etkileşimi ile tuzunu kaybetmesi stabilite problemlerine yol açabilmektedir. Tuzluluk oranı daha yüksek olan deniz ortamlarında çökelen killerde imal edilen beton kazıkların kapasitesi düşük tuz oranlarında çökelen killerde imal edilen kazıklara oranla yüzde yirmi civarında daha yüksek bulunmuştur. Aşırı konsolidasyon oranı yükseldikçe kapasite artımı da artmakla birlikte artış hızı daha azdır. Zemin yapı arayüzeyinde gözlenen atomik yapıdaki ufak değişiklikler mühendislik davranışı açısından önemli ve etkin değişikliklere yol açmaktadır. Bu özelliğin iyi anlaşılması daha ekonomik ve daha güvenli yapıların inşa edilmesine yol açacaktır.

5.SONUÇLAR

Killi zeminlerle beton kazık arayüzey özellikleri ortamdaki Ca ve Na iyonlarından etkilenmektedir. Kilin difüze çift tabakasının iyon etkileşimi sebebiyle kalınlığının değişimi doğrudan arayüzey parametreleri üzerine etkili olmaktadır. Kireç bulamacı uygulaması ile kile Ca iyonunun difüzyon yoluyla etki ettirilmesi kazık imalatı sırasında oluşan örselenme etkisini azaltmakta, difüze çift tabakanın incelmeye yol açarak kilin suya olan afinitesini azaltmaktadır. Böylece düşük geçirimli beton kazık civarında zamanla artan su muhtevası dolayısıyla kazık kapasitesindeki azalmanın önüne geçilebilecektir. Ayrıca ortamın PH 1 arttığı için serbest kalsiyum iyonlarıyla ortamdaki silika ve alumina çimento hidratasyon minerallerinin oluşumuna sebep olarak şaft kapasitesinin artmasında olumlu rol oynamaktadır.

Yüksek tuz oranlarında çökelmiş killerle beton arayüzey özellikleri düşük tuz oranlarında çökelmiş killerdeki beton arayüzey özelliklerine oranla daha yüksek kazık kapasitesi verecek şekilde oluşmaktadır. Yüksek aşırı konsolidasyon oranına sahip ve yüksek tuzluluk oranında çökelmiş killerde imal edilecek beton kazıkların şaft kapasitesi normal konsolide ve düşük tuzluluk oranına sahip killerdeki oranla yüzde yirmi daha büyük bulunmuştur. Karadenizde imal edilen bir beton kazığın kapasitesi ile Kızıldenizde imal edilen bir kazığın şaft kapasitesi arasında yüzde yirmi bir fark oluşmaktadır.

Kazıkların şaft kapasitesini artırılmasına yönelik çalışmalar devam etmektedir. Kumlu zeminlerde arayüzeyde dane ezilmesi ile ilgili araştırmalar sürmektedir.

KAYNAKLAR

- Akkol, O. and G.Baykal, (2001), "A New Test Device And Method: Geotextile-Soil Interface Cylindrical Test (GICT)", Proceedings of the Fifteenth Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul-Turkey, Vol 2, 1547-1550.
- Metehan, C. T., (1994), "Shear Strength Improvement At The Interface Of Lime-Treated Soil And Concrete Structures", *MSc Thesis*, Bogazici University
- Batukan, B., (1997), "Modeling The Shear Streugth Improvement At The Interface Lime-Stabilized Soil And Concrete", *MSc Thesis*, Bogazici University
- Açumuz, N.A., (1999), "Investigation Of Lime Stabilized Soil-Concrete Interface", *M.S.Thesis*, Bogazici University.
- Sahitiyancı, M.,(1998), "Soil-Concrete Interface Improvement", *MSc Thesis*, Bogazici University.
- Cinicioğlu, O., (2001), "Modeling And Evaluation Of The Behavior Of Concrete-Lime Modified Clay Interface", *MSc Thesis*, Bogazici University.
- Gürgah, O., ((2001), "Modeling And Evaluation Of The Ultimate Uplift Capacities Of The Lime Slurry Conditioned Shafts", *MSc Thesis*, Bogazici University.
- Ata, A., O'Neill, M., Baykal, G., Kalinski, M., ve Stokoe, K., (1998), "Exploratory Study of Lime-Slurry Conditioning for Drilled Shafts," National Science Foundation Report No: CMS-9615020, Washington DC.
- A. Ata, MW O'Neill, G.Baykal ,(2001) "Enhancement Of Side Resistance In Bored Piles With Lime", Proceedings of the Fifteenth Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol 2, 839-842.
- Baykal, G., Metehan, T., (2002), "The Effect of Lime Treatment on the Shear Strength Parameters of the Clay-Concrete Interface," Paper No: 02-3853, 81th TRB Annual Meeting, Washington DC.
- Baykal, G., and Edinçliler, A., (2009), "Clay Concrete Pile Interface in Various Marine Environments", Proceedings of the ASME 28th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, OMAE2009, Honolulu, Hawaii

TANE ÇAPI VE BOŞLUK SIVISININ KONSOLİDASYONA ETKİSİ

EFFECTS OF PARTICLE SIZE AND PORE FLUIDS ON CONSOLIDATION BEHAVIOR

Ali Fırat ÇABALAR¹

ABSTRACT

The particle size and type of pore fluids affect many engineering properties of soils. This paper presents a series of consolidation tests on sands taken from the same source, but having different sizes. The tests were employed using both water and oil as pore fluid. During the experimental investigation, two type of sands having the diameter of 1-0.6 mm and 2-1 mm were used. The sand samples were obtained from Ceyhan Region. Scanning electron microscope pictures are presented to see more clearly the differences and similarities between the two sands used. The experimental results show that size of particles and type of pore fluids significantly affect the consolidation behavior.

Keywords: Pore fluids, particle size, consolidation.

ÖZET

Tane çapı ve boşluk sıvısının türü zeminlerin birçok mühendislik özelliğini etkilemektedir. Bu bildiride, aynı kaynaktan elde edilen, şekil özellikleri aynı; fakat farklı tane çapındaki iki numune üzerinde yapılan konsolidasyon deneyi sonuçları anlatılmaktadır. Deneyler suya ve yağa doymuş numuneler üzerinde tekrarlanmıştır. Deneylerde, tane çapları 1- 0,6 mm ve 2- 1 mm arasında değişen iki grup kum numunesi kullanılmıştır. Kum örnekleri Ceyhan Bölgesi'nden elde edilmiştir. Çalışmada kullanılan iki malzeme arasındaki farkların ve benzerliklerin detaylı olarak görülmesi için elektron mikroskop görüntüleri verilmiştir. Hem suya ve hem de yağa doymuş numuneler üzerinde yapılan konsolidasyon deneyi sonuçlarının tane çapı ve boşluk sıvısına bağlı olarak önemli ölçüde değiştiğini göstermiştir. Yapılan çalışmanın mikro yapısal özelliklerin bir zemin malzemesinin davranışı üzerindeki etkilerini araştıran daha sonraki çalışmalara katkı yapacağı düşünülmektedir.

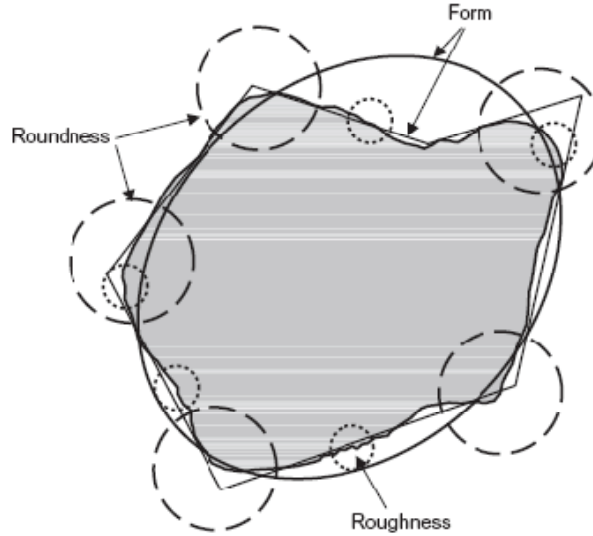
Anahtar kelimeler: Boşluk sıvısı, tane çapı, konsolidasyon.

¹ Y. Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, cabalar@gantep.edu.tr

1. GİRİŞ

Zeminleri (kum, kil) oluşturan taneler kayaların kimyasal ve mekanik ayrışma sonucu daha küçük parçalara bölünmesi ile oluşmaktadır. Taneleri oluşturan kayaların birbirinden farklı mineralojik yapılara sahip olmaları ve ayrışmaya yol açan faktörlerin çok farklı olmasından dolayı, zeminler içinde farklı boyut ve şekillerde taneler yer almaktadır. Tane çapı dağılımı zeminlerin birçok mühendislik özelliğini etkilemektedir. Bunların başlıcaları; zeminin su geçirgenliği, zeminin mukavemeti, zeminin sıkışabilirliği (Özaydın, 1997) olarak sıralanabilir.

Kayalar içindeki bazı mineraller ayrışma sonucu iri taneleri meydana getirirken, bazı mineraller çok daha küçük parçalara bölünerek zeminlerdeki ince taneleri oluşturmaktadır. İri taneli zeminler (kum, çakıl) ile ince taneli zeminlerin (silt, kil) biçimleri birbirinden çok farklı olabilmektedir. Bazı taneler aşınma sonucu yuvarlatılmış ve yaklaşık küresel biçime kavuşurken, bazıları ise köşeli olabilmektedir (Özaydın, 1997). Barrett (1980) tarafından yapılan çalışmada zemin tanelerine ait şekil özellikleri ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Bahsedilen bu çalışmadaki yazar, tane özelliklerini üç ayrı başlık altında toplamıştır. Bunlar, Şekil 1’de de gösterildiği gibi; (i) pürüzlülük (roughness), (ii) yuvarlatılmış ya da köşelilik (roundness/ angularity), (iii) yapı (form).



Şekil 3. Tanelerin biçim özellikleri (Barrett, 1980).

Abbireddy ve diğ. (2008) ve Clayton ve diğ. (2008) bu konuda son dönemde yapılmış önemli çalışmalardan ikisi olarak düşünülebilir. İnce ve iri taneli zemin tanelerinin yapı (form) özelliklerinin çalışıldığı bu iki makalede, yazarlar kapsamlı bir literatür taraması yaptıktan sonra lazer ayırıştırma (laser diffraction) yoluyla elde edilen yeni iki metot ortaya önermişlerdir.

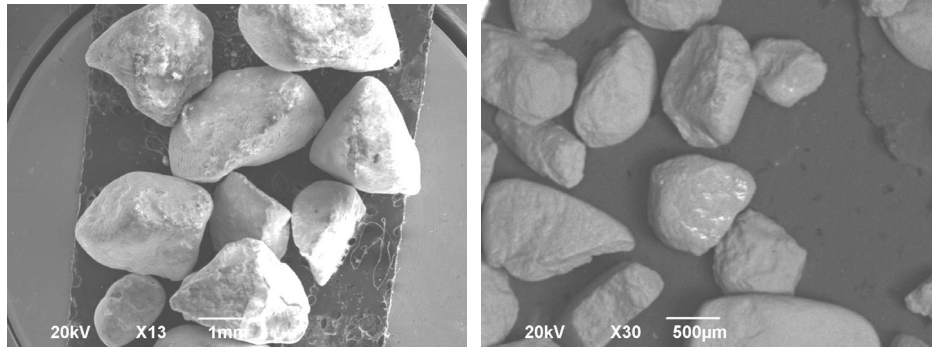
Doğal zeminlerdeki tanelerin yüzeyinde ve aralarındaki boşluklarda genellikle su bulunmaktadır. Zemin içinde bulunan su muhtevası, boşluk suyu basıncı ve suyun zemin tanecikleri arasındaki hareketi, zeminlerin mühendislik özelliklerini büyük oranda etkilemektedir. Zeminlerin taşıma gücü ve sıkışabilirliği gibi özelliklerin tespitinde zemin-

su ilişkileri oldukça önemli rol oynamaktadır (Özaydın, 1997). Ayrıca literatürde, farklı viskoziteye sahip sıvıların zeminlerin davranışları da incelenmiştir. Örneğin Ellis ve diğ. (2000) yaptıkları çalışmada silikon yağı ile doymun hale getirilmiş kum numuneleri üzerinde rezonant kolon deneyleri yapmışlardır.

Yukarıda kısaca dikkate sunulan bazı literatür bilgileri ışığında, bu çalışmada farklı tane çapına sahip zemin karışımları üzerinde yapılan bir araştırma sunulmaktadır. Çalışmada iki farklı tane çapına sahip, aynı kaynaktan alınan kum örnekleri üzerinde deneyler yapılmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan kum örnekleri Ceyhan Bölgesi'nden elde edilmiştir. Deneyler, su ve farklı viskoziteye sahip bir yağ örneği ile tekrarlanmıştır. Bu sayede, yalnızca tane çapının değil, farklı boşluk sıvılarının da konsolidasyona olan etkisinin tespiti amaçlanmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Çalışmada TS 1900, ASTM D 2435 ve BS 1377 şartlarına göre imal edilmiş olan konsolidasyon deney aleti kullanılmıştır. Yapılan deneylerin amacı; aynı ocağın elde edilen farklı büyüklükteki; benzer şekildeki numunelerin ödometre deney aletindeki davranışlarının incelenmesidir. Kullanılan kum örneklerinin çapları 2- 1 mm ve 1- 0.6 mm arasında değişmektedir. Bunlara ait SEM resimleri Şekil 2a ve 2b'de verilmiştir.



Şekil 2. (a) 2–1 mm, (b) 1–0,6 mm çapındaki kumu gösteren bir elektron mikroskop (SEM) görüntüsü.

Deneysel çalışmada boşluk sıvısı olarak (i) su ve (ii) yağ ayrı ayrı kullanıldı. Kullanılan su musluk suyu iken, yağa ait özellikler aşağıdaki tabloda sunulmaktadır.

Tablo 1. Suproil marka ince makine yağına ait viskozite özellikleri

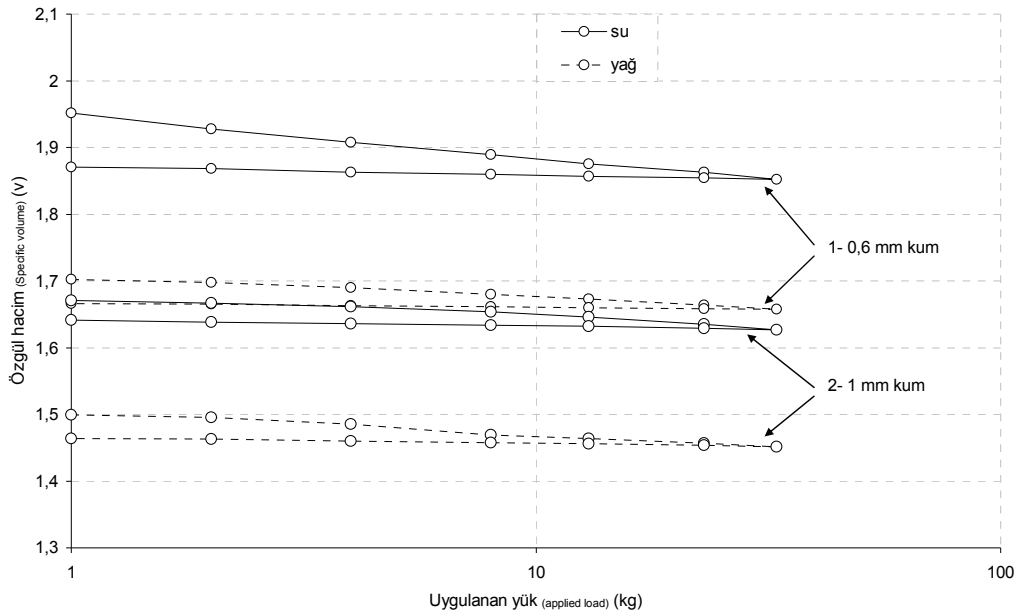
Viskozite	Metot	Spesifikasyon	Tipik değerleri
20 °C'de mm ² /s-cST	ASTMD-445	40-60	42
40 °C'de mm ² /s-cST	ASTMD-445	16-18	17
100 °C'de mm ² /s-cST	ASTMD-445	3-4	3,6

Çalışmada farklı çaptaki zemin örnekleri suya doymun numuneler elde etmek için yeterli miktardaki su ile karıştırıldı. Bu şekilde hazırlanan numuneler hiçbir sıkıştırma işlemi

uygulanmadan konsolidasyon hücresine çok ince tabakalar halinde yerleştirildiler. Bu metot zemin tanelerinin her bir numunenin kendi içinde ayrışarak homojen olmayan bir yapı kazanmasını önlemek için takip edilmiştir. Konsolidasyon hücresine yerleştirilen numuneler günlük yük artırımlarına maruz bırakılmıştır. Her gün sonunda uygulanan yük miktarı bir önceki günün iki katı olacak şekilde ayarlanmıştır. Aynı işlemler su yerine yağ kullanarak tekrarlanmış ve daha sonra tane çapı ve boşluk suyunun konsolidasyon üzerinde etkisini gözlemlemek için kıyaslamalı olarak verilmiştir (Şekil 3).

3. SONUÇLAR

Konsolidasyon deneylerinden elde edilen bulgular ışığında, daha küçük tanelerden oluşan numunelerin her iki durumda da (su ve yağ) daha yüksek sıkışabilirliğe sahip olduğu gözükülmektedir. Buna ilaveten, boşluk sıvısı olarak kullanılan yağ ise kullanıldığı numunelerin sıkışabilirliğini azaltmıştır.



Şekil 3. Konsolidasyon deneyi sonuçları

KAYNAKLAR

- Abbireddy, C.O.R., Clayton, C.R.I., and Huvenne, V.A.I. (2008). "A method of estimating the form of fine particulates", Géotechnique, doi: 10.1680/geot.2008.P.009.
- Barrett, P.J. (1980). "The shape of rock particles: a critical review", Sedimentology 27, 3, 291- 303.
- Clayton, C.R.I., Abireddy, C.O.R., and Schiebel, R. (2008). "A method of estimating the form of coarse particulates", Géotechnique, doi: 10.1680/geot.2007.00195.
- Ellis, E.A., Soga, K., Bransby, M.F., Sato, M. (2000). "Resonant column testing of sands with different viscosity pore fluids", J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126, 1, 10- 17.
- Özaydın, K. (1997). Zemin Mekaniği, Birsen Yayınevi Ltd. Şti., İstanbul.

DEVELOPMENTS ON THE BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS ON GEOGRID-REINFORCED SOIL-A REVIEW

Braja M. Das

*Dean Emeritus, California State University, Sacramento
Henderson, Nevada, U.S.A.*

Cavit Atalar

Near East University, North Cyprus

ABSTRACT: The use of geogrids for soil improvement has increased greatly over the past decade. This paper provides a review of the published results related to the ultimate and allowable bearing capacities of shallow foundations on geogrid-reinforced homogeneous sand and saturated clay soil. The critical parameters such as the width and length of geogrid layers, spacing between the reinforcement layers, and the depth of reinforcement measured from the bottom of the foundation have been discussed. Tentative procedures for designing shallow foundations based on the ultimate bearing capacity and also the settlement have been presented. Other topics covered in this paper relate to the estimation of foundation settlement using plate load tests in the field, the interference of two closely spaced foundations on geogrid-reinforced sand, and the settlement of foundations subjected to cyclic and impact loading.

KEY WORDS: Bearing capacity, clay, cyclic load, geogrid reinforcement, impact load, sand, settlement, shallow foundation

1 INTRODUCTION

Mechanically stabilized earth technology is now well established in the heavy construction industry as a reliable and useful method in the construction of structures such as retaining walls, embankments over soft soil, steep slopes, and various other structures. Mechanically stabilized earth is a composite material consisting of compacted soil fill that has been strengthened by the inclusion of tensile elements such as geogrids, geotextiles, and metal rods and/or strips. The present concept for the systematic analysis and design of mechanically stabilized earth structures was initiated by the French engineer Vidal (1966). To date, thousands of mechanically stabilized earth walls and slopes have been built all over the world.

The first systematic study using mechanically stabilized earth to improve the bearing capacity of shallow foundations was reported by Binquet and Lee (1975a, 1975b). In their study, laboratory model tests were used to develop bearing capacity relationships for a strip foundation supported by sand reinforced with metallic strips (aluminum foil).

Since the original work by Binquet and Lee, results of several laboratory model test studies have been published relating to the improvement of the load-bearing capacity of shallow foundations supported by sand reinforced with various materials such as geogrids (Guido et al., 1986, 1987), geotextiles (Guido et al., 1985), rope fibers (Akinmusuru and Akinbolade, 1981), metal strips (Fragaszy and Lawton, 1984; Fragaszy et al., 1983; Huang and Tatsuoka, 1988, 1990), and metal bars (Huang and Tatsuoka, 1988, 1990).

Over the last decade, the use of geogrids for soil reinforcement has increased greatly, primarily because geogrids are dimensionally stable and combine features such as high tensile modulus (low strain at high load), open grid structure, positive shear connection characteristics, light weight, and long service life. The open grid structure provides enhanced soil-reinforcement interaction. Several papers relating to the evaluation of the ultimate and allowable load-bearing capacities of shallow foundations supported by geogrid-reinforced sand and saturated clay have already been published or are in the process of being published. Most of the results presently available have been obtained primarily from small-scale laboratory model tests.

This paper summarizes the important results of the existing studies on the load-bearing capacity of shallow foundations on geogrid-reinforced soil. The settlement of shallow foundations due to cyclic and impact loading is also discussed.

2 GEOMETRIC PARAMETERS FOR SHALLOW FOUNDATIONS ON REINFORCED SOIL

Figure 1 shows a rectangular foundation supported by reinforced soil. The width and length of the foundation are B and L respectively. In most of the existing studies with reinforced soil, the primary aim has been to evaluate the following parameters in a nondimensional form, from which the most beneficial effect from geogrid reinforcement can be derived (Figure 1):

- Location of the top layer of reinforcement measured from the bottom of the foundation, u ;
- The depth of reinforcement,

$$d = u + (N - 1)h \quad (1)$$

where N is the number of reinforcement layers and h is the vertical distance between two consecutive reinforcement layers;

- Width of each reinforcement layer b ; and
- Length of each reinforcement l .

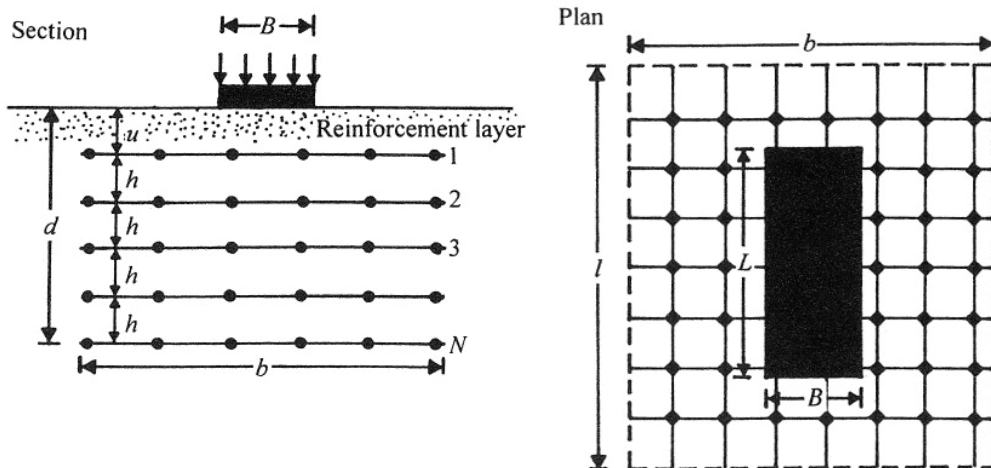


Figure 1. Geometric parameters of a rectangular foundation supported by reinforced soil

The beneficial effects of reinforcement for increasing the bearing capacity are generally expressed in terms of a non-dimensional parameter called bearing capacity ratio, BCR. The bearing capacity ratio can be expressed with respect to the ultimate bearing capacity or allowable bearing capacity at a given settlement level of the foundation (Khing et al., 1993). Figure 2 shows the general nature of the load-settlement curves of a foundation with and without reinforcement. Based on this concept, the bearing capacity can be defined as,

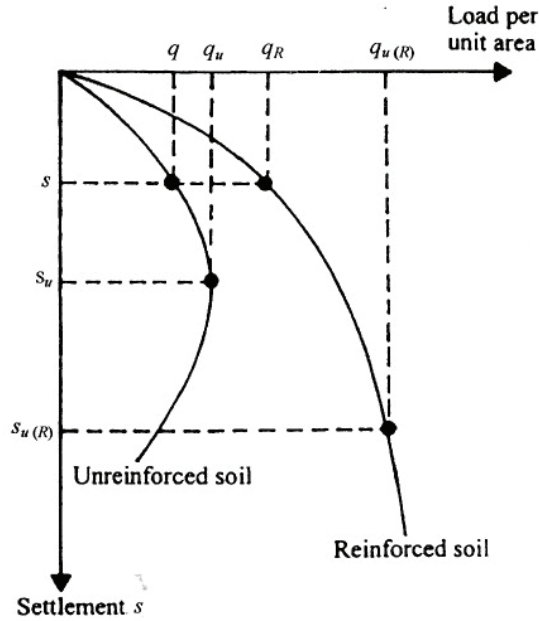


Figure 2. Nature of the load-settlement curves for unreinforced and reinforced soil supporting a foundation

$$\text{BCR}_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \quad (2)$$

and

$$\text{BCR}_s = \frac{q_R}{q} \quad (3)$$

where BCR_u = bearing capacity ratio with respect to the ultimate load; BCR_s = bearing capacity ratio at a given settlement s for the foundation; q_R , q = load per unit area on the foundation (at a settlement level $s \leq s_u$) with and without reinforcement, respectively; $q_{u(R)}$, q_u = ultimate bearing capacity with and without reinforcement, respectively; s_u = settlement of the foundation on unreinforced soil at ultimate load.

3 PROPOSED FAILURE MECHANISMS IN SOIL AT ULTIMATE LOAD

The bearing capacity of shallow foundations resting on reinforced earth was studied in detail by Binquet and Lee (1975a, 1975b), and they proposed a rational design method. According to this study, if layers of reinforcement are placed in a soil under a shallow strip foundation, the nature of failure in the soil mass will be as shown in Figures 3a, 3b, and 3c.

The nature of failure in the soil mass shown in Figure 3a generally occurs when the first layer of reinforcement is located at a depth u greater than about $0.67B$ (B = width of the foundation). If the reinforcement in the first layer is strong, it may act as a rough rigid base located at a limited depth. The bearing capacity of foundations in such cases can be evaluated by the theory presented by Mandel and Salencon (1972). Experimental laboratory results for the bearing capacity of shallow foundations resting on a sand layer with a rigid rough base at a limited depth have also been provided by Meyerhof (1974), Pfeifle and Das (1979), and Das (1981).

The type of failure shown in Figure 3b could occur if u/B is less than about 0.67 and the number of layers of reinforcement, N , is less than about 2–3. In this type of failure, reinforcement pullout occurs. The most beneficial effect of reinforced earth is obtained when u/B is less than about 0.67 and the number of reinforcement layers is greater than 4 but not more than 6–7 (Figure 3c).

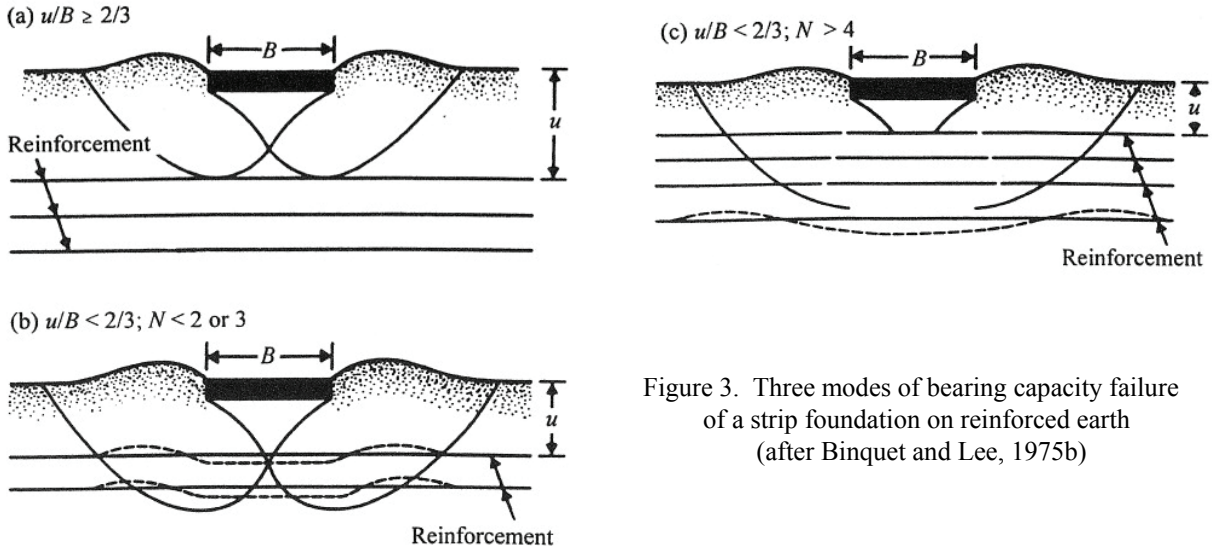


Figure 3. Three modes of bearing capacity failure of a strip foundation on reinforced earth (after Binquet and Lee, 1975b)

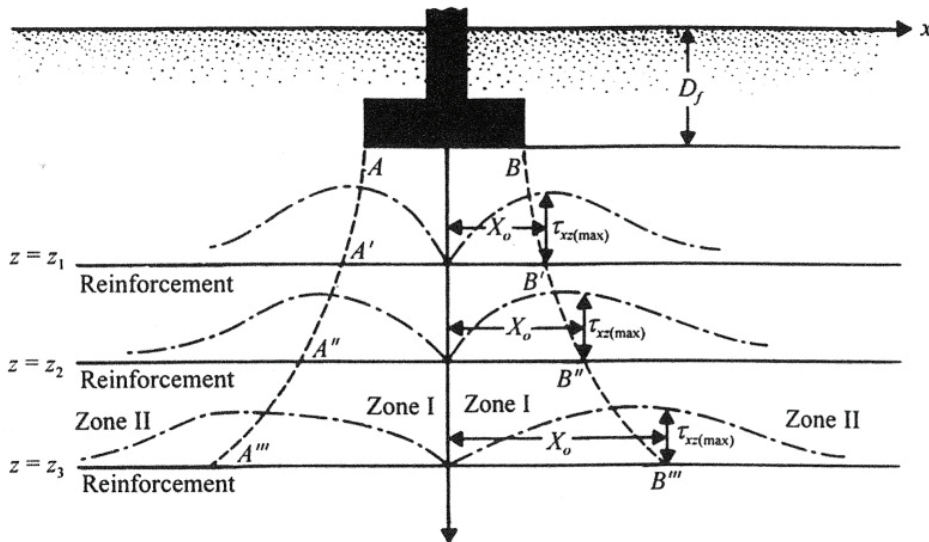


Figure 4. Failure mechanism under a strip foundation supported by reinforced earth based on Binquet and Lee (1975b)

Based on the theory advanced by Binquet and Lee (1975b), Figure 4 shows an idealized condition for the development of the failure surface in soil for the condition shown in Figure 3c. It consists of a central zone—Zone I—immediately below the foundation that settles along with the foundation with the application of load. On each side of Zone I, the soil is pushed outward and upward—this is Zone II. The points A' , A'' , A''' , . . . and B' , B'' , B''' , . . . , which define the limiting lines between Zones I and II, can be obtained by considering the shear stress distribution, τ_{xz} , in the soil caused by the foundation load. The term τ_{xz} refers to the shear stress developed at a depth d below the foundation at a distance x measured from the center line of the foundation. The nature of variation of τ_{xz} at any given depth z is shown by the broken lines in Figure 4. Points A' and B' refer to the points at which the value of τ_{xz} is maximum at $z = z_1$. Similarly, A'' and B'' refer to the points at which the value of τ_{xz} is maximum at $z = z_2$. The distance at which the maximum value of τ_{xz} occurs can be given as $x = X_o$.

It can be expected that failure in soil reinforced with geotextile or geogrid layers will be, in general, similar to that described by Binquet and Lee (1975b) for the case of metal strip

reinforcement. However, the magnitude of the ultimate bearing capacity and the allowable bearing capacity for a given level of settlement (and thus BCR_u and BCR_s) will be a function of several factors such as,

- The degree of compaction of soil,
- Relative stiffness of the geogrid or geotextile, and
- u/B , b/B , l/B , h/B , and d/B .

Huang and Tatsuoka (1988, 1990) proposed another failure mechanism for a strip foundation supported by reinforced earth where the width of reinforcement, b , is equal to the width of the foundation, B , and this is shown in Figure 5. This is the so-called “deep foundation mechanism,” where a quasi-rigid zone is developed beneath the foundation. Schlosser et al. (1983) proposed a “wide slab mechanism” of failure in soil at ultimate load for the condition where $b > B$, and this is shown in Figure 6.

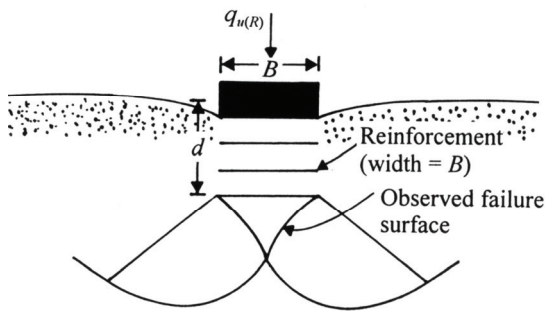


Figure 5. Failure surface observed by Huang and Tatsuoka (1988, 1990)

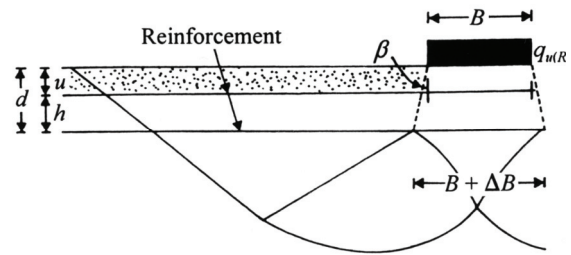


Figure 6. Failure mechanism of reinforced ground proposed by Schlosser et al. (1983)

4 LABORATORY TESTS ON FOUNDATIONS SUPPORTED BY SAND AND SATURATED CLAY WITH GEOTEXTILE REINFORCEMENT

Laboratory model tests to determine the bearing capacity of a *square* foundation (depth of embedment $D_f = 0$) supported by loose sand (relative density $D_r = 50\%$) and reinforced with layers of a nonwoven heat-bonded geotextile were reported by Guido et al. (1985). Some of the results of these tests are shown in Figure 7. For these tests, several parameters were varied. These parameters were as follows: u ; h ; b ; number of layers of geotextile, N ; and tensile strength of geotextile. These test results, in general, show that when the geotextile layers are located within a depth d equal to the width B of the foundation, they produce beneficial effects in increasing the load-bearing capacity of the foundation, but only after a measurable settlement has occurred. This is somewhat to be expected, since the geotextile layers have to deform and stretch before their reinforcing benefits are realized.

Studies relating to the determination of the bearing capacity of a shallow surface strip foundation ($D_f = 0$) supported by a saturated soft clay layer reinforced with a geotextile, similar to that described above, are rather limited. Sakti and Das (1987) provided some model test results on the bearing capacity of a surface strip foundation on saturated clay. For these tests, a heat-bonded nonwoven geotextile was used for reinforcement. Some of the load-settlement curves thus derived are shown in Figure 8. From these tests, the following general conclusions can be drawn.

- Beneficial effects of geotextile reinforcement are realized when reinforcement is placed within a distance equal to the width of the foundation.
- The first layer of geotextile reinforcement should be placed at a distance $d = 0.35B$ ($B =$ foundation width) for maximum benefit.
- The most economical value of b/B is about 2.

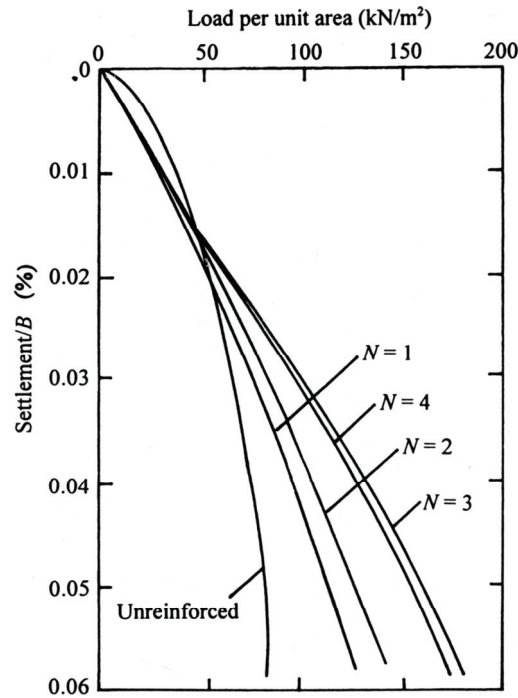


Figure 7. Bearing capacity tests on square surface foundation on loose sand with layers of geotextile reinforcement— $D_r = 50\%$; $u = h = 140$ mm; $B = 305$ mm; $b/B = 2$ (after Guido et al., 1985)

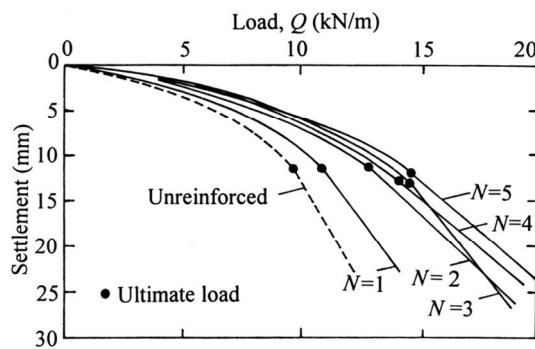


Figure 8. Bearing capacity tests on a surface strip foundation on saturated clay with geotextile reinforcement— $c_u =$ undrained shear strength of clay = 22.5 kN/m²; $u/B = h/B = 0.33$; $b/B = 8$; $B = 76.2$ mm (after Sakti and Das, 1987)

From the above test results, it is obvious that $BCR_u > 1$ for geotextile-reinforced soils. However, at limited levels of settlement (which is the case in most practical design considerations), BCR_s is equal to or less than one.

5 GEOGRIDS—GENERAL

Geogrids are made of high-modulus polymer materials, such as polypropylene and polyethylene and are prepared by tensile drawing. Netlon Ltd. of the United Kingdom was the first producer of geogrids. In 1982, the Tensar Corporation (presently Tensar International) introduced geogrids in the United States. Since then several types of geogrids have been produced by different manufacturers in various countries.

The major function of geogrids is reinforcement. Geogrids are relatively stiff netlike material with large openings called apertures. These apertures are large enough to allow interlocking with the surrounding soil and/or rock to perform the function(s) of reinforcement and/or segregation. Geogrids are generally of two types: (i) biaxial and (ii) uniaxial. Figure 9 shows the two types of geogrids that are produced by Tensar International. Uniaxial Tensar® grids are manufactured by stretching a punched sheet of extruded high-density polyethylene in one direction under carefully controlled conditions. This process aligns the polymer's long-chain molecules in the direction of draw and results in a product with high one-directional tensile strength and modulus. Biaxial Tensar® grids are manufactured by stretching the punched sheet of polypropylene in two orthogonal directions. This process results in a product with high tensile strength and modulus in two perpendicular directions. The resulting grid apertures are either square or rectangular. Besides Tensar, there are several other manufacturers of geogrids in the U.S. and other countries.

The commercial geogrids currently available for soil reinforcement have a nominal rib thickness of about 0.5–1.5 mm and junctions of about 2.5–5 mm. The grids used for soil reinforcement usually have apertures that are rectangular or elliptical in shape. The dimensions of the apertures vary from about 25–150 mm. Geogrids are manufactured so that the open areas of the grids are greater than 50% of the total area. They develop reinforcing strength at strain levels as low as 2%. As an example, some properties of the Tensar® biaxial geogrids currently available commercially are given in Table 1.

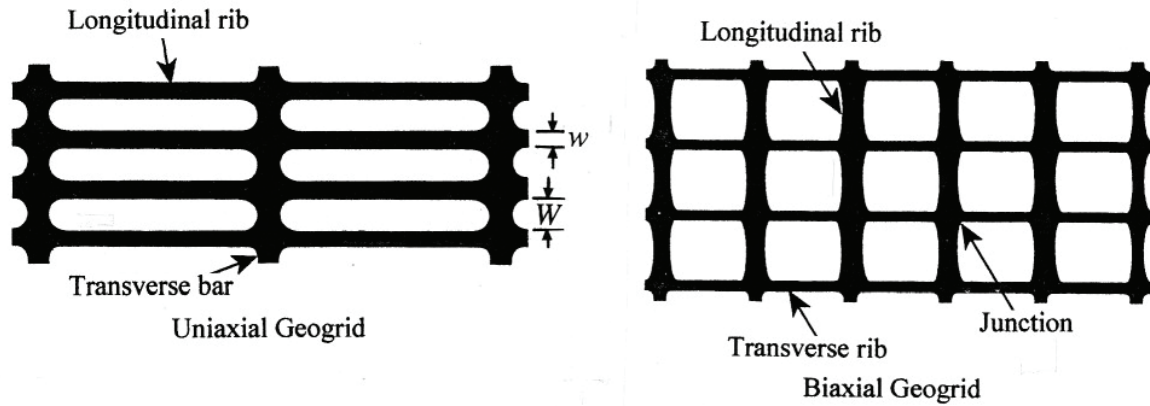


Figure 9. Uniaxial and biaxial geogrid produced by Tensar International

Table 1. Properties of Tensar® Biaxial Geogrids

Property	Geogrid			
	BX1000	BX1100	BX1200	
Aperture size:	MD	25 mm (nom)	25 mm (nom)	25 mm (nom)
	CMD	33mm (nom)	33 mm (nom)	33 mm (nom)
	Open area	70% (nom)	74% (nom)	77% (nom)
Junction:	Thickness	2.23 mm (nom)	2.79 mm (nom)	4.06 mm (nom)
	Strength	90% (nom)	90% (nom)	90% (nom)
Tensile:	MD	182 kN/m (min)	204 kN/m (min)	270 kN/m (min)
	CMD	182 kN/m (min)	292 kN/m (min)	438 kN/m (min)
Material:	Polypropylene	97% (nom)	99% (nom)	99% (nom)
	Carbon black	2% (nom)	1% (nom)	1% (nom)

7 LABORATORY MODEL TESTS FOR BEARING CAPACITY ON GEOGRID-REINFORCED SOIL

Figures 10 and 11 show typical plots of load per unit area versus settlement of surface model strip foundations ($D_f = 0$) on geogrid-reinforced sand and saturated clay, respectively. From Figures 10 and 11 it is obvious that, unlike geotextiles, when stiffer materials like geogrids are used as soil reinforcement, BCR_u is greater than one. Also, for all values of s/B , BCR_s is also greater than one.

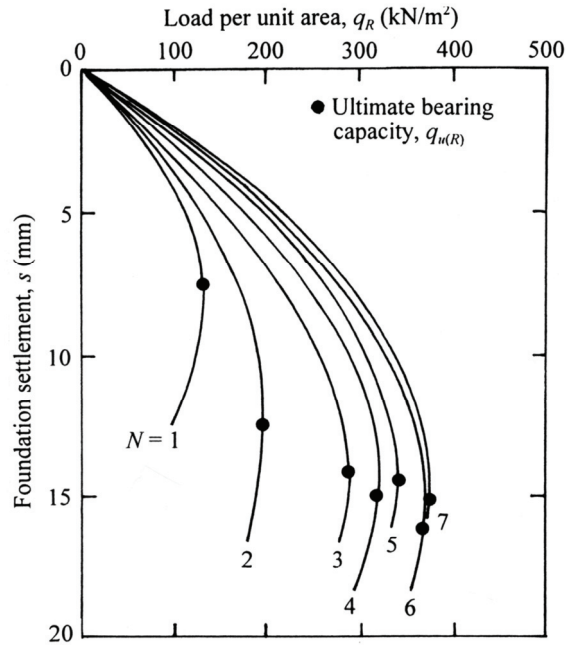


Figure 10. Typical load-settlement curves for a surface strip foundation on geogrid-reinforced sand— $D_r = 70\%$; Tensar[®] BX1100 geogrid; $u/B = h/B = 0.33$; $b/B = 10$; $B = 76.2$ mm (after Omar et al., 1993a)

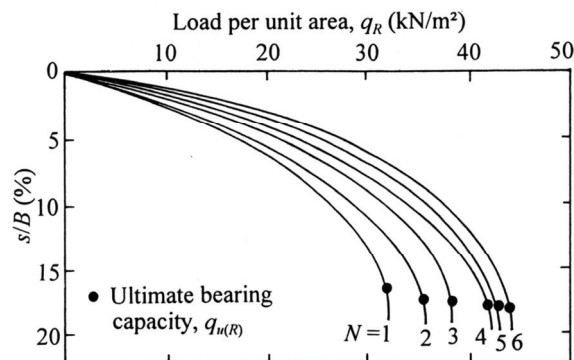


Figure 11. Typical load-settlement curves for a surface strip foundation on geogrid-reinforced saturated clay—Tensar[®] BX1100 geogrid; $u/B = 0.4$; $h/B = 0.33$; $b/B = 4$; $B = 76.2$ mm; $c_u = 6.02$ kN/m² (after Shin et al., 1993)

One reason the values of BCR_u and BCR_s are greater than one may be due to the fact that the inclusion of geogrid layers as reinforcement helps redistribute the stress transmitted by the load applied on the foundation. This was shown in the field tests of Shin et al. (2001) which were conducted on land reclaimed from the ocean for the construction of the Incheon International

Airport in Korea. The field test arrangement, which was essentially a plate load test on a granular pad with and without geogrid reinforcement, is shown in Figure 12a. Based on the magnitude of stress measured below the granular pad, and assuming that the boundary surface of stress σ distribution is inclined at an angle α with the vertical (Figure 12b), the variation of α was back calculated. This is shown in Figure 12c, from which it can be seen that α is a function of (i) the load per unit area applied on the foundation, Q/A (A = area of the plate) and (ii) the degree of geogrid reinforcement. For all values of Q/A , the magnitude of α increases substantially when the reinforcements are in place. In other words, the reinforcement layers help redistribute the stress σ over a larger area and reduce its intensity. In turn, this allows the foundation to support a larger load per unit area for a given settlement level. A similar conclusion was also reached by Gabr et al. (1998) based on results of large scale laboratory model tests.

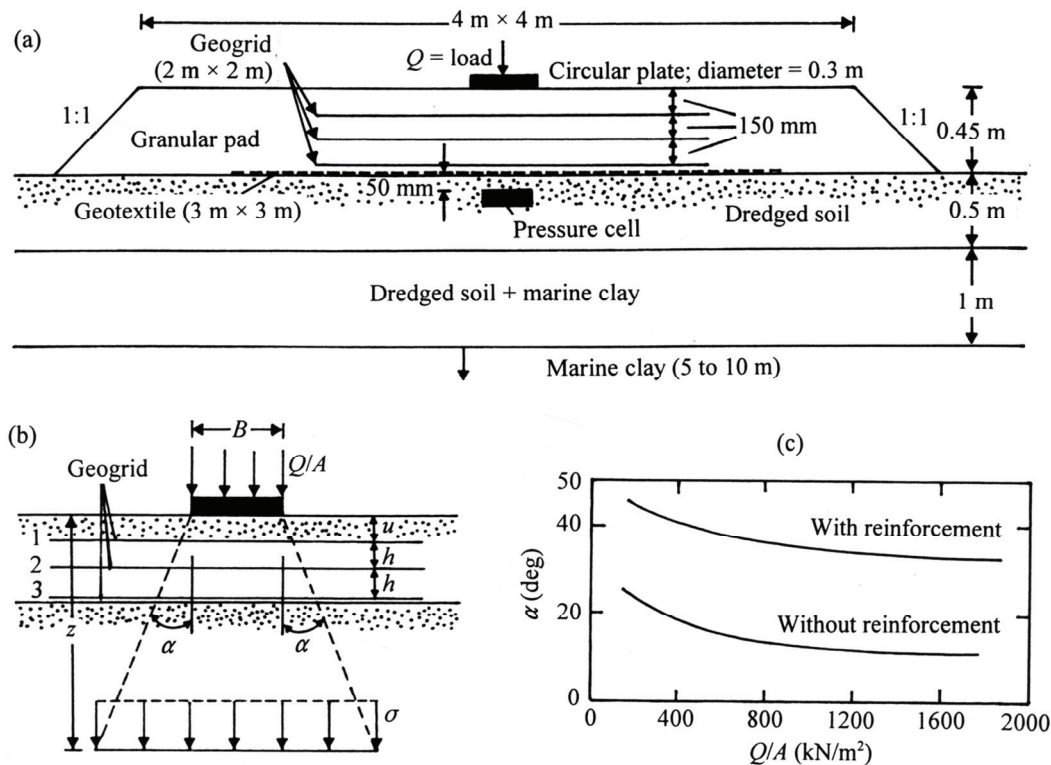


Figure 12. Field tests of Shin et al. (2001): (a) test arrangement; (b) assumption of stress distribution with depth; (c) variation of α with Q/A

8 CRITICAL PARAMETERS OF GEOGRID REINFORCEMENT—GENERAL

For any given test program, the critical parameters to be considered are: u/B , b/B , l/B , h/B , and d/B . For any given soil (with constant b/B , h/B , d/B) and foundation, the general nature of the variation of the ultimate bearing capacity $q_{u(R)}$ with u/B will be as shown in Figure 13. Beyond a critical value of u/B , that is $u/B \geq (u/B)_{cr}$, the ultimate bearing capacity will decrease up to the point where $u/B = (u/B)_{max}$. For larger u/B ratios [$u/B > (u/B)_{max}$], the ultimate bearing capacity will remain practically constant.

In a similar manner, laboratory experiments have shown that there are critical parameters of $b/B = (b/B)_{cr}$, $l/B = (l/B)_{cr}$, $h/B = (h/B)_{cr}$, and $d/B = (d/B)_{cr}$. These parameters will be discussed in more detail in the following sections.

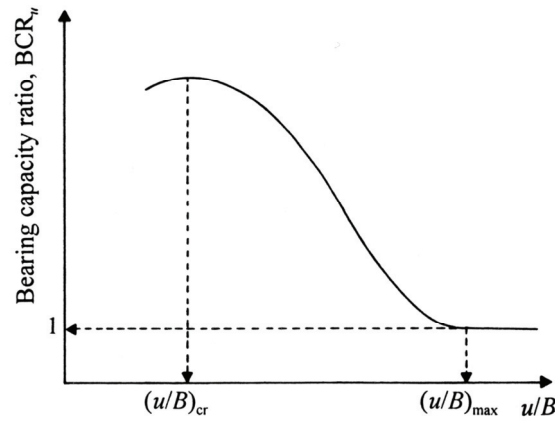


Figure 13. Nature of variation of BCR_u with u/B for given values of b/B , h/B , and d/B

9 FOUNDATIONS ON GEOGRID-REINFORCED SAND—CRITICAL PARAMETERS

Variation of u/B

Figure 14 shows the laboratory model test results of Guido et al. (1987), Akinmusuru and Akinbolade (1981), and Yetimoglu et al. (1994) for bearing capacity tests conducted on surface foundations supported by multi-layered reinforced sand. Details of the tests are given in Table 2. Based on the definition given in Figure 13, it appears from these tests results that $(u/B)_{max} \approx 0.9$ to 1. Similar results [that is, $(u/B)_{max} \approx 1$] were also obtained by Omar et al. (1992) for model square and strip foundations while conducting tests on sand with a relative density of compaction of 70% and $\phi' = 40.3^\circ$. The reinforcement used for those tests was Tensar® BX1000 geogrid. Therefore, based on the existing results, $(u/B)_{max}$ may be taken to be about 0.9 to 1. It is also interesting to note that the magnitude of $(u/B)_{max}$ was recommended by Binquet and Lee (1975a, 1975b) to be about 0.67. From Figure 14 it may also be seen that $(u/B)_{cr}$ as defined by Figure 13 is about 0.25 to 0.5. An analysis of the test results of Schlosser et al. (1983) yields a value of $(u/B)_{cr} \approx 0.4$. Large-scale model tests of Adams and Collin (1997) showed that $(u/B)_{cr}$ is approximately 0.25. Miyazaki and Hirokawa (1992) also observed a similar value of $(u/B)_{cr}$ for the case of $N = 1$ (that is, single layer of geogrid reinforcement).

Table 2. Details of Test Parameters for Plots Shown in Fig. 14

Curve	Investigator	Type of model foundation	Type of reinforcement	Parametric details
1	Guido et al. (1987)	Square	Tensar® BX1100	$h/B = 0.25$; $b/B = 3$; $N = 3$
2	Guido et al. (1987)	Square	Tensar® BX1200	
3	Guido et al. (1987)	Square	Tensar® BX1300	
4	Akinmusuru and Akinbolade (1981)	Square	Rope fibers	$h/B = 0.5$; $b/B = 3$; $N = 5$
5	Yetimoglu et al. (1994)	Rectangular; $B/L = 0.8$; $L =$ length of foundation	Terragrid® GS100	$b/B = 4$; $N = 1$
6	Yetimoglu et al. (1994)	Rectangular; $B/L = 0.8$; $L =$ length of foundation	Terragrid® GS100	$h/B = 0.3$; $b/B = 4.5$; $N = 4$

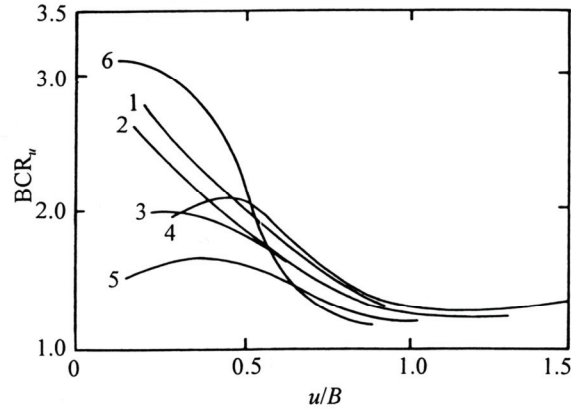


Figure 14. Variation of BCR_u with u/B from other published works (see Table 2 for details)

Variation of b/B and l/B

Based on results of laboratory model tests on geogrid-reinforced sand ($B = 76.2$ mm, relative density of sand compaction = 70%, and Tensar[®] BX1000 reinforcement), Omar et al. (1993c) suggested the following empirical relationships for nondimensional parameters of the geogrid-reinforced soil,

$$\left(\frac{b}{B}\right)_{cr} = 8 - 3.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.5} \quad (4)$$

$$\left(\frac{l}{B}\right)_{cr} = 3.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.5} + \frac{L}{B} \quad (5)$$

Table 3 gives a comparison of some published results on the critical values of b/B [that is $(b/B)_{cr}$]. According to Eq. (4), the values of $(b/B)_{cr}$ are 8 for strip and 4.5 for square foundations. One can see the general agreement when these values are compared with those given in Table 3, considering the fact that some individual judgment is required to determine the value of $(b/B)_{cr}$ from BCR_u versus b/B plots. Also, the following facts are generally apparent:

- The magnitude of $(b/B)_{cr}$ is not a function of either u/B or d/B .
- The magnitude of $(b/B)_{cr}$ is also not strongly dependent on the friction angle of sand and, hence, the relative density of compaction.
- For most practical cases, the of $(b/B)_{cr}$ recommended by Eq. (4) may be quite uneconomical. It may be practical and necessary to reduce the design value of b . A reduction in the value of b will be accompanied by a reduction in the bearing capacity ratio BCR_u . Figure 15a shows

Table 3. Experimental Values of $(b/B)_{cr}$ from Model Tests in Mechanically Stabilized Sand

Investigator	B/L	Soil friction angle ϕ' (deg)	u/B	$(b/B)_{cr}$
Guido et al. (1985)	1	36	0.5	$3B$
Huang and Tatsuoka (1988, 1990)	0	49.8	0.3	$>6B$
Mandal and Manjunath (1990)	0	38	0.25	$5B$
Fragaszy et al. 1983)	0	41	0.334	$7B$
Khing et al. (1993)	0	40.8	0.375	$\approx 8B$

the variation of BCR_u versus b/B for rectangular foundations (B/L varying from zero to 1) from the tests conducted by Omar et al. (1993c) for full-depth reinforcement [that is $d/B = (d/B)_{cr}$]. Using the experimental values of $BCR_{u(max)}$ at $(b/B)_{cr}$, the variations of $BCR_u/BCR_{u(max)}$ versus b/B are plotted in Figure 15b. It is interesting to note that, for all values of B/L , $BCR_u/BCR_{u(max)}$ is about 80% at $b/B \approx 2$.

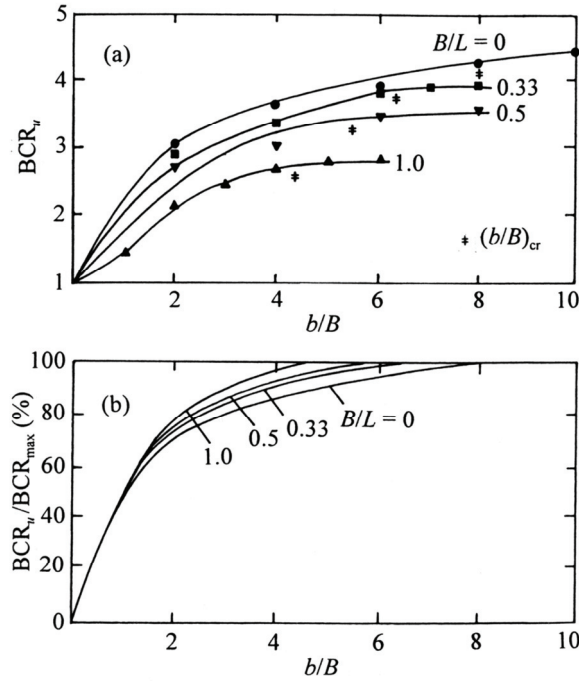


Figure 15. (a) Variation of BCR_u with b/B — $u/B = h/B = 0.33$; $d/B = (d/B)_{cr}$ (after Omar et al., 1993c); (b) variation of $BCR_u/BCR_{u(max)}$ with b/B

Variation of d/B

As mentioned previously, for given u/B , h/B , and b/B , the magnitude of BCR_u increases with the depth of reinforcement located below the bottom of the foundation and reaches a maximum at $d/B = (d/B)_{cr}$. Considering existing results available in the literature, Omar et al. (1993c) proposed the following relationships for the critical reinforcement-depth-ratio,

$$\left(\frac{d}{B}\right)_{cr} = 2 - 1.4\left(\frac{B}{L}\right) \quad \left(\text{for } 0 \leq \frac{B}{L} \leq 0.5\right) \quad (6)$$

$$\left(\frac{d}{B}\right)_{cr} = 1.43 - 0.26\left(\frac{B}{L}\right) \quad \left(\text{for } 0.5 \leq \frac{B}{L} \leq 1\right) \quad (7)$$

For all practical purposes, the $(d/B)_{cr}$ ratios for square and strip foundations are 1 and 2 respectively. If Boussinesq's solution for stress distribution below the center of a flexible uniformly loaded area is considered, these are the depths at which the stress increase will be about 30% of the applied load per unit area of the foundation.

Variation of h/B

At this time only a limited number of laboratory model test results are available in the literature where the effect of h/B on BCR_u has been evaluated. Figure 16 shows results of the laboratory model tests of Shin and Das (1999) conducted to evaluate the effect of h/B on BCR_u . These tests were conducted on a surface strip foundation with $u/B = 0.375$; $d/B = 2 \approx (d/B)_{cr}$; and $N = 2, 3, 4, 5, 6$ and 7 (that is, $h/B = 1.625, 0.813, 0.54, 0.41, 0.31$ and 0.27). For these tests, the relative density of compaction and the angle of friction ϕ' were 70% and 40.3° respectively. It can be seen from Figure 16 that BCR_u decreases rapidly with the increase in h/B . Similar results were observed in tests conducted by Guido et al. (1987) on a square model surface foundation (Figure 17). Hence, for all practical purposes, h/B should probably be limited to a range of 0.25 to 0.4.

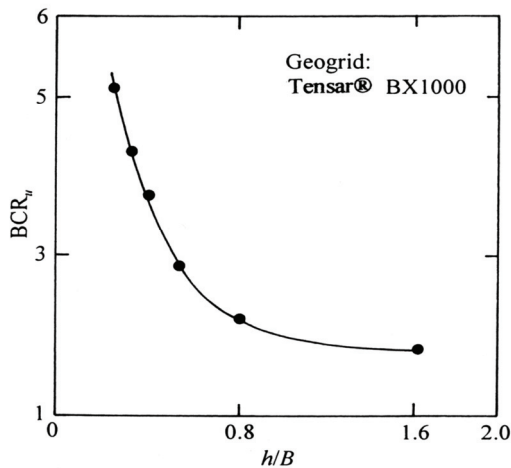


Fig. 16. Plot of BCR_u with h/B for a strip foundation— $u/B = 0.375$; $d/B = (d/B)_{cr} \approx 2$ (after Shin and Das, 1999)

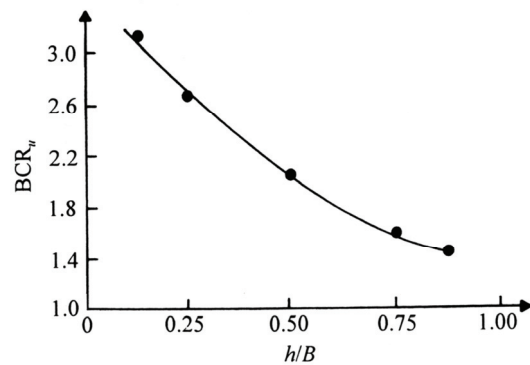


Fig. 17. Plot of BCR_u with h/B for a square surface foundation— $D_r = 55\%$; Tensar® SS1 geogrid; $u/B = 0.25$; $B = 0.305$ m; $N = 3$; $b/B = 3$ (after Guido et al., 1987)

Settlement at Ultimate Load in Sand

As shown in Figure 2, a foundation supported by geogrid-reinforced sand shows a greater level of settlement at ultimate load $q_{u(R)}$. Huang and Hong (2000) analyzed laboratory test results of Huang and Tatsuoka (1990), Takemura et al. (1992), Khing et al. (1992a) and Yetimoglu et al. (1994) and provided the following approximate relationship (Figure 18),

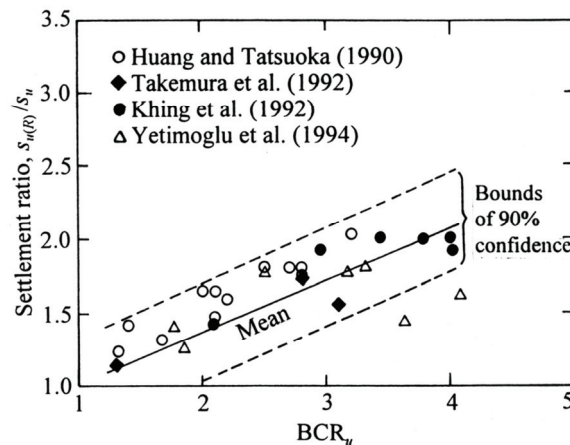


Figure 18. Regression lines for BCR_u with $s_{u(R)}/s_u$ (after Huang and Hong, 2000)

$$\frac{S_{u(R)}}{S_u} = 1 + 0.358(\text{BCR}_u - 1) \quad (8)$$

In the opinion of the authors, the preceding empirical relationship is more applicable to continuous foundations.

10 FOUNDATIONS ON GEOGRID-REINFORCED SATURATED CLAY—CRITICAL PARAMETERS

Unlike laboratory and/or field test results on geogrid-reinforced sand, published results on the behavior of shallow foundations on geogrid-reinforced saturated clay are rather scarce. Limited results on this topic are available in the works of Ingold and Miller (1982), Milligan and Love (1984), and Dawson and Lee (1988). Shin et al. (1993) conducted a systematic but limited model study to evaluate the load-bearing capacity of a surface strip foundation ($B/L \approx 0$) supported by geogrid-reinforced soft clay for undrained condition ($\phi = 0$). Results of model tests in clay for drained condition are not yet available. The following parameters were used in the study of Shin et al. (1993):

Soil: Undrained shear strength $c_u = 3.14 \text{ kN/m}^2$ and 6.02 kN/m^2 ;
degree of saturation = 100%

Reinforcement: Tensar[®] BX1100 geogrid; $h/B = 0.33$

Foundation: $B = 76.2 \text{ mm}$; $B/L = 0$; $u/B = 0.25$ to 1.2

By evaluating the variation of BCR_u , the following nondimensional parameters were obtained: $(b/B)_{\text{cr}} \approx 4.5$ to 5 ; $(d/B)_{\text{cr}} \approx 1.8$; $(u/B)_{\text{cr}} \approx 0.4$; and $(u/B)_{\text{max}} \approx 1.0$. It was also determined that $(d/B)_{\text{cr}}$ is not a function of the undrained shear strength of the soil. The difference between $(b/B)_{\text{cr}}$ in clay and sand as defined by Eq. (4) is not yet known.

Most existing small-scale model studies conducted in the laboratory with geogrid-reinforced sand subgrade which have u/B and h/B in the range of 0.25 to 0.33 [with $b/B \approx (b/B)_{\text{cr}}$, $d/B \approx (d/B)_{\text{cr}}$] show a magnitude of BCR_u in the range of 3.5 to 4. However with similar geogrid reinforcement in a saturated clay subgrade [with u/B and $h/B \approx 0.25$ to 0.33 ; $b/B \approx (b/B)_{\text{cr}}$; $d/B \approx (d/B)_{\text{cr}}$], the magnitude of BCR_u will be approximately half of that observed in the case of sand. It can be speculated that the increase in the bearing capacity of the foundation with geogrid reinforcement in clay is primarily due to (i) the increased soil stiffness below the foundation and (ii) the anchorage of the reinforcement layers.

11 ULTIMATE BEARING CAPACITY AT $D_f > 0$

To the best of the knowledge of the authors, the only tests for bearing capacity of shallow foundations with $D_f > 0$ are those reported by Shin and Das (2000). These results were for laboratory model tests on a strip foundation in sand. The physical properties of the geogrid used are given in Table 4. Note that this is a stiffer geogrid compared to Tensar[®] BX1000 and BX1100 geogrids that were used in a majority of the other studies.

The model tests were conducted with d/B from zero to 2.4, $u/B = 0.4$, $h/B = 0.4$, and $b/B = 6$ [$\approx (b/B)_{\text{cr}}$]. The sand had relative densities D_r of 59% and 74%, and D_f/B was varied from zero to 0.75. The variation of BCR_u with d/B , D_f/B , and D_r is shown in Figure 19. From this figure the following observations can be made:

- For all values of D_f/B and D_r , the magnitude of $(d/B)_{\text{cr}}$ is about 2 for strip foundations (see Eq. 6).
- For a given b/B , D_r , u/B , and h/B , the magnitude of BCR_u increases with D_f/B up to about 3.0.

Table 4. Physical Properties of the Geogrid (Shin and Das, 2000)

Physical property	Value
Polymer type	Polypropylene
Structure	Biaxial
Mass per unit area	320 g/m ²
Aperture size	41 mm (MD) × 31 mm (CMD)
Maximum tensile strength	14.5 kN/m (MD) × 20.5 kN/m (CMD)
Tensile strength at 5% strain	5.5 kN/m (MD) × 16.0 kN/m (CMD)

Note: MD = machine direction; CMD = cross-machine direction

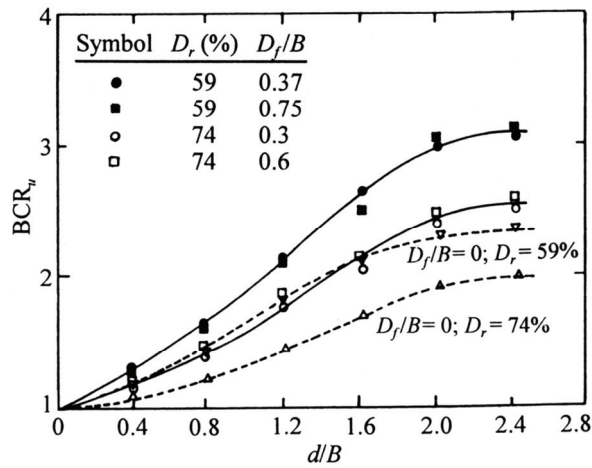


Figure 19. Comparison of BCR_u for tests conducted at $D_f/B = 0$ and $D_f/B > 0$ —strip foundation; $u/B = h/B = 0.4$; $B = 67$ mm; $b/B = 6$ (based on Shin and Das, 2000)

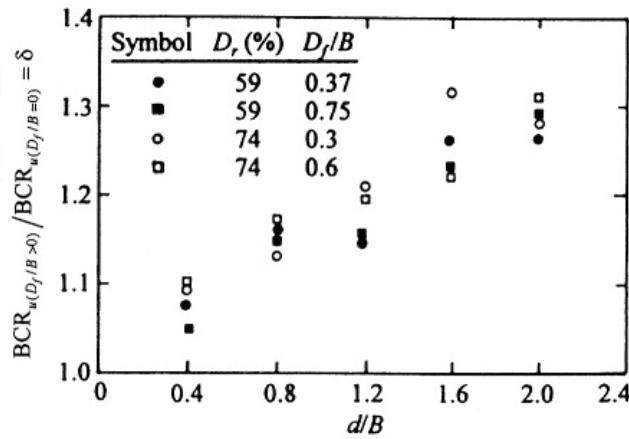


Figure 20. Plot of experimental $BCR_{u(D_f/B > 0)} / BCR_{u(D_f/B = 0)}$ values with d/B

Figure 20 shows the plot of $BCR_{u(D_f/B > 0)} / BCR_{u(D_f/B = 0)}$ with d/B from the experimental results of these tests. For all values of d/B , the magnitude of δ is greater than one, and it increases with d/B .

12 SOME COMMENTS ON BCR_u OBTAINED FROM LABORATORY MODEL TESTS

Relative Stiffness of Geogrids

It was noted earlier in this paper that the relative stiffness of the geogrid reinforcement may contribute to the magnitude of BCR_u . This will be more noticeable in the case of small-scale laboratory model tests. Compare Figures 15a and Figure 19. For practically similar conditions [$D_f/B = 0$; $B/L = 0$ (strip foundation); $u/B = h/B = 0.33$ to 0.4], the magnitude of $BCR_{u(max)}$ is about half for a stiffer geogrid reinforcement (Figure 19) compared to that for a weaker geogrid reinforcement (Figure 15a). Similar results were provided by Guido et al. (1987) for a square surface model foundation (see Figure 21).

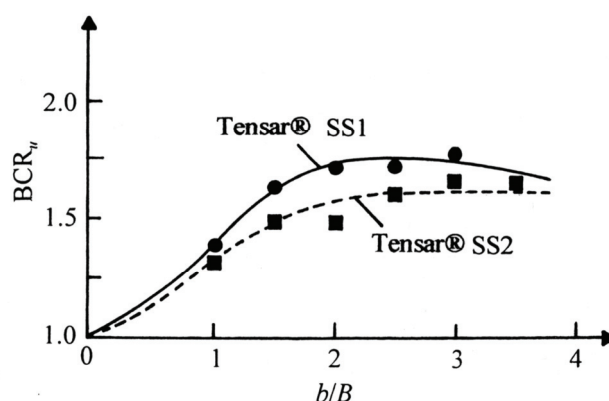


Figure 21. Variation of BCR_u with h/B for two geogrids—square foundation; $u/B = 0.5$; $h/B = 0.25$; $B = 0.305$ m; $N = 3$ (after Guido et al., 1987)

The tensile strengths of the geogrids used for tests shown in Figure 21 were as follows:

Geogrid	Tensile strength (kN/m)	
	Machine direction	Cross-machine direction
SS1	16.8	24.8
SS2	23.0	26.8

The effect of relative stiffness of the geogrid on the bearing capacity ratio needs further investigation.

Scale Effects

For actual design in the field, the bearing capacity ratio is an important parameter. Differences in behavior between field observations and model tests under a 1g stress field, primarily in granular soils, have been known for some time and are sometimes referred to as scale effect by geotechnical engineers (Vesic, 1973). The restrictions of applying the results of 1g model tests to actual engineering problems in the field are (i) the effect of pressure level and (ii) the effect of grain size.

For actual design in the field, the bearing capacity ratio is an important parameter. Differences in behavior between field observations and model tests under a 1g stress field, primarily in granular soils, have been known for some time and are sometimes referred to as scale effect by geotechnical engineers (Vesic, 1973). The restrictions of applying the results of 1g model tests to actual engineering problems in the field are (i) the effect of pressure level and (ii) the effect of grain size.

Existing studies indicate that, in the case of shallow foundations supported by unreinforced sand, the average shear strength mobilized along a slip line under the foundation decreases with the increase in the foundation width B . The most conspicuous of all is the decrease in the bearing

capacity factor N_γ with the increase in the width of the foundation. The ultimate bearing capacity of a surface strip foundation supported by unreinforced sand can be given as,

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

where γ = unit weight of sand.

DeBeer (1965) compiled several laboratory bearing capacity test results to show that the magnitude of N_γ decreases with γB (or B) as shown in Figure 22a. These results were also cited by Vesic (1973). Thus, this means that the variation of the ultimate bearing capacity of surface foundations, q_u , with B will be as shown in Figure 22b. DeBeer's work shows that N_γ reaches an approximate constant value at $\gamma B \geq 2.45\text{--}2.9 \text{ kN/m}^2$. For this condition, if the average unit weight of sand is assumed to be about 16 kN/m^3 , then B would be about $150\text{--}180 \text{ mm}$, which is the smallest width of model foundation that should be used to determine the ultimate bearing capacity.

Using a similar reasoning, Das and Omar (1994) conducted several laboratory model tests on surface strip foundations supported by geogrid-reinforced sand in which the foundation width B was varied. For all tests $u/B = h/B = 0.33$, $b/B = 8$, and $d/B = 2$. Figure 23 shows the variation of BCR_u with B and relative density of sand, D_r , obtained from the tests. For a given D_r , the magnitude of BCR_u decreases with the increase in B and reaches an approximate minimum value at $B \approx 150 \text{ mm}$. Figure 24 shows the plots of BCR_u versus D_r for various values of B (based on the results shown in Figure 23). From this figure it appears that B should be at least $150\text{--}180 \text{ mm}$ to obtain BCR_u from laboratory model tests. This is about the same as that obtained from DeBeer's analysis (1965).

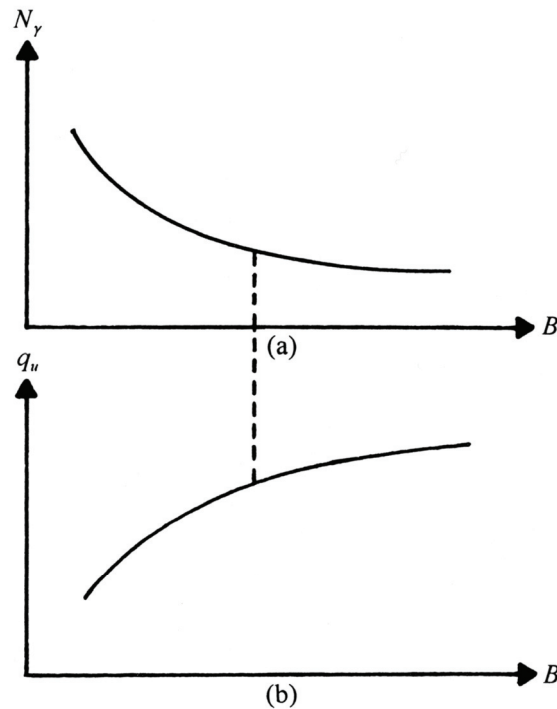


Figure 22. Nature of variation of (a) bearing capacity factor N_γ with B ;
(b) ultimate bearing capacity q_u with B

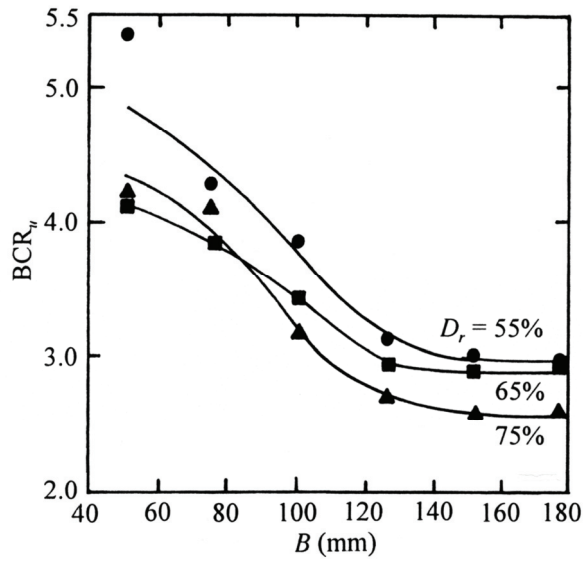


Figure 23. Variation of BCR_u with B —strip foundation; Tensar® BX1000 geogrid; $u/B = h/B = 0.33$; $b/B = 8$; $d/B = 2$ (after Das and Omar, 1994)

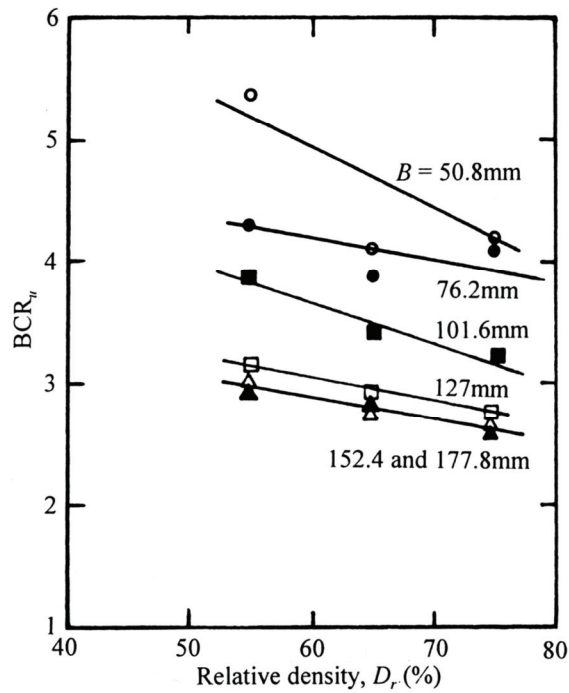


Figure 24. Variation of BCR_u with D_r based on the results of Fig. 23 (After Das and Omar, 1994)

Modeling of Geogrids

In all model test results cited thus far in this paper, field scale geogrids were used for testing small-scale foundations in the laboratory. It will be of interest to determine the effect of the geogrid aperture size and orientation on the magnitude of BCR_u .

13 BEARING CAPACITY AT LIMITED SETTLEMENT LEVEL

In many cases, shallow foundations are designed for limited settlement levels and, hence, the magnitude of BCR_u may become meaningless for $B >$ about 1 m. Therefore, it is necessary to determine the bearing capacity ratio at various levels of settlement to aid in the design process of the foundation. In order to accomplish this, the nondimensional quantity BCR_s , defined by Eq. 3 will be helpful. So far, only a few small-scale laboratory based experimental studies have been reported in this regard, and they are summarized below.

Foundations on Sand

Omar et al. (1993b) and Khing et al. (1993) conducted limited model studies to determine the relationship between BCR_u and BCR_s for strip and square model foundations supported by geogrid-reinforced sand. Figure 25 shows the variation of BCR_u and BCR_s with d/B (for $s/s_u = 0.25, 0.5,$ and 0.75). It is important to note that s_u is the settlement of the foundation at ultimate load when supported by unreinforced sand (also see Figure 2). For these tests the following parameters were used:

- Sand: Relative density = 70%
- Foundation: Square and strip; $B = 76.2$ mm
- Reinforcement: Tensar® BX1000 geogrid; $u/B = 0.33, h/B = 0.33$
 $b/B = 10$ (for strip foundations)
 $b/B = 6$ (for square foundations)

Based on the plots shown in Figure 25, the following general observations can be made:

- a. For a given foundation, $d/B, u/B,$ and $h/B,$ the magnitude of BCR_u is higher than that of BCR_s , at s/s_u less than or equal to 0.75.

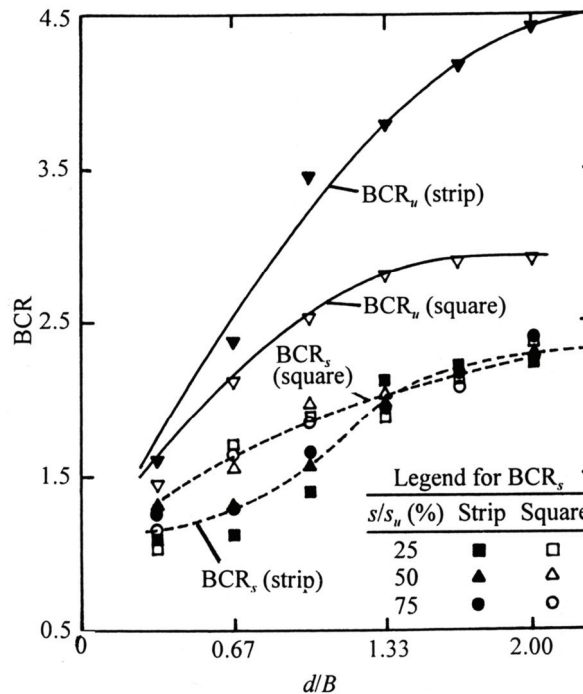


Figure 25. Variation of BCR_u and BCR_s with d/B for strip and square foundations on sand—
 $D_r = 70\%$; Tensar® BX1000 geogrid; $u/B = h/B = 0.33$; $b/B = 10$ for strip and
 $b/B = 6$ for square (after Omar et al., 1993b)

- b. The ratio of BCR_s/BCR_u for a strip foundation appears to be lower than that obtained for a square foundation.
- c. Although there is some scatter, the variation of BCR_s with d/B ($s/s_u = 0.25, 0.5,$ and 0.75) can be represented by a single curve.

Similar results for the variation of BCR_u and BCR_s with b/B and u/B are shown in Figures 26 and 27. From these figures it can be seen that, for a given foundation, u/B (between 0.25 to 0.4), h/B , b/B , and d/B ,

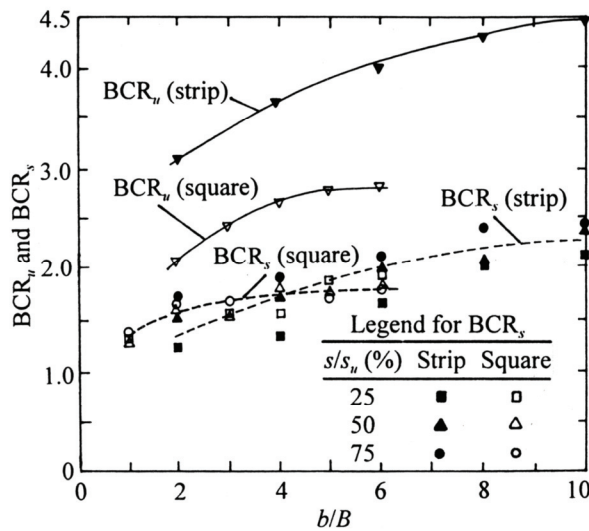


Figure 26. Variation of BCR_u and BCR_s with b/B for strip and square foundations on sand—
 $D_r = 70\%$; Tensar® BX1000 geogrid; $u/B = h/B = 0.33$; $B = 76.2$ mm; $N = 6$ for strip and
 $N = 4$ for square (after Omar et al., 1993b)

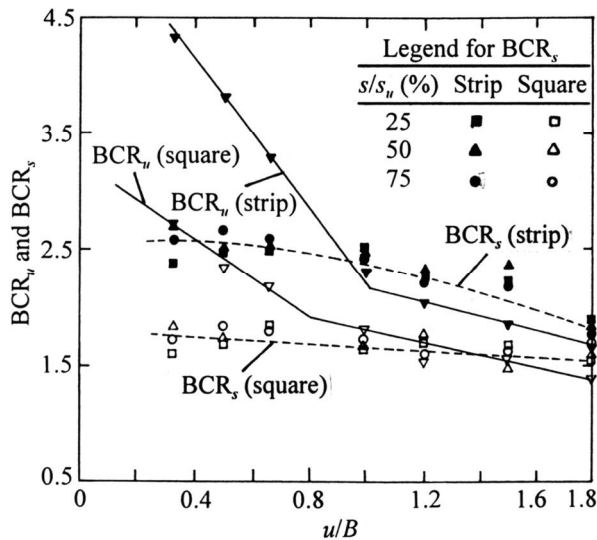


Figure 27. Variation of BCR_u and BCR_s with u/B for strip and square foundations on sand—
 $D_r = 70\%$; Tensar® BX1000 geogrid; $h/B = 0.33$; $B = 76.2$ mm; $N = 6$ for strip and
 $N = 4$ for square (after Omar et al., 1993b)

$$\frac{BCR_s}{BCR_u} \approx 0.56 \left(\text{strip foundations; } 0.25 \geq \frac{s}{s_u} \geq 0.75 \right) \quad (9)$$

and

$$\frac{BCR_s}{BCR_u} \approx 0.67 \left(\text{strip foundations; } 0.25 \geq \frac{s}{s_u} \geq 0.75 \right) \quad (10)$$

Shin et al. (2002) analyzed the model tests reported in Figures 19 and 20 (strip foundation) for BCR_s at $s/B \leq 5\%$. Figure 28 shows the variation of BCR_s at $s/B = 2.5\%$ and 5% for various values of D_f/B and d/B . Figure 29 shows the plot of BCR_s/BCR_u with d/B and D_f/B for $s/B \leq 5\%$. For a given value of D_f/B , the magnitude of BCR_s/BCR_u decreases with d/B and attains approximately a minimum value at $d/B \approx 2$. These minimum values are plotted against D_f/B in Figure 30, from which it appears that the minimum value of BCR_s/BCR_u is about 0.7 for shallow strip foundations for $s/B \leq 5\%$. Similar values for BCR_s were obtained from large scale model tests conducted by Adams and Collin (1997) for $s/B < 1\%$. It is important to point out that, in the study of Shin et al. (2000), BCR_u and BCR_s are defined as follows,

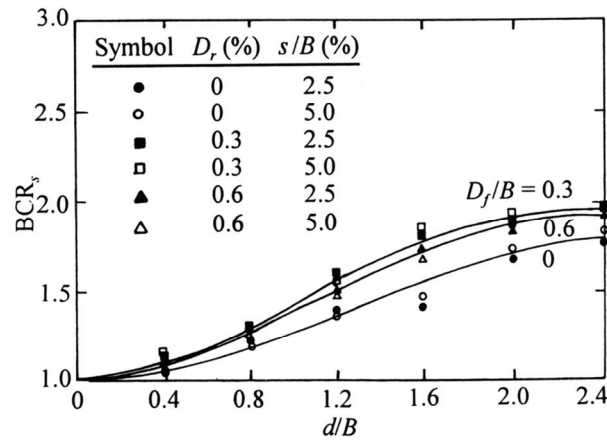


Figure 28. Variation of BCR_s with d/B for $D_f/B = 0, 0.3$ and 0.6 and $s/B = 2.5\%$ and 5% based on the model tests reported in Figs. 19 and 20 (after Shin et al., 2002)

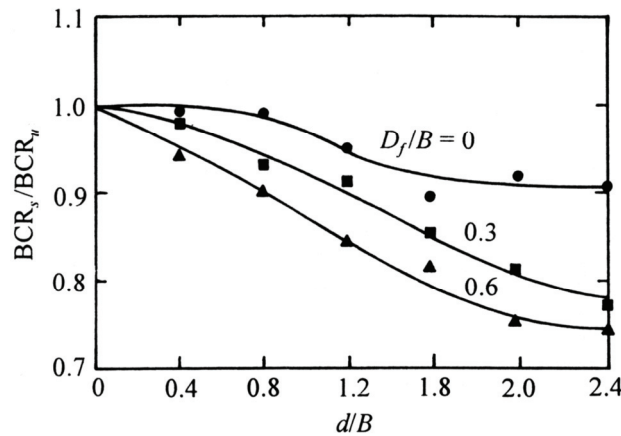


Figure 29. Plot of BCR_s/BCR_u (at settlement ratios $< 5\%$) with d/B —from Fig. 28 (after Shin et al. 2002)

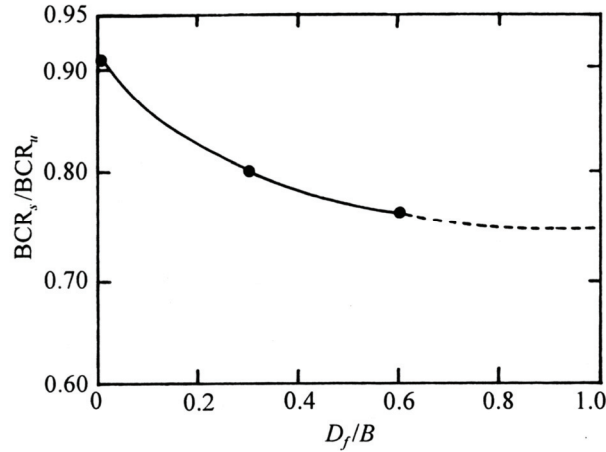


Figure 30. Plot of BCR_s/BCR_u (at settlement ratios < 5%) with D_f/B — from Fig. 28 (after Shin et al. 2002)

$$BCR_u = \frac{q_{u(R)-D_f/B}}{q_{u-D_f/B}}$$

and

$$BCR_s = \frac{q_{R-D_f/B}}{q_{D_f/B}}$$

Foundations on Saturated Clay

Details of the laboratory tests of Shin et al. (1993) for foundations on geogrid-reinforced saturated clay and the critical parameters $[(b/B)_{cr}, (d/B)_{cr}, (u/B)_{cr}]$ were reported earlier in this paper. Figure 11 also shows typical load-displacement curves obtained from that laboratory model test program. Comparing Figure 11 with Figure 2, it is obvious that $s_u = s_{u(R)}$ for tests on geogrid-reinforced saturated clay.

Figures 31, 32, and 33 summarize the results of this study as they relate to BCR_u and BCR_s . The plots shown in Figure 32 are for given values of $h/B = 0.33$ and $N = 4$, from which the following conclusions can be drawn:

1. For a given b/B ratio, the bearing capacity ratios, BCR_u and BCR_s , increase with u/B and reaches a maximum at $u/B \approx 0.4$ to 0.45 . For $u/B > 0.4$ to 0.45 , the magnitude of BCR_u and BCR_s gradually decreases. Thus the optimum value of u/B [that is $(u/B)_{cr}$] for ultimate bearing capacity consideration and/or consideration of the bearing capacity at limited settlement levels can be taken as 0.4 .
2. At $u/B \approx (u/B)_{cr} \approx 0.4$, the bearing capacity ratio decreases to some extent with the increase in the settlement level [that is, BCR_s (at $s/s_u = 0.25$) $>$ BCR_s (at $s/s_u = 0.5$)].

Figure 33 shows the plots of the variation of BCR_u and BCR_s with d/B (for a given value of u/B , h/B , and b/B). It can be seen from this figure that, in spite of some scatter, the variation of BCR_u with d/B for $s/s_u = 0.5$ and 0.75 can be represented by a single curve which plots below the curve of BCR_u and BCR_s at $s/s_u = 0.25$. However, for all curves, the bearing capacity ratio increases with d/B up to a maximum at $d/B = (d/B)_{cr} \approx 1.8$.

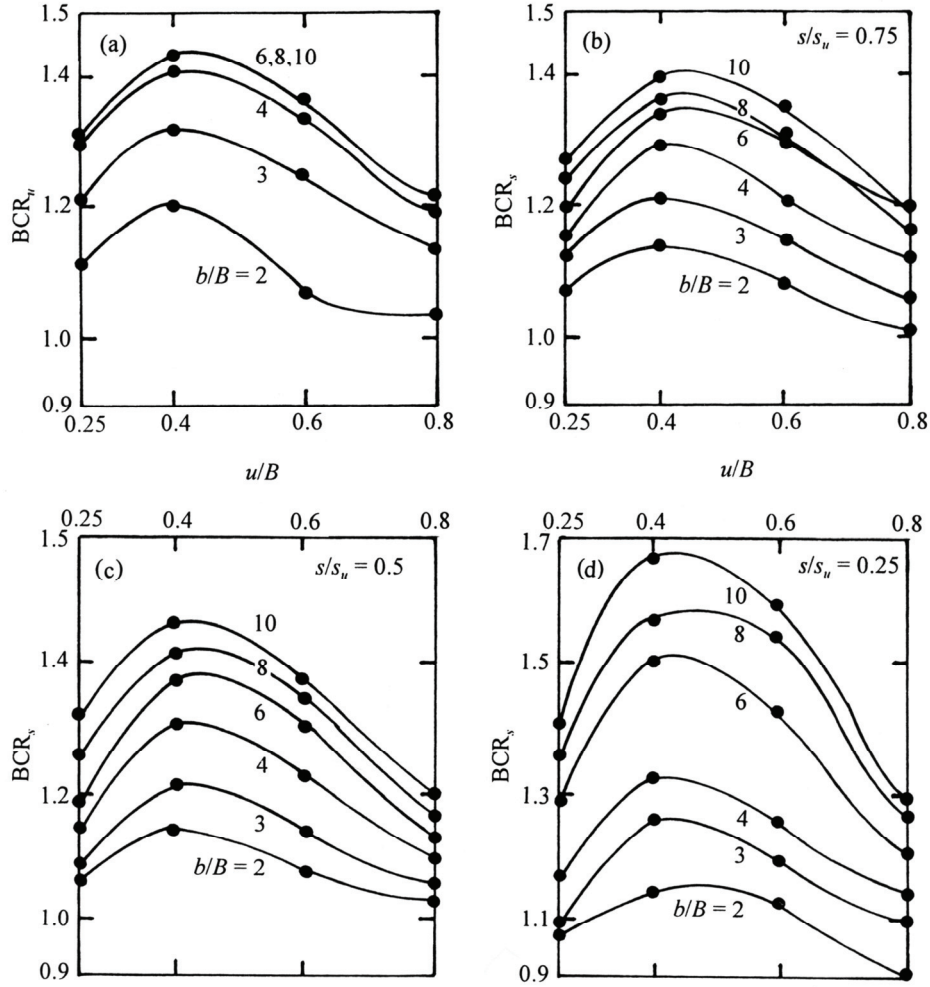


Figure 31. Plot of BCR_u and BCR_s with u/B for various b/B values for tests in clay— $c_u = 3.14 \text{ kN/m}^2$; Tensar® BX1100 geogrid; $N = 4$; $h/B = 0.33$ (after Shin et al., 1993)

14 ULTIMATE BEARING CAPACITY THEORIES

The failure mechanisms of a surface strip foundation supported by *reinforced sand* as proposed by Schlosser et al. (1983) are shown in Figure 6. Based on this assumed failure mechanism, they proposed that,

$$q_{u(R)} = \frac{1}{2} \gamma (B + \Delta B) N_\gamma + \gamma d N_q F_{qd} \quad (11)$$

where γ = unit weight of sand; B = width of foundation; ΔB = increase in the foundation width at a depth $d = 2d \tan \beta$ (angle β is defined in Figure 6); N_γ , N_q = bearing capacity factors; F_{qd} = depth factor.

The bearing capacity factors can be given by the following relationships (Vesic, 1973),

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (12)$$

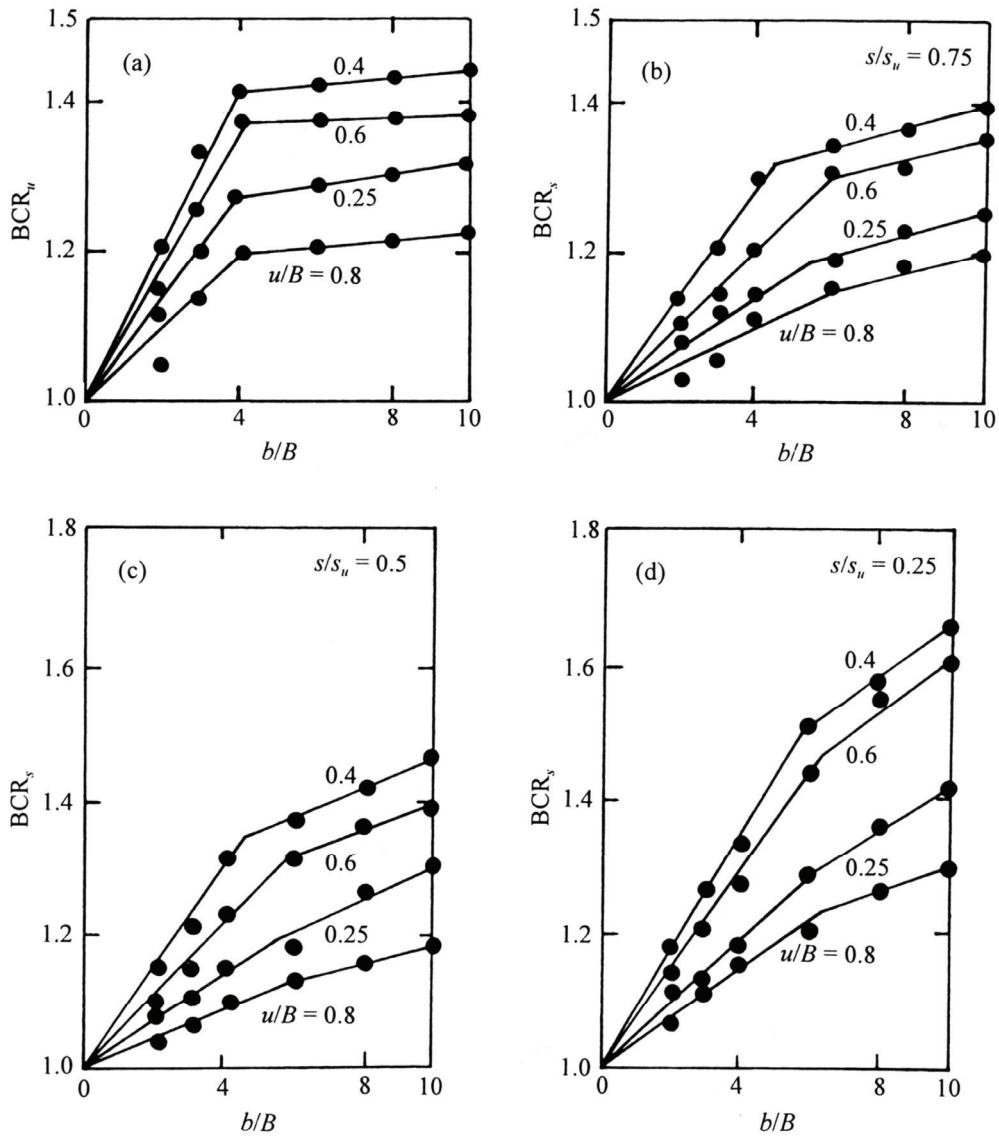


Figure 32. Plot of BCR_u and BCR_s with b/B for various u/B values for tests in clay— $c_u = 3.14 \text{ kN/m}^2$; Tensar[®] BX1100 geogrid; $N = 4$; $h/B = 0.33$ (after Shin et al., 1993)

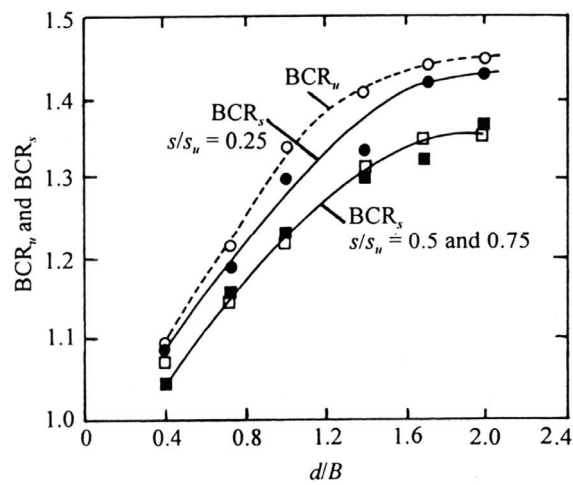


Figure 33. Plot of BCR_u and BCR_s versus d/B for various u/B values for tests in clay— $c_u = 3.14 \text{ kN/m}^2$; Tensar[®] BX1100 geogrid; $N = 4$; $h/B = 0.33$ (after Shin et al., 1993)

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad (13)$$

where ϕ' = effective friction angle of sand.

The depth factor can be expressed as

$$F_{qd} = 1 + 0.35 \frac{d}{B} \quad (14)$$

For rectangular foundations, shape factors $F_{\gamma s}$ and F_{qs} may be incorporated in Eq. (11).

Takemura et al. (1992) have reported centrifuge model test results of a model surface strip foundation ($B = 30$ mm) supported by geogrid-reinforced sand. The model geogrid used had a structure as illustrated in Figure 34. The tensile strength was 7.8 kN/m, and the failure strain was 2.3%. Under 15g centrifugal acceleration employed for this test, the strength of the corresponding prototype was 72 kN/m and the stiffness was about 5 times higher than that for the polymer type grid. This is one of the few tests where the geogrid was modeled. Figure 35 shows the contours of maximum shear stress at the peak load intensity for six tests. A summary of the test parameters shown in Figure 35 is given in Table 5. From this table it can be seen that, for all cases with $b/B > 1$, d/B was approximately equal to D/B (D = depth of highly sheared zone). Using the experimental values of bearing capacity factor $N_\gamma = 310$ obtained from centrifuge model tests on unreinforced sand, the soil friction angle ϕ' was back calculated from Eqs. (12) and (13) to be 46° . It was assumed that the “deep-foundation mechanism” (Figure 5) existed at failure. Hence,

$$q_{u(R)} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + (\gamma D) N_q \approx \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + (\gamma d) N_q \quad (15)$$

or

$$\frac{2q_{u(R)}}{\gamma B} = N_\gamma + \frac{2d}{B} N_q \quad (16)$$

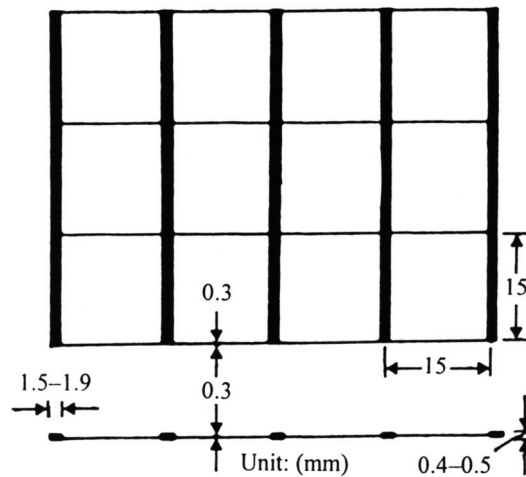


Figure 34. Model geogrid used by Takemura et al. (1992)

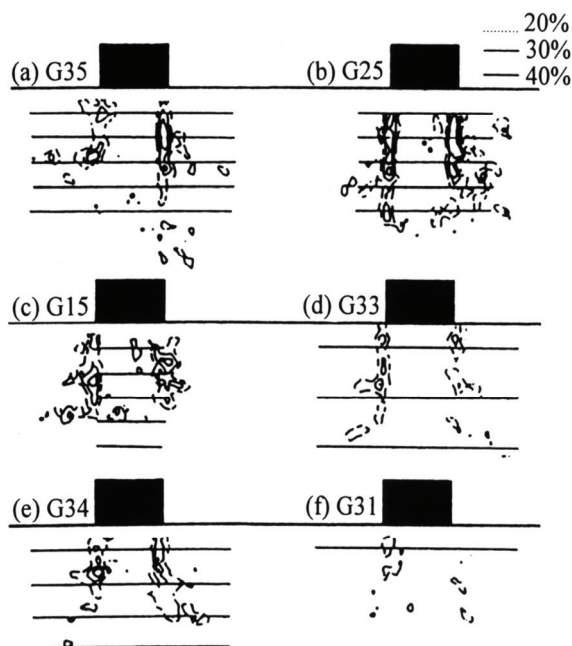


Figure 35. Contours of maximum shear strain at the peak load intensity observed by the centrifuge tests of Takemura et al. (1992)

Table 5. Summary of Parameters for the Tests Conducted by Takemura et al. (1992)

Test No.	N	u/B	h/B	d/B	b/B	D^a/B
G35	5	0.33	0.33	1.67	3	1.67
G25	5	0.33	0.33	1.67	2	1.67
G15	5	0.33	0.33	1.67	1	1.0
G33	3	0.33	0.33	1.0	3	1.0
G34	4	0.33	0.33	1.33	3	1.33
G31	1	0.33	0.33	0.33	3	0.33

^a D = depth of highly sheared zone from the bottom of the foundation

Substituting known values of N_γ , B , d , and N_q into Eq. (16), the nondimensional values of $2q_{u(R)}/\gamma B$ for all tests were calculated. Figure 36 shows the experimental and theoretical [Eq. (16)] variations of $2q_{u(R)}/\gamma B$. The agreement between these values seems to be good. It is important to point out that Eq. (15) does not include depth factors.

Huang and Menq (2000) provided an improved analysis to estimate the ultimate bearing capacity of *surface* foundations supported by geogrid-reinforced sand. This analysis took into account the “deep foundation mechanism” and the “wide slab mechanism” as shown in Figures 5 and 6. According to this analysis and referring to Figure 6,

$$q_{u(R)} = \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] (B + \Delta B) \gamma N_\gamma + \gamma D N_q \quad (17)$$

where L = length of foundation; γ = unit weight of soil; and

$$B = 2d \tan \beta \quad (18)$$

The relationships for the bearing capacity factors N_γ and N_q are given in Eqs. (12) and (13). The angle β is given by the relation (Huang and Hong, 2000),

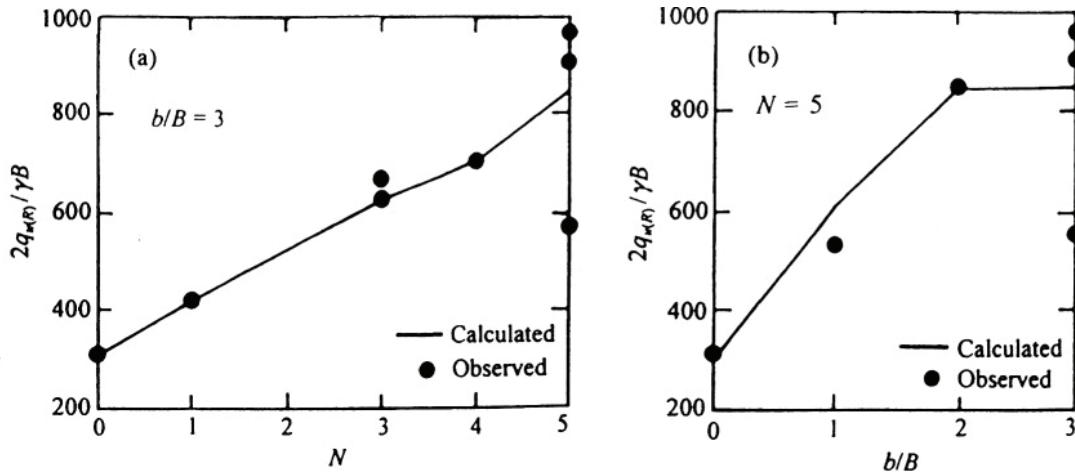


Figure 36. Calculated and observed values of $2q_{u(R)}/\gamma B$ (after Takemura et al., 1992)

$$\tan \beta = 0.68 - 0.271 \left(\frac{h}{B} \right) + 0.743(\text{CR}) + 0.03 \left(\frac{b}{B} \right) \quad (19)$$

where CR = cover ratio = (width of reinforcing strip)/(center-to-center horizontal spacing of the strips) = w/W (see Figure 9).

Equation (19) is valid for the following ranges,

$$\begin{aligned} 0 \leq \tan \beta \leq 1 & \quad 1 \leq \frac{b}{B} \leq 10 \\ 0.25 \leq \frac{h}{B} \leq 0.5 & \quad 1 \leq N \leq 5 \\ 0.02 \leq \text{CR} \leq 1.0 & \quad 0.3 \leq \frac{d}{B} \leq 2.5 \end{aligned}$$

It is important to note that in Eq. (19) the parameter h/B plays the *primary* role in predicting β , and CR plays a *secondary* role. The effect of b/B is small.

15 TENTATIVE GUIDELINES FOR BEARING CAPACITY CALCULATION IN SAND

Considering the bearing capacity theories presented in the preceding section, following is a tentative guideline (most likely conservative) for estimating the ultimate and allowable bearing capacities of foundations supported by geogrid-reinforced sand.

1. The magnitude of u/B should be kept between 0.25 and 0.33.
2. The value of h/B should not exceed 0.4.
3. For most practical cases and for economic efficiency, b/B should be kept between 2–3 and $N \leq 4$.
4. Use Eq. (17), slightly modified, to calculate $q_{u(R)}$, or

$$q_{u(R)} = \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] (B + 2d \tan \beta) \gamma N_\gamma + \gamma (D_f + d) N_q \quad (20)$$

where

$$\beta \approx \tan^{-1} \left[0.68 - 0.271 \left(\frac{h}{B} \right) + 0.743(\text{CR}) \right] \quad (21)$$

5. For determining q_R at $s/B \leq 5\%$,

a. Calculate $\text{BCR}_u = q_{u(R)}/q_u$. The relationship for $q_{u(R)}$ is given in Eq. (20). So,

$$q_u = \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] B \gamma N_\gamma + \gamma D_f N_q \quad (22)$$

b. With known values of D_f/B and using Figure 30, obtain $\text{BCR}_s/\text{BCR}_u$.

c. From Steps a and b, obtain $\text{BCR}_s = q_R/q$.

d. Estimate q from the relationships (Meyerhof, 1965; Bowles, 1977; also see Das, 2004),

$$q \text{ (kN/m}^2\text{)} = 10(N_1)_{60} F_d \left(\frac{s}{25} \right) \quad (\text{for } B \leq 1.22 \text{ m}) \quad (23)$$

$$q \text{ (kN/m}^2\text{)} = 12(N_1)_{60} \left(\frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{s}{25} \right) \quad (\text{for } B > 1.22 \text{ m}) \quad (24)$$

where B is in m and s is in mm; $(N_1)_{60}$ = corrected average standard penetration resistance number in sand below the foundation; and,

$$F_d = \text{depth factor} = 1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33 \quad (25)$$

e. Calculate $q_R = (q)(\text{BCR}_s)$.

16 ESTIMATION OF FOUNDATION SETTLEMENT USING PLATE LOAD TESTS IN THE FIELD

The elastic settlement at the center of a flexible surface foundation supported by unreinforced soil can be estimated from the relation (Figure 37),

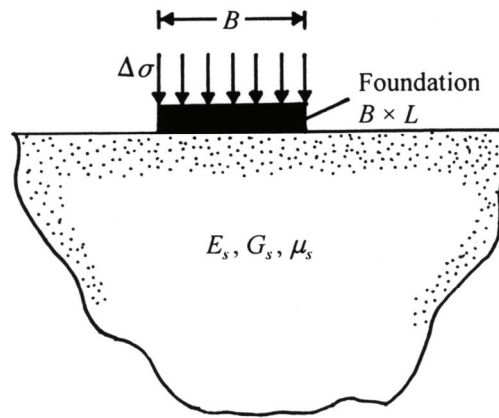


Figure 37. Surface foundation subjected to a load per unit area $\Delta\sigma$

$$s = (\Delta\sigma)B \frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_\rho \quad (26)$$

where s = elastic settlement; $\Delta\sigma$ = net pressure applied on the foundation; B = width of the foundation; μ_s = Poisson's ratio of the soil; E_s = modulus of elasticity of the soil; I_ρ = influence factor which is a function of the length and width of the foundation. Or,

$$I_\rho = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right) \right] \quad (27)$$

where $m = L/B$; L = length of foundation.

Cyclic load tests in the field can be performed to determine the modulus of elasticity of soil E_s supporting the foundation. In some instances, especially in the design of vibrating machine foundations, the shear modulus of the soil G_s is determined. Shear modulus is also not sensitive to the location of the ground water table. E_s and G_s are related by the relationship,

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)} \quad (28)$$

Combining Eqs. (26) and (28),

$$s = (\Delta\sigma)B \frac{1-\mu_s}{2G_s} I_\rho \quad (29)$$

Cyclic plate load tests in the field are conducted by applying step loads to a test plate, removing the step loads, and then applying them again. In this manner, the elastic rebounds of the soil s_e at any stress level $\Delta\sigma$ can be determined (Figure 38a). The variation of $\Delta\sigma$ with s_e can be used to calculate the elastic uniform compression, C_z , of the soil as (Figure 38b),

$$C_z = \frac{\Delta\sigma}{s_e} \quad (30)$$

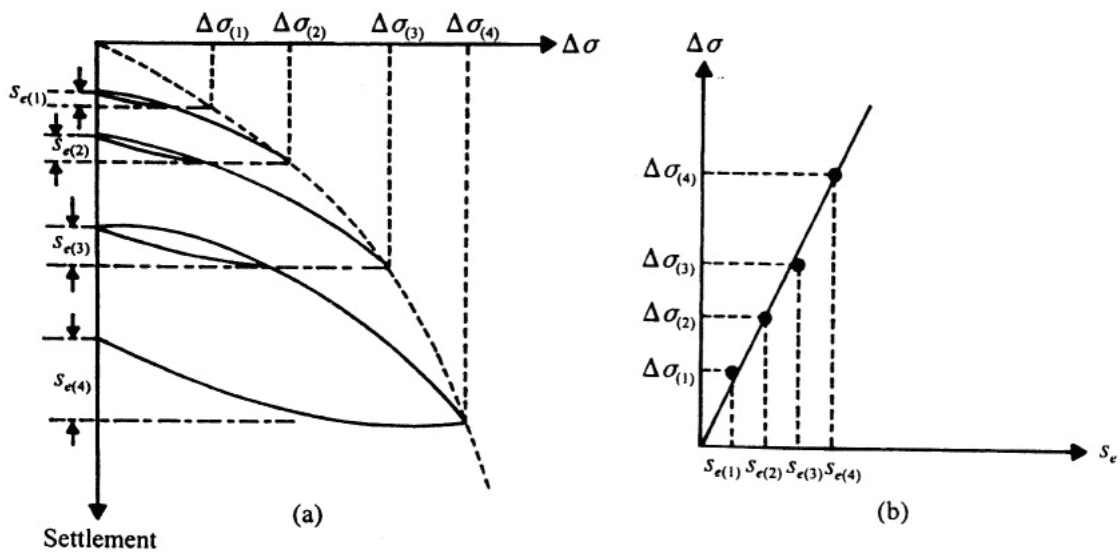


Figure 38. Cyclic plate load tests: (a) plot of $\Delta\sigma$ versus settlement; (b) plot of $\Delta\sigma$ with s_e

The theoretical relationship provided by Barkan (1962) for C_z is of the form,

$$C_z = 1.13 \frac{E_s}{1 - \mu_s^2} \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (31)$$

where A = area of the test plate.

Combining Eqs. (28) and (31), we obtain

$$G_s = \frac{C_z(1 - \mu_s)\sqrt{A}}{2.26} \quad (32)$$

Knowing the magnitudes of C_z and A , the value of G_s can be calculated. In most cases the magnitude of G_s determined by Eq. (32) will be for a strain level of about 10^{-3} to 10^{-3} (Prakash, 1981). This is the most likely strain level to use in calculating the elastic settlement of shallow foundations.

Substituting Eq. (32) into Eq. (29), the settlement of the foundation can be calculated. Using a similar procedure, the settlement of foundations on geogrid-reinforced soil can also be determined with desired values of u/B , h/B , d/B , and b/B . In such case,

$$s = (\Delta\sigma)B \frac{1 - \mu_{sg}}{2G_{sg}} I_p \quad (33)$$

where μ_{sg} = Poisson's ratio of geogrid-reinforced soil, G_{sg} = shear modulus of geogrid-soil system

The value of μ_{sg} can be assumed to be between 0.3 and 0.35. G_{sg} can be obtained from cyclic plate load tests conducted in the field [Eqs. (30) and (32)]. Shin, Das and Atalar (2002) reported such results for the field test configuration shown in Figure 12a. The increase in G_{sg} by including the three layers of geogrid was about 54% compared to non-reinforced soil conditions.

17 SETTLEMENT OF FOUNDATIONS DUE TO IMPACT LOADING

Under some unusual circumstances, it is entirely possible that foundations such as rocket launching pads and the kind may be subjected to impact loading of short duration, which is substantially higher than the ultimate or allowable bearing capacities on unreinforced soil. Preliminary research in this area indicates that inclusion of geogrids as soil reinforcement can substantially reduce the foundation settlement and, hence, damage to the superstructure.

Das, Maji, and Shin (1998) conducted some exploratory laboratory model investigations using a square surface foundation ($B = 76.2$ mm) supported by a sand subgrade with Tensar® BX1000 geogrid reinforcement. The relative density of compaction of sand was about 74%. In conducting the laboratory study, the following steps were undertaken:

1. The ultimate bearing capacity of unreinforced sand q_u and the settlement of the model foundation at ultimate load s_u for unreinforced sand ($N = 0$) were determined.
2. The model foundation was then subjected to impact loading of short duration. The average settlement s_d of the foundation was observed. The idealized nature of the impact loading was similar to the type shown in Figure 39, in which $q_{d(\max)}$ is the peak transient load per unit area of the foundation. The average rise and decay time of the loading were 1.75 sec and 2 sec, respectively.
3. Impact loading tests and foundation settlement observations were also conducted with geogrid-reinforced sand subgrade ($u/B = h/B = 0.33$, $b/B = 4$).

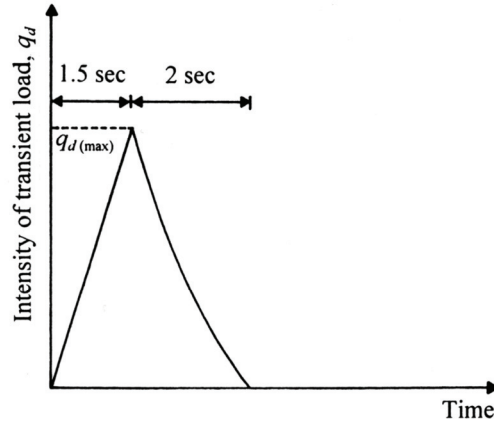


Figure 39. Idealized nature of the impact loading for tests conducted by Das et al. (1998)

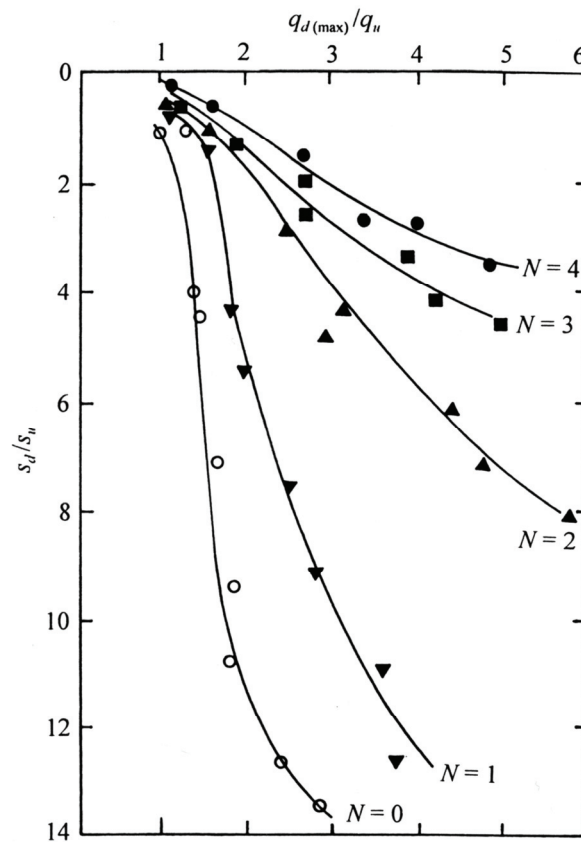


Figure 40. Variation of s_d/s_u with $q_{d(max)}/q_u$ (after Das et al., 1998)

Figure 40 shows a plot of the test results in a nondimensional form (that is, $q_{d(max)}/q_u$ versus s_d/s_u) for $N = 0, 1, 2, 3,$ and 4 . It is clear from this plot that the inclusion of geogrids can reduce the foundation settlement to a large degree. A better way of visualizing the effect of geogrid reinforcement in the reduction of settlement is by considering a term—settlement reduction factor R —which can be defined as,

$$R = \frac{s_{d-d}}{s_{d-d=0}} \quad (34)$$

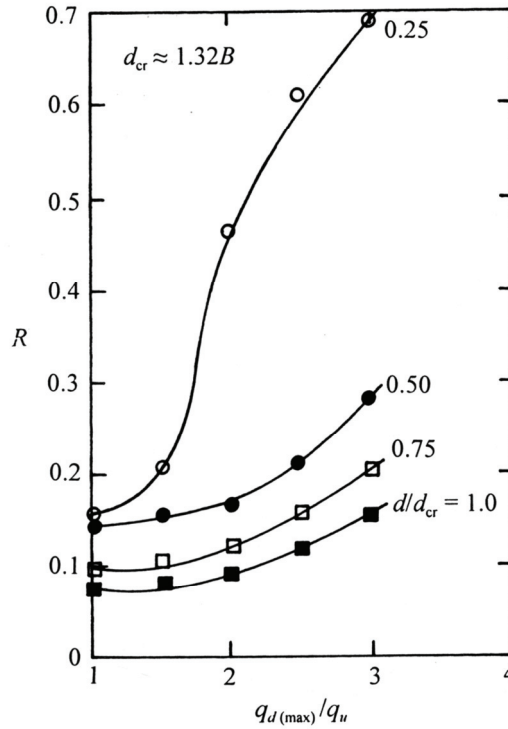


Figure 41. Variation of R with $q_{d(max)}/q_u$ and d/d_{cr} (after Das et al., 1998)

where s_{d-d} , $s_{d-d=0}$ = settlement after impact loading for reinforcement depths of d and 0, respectively.

Figure 41 shows the variation of R with $q_{d(max)}/q_u$ and d/d_{cr} . Note that the magnitude of R decreases rapidly with the increase in d/d_{cr} for a given $q_{d(max)}/q_u$.

18 SETTLEMENT OF FOUNDATIONS ON GEOGRID-REINFORCED SOIL DUE TO CYCLIC LOADING

In many instances machine foundations are subjected to cyclic loading. As a result, they may undergo permanent settlement over a period of time (Figure 42). Preliminary investigations indicate that geogrid reinforcement may substantially reduce the permanent ultimate settlement of a foundation. Puri et al. (1993) and Yeo et al. (1993) provided results of some laboratory model tests on a *square* foundation supported by geogrid-reinforced sand in which the foundation was initially subjected to a static load per unit area $q_s = q_{u(R)}/FS$ (FS = factor of safety) followed by the application of a cyclic load (amplitude of load per unit area = q_d) of the nature shown in Figure 43a. The frequency of the cyclic load was 1 cycle/sec which was well below the resonant frequency. The nature of variation of permanent settlement s_d due to *cyclic loading only* with time is shown in Figure 43b. The maximum permanent settlement of the foundation due to cyclic loading can be assumed to be s_d , which will be a function of FS and $q_d/q_{u(R)}$.

Figure 44 shows some experimental observations for the variation of s_d/B with the number of load cycles FS and $q_d/q_{u(R)}$ with geogrid reinforcement in place. In a similar manner, Figure 45 shows the variation of s_d/B , FS , and $q_d/q_{u(R)}$ without reinforcement. Important conclusions from these experimental results are as follows:

1. For a given value of FS and n , the magnitude of s_d/B increases with the increase in $q_d/q_{u(R)}$.
2. If the magnitudes of $q_d/q_{u(R)}$ and n remain constant, the value of s_d/B increases for a decrease in FS .
3. The magnitude of n_{cr} for all tests is approximately the same, varying between 1.75×10^5 and 2.5×10^5 cycles for reinforced soil and between 1.5×10^5 and 1.75×10^5 cycles for unreinforced soil.

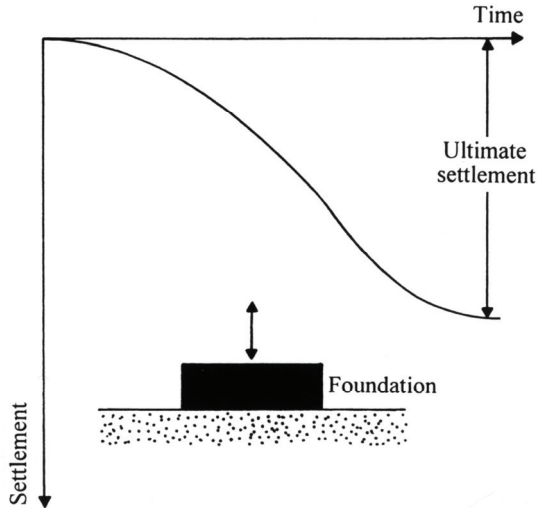


Figure 42. Settlement-time relationship for a machine foundation subjected to vertical vibration

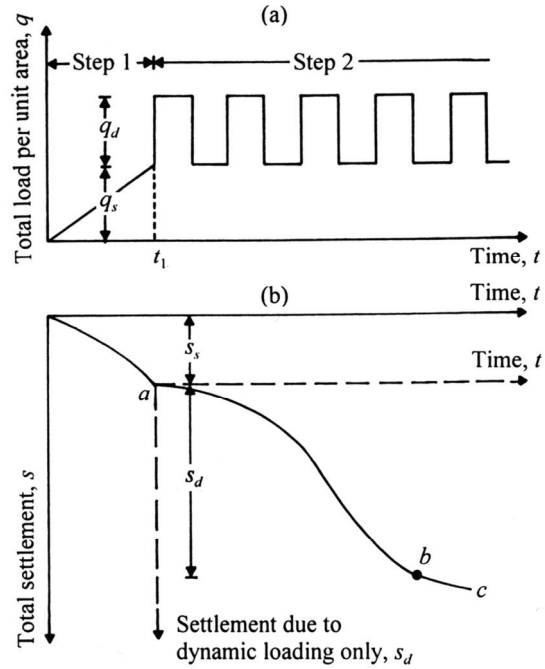


Figure 43. Variation of load intensity and foundation settlement with time

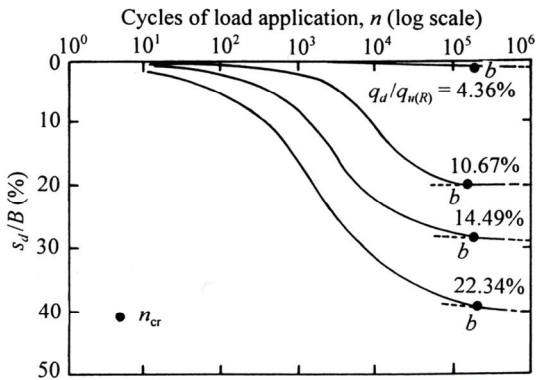


Figure 44. Variation of s_d/B with the number of load cycles for square foundations on reinforced sand— $D_r = 70\%$; FS = 3; $u/B = h/B = 0.33$; $N = 4$; $b/B = 4$; Tensar® BX1000 geogrid (after Puri et al., 1993)

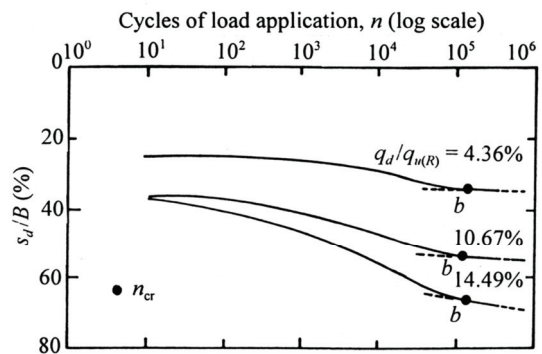


Figure 45. Variation of s_d/B with the number of load cycles for square foundations on unreinforced sand— $D_r = 70\%$; FS = 3 (after Puri et al., 1993)

Figure 46 shows the variation of s_d/B with $q_d/q_{u(R)}$ for tests in reinforced and unreinforced soil, from which it is evident that geogrid reinforcement reduces the ultimate permanent settlement under cyclic loading.

Das and Shin (1994) conducted similar cyclic load tests on a surface strip foundation on saturated geogrid-reinforced and unreinforced clay. Figure 47 shows a typical plot of s_d/B versus n for various values of $q_d/q_{u(R)}$ (FS = 3.15). A summary of the tests reported by Das and Shin is shown in Figure 48, from which it appears that reinforcement helps reduce the settlement. The n_{cr} values for the ultimate settlement for these tests varied between 1.5×10^4 and 2.5×10^4 . This is about one order of magnitude less compared to that in sand.

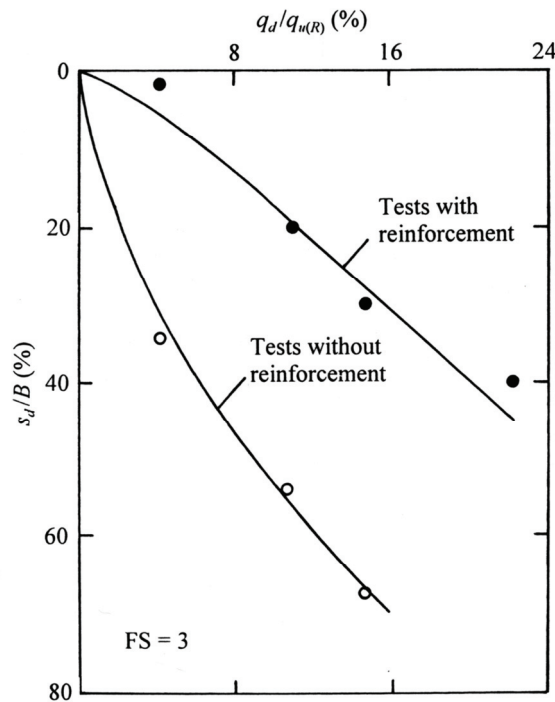


Figure 46. Variation of s_d/B with $q_d/q_{u(R)}$ based on the results shown in Figs. 44 and 45 (after Puri et al., 1993)

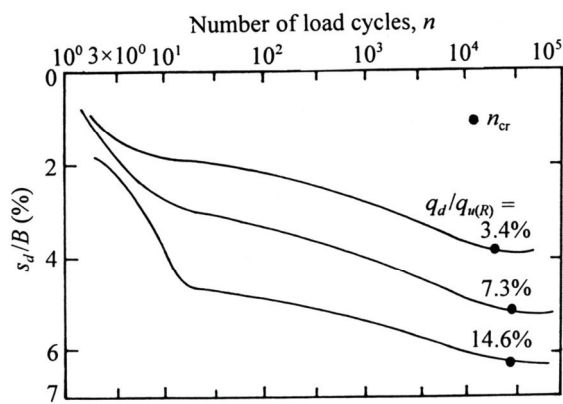


Fig. 47. Variation of s_d/B with n for a surface strip foundation—FS = 3.15; $c_u = 3.14$ kN/m²; Tensar[®] BX1000 geogrid; $u/B = h/B = 0.4$; $b/B = 5$; $d/B = 1.73$ (after Das and Shin, 1994)

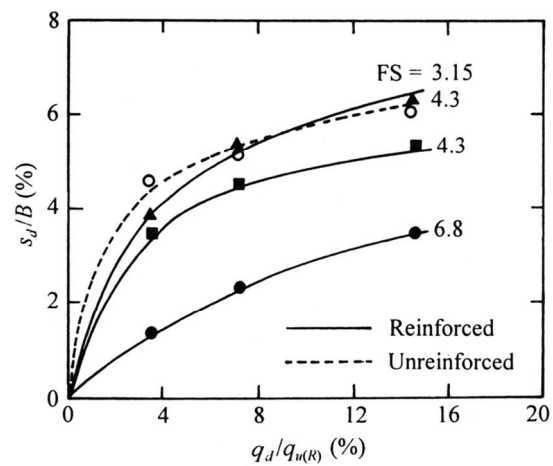


Figure 48. Plot of s_d/B with $q_d/q_{u(R)}$ for various values of FS for tests in clay— $c_u = 3.14$ kN/m²; Tensar[®] BX1000 geogrid; $u/B = h/B = 0.4$; $b/B = 5$; $d/B = 1.73$; (after Das and Shin, 1994)

19 INTERFERENCE OF TWO CLOSELY SPACED FOUNDATIONS ON GEOGRID-REINFORCED SAND

If shallow foundations are placed very close to each other, there is a possibility that failure zones in soil under each foundation may encounter interference, thereby altering the ultimate bearing capacity. This fact was theoretically investigated by Stuart (1962) for two strip foundations located on unreinforced sand as shown in Figure 49, in which the center-to-center spacing between the foundation is S . The efficiency factor for ultimate bearing capacity can be defined as,

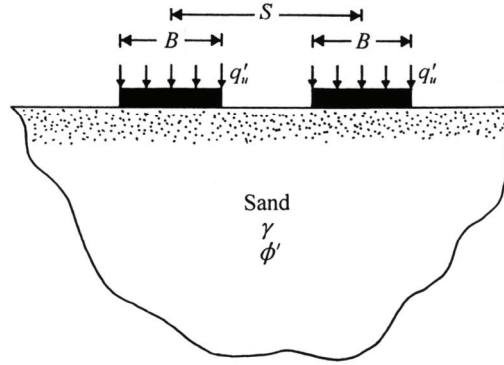


Figure 49. Two closely spaced surface strip foundations on sand

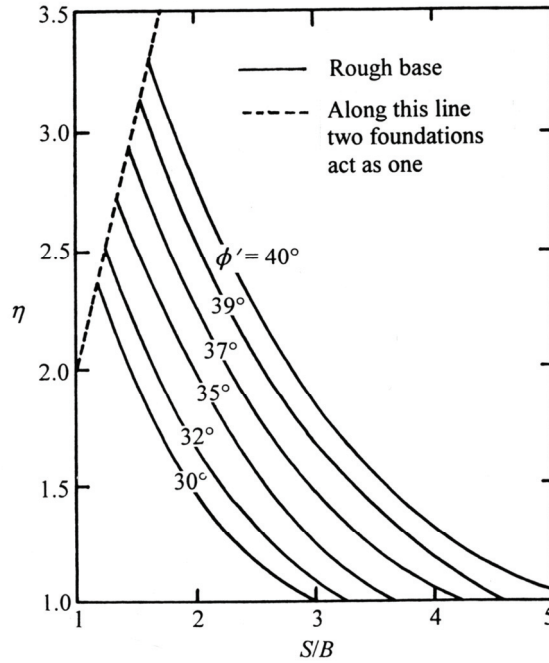


Figure 50. Stuart's efficiency factor η

$$\eta = \frac{q'_u}{q_u} \quad (35)$$

where q'_u = ultimate bearing capacity of two closely-spaced foundations and q_u = ultimate bearing capacity of an isolated foundation.

Figure 50 gives the variation of the theoretically determined efficiency η by Stuart (1962). Note that η is a function of the soil friction angle ϕ' and S/B . Laboratory model studies on this subject can be found in the work of Das and Larbi-Cherif (1983). Similar laboratory model studies in this area for surface foundations resting on geogrid-reinforced sand (Figure 51) were reported by Khing et al. (1992a, 1992b). For this case the group efficiency of two closely spaced strip foundations can be given as,

$$\eta = \frac{q'_{u(R)}}{q_{u(R)}} \quad (36)$$

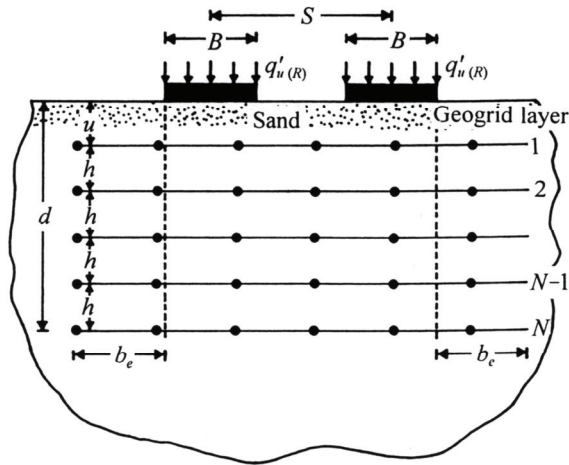


Figure 51. Two closely spaced strip foundations on geogrid-reinforced sand

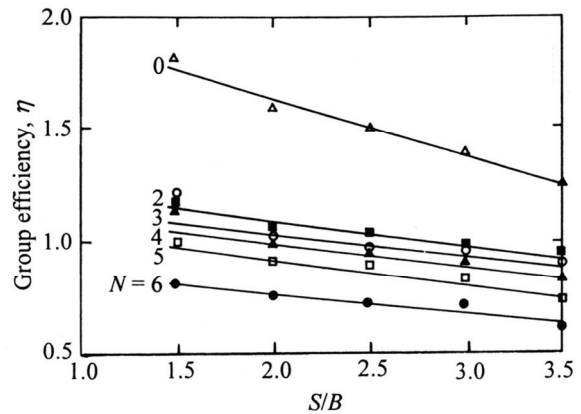


Figure 52. Variation of group efficiency η with S/B for two closely spaced strip foundations on geogrid-reinforced sand— $D_r = 70\%$; Tensar[®] BX1000 geogrid; $d/B = 2.5$ (after Khing et al. 1992a, 1992b)

where η = group efficiency; $q'_{u(R)}$ = ultimate bearing capacity of two closely spaced foundations; $q_{u(R)}$ = ultimate bearing capacity of an isolated foundation.

For the tests conducted by Khing et al. (1992a, 1992b), the center-to-center-spacing of the strip surface foundation S was varied from $1.5B$ to $3.5B$. For these tests the following parameters were used:

- Soil: Sand; Relative density = 70%
- Foundation: Strip; $B = 101.6$ mm
- Reinforcement: Tensar[®] BX1000 geogrid; $u/B = 0.33$, $h/B = 0.33$; $d/B = 2.25$;
 $b_e/B = 2.6$ (see Figure 51 for definition of b_e); $u/B = 0.375$;
 $b/B = (d - 0.375B)/[(N - 1)B]$

Figure 52 shows the variation of η with S/B for N varying from zero to 6. It is interesting to note that:

1. For $N = 0$, the magnitude of η decreases with the increase in S/B , but it is always greater than one.
2. In a number of tests, for $N > 0$, the magnitude of η is less than one.
3. For any given value of S/B , the group efficiency decreases with the increase in the number of geogrid layers.

The reason for observations 2 and 3 is not known; however, it may be due to the fact that *continuous* geogrid layers were used under the foundation.

20 STABILIZATION OF WEAK CLAY LAYER WITH AN OVERLYING STRONG SAND LAYER AND GEOGRID AT THE SAND-CLAY INTERFACE

In many cases of foundation construction, layers of weak clay soil may be encountered. The load-bearing capacity of foundations can be improved by placing a strong sand layer over the weaker clay layer (Figure 53). Meyerhof (1974) and Meyerhof and Hanna (1978) have provided rational bearing capacity theories for the condition shown in Figure 53. Das et al. (1998), Nishigata and Yameoka (1992), and Khing et al. (1994) conducted laboratory tests to evaluate the possible enhancement of bearing capacity of surface strip foundations if a layer of geogrid is placed at the

sand-clay interface as shown in Figure 54. In this figure, H is the thickness of the strong sand layer. The variations in the ultimate bearing capacities without geogrid q_u (Figure 53) and with a layer of geogrid at the sand-clay interface, $q_{u(R)}$ (Figure 54) are shown in Figure 55. From this figure it can be seen that the inclusion of a layer of geogrid has some effect on the ultimate bearing capacity only in a region of $H/B \leq$ about 1.5. The ultimate bearing capacity can be written as

$$q_{u(R)} = q_{u(c)} + \Delta q_s + \Delta q_g \quad (37)$$

where $q_{u(R)}$ = ultimate bearing capacity of the clay layer; Δq_s = shear resistance in the sand layer; Δq_g = contribution of the geogrid to the ultimate bearing capacity.

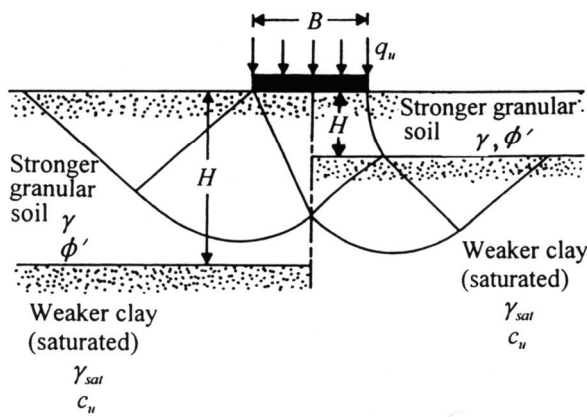


Figure 53. Failure surface under a strip foundation supported by stronger granular soil underlain by weak clay

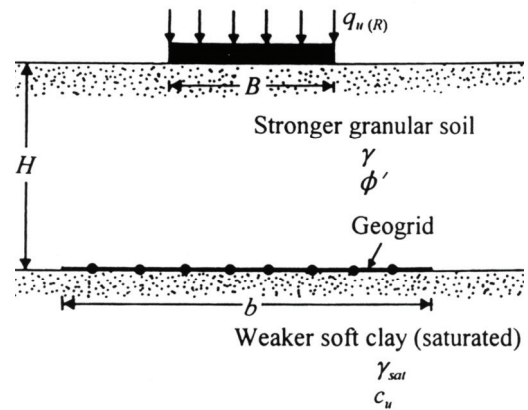


Figure 54. Strip foundation on stronger granular soil with geogrid at the interface of the granular soil and weaker clay

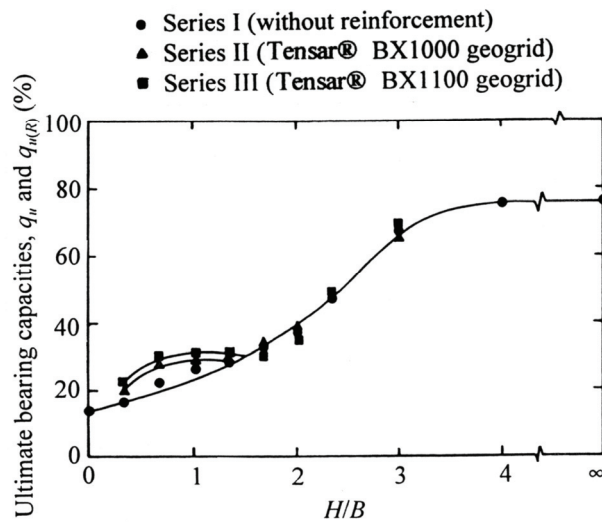


Figure 55. Variation of q_u and $q_{u(R)}$ with H/B —for sand, $\phi' = 40.3^\circ$; for saturated clay, $c_u = 3.5 \text{ kN/m}^2$; $b/B = 10$ (after Khing et al., 1994)

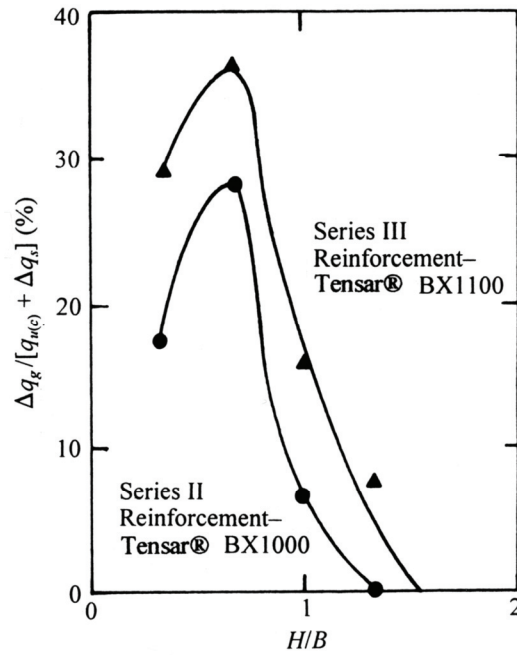


Figure 56. Plot of $\Delta q_g/[q_{u(c)} + \Delta q_s]$ for Test Series II and III shown in Fig. 55—for sand, $\phi' = 40.3^\circ$; for saturated clay, $c_u = 3.5 \text{ kN/m}^2$ (after Khing et al., 1994)

Figure 56 shows a plot of $\Delta q_g/[q_{u(c)} + \Delta q_s]$ with H/B based on the laboratory test results shown in Figure 55. From this figure it can be seen that the maximum effect of the reinforcement is realized when H/B is about $2/3$. In these tests it was also determined that

- $(b/B)_{cr} \approx 6$ to 7
- For $s/B \leq 10\%$, $BCR_s \approx 1.2$ (for tests with Tensar® BX1000 geogrid) and $BCR_s \approx 1.25$ (for tests with Tensar® BX1100 geogrid)

From Figure 56 and the magnitudes of BCR_s stated above, it is interesting to note that the stiffness (or flexibility) of the geogrid has an influence on the load-settlement relationship and the ultimate bearing capacity. This can be seen in the analysis of Nishigata and Yamaoka (1992) and Das et al. (1998) according to which,

$$\frac{q_u}{q_{u(R)}} = \frac{1}{1 + \left[\frac{2R}{B \left(1 + \frac{H}{B}\right) (1 - \cos \theta)} \left(\sin \theta - \frac{\sin 2\theta}{4} - \frac{\theta}{2} \right) \right]} \quad (38)$$

It must be noted that

$$R \text{ and } \theta = f(c_u, \phi', H/B, \text{ and stiffness of geogrid}) \quad (39)$$

In Eq. (38), q_u is the ultimate bearing capacity without the geogrid. Since R and θ (Figure 57) relate partly to the stiffness of the geogrid, the magnitude of $q_u/q_{u(R)}$ will depend on the type of geogrid used.

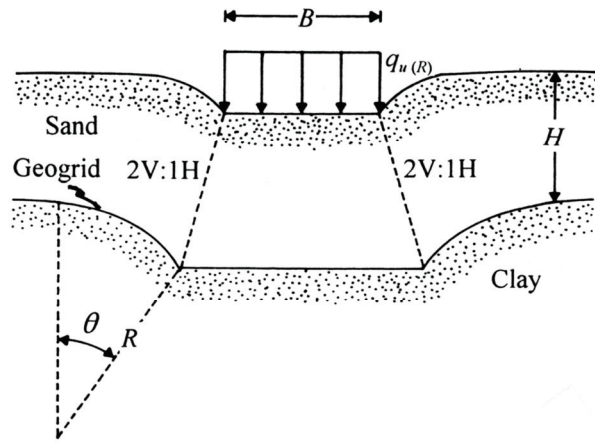


Figure 57. Idealized nature of failure mechanism at ultimate load

21 COMMENTS AND CONCLUSIONS

A review of the developments on the estimation of bearing capacity and settlement of shallow foundations on geogrid-reinforced soil spanning the last two decades has been presented. Geogrid reinforcement in soil, in general, helps distribute the foundation load over a larger area in the soil, in effect reducing the stress on the soil at any given depth and, in turn, increasing the bearing capacity. The increase in the bearing capacity of foundations on geogrid-reinforced sand is substantially larger compared to that on geogrid-reinforced saturated clay. With a few exceptions, results of practically all of the studies presently available in the literature are based on small-scale laboratory model tests. The study of Adams and Collin (1997) is based on a large-scale model in the field, and the results reported by Takemura et al. (1992) are based on centrifuge model tests.

The results of a limited study presented by Das and Omar (1994) show that scale effects do exist in the laboratory-based small-scale model tests. Hence, additional field tests are recommended for future studies and quantification of the enhancement of the ultimate and allowable bearing capacities with geogrid reinforcement in soil. Based on the existing knowledge, a tentative guideline for estimating the bearing capacity of shallow foundations on geogrid-reinforced sand has been proposed. A procedure for estimating the foundation settlement using field plate load tests on geogrid-reinforced soil has been discussed.

Other areas reviewed include the following:

- Settlement of foundations due to impact and cyclic loading. Preliminary investigations show that geogrid reinforcement helps reduce foundation settlement.
- Stabilization of a weak clay layer with overlay of a strong sand layer and a layer of geogrid at the sand-clay interface for foundation construction purposes.

It is recommended that future studies on this subject should also reflect the relative effects of geogrid stiffness compared to the modulus of elasticity of the soil being reinforced.

REFERENCES

- Adams, M.T., & Collin, J.C. (1997). Large model spread footing load tests on geogrid-reinforced soil foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(1), 66-72.
- Akinmusuru, J.O., & Akinbolade, J.A. (1981). Stability of loaded footings on reinforced soil. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107, 819-27.
- Barkan, D.D. (1962). *Dynamics of bases and foundations*. McGraw-Hill, New York.
- Binquet, J., & Lee, K.L. (1975a). Bearing capacity tests on reinforced earth mass. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(12), 1241-55.

- Binquet, J., & Lee, K.L. (1975b). Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(12), 1257-76.
- Bowles, J.E. (1977). *Foundation analysis and design*, 2nd Edition., McGraw-Hill, New York.
- Das, B.M. (1981). Bearing capacity of eccentrically loaded surface footings on sand. *Soils and Foundations*, 21(1), 115-19.
- Das, B.M. (2004). *Principles of foundation engineering*, 5th Edition., Brooks-Cole, Pacific Grove, California.
- Das, B.M., Khing, K.H., & Shin, E.C. (1998). Stabilization of weak clay with strong sand and geogrid at sand-clay interface. *Transportation Research Record* 1611, 55-62.
- Das, B.M., & Larbi-Cherif, S. (1983). Bearing capacity of two closely spaced shallow foundations on sand. *Soils and Foundations*, 23(1), 1-7.
- Das, B.M., Maji, A., & Shin, E.C. (1998). Foundation on geogrid-reinforced sand--effect of transient loading. *Geotextiles and Geomembranes*, 16(2), 151-60.
- Das, B.M., & Omar, M.T. (1994). The effect of foundation width on model tests for the bearing capacity of sand with geogrid reinforcement. *Geotechnical and Geological Engineering*, 11, 135-41.
- Das, B.M., & Shin, E.C. (1994). Strip foundation on geogrid-reinforced clay: behavior under cyclic loading. *Geotextiles and Geomembranes*, 13, 657-67.
- Dawson, A., & Lee, R. (1988). Full scale foundation trials on geogrid-reinforced clay. *Geotechnical Technical Publication* 18, ASCE, 127-47.
- DeBeer, E.E. (1965). Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand. *Proceedings, Conference on Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, Duke University, NC, USA, 15-34.
- Fragaszy, R.J., & Lawton, E.C. (1984). Bearing capacity of reinforced sand subgrades. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 110, 1500-07.
- Fragaszy, R.J., Lawton, E.C., & Asgharzadel-Fozi, Z. (1983). Bearing capacity of reinforced sand. *Proceedings of the VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, 1, 51-84.
- Gabr, M.A., Dodson, R., & Collin, J.G. (1998). A study of stress distribution in geogrid-reinforced sand. *Geosynthetics in Foundation Reinforcement and Erosion Control System*, *Geotechnical Special Technical Publication* 76, ASCE, 62-76.
- Guido, V.A., Biesiadecki, G.I., & Sullivan, M.J. (1985). Bearing capacity of a geotextile reinforced foundation. *Proceedings of the XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, A.A. Balkema, The Netherlands, 1777-80.
- Guido, V.A., Chang, D.K., & Sweeny, M.A. (1986). Comparison of geogrid and geotextile reinforced slabs. *Canadian Geotechnical Journal*, 23, 435-40.
- Guido, V.A., Knueppel, J.D., & Sweeny, M.A. (1987). Plate load tests on geogrid-reinforced earth slabs. *Proceedings of Geosynthetics '87*, 216-25.
- Huang, C.C., & Hong, L.K. (2000). Ultimate bearing capacity and settlement of footings on reinforced sandy ground. *Soils and Foundations*, 49(5), 65-73.
- Huang, C.C., & Menq, F.Y. (1997). Deep footing and wide-slab effects on reinforced sandy ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 123(1), 30-36.
- Huang, C.C., & Tatsuoka, F. (1988). Prediction of bearing capacity in level sandy ground reinforced with strip reinforcement. *Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, Japan, A.A. Balkema, The Netherlands, 191-96.
- Huang, C.C., & Tatsuoka, F. (1990). Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground. *Geotextiles and Geomembranes*, 9, 51-82.
- Ingold, T.S., & Miller, K.S. (1982). Analytical and laboratory investigation of reinforced clay. *Proceedings of the II International Conference on Geotextiles*, 3, 587-92.
- Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.E., & Yen, S.C. (1993). The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(4), 351-61.
- Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.E., & Yen, S.C. (1992a). Bearing capacity of two closely spaced strip foundations on geogrid-reinforced sand. *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice*, Fukuoka, Japan, pp. 619-24.
- Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., & Cook, E.E. (1992b). Interference effect of two closely spaced shallow strip foundations on geogrid-reinforced sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 10, 257-71.
- Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., & Cook, E.E. (1994). Foundation in strong sand underlain by weak clay with a geogrid at the interface. *Geotextiles and Geomembranes*, 13, 199-206.
- Mandal, J.N., & Manjunath, V.R. (1990). Bearing capacity of single layer of geosynthetic sand subgrade. *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference*, 7-10.
- Mandel, J., & Salencon, J. (1972). "Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude théorique)." *Geotechnique*, 22(1), 79-93.

- Meyerhof, G.G. (1965). Shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 91(2), 21-31.
- Meyerhof, G.G. (1974). Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(2), 223-29.
- Meyerhof, G.G., & Hanna, A.M. (1978). Ultimate bearing capacity of foundations on layered soil under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(4), 585-72.
- Milligan, G.W.E., & Love, J.P. (1984). Model testing of geogrids under an aggregate layer on soft ground. *Proceedings of the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Netlon/SERC, London*. Paper 4.2.
- Miyazaki, K., & Hirokawa, F. (1992). Fundamental study of reinforcement of sand layer in model test. *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan*, 1, 647-52.
- Nishigata, T., Y Yamaoka, I. (1992). Ultimate bearing capacity of unpaved road reinforced by geotextile. *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan*, 1, 659-64.
- Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., & Yen, S.C. (1993a). Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(3), 545-59.
- Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., & Cook, E.E. (1993b). Shallow foundations on geogrid-reinforced sand. *National Academy of Sciences, Washington, D.C., Transportation Research Record 1414*, 59-64.
- Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., & Cook, E.E. (1993c). Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 16(2), 246-52.
- Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., & Wright, M.A. (1992). A comparison of the ultimate bearing capacity of square and strip foundations on geogrid-reinforced sand. *Proceedings of Numerical Models in Geomechanics, A.A. Balkema*, 967-76.
- Pfeifle, T.W., & Das, B.M. (1979). Bearing capacity of surface footings on sand layer resting on a rigid rough base. *Soils and Foundations*, 19(1), 1-11.
- Prakash, S. (1981). *Soil Dynamics*, McGraw-Hill, New York.
- Puri, V.K., Yen, S.C., Das, B.M., & Yeo, B. (1993). Cyclic load-induced settlement of a square foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(6), 587-97.
- Sakti, J., & Das, B.M. (1987). Model tests for strip foundations on clay reinforced with geotextile layers. *National Academy of Sciences, Washington, D.C., Transportation Research Record 1153*, 40-45.
- Schlosser, F., Jacobsen, H.M., & Juran I. (1983). Soil reinforcement. *General Report, VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, Helsinki*, 83-103.
- Shin, E.C., & Das, B.M. (1999). Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Proceedings of the XI Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, Korea*, 1, 189-92.
- Shin, E.C., & Das, B.M. (2000). Experimental study of bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geosynthetics International*, 7(1), 59-71.
- Shin, E.C., Das, B.M., & Atalar, C. (2002). Cyclic plate load test on geogrid-reinforced granular pad. *Proceedings of the VII International Conference on Geosynthetics, Nice, France*, 1, 423-26.
- Shin, E.C., Das, B.M., Lee, E.S., & Atalar, C. (2002). Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 20, 169-80.
- Shin, E.C., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., & Cook, E.E. (1993). Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced clay. *Geotechnical Testing Journal*, 17(4), 535-41.
- Shin, E.C., Kim, D.H., Das, B.M., & Lee, E.S. (2001). Stress distribution in reclaimed land under a geogrid-reinforced granular pad. *Proceedings of the XI International Conference of Offshore and Polar Engineering, Stavanger, Norway*, 675-680.
- Stuart, J.G. (1962). Interference between foundations with special reference to surface footing on sand. *Geotechnique*, 12(1), 15.
- Takemura, J., Okamura, M., Suesmasa, N., & Kimura, T. (1992). Bearing capacity and deformations of sand reinforced with geogrids. *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan*, 695-700.
- Vesic, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99(1), 45-73.
- Vidal, H. (1966). *La terre armee. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publiques, France*, 888-938.
- Yeo, B., Yen, S.C., Puri, V.K., Das, B.M., & Wright, M.A. (1993). A laboratory investigation into the settlement of a foundation on geogrid-reinforced sand due to cyclic load. *Geotechnical and Geological Engineering*, 10, 1-14.
- Yetimoglu, T., Wu, J.T.H., & Saglamer, A. (1994). Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 120(12), 2083-99.

APPENDIX

ULTIMATE BEARING CAPACITY OF STRIP FOUNDATION UNDER ECCENTRIC LOADING

More recently, Patra, Das, Bhoi and Shin (2006) provided limited laboratory test results on the ultimate bearing capacity of strip foundation subjected to eccentric loading supported by geogrid-reinforced sand (Figure 58). For the tests, Tensar® biaxial geogrid (BX1100) was used. Other details of the tests are as follows:

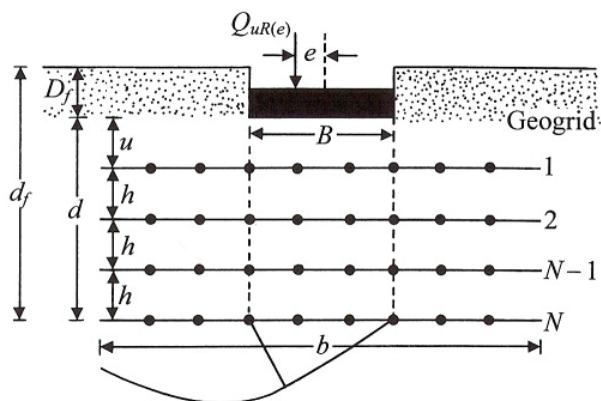


Figure 58. Assumed failure mode under an eccentrically loaded strip foundation on geogrid-reinforced sand

- $u/B = 0.35$
- $h/B = 0.25$
- $b/B = 5$
- $D_f/B = 0, 0.5, 1.0$
- $N = 2, 3, 4$
- $D_f + d = d_f = 0.6$ to 2.1
- $e/B = 0, 0.05, 0.10, 0.15$ (e = load eccentricity)

Based on the model test results, a reduction factor R_{KR} was proposed. The reduction factor is defined as

$$\frac{q_{uR(e)}}{q_{uR}} = 1 - R_{KR} \quad (40)$$

where $q_{uR(e)}$ and q_{uR} = ultimate bearing capacities with load eccentricity e and without load eccentricity (i.e., $e = 0$) for similar values of D_f and d_f .

The reduction factor can be expressed as

$$R_{KR} = 4.9 \left(\frac{d_f}{B} \right)^{-0.12} \left(\frac{e}{B} \right)^{1.21} \quad (41)$$

REFERENCES

- Patra, C.R., Das, B.M., Bhoi, M. & Shin, E.C. (2006). Eccentrically loaded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 24. (4), 254-259

DEVELOPMENTS IN ELASTIC SETTLEMENT ESTIMATION PROCEDURES FOR SHALLOW FOUNDATIONS ON GRANULAR SOIL

Braja M. Das
Dean Emeritus, California State University, Sacramento
Henderson, Nevada, U.S.A.

Cavit Atalar
Near East University, North Cyprus

Eun Chul Shin
University of Incheon, Korea

ABSTRACT: Developments in major procedures available in the literature relating to elastic settlement of shallow foundations supported by granular soil are presented and compared. The discrepancies between the observed and the predicted settlement are primarily due to the inability to estimate the modulus of elasticity of soil using the results of the standard penetration tests and/or cone penetration tests. Based on the procedures available at this time, recommendations have been made for the best estimation of settlement of foundations

KEY WORDS: Cone penetration test, elastic settlement, granular soil, shallow foundation, standard penetration test

1 INTRODUCTION

The estimation of settlement of shallow foundations is an important topic in the design and construction of buildings and other related structures. In general, settlement of a foundation consists of two major components—elastic settlement (S_e) and consolidation settlement (S_c). In turn, the consolidation settlement of a submerged clay layer has two parts; that is, the contribution of primary consolidation settlement (S_p) and that due to secondary consolidation (S_s). For a foundation supported by granular soil within the zone of influence of stress distribution, the elastic settlement is the only component that needs consideration. This paper is a general overview of various aspects of the elastic settlement of shallow foundations supported by granular soil deposits. During the last fifty years or so, a number of procedures have been developed to predict elastic settlement; however, there is a lack of a reliable standardized procedure.

2 ELASTIC SETTLEMENT CALCULATION PROCEDURES—GENERAL

Various methods to calculate the elastic settlement available at the present time can be divided into two general categories. They are as follows:

1. Methods Based on Observed Settlement of Structures and Full Scale Prototypes. These methods are empirical or semi-empirical in nature and are correlated with the results of the standard in situ tests such as the standard penetration test (SPT), the cone penetration test

(CPT), the flat dilatometer test, and the pressuremeter test (PMT). The procedures usually referred to in practice now are those developed by Terzaghi and Peck (1948, 1967), Meyerhof (1956, 1965), DeBeer and Martens (1957), Hough (1969), Peck and Bazaraa (1969), Schmertmann (1970), Schmertmann et al. (1978), Burland and Burbidge (1985), Briaud (2007), and Lee et al. (2008).

2. Methods Based on Theoretical Relationships Derived from the Theory of Elasticity. The relationships for settlement calculation available in this category contain the term modulus of elasticity (E_s).

The general outline for some of these methods is given in the following sections.

METHODS BASED ON OBSERVED SETTLEMENT

3 TERZAGHI AND PECK'S METHOD

Terzaghi and Peck (1948) proposed the following empirical relationship between the settlement (S_e) of a prototype foundation measuring $B \times B$ in plan and the settlement of a test plate [$S_{e(1)}$] measuring $B_1 \times B_1$ loaded to the same intensity

$$\frac{S_e}{S_{e(1)}} = \frac{4}{\left[1 + \left(\frac{B_1}{B}\right)^2\right]} \quad (1)$$

Although a full-sized footing can be used for a load test, the normal practice is to employ a plate of the order of 0.3 m to 1 m. Bjerrum and Eggstad (1963) provided the results of 14 sets of load settlement tests. This is shown in Figure 1 along with the plot of Eq. (1). For these tests, B_1 was 0.35 m for circular plates and 0.32 m for square plates. It is obvious from Figure 1 that, although the general trend is correct, Eq. (1) represents approximately the lower limit of the field test results. Bazaraa (1967) also provided several field test results. Figure 2 shows the plot of $S_e/S_{e(1)}$ versus B/B_1 for all tests results provide by Bjerrum and Eggstad (1963) and Bazaraa (1967) as compiled by D'Appolonia et al. (1970). The overall results with the expanded data base are similar to those in Figure 1 as they relate to Eq. (1).

Terzaghi and Peck (1948, 1967) proposed a correlation for the allowable bearing capacity, standard penetration number (N_{60}), and the width of the foundation (B) corresponding to a 25 -mm settlement based on the observation given by Eq. (1). This correlation is shown in Figure 3. The curves shown in Figure 3 can be approximated by the relation

$$S_e \text{ (mm)} = \frac{3q}{N_{60}} \left(\frac{B}{B+0.3}\right)^2 \quad (2)$$

where q = bearing pressure in kN/m^2
 B = width of foundation (m)

If corrections for ground water table location and depth of embedment are included, then Eq. (2) takes the form

$$S_e = C_w C_D \frac{3q}{N_{60}} \left(\frac{B}{B+0.3}\right)^2 \quad (3)$$

where C_w = ground water table correction
 C_D = correction for depth of embedment = $1 - (D_f/4B)$
 D_f = depth of embedment

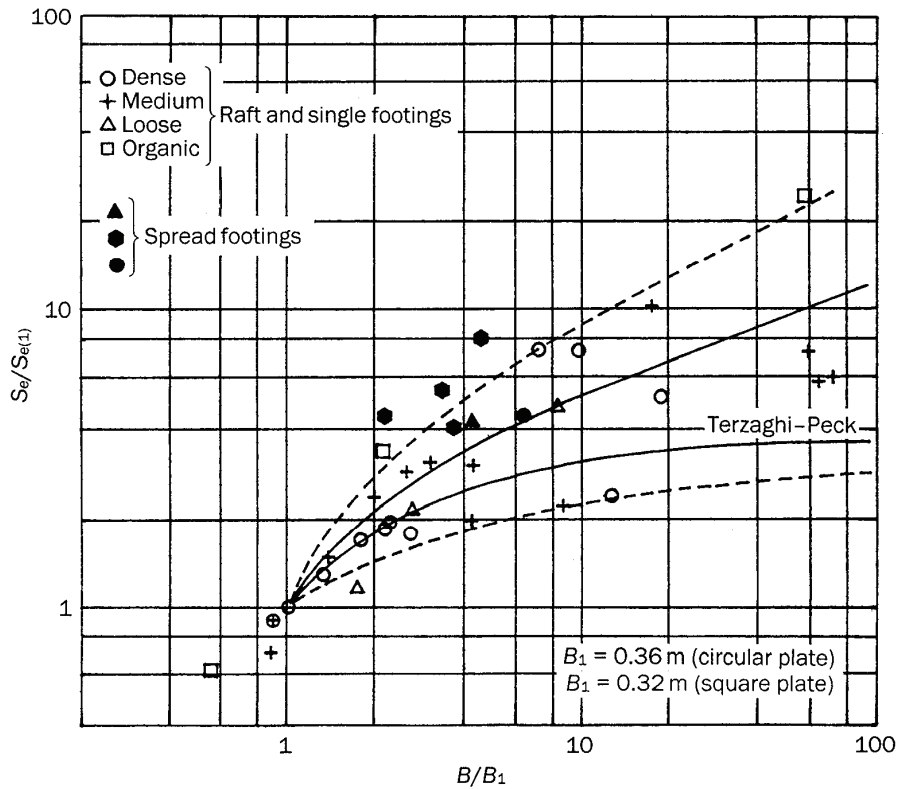


Figure 1 Variation of $S_e/S_{e(1)}$ versus B/B_1 from the load settlement results of Bjerrum and Eggstad (1963) (Note: $B_1 = 0.36$ m for circular plates and 0.32 m for square plates).

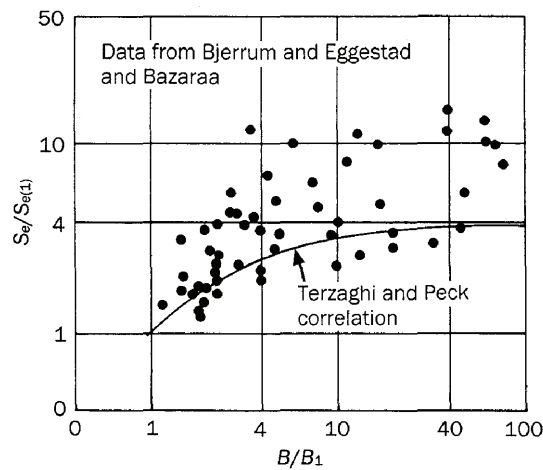


Figure 2 Variation of $S_e/S_{e(1)}$ versus B/B_1 based on the data of Bjerrum and Eggstad (1963) and Bazaraa (1967) (adapted from D'Appolonia et al., 1970).

The magnitude of C_W is equal to 1.0 if the depth of water table is greater than or equal to $2B$ below the foundation, and it is equal to 2.0 if the depth of water table is less than or equal to B below the foundation. The N_{60} value that is to be used in Eqs. (2) and (3) should be the average value of N_{60} up to a depth of about $3B$ to $4B$ measured from the bottom of the foundation.

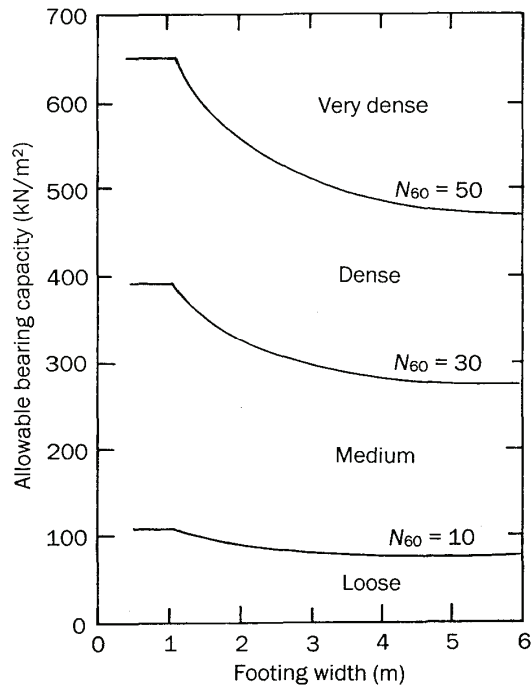


Figure 3. Terzaghi and Peck's (1948, 1967) recommendation for allowable bearing capacity for 25-mm settlement variation with B and N_{60} .

Jayapalan and Boehm (1986) and Papadopoulos (1992) summarized the case histories of 79 foundations. Sivakugan et al (1998) used those case histories to compare with the settlement predicted by the Terzaghi and Peck method. This comparison is shown in Figure 4. It can be seen from this figure that, in general, the predicted settlements were significantly higher than those observed. The average value of $S_{e(\text{predicted})}/S_{e(\text{observed})} \approx 2.18$.

Similar observations were also made by Bazaraa (1967). With $B_1 = 0.3$ m, Eq. (1) can be rewritten as

$$\frac{S_e}{S_{e(1)}} = 4 \left(\frac{B}{B + 0.3} \right)^2$$

or

$$\left(\frac{B}{B + 0.3} \right)^2 = \frac{1}{4} \left(\frac{S_e}{S_{e(1)}} \right) \quad (4)$$

Combining Eqs. (2) and (4)

$$S_e = \left(\frac{3q}{N_{60}} \right) \frac{1}{4} \left(\frac{S_e}{S_{e(1)}} \right)$$

or

$$\frac{q}{S_{e(1)}} = \frac{N_{60}}{0.75} \quad (5)$$

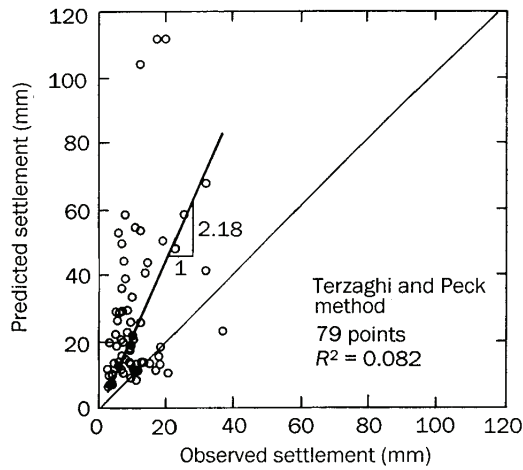


Figure 4. Sivakugan et al.'s (1998) comparison of predicted with observed settlement for 79 foundations—predicted settlement based on Terzaghi and Peck method (1948, 1967).

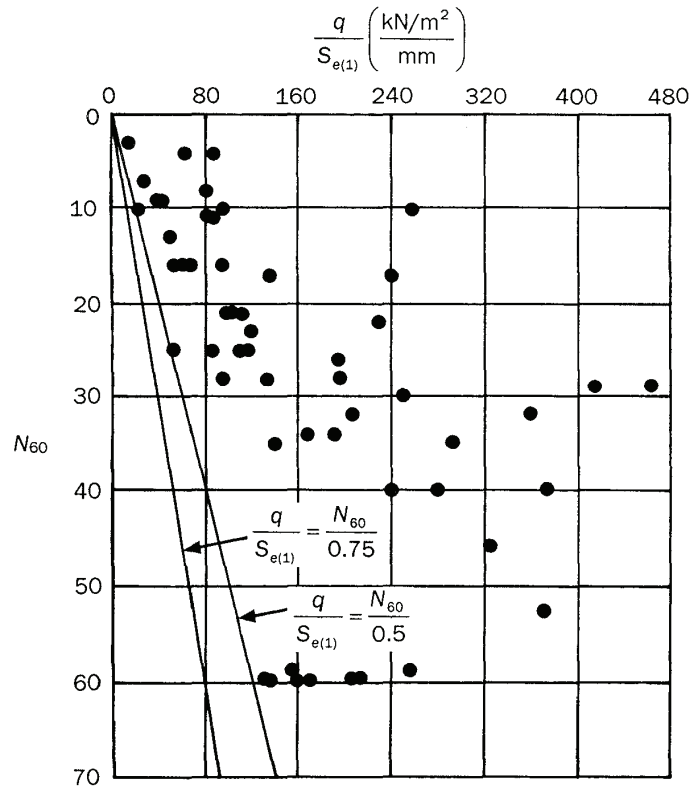


Figure 5. Bazaraa's plate load test results—plot of $q/S_{e(1)}$ versus N_{60} .

Bazaraa (1967) plotted a large number of plate load test results ($B_1 = 0.3$ m) in the form of $q/S_{e(1)}$ versus N_{60} as shown in Figure 5. It can be seen that the relationship given by Eq. (5) is very conservative. In fact, $q/S_{e(1)}$ versus $N_{60}/0.5$ will more closely represent the lower limiting condition.

4 MEYERHOF'S METHOD

In 1956, Meyerhof proposed relationships for the elastic settlement of foundations on granular soil similar to Eq. (2). In 1965 he compared the predicted (by the relationships proposed in 1956) and observed settlements of eight structures and suggested that the allowable pressure (q) for a desired magnitude of S_e can be increased by 50% compared to what he recommended in 1956. The revised relationships including the correction factors for water table location (C_w) and depth of embedment (C_D) can be expressed as

$$S_e = C_w C_D \frac{1.25q}{N_{60}} \quad (\text{for } B \leq 1.22 \text{ m}) \quad (6)$$

and

$$S_e = C_w C_D \frac{2q}{N_{60}} \left(\frac{B}{B+0.3} \right)^2 \quad (\text{for } B > 1.22 \text{ m}) \quad (7)$$

$$C_w = 1.0 \quad (8)$$

and

$$C_D = 1.0 - \frac{D_f}{4B} \quad (9)$$

If these equations are used to predict the settlement of the 79 foundations shown in Figure 4, then we will obtain $S_{e(\text{predicted})}/S_{e(\text{observed})} \approx 1.46$. Hence, the predicted settlements will overestimate the observed values by about 50% on the average.

Table 1 shows the comparison of the maximum observed settlements of mat foundations considered by Meyerhof (1965) and the settlements predicted by Eq. (7). The ratios of the predicted to observed settlements are generally in the range of 0.8 to 2. This is also what Meyerhof concluded in his 1965 paper.

Table 1. Comparison of observed maximum settlements provided by Meyerhof (1965) for eight mat foundations with those predicted by Eq. (7)

Structure	B (m)	Average N_{60}	q (kN/m ²)	Maximum $S_{e(\text{observed})}$ (mm)	$S_{e(\text{predicted})}$ by Eq. (7) (mm)	$\frac{S_{e(\text{predicted})}}{S_{e(\text{observed})}}$
T. Edison, Sao Paulo	18.3	15	229.8	15.24	29.66	1.95
Banco do Brasil, Sao Paulo	22.9	18	239.4	27.94	25.74	0.99
Iparanga, Sao Paulo	9.15	9	220.2	35.56	45.88	1.29
C.B.I. Esplanada, Sao Paulo	14.6	22	383.0	27.94	33.43	1.20
Riscalá, Sao Paulo	3.96	20	229.8	12.70	19.86	1.56
Thyssen, Dusseldorf	22.6	25	239.4	24.13	18.65	0.77
Ministry, Dusseldorf	15.9	20	220.4	21.59	21.23	0.98
Chimney, Cologne	20.4	10	172.4	10.16	33.49	3.30
Average ≈ 1.5						

5 DE BEER AND MARTEN'S METHOD

DeBeer and Martens (1957) and DeBeer (1965) proposed the following relationship to estimate the elastic settlement of a foundation

$$S_e = \frac{2.3}{C} \log_{10} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o} \right) H \quad (10)$$

where C = a constant of proportionality
 σ'_o = effective overburden pressure at the depth considered
 $\Delta\sigma$ = increase in pressure at that depth due to foundation loading
 H = thickness of the layer considered
The value of C can be approximated as

$$C \approx 1.5 \frac{q_c}{\sigma'_o} \quad (11)$$

where q_c = cone penetration resistance.

Equation (10) is essentially in the form of the relationship for estimating the consolidation settlement of normally consolidated clay. We can rewrite Eq. (10) as

$$S_e = \frac{C_c}{1+e_o} H \log_{10} \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o} \right) \quad (12)$$

where $\frac{C_c}{1+e_o} = 1.5 \left(\frac{\sigma'_o}{q_c} \right)$ (13)

C_c = compression index
 e_o = *in situ* void ratio

For the field cases considered by DeBeer and Martens (1957), the average ratio of predicted to observed settlement was about 1.9. DeBeer (1965) further observed that the above stated method only applies to normally consolidated sands. For overconsolidated sand, a reduction factor needs to be applied which can be obtained from cyclic loading tests carried out in an oedometer. Hough (1969) expressed C_c in Eq. (12) as

$$C_c = a(e_o - b) \quad (14)$$

Approximate values of a and b are given in Table 2.

Table 2. Values of a and b from Eq. (14) (based on Hough, 1969)

Type of soil	Value of constant	
	a	b^*
Uniform cohesionless material (uniformity coefficient $C_u \leq 2$)		
Clean gravel	0.05	0.50
Coarse sand	0.06	0.50
Medium sand	0.07	0.50
Fine sand	0.08	0.50
Inorganic silt	0.10	0.50
Well-graded cohesionless soil		
Silty sand and gravel	0.09	0.20
Clean, coarse to fine sand	0.12	0.35
Coarse to fine silty sand	0.15	0.25
Sandy silt (inorganic)	0.18	0.25

* The value of the constant b should be taken as e_{min} whenever the latter is known or can conveniently be determined. Otherwise, use tabulated values as a rough approximation.

6 THE METHOD OF PECK AND BAZARAA

Peck and Bazaraa (1969) recognized that the original Terzaghi and Peck method in Section 3 was overly conservative and revised Eq. (3) to the following form

$$S_e = C_w C_D \frac{2q}{(N_1)_{60}} \left(\frac{B}{B+0.3} \right)^2 \quad (15)$$

where S_e is in mm, q is in kN/m^2 , and B is in m
 $(N_1)_{60}$ = corrected standard penetration number

$$C_w = \frac{\sigma_o \text{ at } 0.5B \text{ below the bottom of the foundation}}{\sigma'_o \text{ at } 0.5B \text{ below the bottom of the foundation}} \quad (16)$$

σ_o = total overburden pressure
 σ'_o = effective overburden pressure

$$C_D = 1.0 - 0.4 \left(\frac{\gamma D_f}{q} \right)^{0.5} \quad (17)$$

γ = unit weight of soil

The relationships for $(N_1)_{60}$ are as follow:

$$(N_1)_{60} = \frac{4N_{60}}{1 + 0.04\sigma'_o} \quad (\text{for } \sigma'_o \leq 75 \text{ kN/m}^2) \quad (18)$$

and

$$(N_1)_{60} = \frac{4N_{60}}{3.25 + 0.01\sigma'_o} \quad (\text{for } \sigma'_o > 75 \text{ kN/m}^2) \quad (19)$$

where σ'_o is the effective overburden pressure (kN/m^2)

D'Appolonia et al. (1970) compared the observed settlement of several shallow foundations from several structures in Indiana (USA) with those estimated using the Peck and Bazaraa method, and this is shown in Figure 6. It can be seen from this figure that the calculated settlement from theory greatly overestimates the observed settlement. It appears that this solution will provide nearly the level of settlement that was obtained from Meyerhof's revised relationships (Section 5).

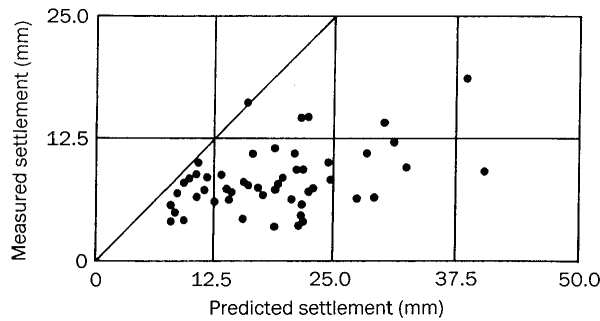


Figure 6 Plot of measured versus predicted settlement based on Peck and Bazaraa's method (adapted from D'Appolonia et al., 1970).

7 STRAIN INFLUENCE FACTOR METHOD

Based on the theory of elasticity, the equation for vertical strain ε_z at a depth below the center of a flexible circular load of diameter B , can be given as

$$\varepsilon_z = \frac{q(1 + \mu_s)}{E_s} [(1 - 2\mu_s)A' + B']$$

or

$$I_z = \frac{\varepsilon_z E_s}{q} = (1 + \mu_s) [(1 - 2\mu_s)A' + B'] \quad (20)$$

where A' and $B' = f(z/B)$
 q = load per unit area
 E_s = modulus of elasticity
 μ_s = Poisson's ratio
 I_z = strain influence factor

Figure 7 shows the variation of I_z with depth based on Eq. (20) for $\mu_s = 0.4$ and 0.5 . The experimental results of Eggstad (1963) for variation of I_z are also given in this figure. Considering both the theoretical and experimental results cited in Figure 7, Schmertmann (1970) proposed a simplified distribution of I_z with depth that is generally referred to as $2B-0.6I_z$ distribution and it is also shown in Figure 7. According to the simplified method,

$$S_e = C_1 C_2 q \sum_o^{2B} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad (21)$$

where q = net effective pressure applied at the level of the foundation

$$C_1 = \text{correction factor for embedment of foundation} = 1 - 0.5 \frac{q_o}{q} \quad (22)$$

q_o = effective overburden pressure at the level of the foundation

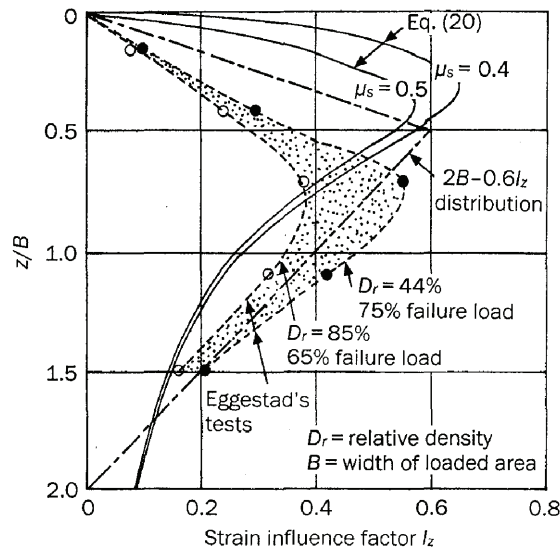


Figure 7 Theoretical and experimental distribution of vertical strain influence factor below the center of a circular loaded area (based on Schmertmann, 1970).

$$C_2 = \text{correction factor to account for creep in soil} = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t}{0.1}\right) \quad (23)$$

t = time, in years

For use in Eq. (21) and the strain influence factor shown in Figure 7, it was recommended that

$$E_s = 2q_c \quad (24)$$

where q_c = cone penetration resistance

Sivakugan et al. (1998) used the case histories of the 79 foundations given in Figure 4 and compared those with the settlements obtained using the strain influence factor shown in Figure 7 and Eq. (21), and this is shown in Figure 8. From this figure, it can be seen that $S_{e(\text{predicted})}/S_{e(\text{observed})} \approx 3.39$.

Schmertmann et al. (1978) modified the strain influence factor variation ($2B-0.6I_z$) shown in Figure 7. The revised distribution is shown in Figure 9 for use in Eqs. (21)–(23). According to this,

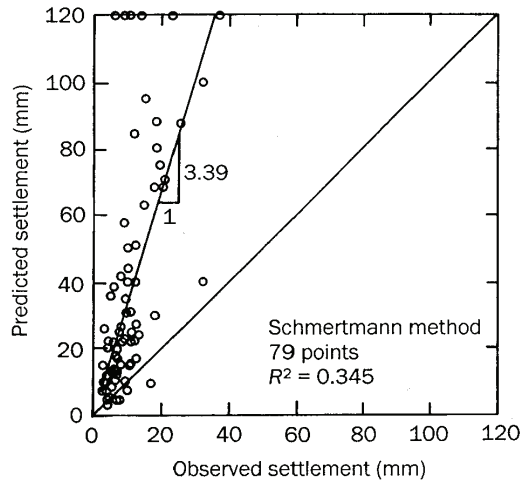


Figure 8 Sivakugan et al.'s comparison (1998) of predicted and observed settlements from 79 foundations—predicted settlement based on $2B-0.6I_z$ procedure.

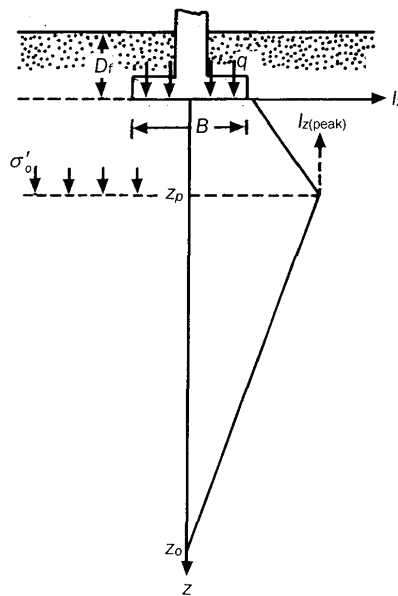


Figure 9 Revised strain influence factor diagram suggested by Schmertmann et al. (1978).

For square or circular foundation:

$$I_z = 0.1 \text{ at } z = 0$$

$$I_{z(\text{peak})} \text{ at } z = z_p = 0.5B$$

$$I_z = 0 \text{ at } z = z_o = 2B$$

For foundation with $L/B \geq 10$:

$$I_z = 0.2 \text{ at } z = 0$$

$$I_{z(\text{peak})} \text{ at } z = z_p = B$$

$$I_z = 0 \text{ at } z = z_o = 4B$$

where L = length of foundation. For L/B between 1 and 10, interpolation can be done. Also

$$I_{z(\text{peak})} = 0.5 + 0.1 \left(\frac{q}{\sigma'_o} \right)^{0.5} \quad (25)$$

The value of σ'_o in Eq. (25) is the effective overburden pressure at a depth where $I_{z(\text{peak})}$ occurs. Salgado (2008) gave the following interpolation for I_z at $z = 0$, z_p , and z_o (for $L/B = 1$ to $L/B \geq 10$).

$$I_{z(\text{at } z=0)} = 0.1 + 0.0111 \left(\frac{L}{B} \right) \leq 0.2 \quad (26)$$

$$\frac{z_p}{B} = 0.5 + 0.0555 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1 \quad (27)$$

$$\frac{z_o}{B} = 2 + 0.222 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4 \quad (28)$$

Noting that stiffness is about 40% larger for plane strain compared to axisymmetric loading, Schmertmann et al. (1978) recommended that.

$$E_s = 2.5q_c \text{ (for square and circular foundations)} \quad (29)$$

and

$$E_s = 3.5q_c \text{ (for strip foundation)} \quad (30)$$

With the modified strain-influence factor diagram,

$$S_e = C_1 C_2 \sum_{z=0}^{z=z_o} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad (31)$$

The modified strain influence factor and Eqs. (29) and (30) will definitely reduce the average ratio of predicted to observed settlement. However, it may still overestimate the actual elastic settlement in the field.

8 RECENT MODIFICATIONS IN STRAIN-INFLUENCE FACTOR DIAGRAMS

More recently some modifications have been proposed to the strain-influence factor diagram suggested by Schmertmann et al. (1978). Two of these suggestions are discussed below.

8.1 Modification Suggested by Terzaghi, Peck and Mesri (1996)

The modification suggested by Terzaghi et al. (1996) is shown in Figure 10. For this case, for surface foundation condition (that is, $D_f/B = 0$)

$$\begin{aligned} I_z &= 0.2 \text{ at } z = 0 \\ I_z &= I_{z(\text{peak})} = 0.6 \text{ at } z = z_p = 0.5B \\ I_z &= 0 \text{ at } z = z_o \end{aligned}$$

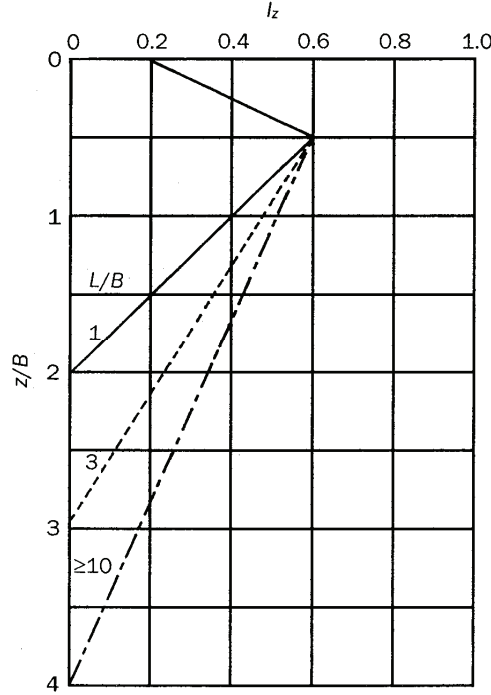


Figure 10 Strain influence diagram suggested by Terzaghi et al. (1996).

$$z_o = 2 \left[1 + \log \left(\frac{L}{B} \right) \right] \leq 4 \quad (32)$$

For $D_f/B > 0$, I_z should be modified to I'_z . Figure 11 shows the variation of I'_z / I_z with D_f/B .

The end of construction settlement can be estimated as

$$S_e = q \sum_{z=0}^{z=z_o} \frac{I'_z}{E_s} \Delta z \quad (33)$$

The settlement due to creep can be calculated as

$$S_{\text{creep}} = \left(\frac{0.1}{\bar{q}_c} \right) z_o \log \left(\frac{t_{\text{days}}}{1 \text{ day}} \right) \quad (34)$$

where \bar{q}_c = weighted mean value of measured q_c values of sublayers between $z = 0$ and $z = z_o$
(MN/m²)

It has also been suggested that

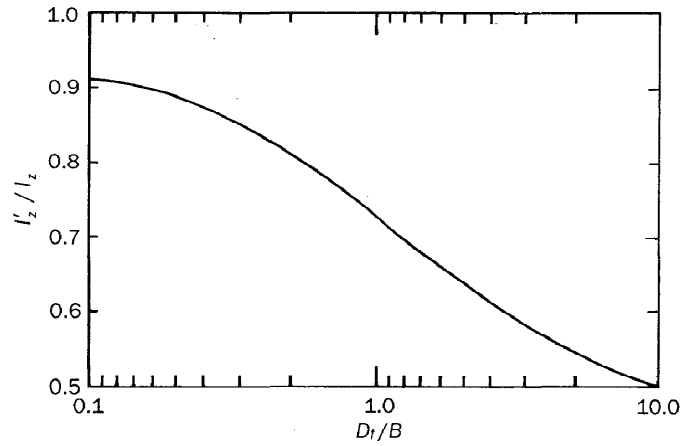


Figure 11 Variation of I'_z/I_z with D_f/B (after Terzaghi et al. 1996).

$$\frac{E_{s(L/B)}}{E_{s(L/B=1)}} = 1 + 0.4 \log\left(\frac{L}{B}\right) \leq 1.4 \quad (35)$$

where $E_{s(L/B=1)} = 3.5q_c$ (36)

Figure 12 shows the plot of E_s versus q_c from 81 foundations and 92 plate load tests on which Eq. (36) has been established. The magnitude of E_s recommended by Eq. (36) is about 40% higher than that obtained from Eq. (29). Figure 13 shows a comparison of the end-of-construction predicted [using Eqs. (33), (35) and (36)] and measured settlement of foundations on sand and gravelly soils (Terzaghi et al., 1996).

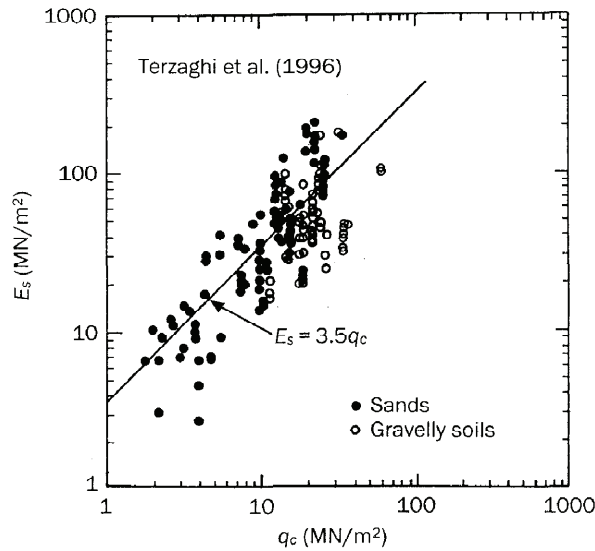


Figure 12 Correlation between E_s and q_c for square and circularly loaded areas [adapted from Terzaghi et al. (1996)].

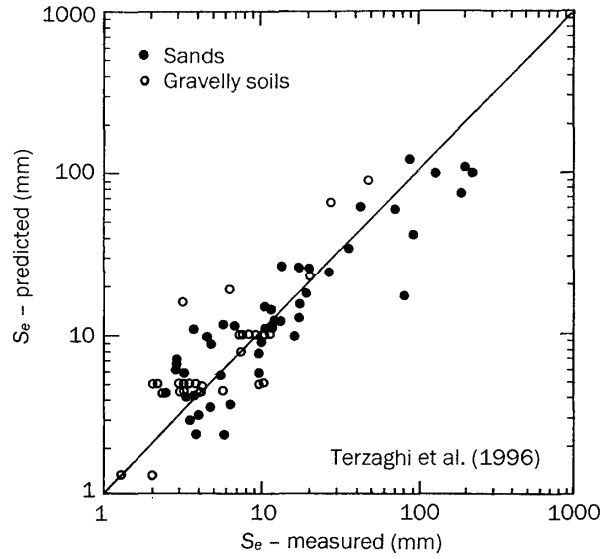


Figure 13 Comparison of end of construction predicted and measured S_e of foundations on sand and gravelly soils based on Eqs. (33), (35) and (36) [adapted from Terzaghi et al. (1996)].

8.2 Modification Suggested by Lee et al. (2008)

Based on finite element analysis, Lee et al. (2008) suggested the following modifications to the strain influence factor diagram suggested by Schmertmann et al. (1978). This assumes that $I_{z(\text{peak})}$ and I_z at $z = 0$ is the same as given by Eqs. (25) and (26). However Eqs. (27) and (28) are modified as

$$\frac{z_p}{B} = 0.5 + 0.11 \left[\left(\frac{L}{B} \right) - 1 \right] \leq \text{with a maximum of } 1 \text{ at } \frac{L}{B} = 6 \quad (37)$$

$$\frac{z_o}{B} = 0.95 \cos \left\{ \left[\frac{\pi}{5} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \right] - \pi \right\} + 3 \leq \text{with a maximum at } \frac{L}{B} = 6 \quad (38)$$

With these modifications, the elastic settlement can be calculated using Eq. (21).

9 METHOD OF BURLAND AND BURBIDGE (1985)

Burland and Burbidge (1985) proposed a method for calculating the elastic settlement of sandy soil using the field standard penetration number N_{60} . The method can be summarized as follows:

9.1 Determination of Variation of Standard Penetration Number with Depth

Obtain the field penetration numbers (N_{60}) with depth at the location of the foundation. The following adjustments of N_{60} may be necessary, depending on the field conditions:

For gravel or sandy gravel,

$$N_{60(a)} \approx 1.25N_{60} \quad (39)$$

For fine sand or silty sand below the ground water table and $N_{60} > 15$,

$$N_{60(a)} \approx 15 + 0.5(N_{60} - 15) \quad (40)$$

where $N_{60(a)}$ = adjusted N_{60} value

9.2 Determination of Depth of Stress Influence (z')

In determining the depth of stress influence, the following three cases may arise:

Case I. If N_{60} [or $N_{60(a)}$] is approximately constant with depth, calculate z' from

$$\frac{z'}{B_R} = 1.4 \left(\frac{B}{B_R} \right)^{0.75} \quad (41)$$

where B_R = reference width = 0.3 m
 B = width of the actual foundation (m)

Case II. If N_{60} [or $N_{60(a)}$] is increasing with depth, use Eq. (41) to calculate z' .

Case III. If N_{60} [or $N_{60(a)}$] is decreasing with depth, calculate $z' = 2B$ and $z'' =$ distance from the bottom of the foundation to the bottom of the soft soil layer (= z''). Use $z' = 2B$ or $z' = z''$ (whichever is smaller).

9.3 Determination of Depth of Stress Influence Correction Factor α

The correction factor α is given as

$$\alpha = \frac{H}{z'} \left(2 - \frac{H}{z'} \right) \leq 1 \quad (42)$$

where H = thickness of the compressible layer

9.4 Calculation of Elastic Settlement

The elastic settlement of the foundation S_e can be calculated as:

A. For normally consolidated soil

$$\frac{S_e}{B_R} = 0.14\alpha \left\{ \frac{1.71}{[\bar{N}_{60} \text{ or } \bar{N}_{60(a)}]^{1.4}} \right\} \left[\frac{1.25 \left(\frac{L}{B} \right)}{0.25 + \left(\frac{L}{B} \right)} \right]^2 \left(\frac{B}{B_R} \right)^{0.7} \left(\frac{q}{p_a} \right) \quad (43)$$

where L = length of the foundation
 p_a = atmospheric pressure ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$)

B. For overconsolidated soil ($q \leq \sigma'_c$; where σ'_c = overconsolidation pressure)

$$\frac{S_e}{B_R} = 0.047\alpha \left\{ \frac{0.57}{[\bar{N}_{60} \text{ or } \bar{N}_{60(a)}]^{1.4}} \right\} \left[\frac{1.25 \left(\frac{L}{B} \right)}{0.25 + \left(\frac{L}{B} \right)} \right]^2 \left(\frac{B}{B_R} \right)^{0.7} \left(\frac{q}{p_a} \right) \quad (44)$$

C. For overconsolidated soil ($q > \sigma'_c$)

$$\frac{S_e}{B_R} = 0.14\alpha \left\{ \frac{0.57}{[\bar{N}_{60} \text{ or } \bar{N}_{60(a)}]^{1.4}} \right\} \left[\frac{1.25 \left(\frac{L}{B}\right)}{0.25 + \left(\frac{L}{B}\right)} \right]^2 \left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.7} \left(\frac{q - 0.67\sigma'_c}{p_a}\right) \quad (45)$$

Sivakugan and Johnson (2004) used a probabilistic approach to compare the predicted settlements obtained by the methods of Terzaghi and Peck (1948, 1967), Schmertmann et al. (1970), and Burland and Burbidge (1985). Table 3 gives a summary of their study—that is, predicted settlement versus the probability of exceeding 25 mm settlement in the field. This shows that the method of Burland and Burbidge (1985), although conservative, is a substantially improved technique to estimate elastic settlement.

Table 3. Probability of exceeding 25 mm settlement in the field

Predicted settlement (mm)	Probability of exceeding 25 mm settlement in field		
	Terzaghi and Peck (1948, 1967)	Schmertmann et al. (1970)	Burland and Burbidge (1985)
1	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.03
10	0.00	0.02	0.15
15	0.09	0.13	0.25
20	0.20	0.20	0.34
25	0.26	0.27	0.42
30	0.31	0.32	0.49
35	0.35	0.37	0.55
40	0.387	0.42	0.61

Compiled from Sivakugan and Johnson (2004)

10 LOAD-SETTLEMENT CURVE APPROACH BASED ON PRESSUREMETER TESTS (PMT)

Briaud (2007) presented a method based on field Pressuremeter tests to develop a load-settlement curve for a given foundation from which the elastic settlement at a given load intensity can be estimated. This takes into account the foundation load eccentricity, load inclination, and the location of the foundation on a slope (Figure 14). Following is a step-by-step procedure of the procedure suggested by Briaud (2007).

1. Conduct several Pressuremeter tests at the site at various depths.
2. Plot the PMT curves as pressure p_p on the cavity wall versus relative increase in cavity radius $\Delta R/R_o$. Extend the straight line part of the PMT curve to zero pressure and shift the vertical axis to the value of $\Delta R/R_o$ where that strain line portion intersects the horizontal axis (Figure 15).
3. Plot the strain influence factor diagram proposed by Schmertmann et al. (1978) for the foundation. Based on the p_p versus $\Delta R/R_o$ diagrams (Step 2) and the location of the depth of the tests, develop a mean plot of p_p versus $\Delta R/R_o$ as shown in Figure 16.

The mean p_p for a given $\Delta R/R_o$ can be given as

$$p_{p(\text{mean})} = \frac{A_1}{A} p_{p(1)} + \frac{A_2}{A} p_{p(2)} + \frac{A_3}{A} p_{p(3)} + \dots \quad (46)$$

where A_1, A_2, A_3, \dots are the areas tributary to each test under the influence diagram
 A = total area of the strain-influence factor diagram

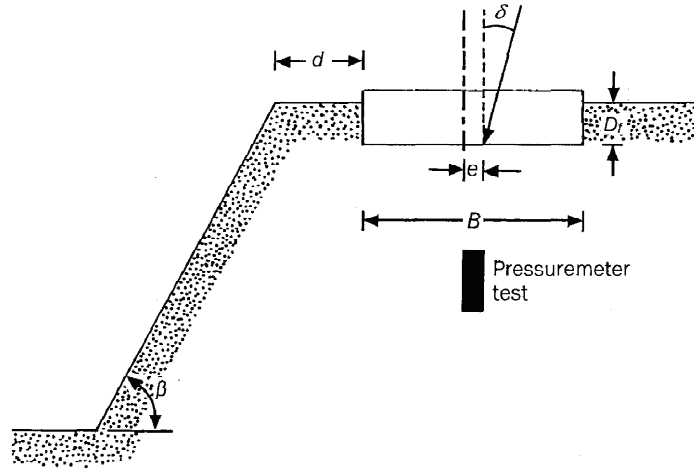


Figure 14 Pressuremeter test to obtain load-settlement curve.

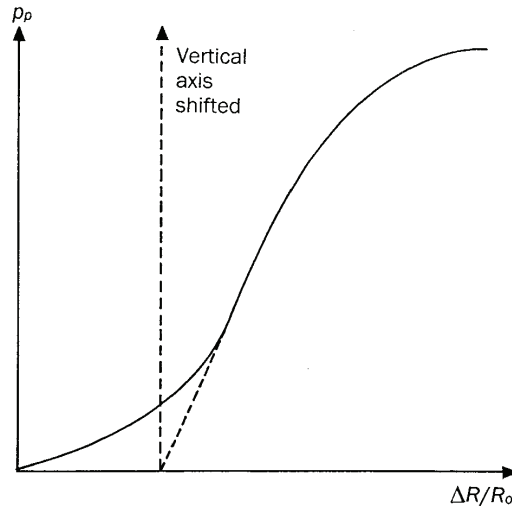


Figure 15 Adjustment of field Pressuremeter test plot of p_p versus $\Delta R/R_o$.

4. Convert the plot of $p_{p(\text{mean})}$ versus $\Delta R/R_o$ plot to q versus S_e/B plot using the following equations.

$$q = (\Gamma)(f_{L/B} f_e f_\delta f_{\beta,d}) p_{p(\text{mean})} \quad (47)$$

$$\frac{S_e}{B} = 0.24 \frac{\Delta R}{R_o} \quad (48)$$

where Γ = Gamma function linking q and $p_{p(\text{mean})}$ (see Figure 17)

$$f_{B/L} = \text{shape factor} = 0.8 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (49)$$

$$f_e = \text{load eccentricity factor} = 1 - 0.33 \left(\frac{e}{B} \right) \quad (\text{center}) \quad (50)$$

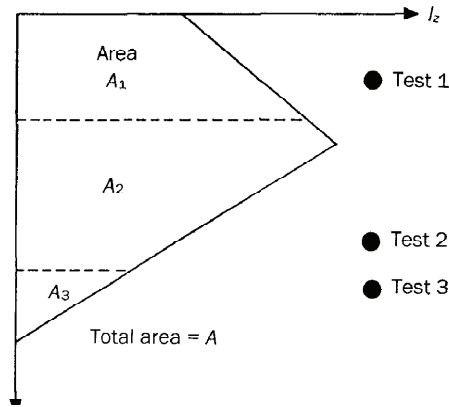


Figure 16 Development of the mean p_p versus $\Delta R/R_o$ plot.

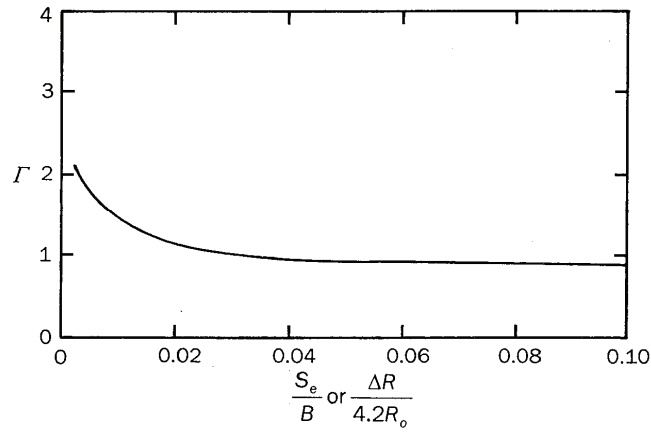


Figure 17 Variation of Γ function.

$$f_e = 1 - \left(\frac{e}{B}\right)^{0.5} \quad (\text{edge}) \quad (51)$$

$$f_\delta = \text{inclination factor} = 1 - \left[\frac{\delta (\text{degrees})}{90}\right] \quad (\text{center}) \quad (52)$$

$$f_\delta = 1 - \left[\frac{\delta (\text{degrees})}{360}\right]^{0.5} \quad (\text{edge}) \quad (53)$$

$$f_{\beta,d} = \text{slope factor} = 0.8 \left(1 + \frac{d}{B}\right)^{0.1} \quad (3 : 1 \text{ slope}) \quad (54)$$

$$f_{\beta,d} = 0.7 \left(1 + \frac{d}{B}\right)^{0.15} \quad (2 : 1 \text{ slope}) \quad (55)$$

5. Based on the load-settlement diagram developed in Step 4, obtain the actual $S_{e(\text{maximum})}$ which corresponds to the actual intensity of load q to which the foundation will be subjected.
6. To account for creep over the life-span of the structure,

$$S_e(t) \approx S_{e(\text{maximum})} \left(\frac{t}{t_1} \right)^{0.3} \quad (56)$$

where $S_e(t)$ = settlement after time t
 $S_{e(\text{maximum})}$ = settlement obtained from Step 5
 t = time, in minutes
 t_1 = reference time = 1 minute

SETTLEMENT CALCULATION BASED ON THEORY OF ELASTICITY

11 STEINBRENNER'S (1934) AND FOX'S (1948) THEORY

Based on the observations made on elastic settlement calculation using empirical correlations and the wide range in the predictions obtained, it is desirable to consider alternative solutions based on the theory of elasticity. With that in mind, Figure 18 shows a schematic diagram of the elastic settlement profile for a flexible and rigid foundation. The shallow foundation measures $B \times L$ in plan and is located at a depth D_f below the ground surface. A rock layer (or a rigid layer) is located at a depth H below the bottom of the foundation.

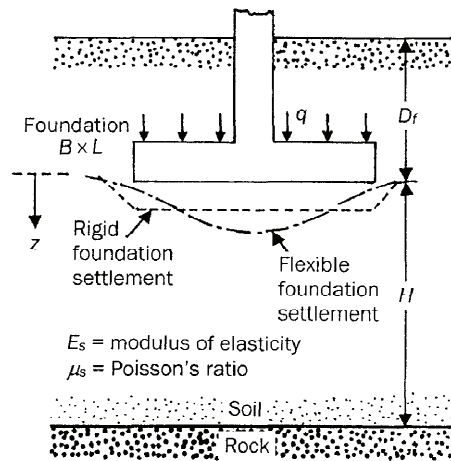


Figure 18 Settlement profile for shallow flexible and rigid foundation.

Theoretically, if the foundation is perfectly flexible (Figure 18), the settlement may be expressed as (see Bowles, 1987)

$$S_e = q(\alpha' B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f \quad (57)$$

where q = net applied pressure on the foundation
 μ_s = Poisson's ratio of soil
 E_s = average modulus of elasticity of the soil under the foundation, measured from $z = 0$ to about $z = 4B$
 $B' = B/2$ for center of foundation ($= B$ for corner of foundation)

$$I_s = \text{shape factor (Steinbrenner, 1934)} = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2 \quad (58)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi}(A_0 + A_1) \quad (59)$$

$$F_2 = \frac{n}{2\pi} \tan^{-1} A_2 \quad (60)$$

$$A_0 = m \ln \frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \quad (61)$$

$$A_1 = \ln \frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{1 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \quad (62)$$

$$A_2 = \frac{m}{n + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \quad (63)$$

$$I_f = \text{depth factor (Fox, 1948)} = f\left(\frac{D_f}{B}, \mu_s, \text{ and } \frac{L}{B}\right) \quad (64)$$

α' = a factor that depends on the location below the foundation where settlement is being calculated

To calculate settlement at the center of the foundation, we use

$$\alpha' = 4 \quad (65)$$

$$m = \frac{L}{B} \quad (66)$$

and

$$n = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)} \quad (67)$$

To calculate settlement at a corner of the foundation,

$$\alpha' = 1 \quad (68)$$

$$m = \frac{L}{B}$$

and

$$n = \frac{H}{B}$$

The variations of F_1 and F_2 with m and n are given Tables 4 and 5. Based on the works of Fox (1948), the variations of depth factor I_f for $\mu_s = 0.3$ and 0.4 and L/B have been determined by Bowles (1987) and are given in Table 6. Note that I_f is not a function of H/B .

Table 4. Variation of F_1 with m and n

n	m									
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.038	0.038	0.037	0.037
0.75	0.095	0.090	0.087	0.084	0.082	0.080	0.077	0.076	0.074	0.074
1.00	0.142	0.138	0.134	0.130	0.127	0.125	0.121	0.118	0.116	0.115
1.25	0.186	0.183	0.179	0.176	0.173	0.170	0.165	0.161	0.158	0.157
1.50	0.224	0.224	0.222	0.219	0.216	0.213	0.207	0.203	0.199	0.197
1.75	0.257	0.259	0.259	0.258	0.255	0.253	0.247	0.242	0.238	0.235
2.00	0.285	0.290	0.292	0.292	0.291	0.289	0.284	0.279	0.275	0.271
2.25	0.309	0.317	0.321	0.323	0.323	0.322	0.317	0.313	0.308	0.305
2.50	0.330	0.341	0.347	0.350	0.351	0.351	0.348	0.344	0.340	0.336
2.75	0.348	0.361	0.369	0.374	0.377	0.378	0.377	0.373	0.369	0.365
3.00	0.363	0.379	0.389	0.396	0.400	0.402	0.402	0.400	0.396	0.392
3.25	0.376	0.394	0.406	0.415	0.420	0.423	0.426	0.424	0.421	0.418
3.50	0.388	0.408	0.422	0.431	0.438	0.442	0.447	0.447	0.444	0.441
3.75	0.399	0.420	0.436	0.447	0.454	0.460	0.467	0.458	0.466	0.464
4.00	0.408	0.431	0.448	0.460	0.469	0.476	0.484	0.487	0.486	0.484
4.25	0.417	0.440	0.458	0.472	0.481	0.484	0.495	0.514	0.515	0.515
4.50	0.424	0.450	0.469	0.484	0.495	0.503	0.516	0.521	0.522	0.522
4.75	0.431	0.458	0.478	0.494	0.506	0.515	0.530	0.536	0.539	0.539
5.00	0.437	0.465	0.487	0.503	0.516	0.526	0.543	0.551	0.554	0.554
5.25	0.443	0.472	0.494	0.512	0.526	0.537	0.555	0.564	0.568	0.569
5.50	0.448	0.478	0.501	0.520	0.534	0.546	0.566	0.576	0.581	0.584
5.75	0.453	0.483	0.508	0.527	0.542	0.555	0.576	0.588	0.594	0.597
6.00	0.457	0.489	0.514	0.534	0.550	0.563	0.585	0.598	0.606	0.609
6.25	0.461	0.493	0.519	0.540	0.557	0.570	0.594	0.609	0.617	0.621
6.50	0.465	0.498	0.524	0.546	0.563	0.577	0.603	0.618	0.627	0.632
6.75	0.468	0.502	0.529	0.551	0.569	0.584	0.610	0.627	0.637	0.643
7.00	0.471	0.506	0.533	0.556	0.575	0.590	0.618	0.635	0.646	0.653
7.25	0.474	0.509	0.538	0.561	0.580	0.596	0.625	0.643	0.655	0.662
7.50	0.477	0.513	0.541	0.565	0.585	0.601	0.631	0.650	0.663	0.671
7.75	0.480	0.516	0.545	0.569	0.589	0.606	0.637	0.658	0.671	0.680
8.00	0.482	0.519	0.549	0.573	0.594	0.611	0.643	0.664	0.678	0.688
8.25	0.485	0.522	0.552	0.577	0.598	0.615	0.648	0.670	0.685	0.695
8.50	0.487	0.524	0.555	0.580	0.601	0.619	0.653	0.676	0.692	0.703
8.75	0.489	0.527	0.558	0.583	0.605	0.623	0.658	0.682	0.698	0.710
9.00	0.491	0.529	0.560	0.587	0.609	0.627	0.663	0.687	0.705	0.716
9.25	0.493	0.531	0.563	0.589	0.612	0.631	0.667	0.693	0.710	0.723
9.50	0.495	0.533	0.565	0.592	0.615	0.634	0.671	0.697	0.716	0.719
9.75	0.496	0.536	0.568	0.595	0.618	0.638	0.675	0.702	0.721	0.735
10.00	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740
20.00	0.529	0.575	0.614	0.647	0.677	0.702	0.756	0.797	0.830	0.858
50.00	0.548	0.598	0.640	0.678	0.711	0.740	0.803	0.853	0.895	0.931
100.00	0.555	0.605	0.649	0.688	0.722	0.753	0.819	0.872	0.918	0.956

Table 4. (Continued)

<i>n</i>	<i>m</i>									
	4.5	5.0	6.0	7.8	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
0.75	0.073	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.071	0.071	0.071
1.00	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
1.25	0.155	0.154	0.153	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.150
1.50	0.195	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
1.75	0.233	0.232	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.223	0.223	0.223
2.00	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
2.25	0.302	0.300	0.296	0.294	0.293	0.291	0.291	0.287	0.287	0.287
2.50	0.333	0.331	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.316	0.315	0.315
2.75	0.362	0.359	0.355	0.352	0.350	0.348	0.347	0.343	0.342	0.342
3.00	0.389	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
3.25	0.415	0.412	0.407	0.403	0.401	0.399	0.397	0.391	0.390	0.390
3.50	0.438	0.435	0.430	0.427	0.424	0.421	0.420	0.413	0.412	0.411
3.75	0.461	0.458	0.453	0.449	0.446	0.443	0.441	0.433	0.432	0.432
4.00	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
4.25	0.516	0.496	0.484	0.473	0.471	0.471	0.470	0.468	0.462	0.460
4.50	0.520	0.517	0.513	0.508	0.505	0.502	0.499	0.489	0.487	0.487
4.75	0.537	0.535	0.530	0.526	0.523	0.519	0.517	0.506	0.504	0.503
5.00	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
5.25	0.569	0.568	0.564	0.560	0.556	0.553	0.550	0.537	0.534	0.534
5.50	0.584	0.583	0.579	0.575	0.571	0.568	0.585	0.551	0.549	0.548
5.75	0.597	0.597	0.594	0.590	0.586	0.583	0.580	0.565	0.583	0.562
6.00	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
6.25	0.623	0.623	0.621	0.618	0.615	0.611	0.608	0.592	0.589	0.588
6.50	0.635	0.635	0.634	0.631	0.628	0.625	0.622	0.605	0.601	0.600
6.75	0.646	0.647	0.646	0.644	0.641	0.637	0.634	0.617	0.613	0.612
7.00	0.656	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
7.25	0.666	0.669	0.669	0.668	0.665	0.662	0.659	0.640	0.635	0.634
7.50	0.676	0.679	0.680	0.679	0.676	0.673	0.670	0.651	0.646	0.645
7.75	0.685	0.688	0.690	0.689	0.687	0.684	0.681	0.661	0.656	0.655
8.00	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
8.25	0.702	0.706	0.710	0.710	0.708	0.705	0.703	0.682	0.676	0.675
8.50	0.710	0.714	0.719	0.719	0.718	0.715	0.713	0.692	0.686	0.684
8.75	0.717	0.722	0.727	0.728	0.727	0.725	0.723	0.701	0.695	0.693
9.00	0.725	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
9.25	0.731	0.737	0.744	0.746	0.745	0.744	0.742	0.719	0.713	0.711
9.50	0.738	0.744	0.752	0.754	0.754	0.753	0.751	0.728	0.721	0.719
9.75	0.744	0.751	0.759	0.762	0.762	0.761	0.759	0.737	0.729	0.727
10.00	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
20.00	0.878	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
50.00	0.962	0.989	1.034	1.070	1.100	1.125	1.146	1.265	1.279	1.261
100.00	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209	1.408	1.489	1.499

Table 5. Variation of F_2 with m and n

n	m									
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.049	0.050	0.051	0.051	0.051	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052
0.50	0.074	0.077	0.080	0.081	0.083	0.084	0.086	0.086	0.087	0.087
0.75	0.083	0.089	0.093	0.097	0.099	0.101	0.104	0.106	0.107	0.108
1.00	0.083	0.091	0.098	0.102	0.106	0.109	0.114	0.117	0.119	0.120
1.25	0.080	0.089	0.096	0.102	0.107	0.111	0.118	0.122	0.125	0.127
1.50	0.075	0.084	0.093	0.099	0.105	0.110	0.118	0.124	0.128	0.130
1.75	0.069	0.079	0.088	0.095	0.101	0.107	0.117	0.123	0.128	0.131
2.00	0.064	0.074	0.083	0.090	0.097	0.102	0.114	0.121	0.127	0.131
2.25	0.059	0.069	0.077	0.085	0.092	0.098	0.110	0.119	0.125	0.130
2.50	0.055	0.064	0.073	0.080	0.087	0.093	0.106	0.115	0.122	0.127
2.75	0.051	0.060	0.068	0.076	0.082	0.089	0.102	0.111	0.119	0.125
3.00	0.048	0.056	0.064	0.071	0.078	0.084	0.097	0.108	0.116	0.122
3.25	0.045	0.053	0.060	0.067	0.074	0.080	0.093	0.104	0.112	0.119
3.50	0.042	0.050	0.057	0.068	0.070	0.076	0.089	0.100	0.109	0.116
3.75	0.040	0.047	0.054	0.060	0.067	0.073	0.086	0.096	0.105	0.113
4.00	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110
4.25	0.036	0.042	0.049	0.055	0.061	0.066	0.079	0.090	0.099	0.107
4.50	0.034	0.040	0.046	0.052	0.058	0.063	0.076	0.086	0.096	0.104
4.75	0.032	0.038	0.044	0.050	0.055	0.061	0.073	0.083	0.093	0.101
5.00	0.031	0.036	0.042	0.048	0.053	0.058	0.070	0.080	0.090	0.098
5.25	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.067	0.078	0.087	0.095
5.50	0.028	0.033	0.039	0.044	0.049	0.054	0.065	0.075	0.084	0.092
5.75	0.027	0.032	0.037	0.042	0.047	0.052	0.063	0.073	0.082	0.090
6.00	0.026	0.031	0.036	0.040	0.045	0.050	0.060	0.070	0.079	0.087
6.25	0.025	0.030	0.034	0.039	0.044	0.048	0.058	0.068	0.077	0.085
6.50	0.024	0.029	0.033	0.038	0.042	0.046	0.056	0.066	0.075	0.083
6.75	0.023	0.028	0.032	0.036	0.041	0.045	0.055	0.064	0.073	0.080
7.00	0.022	0.027	0.031	0.035	0.039	0.043	0.053	0.062	0.071	0.078
7.25	0.022	0.026	0.030	0.034	0.038	0.042	0.051	0.060	0.069	0.076
7.50	0.021	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.050	0.059	0.067	0.074
7.75	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.039	0.048	0.057	0.065	0.072
8.00	0.020	0.023	0.027	0.031	0.035	0.038	0.047	0.055	0.063	0.071
8.25	0.019	0.023	0.026	0.030	0.034	0.037	0.046	0.054	0.062	0.069
8.50	0.018	0.022	0.026	0.029	0.033	0.036	0.045	0.053	0.060	0.067
8.75	0.018	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.043	0.051	0.059	0.066
9.00	0.017	0.021	0.024	0.028	0.031	0.034	0.042	0.050	0.057	0.064
9.25	0.017	0.020	0.024	0.027	0.030	0.033	0.041	0.049	0.056	0.063
9.50	0.017	0.020	0.023	0.026	0.029	0.033	0.040	0.048	0.055	0.061
9.75	0.016	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.039	0.047	0.054	0.060
10.00	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.038	0.046	0.052	0.059
20.00	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.020	0.024	0.027	0.031
50.00	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.008	0.010	0.011	0.013
100.00	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006

Table 5. (continued)

<i>n</i>	<i>m</i>									
	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053
0.50	0.087	0.087	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
0.75	0.109	0.109	0.109	0.110	0.110	0.110	0.110	0.111	0.111	0.111
1.00	0.121	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.25	0.128	0.130	0.131	0.132	0.132	0.133	0.133	0.134	0.134	0.134
1.50	0.132	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
1.75	0.134	0.136	0.138	0.140	0.141	0.142	0.142	0.144	0.144	0.145
2.00	0.134	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
2.25	0.133	0.136	0.140	0.142	0.144	0.145	0.146	0.149	0.150	0.150
2.50	0.132	0.135	0.139	0.142	0.144	0.146	0.147	0.151	0.151	0.151
2.75	0.130	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.147	0.152	0.152	0.153
3.00	0.127	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
3.25	0.125	0.129	0.135	0.140	0.143	0.145	0.147	0.153	0.154	0.154
3.50	0.122	0.126	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.153	0.155	0.155
3.75	0.119	0.124	0.131	0.137	0.141	0.143	0.145	0.154	0.155	0.155
4.00	0.116	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
4.25	0.113	0.119	0.127	0.133	0.138	0.141	0.144	0.154	0.156	0.156
4.50	0.110	0.116	0.125	0.131	0.136	0.140	0.143	0.154	0.156	0.156
4.75	0.107	0.113	0.123	0.130	0.135	0.139	0.142	0.154	0.156	0.157
5.00	0.105	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
5.25	0.102	0.108	0.118	0.126	0.131	0.136	0.139	0.154	0.156	0.157
5.50	0.099	0.106	0.116	0.124	0.130	0.134	0.138	0.154	0.156	0.157
5.75	0.097	0.103	0.113	0.122	0.128	0.133	0.136	0.154	0.157	0.157
6.00	0.094	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
6.25	0.092	0.098	0.109	0.118	0.124	0.129	0.134	0.153	0.157	0.158
6.50	0.090	0.096	0.107	0.116	0.122	0.128	0.132	0.153	0.157	0.158
6.75	0.087	0.094	0.105	0.114	0.121	0.126	0.131	0.153	0.157	0.158
7.00	0.085	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
7.25	0.083	0.090	0.101	0.110	0.117	0.123	0.128	0.152	0.157	0.158
7.50	0.081	0.088	0.099	0.108	0.115	0.121	0.126	0.152	0.156	0.158
7.75	0.079	0.086	0.097	0.106	0.114	0.120	0.125	0.151	0.156	0.158
8.00	0.077	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
8.25	0.076	0.082	0.093	0.102	0.110	0.117	0.122	0.150	0.156	0.158
8.50	0.074	0.080	0.091	0.101	0.108	0.115	0.121	0.150	0.156	0.158
8.75	0.072	0.078	0.089	0.099	0.107	0.114	0.119	0.150	0.156	0.158
9.00	0.071	0.077	0.888	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
9.25	0.069	0.075	0.086	0.096	0.104	0.110	0.116	0.149	0.156	0.158
9.50	0.068	0.074	0.085	0.094	0.102	0.109	0.115	0.148	0.156	0.158
9.75	0.066	0.072	0.083	0.092	0.100	0.107	0.113	0.148	0.156	0.158
10.00	0.065	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.00	0.035	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
50.00	0.014	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.071	0.113	0.142
100.00	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.039	0.071	0.113

Table 6. Variation of I_f (Fox, 1948)*

D/B	L/B						
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	5.0
Poisson's ratio $\mu_s = 0.30$							
0.05	0.979	0.981	0.982	0.983	0.984	0.985	0.990
0.10	0.954	0.958	0.962	0.964	0.966	0.968	0.977
0.20	0.902	0.911	0.917	0.923	0.927	0.930	0.951
0.40	0.808	0.823	0.834	0.843	0.851	0.857	0.899
0.60	0.738	0.754	0.767	0.778	0.788	0.796	0.852
0.80	0.687	0.703	0.716	0.728	0.738	0.747	0.813
1.00	0.650	0.665	0.678	0.689	0.700	0.709	0.780
2.00	0.562	0.571	0.580	0.588	0.596	0.603	0.675
Poisson's ratio $\mu_s = 0.40$							
0.05	0.989	0.990	0.991	0.992	0.992	0.993	0.995
0.10	0.973	0.976	0.978	0.980	0.981	0.982	0.988
0.20	0.932	0.940	0.945	0.949	0.952	0.955	0.970
0.40	0.848	0.862	0.872	0.881	0.887	0.893	0.927
0.60	0.779	0.795	0.808	0.819	0.828	0.836	0.886
0.80	0.727	0.743	0.757	0.769	0.779	0.788	0.849
1.00	0.689	0.704	0.718	0.730	0.740	0.749	0.818
2.00	0.596	0.606	0.615	0.624	0.632	0.640	0.714

*Adapted from Bowles (1987)

Due to the non-homogeneous nature of a soil deposit, the magnitude of E_s may vary with depth. For that reason, Bowles (1987) recommended

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\bar{z}} \quad (69)$$

where $E_{s(i)}$ = soil modulus within the depth Δz
 $\bar{z} = 5B$ or H (if $H < 5B$)

Bowles (1987) also recommended that

$$E_s = 500(N_{60} + 15) \text{ kN/m}^2 \quad (70)$$

The elastic settlement of a rigid foundation can be estimated as

$$S_{e(\text{rigid})} \approx 0.93 S_{e(\text{flexible, center})} \quad (71)$$

Bowles (1987) compared this theory with 12 case histories that provided reasonable good results.

12 ANALYSIS OF MAYNE AND POULOS BASED ON THEORY OF ELASTICITY

Mayne and Poulos (1999) presented an improved formula for calculating the elastic settlement of foundations. The formula takes into account the rigidity of the foundation, the depth of embedment of the foundation, the increase in the modulus of elasticity of the soil with depth, and the location of rigid layers at a limited depth. To use the equation of Mayne and Poulos, one needs to determine the equivalent diameter B_e of a rectangular foundation, or

$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}} \quad (72)$$

For circular foundations,

$$B_e = B \quad (73)$$

where B = diameter of foundation

Figure 19 shows a foundation with an equivalent diameter B_e located at a depth D_f below the ground surface. Let the thickness of the foundation be t and the modulus of elasticity of the foundation material be E_f . A rigid layer is located at a depth H below the bottom of the foundation.

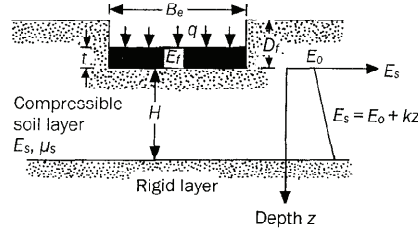


Figure 19 Mayne and Poulos' procedure (1999) for settlement calculation.

The modulus of elasticity of the compressible soil layer can be given as

$$E_s = E_o + kz \quad (74)$$

where k = rate of increase in E_s with depth ($\text{kN/m}^2/\text{m}$)

With the preceding parameters defined, the elastic settlement below the center of the foundation is

$$S_e = \frac{qB_e I_G I_R I_E}{E_o} (1 - \mu_s^2) \quad (75)$$

where I_G = influence factor for the variation of E_s with depth = $f\left(\beta = \frac{E_o}{kB_e}, \frac{H}{B_e}\right)$

I_R = foundation rigidity correction factor

I_E = foundation embedment correction factor

Figure 20 shows the variation of I_G with $\beta = E_o/kB_e$ and H/B_e . The foundation rigidity correction factor can be expressed as

$$I_R = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10 \left(\frac{E_f}{E_o + \frac{B_e}{2}k} \right) \left(\frac{2t}{B_e} \right)^3} \quad (76)$$

Similarly, the embedment correction factor is

$$I_E = 1 - \frac{1}{3.5 \exp(1.22\mu_s - 0.4) \left(\frac{B_e}{D_f} + 1.6 \right)} \quad (77)$$

Figures 21 and 22 show the variation of I_R with I_E as a function of the terms expressed in Eqs. (76) and (77).

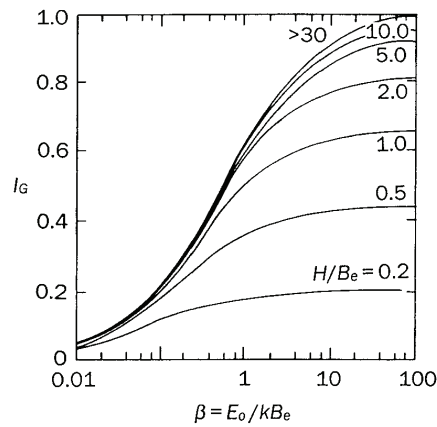


Figure 20 Variation of I_G with β .

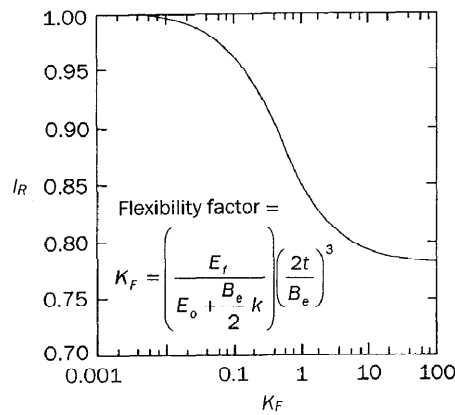


Figure 21 Variation of I_R with K_F .

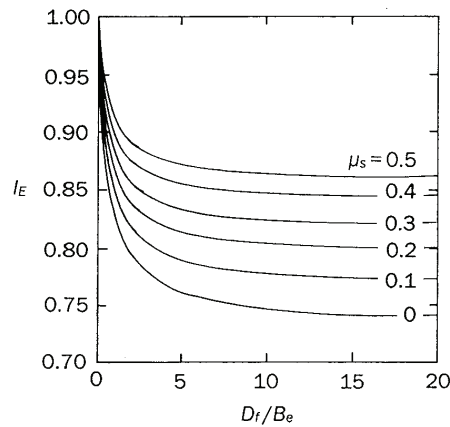


Figure 22 Variation of I_E with μ_s and D_f/B_e .

13 BERARDI AND LANCELLOTTA'S METHOD

Berardi and Lancellotta (1991) proposed a method to estimate the elastic settlement that takes into account the variation of the modulus of elasticity of soil with the strain level. This method is also described by Berardi et al. (1991). According to this procedure,

$$S_e = I_s \frac{qB}{E_s} \quad (78)$$

where I_s = influence factor for a rigid foundation (Tsytoovich, 1951)

E_s = modulus of elasticity of soil

The variation of I_s (Tsytoovich, 1951) with Poisson's ratio $\mu_s = 0.15$ is given in Table 7.

Table 7. Variation of I_s

L/B	Depth of influence H_I/B			
	0.5	1.0	1.5	2.0
1	0.35	0.56	0.63	0.69
2	0.39	0.65	0.76	0.88
3	0.40	0.67	0.81	0.96
5	0.41	0.68	0.84	0.99
10	0.42	0.71	0.89	1.06

Using analytical and numerical evaluations, Berardi and Lancellotta (1991) have shown that, for a circular foundation,

$$H_{25} = (0.8 \text{ to } 1.3)B \quad (79)$$

For plane strain condition (that is, $L/B \geq 10$)

$$H_{25} = (1.5 \text{ to } 1.7)H_{25(\text{circle})} \quad (80)$$

where H_{25} = depth from the bottom of the foundation below which the residual settlement is 25% of the total settlement

The above implies that $H_{25} \leq 2.5B$ for practically all foundations. Thus the depth of influence H_I can be taken to be H_{25} . The modulus of elasticity E_s in Eq. (78) can be evaluated as (Janbu, 1963)

$$E_s = K_E p_a \left(\frac{\sigma'_o + 0.5\Delta\sigma'}{p_a} \right)^{0.5} \quad (81)$$

where p_a = atmospheric pressure

σ'_o and $\Delta\sigma'$ = effective overburden pressure and net effective stress increase due to the foundation loading, respectively, at a depth $B/2$ below the foundation

K_E = dimensionless modulus number

After reanalyzing the performance of 130 structures foundations on predominantly silica sand as reported by Burland and Burbidge (1985), Berardi and Lancellotta (1991) obtained the variation of K_E with the relative density D_r at $S_e/B = 0.1\%$ and K_E at varying strain levels. Figures 23 and 24 show the average variation of K_E with D_r at $S_e/B = 0.1\%$ and $K_{E(S_e/B)} / K_{E(S_e/B=0.1\%)}$ with S_e/B .

In order to estimate the elastic settlement of the foundation, an iterative procedure is suggested which can be described as follows:

1. Determine the variation of the blow count N_{60} from standard penetration tests within the zone of influence, that is H_{25} .
2. Determine the corrected blow count $(N_1)_{60}$ as

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left(\frac{2}{1 + 0.01\sigma'_o} \right) \quad (82)$$

where σ'_o = vertical effective stress in kN/m^2

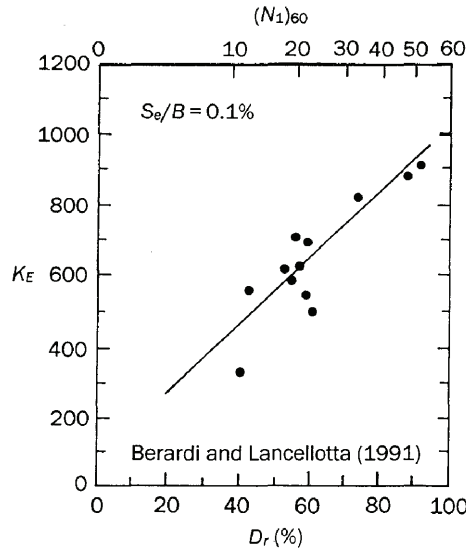


Figure 23 Variation of K_E with D_r and N_{60} (adapted from Berardi and Lancellotta, 1991).

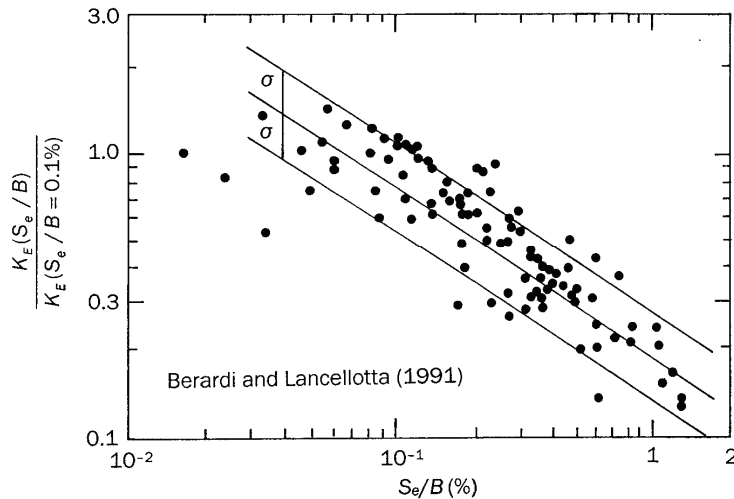


Figure 24 Plot of $K_{E(S_e/B)} / K_{E(S_e/B=0.1\%)}$ with S_e/B (adapted from Berardi and Lancellotta, 1991).

- Determine the average corrected blow count from standard penetration tests $(\bar{N}_1)_{60}$ and hence the average relative density as

$$D_r = \left(\frac{\bar{N}_1}{60} \right)^{0.5} \quad (83)$$

- With a known value of D_r , determine $K_{E(S_e/B=0.1\%)}$ from Figure 23 and hence E_s from Eq. (81) for $S_e/B = 0.1\%$
- With the known value of E_s (Step 4), the magnitude of S_e can be calculated from Eq. (78).
- If the calculated S_e/B is not the same as the assumed value, then use the calculated value of S_e/B from Step 5 and Figure 24 to estimate a revised $K_{E(S_e/B)}$. This value can now be used in Eqs. (81) and (78) to obtain a revised S_e . The iterative procedures can be continued until the assumed and calculated values are the same.

Based on a probabilistic study conducted by Sivakugan and Johnson (2004), the probability of exceeding 25 mm settlement in the field for various predicted settlement levels using the iteration procedure of Berardi and Lancellotta (1991) is shown in Table 8. When compared with Table 3, this shows a promise of improved prediction in elastic settlement.

Table 8. Probability of exceeding 25 mm settlement in the field
 —procedure of Berardi and Lancellotta (1991)
 (based on Sivakugan and Johnson, 2004)

Predicted settlement (mm)	Probability of exceeding 25 mm in the field (%)
1	6
5	19
10	32
15	43
20	52
25	60
30	66
35	72
40	77

14 GENERAL COMMENTS AND CONCLUSIONS

A general review of the major developments over the last sixty years for estimating elastic settlement of shallow foundations on granular soil is presented. Based on the above review, the following general observations can be made.

1. Meyerhof's relationship (1965) is fairly simple to use. It will probably yield predicted settlements that are 50% higher on the average than those observed in the field. Peck and Bazaraa's method (1969) provides results that are almost similar to those obtained from Meyerhof's method (1965).
2. Burland and Burbidge's solution (1985) will provide more reasonable estimations of S_e than those obtained from the solution of Meyerhof (1965). However it will be difficult to determine the overconsolidation ratio and the preconsolidation pressure for granular soils from field exploration.
3. The modified strain influence factor diagrams presented by Schmertmann et al. (1978), Terzaghi et al. (1996), and Lee et al. (2008) will all provide reasonable estimations of the elastic settlement provided a more realistic value of E_s is assumed in the calculation. The authors feel that the empirical relationships for E_s provided by Eqs. (35) and (36) are more reasonable.
4. The relationships for E_s provided by Eqs. (35) and (36) are based on the field cone penetration resistance. These equations can be converted to expressions in terms of N_{60} and D_{50} (mean grain size). Figure 25 shows some of the relationships available in the literature. Based on the data of Burland and Burbidge et al. (1985)

$$\frac{\left(\frac{q_c}{P_a}\right)}{N_{60}} = 8D_{50}^{0.305} \quad (84)$$

Based on the data of Robertson and Campanella (1983) and Seed and DeAlba (1986)

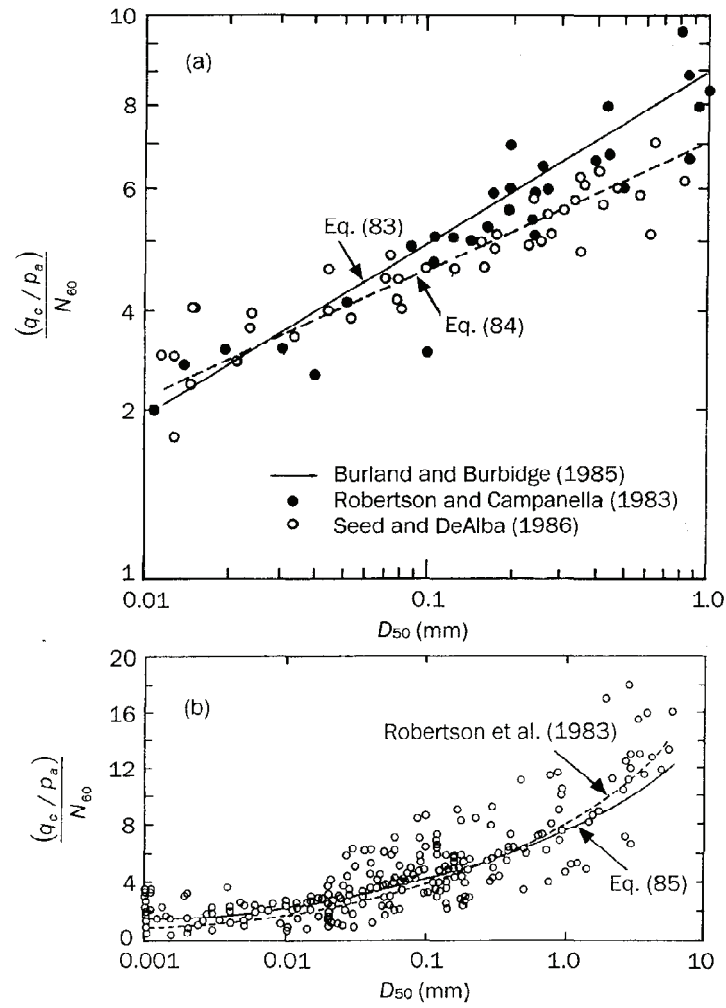


Figure 25 Variation of $(q_c/p_a)/N_{60}$ with D_{50} . (a) Adapted from Terzaghi et al. (1996); (b) Adapted from Anagnostopoulos, 2003).

$$\frac{\left(\frac{q_c}{p_a}\right)}{N_{60}} = 6D_{50}^{0.228} \quad (85)$$

Based on the data of Anagnostopoulos et al. (2003)

$$\frac{\left(\frac{q_c}{p_a}\right)}{N_{60}} = 7.6429D_{50}^{0.26} \quad (86)$$

where p_a = atmospheric pressure (same unit as q_c)
 D_{50} = mean grain size, in mm.

5. The procedure for developing the load-settlement plot based on pressuremeter tests is a versatile technique; however, the cost effectiveness should be taken into account.
6. Relationships for elastic settlement using the theory of elasticity will be equally as good as the other methods, provided a realistic value of E_s is adopted. This can be accomplished using the

iteration method suggested by Berardi and Lancellotta (1991). In lieu of that, the E_s relationship given by Terzaghi et al. (1996) can be used.

In his landmark paper in 1927 entitled “The Science of Foundations,” Karl Terzaghi wrote “Foundation problems, throughout, are of such character that a strictly theoretical mathematical treatment will always be impossible. The only way to handle them efficiently consists of finding out, first, what has happened on preceding jobs of a similar character; next, the kind of soil on which the operations were performed; and, finally, why the operations have lead to certain results. By systematically accumulating such knowledge, the empirical data being well defined by the results of adequate soil investigations, foundation engineering could be developed into a semi-empirical science,”

What is presented in this paper is a systematic accumulation of knowledge and data over the past sixty years. In summary, the parameters for comparing settlement prediction methods are accuracy and reliability. Reliability is the probability that the actual settlement would be less than that computed by a specific method. In choosing a method for design, it all comes down to keeping a critical balance between reliability and accuracy which can be difficult at times knowing the non-homogeneous nature of soil in general. We cannot be over-conservative but, at the same time, not be accurate. We need to keep in mind what Karl Terzaghi said in the 45th James Forrest Lecture at the Institute of Civil Engineers in London: “Foundation failures that occur are no longer ‘an act of God’.”

REFERENCES

- Anagostopoulos, A., Kourkis, G., Sabatakakis, N. & Tsiambaos, G. 2003. Empirical correlation of soil parameters based on cone penetration tests (CPT) for Greek soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 21(4): 377-387.
- Bazaraa, A.R.S.S. 1967. Use of the standard penetration test for estimating settlements of shallow foundations on sand. Ph.D. Thesis, University of Illinois, Champaign-Urbana, Illinois.
- Berardi, R., Jamiolkowski, M. & Lancellotta, R. 1991. Settlement of shallow foundations in sands: selection of stiffness on the basis of penetration resistance. *Geotechnical Engineering Congress 1991*, Geotechnical Special Publication 27, ASCE, 185-200.
- Berardi, R. & Lancellotta, R. 1991. Stiffness of granular soil from field performance. *Geotechnique*, 41(1): 149-157.
- Bjerrum, L. & Eggstad, A. 1963. Interpretation of load test on sand. *Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Weisbaden, West Germany, 1: 199.
- Bowles, J.E. 1987. Elastic foundation settlement on sand deposits. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 113(8): 846-860.
- Briaud, J.L. 2007. Spread footing on sand: load settlement curve approach. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133(8): 905-920.
- Burland, J.B. & Burbidge, M.C. 1985. Settlement of foundations on sand and gravel. *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, 78(1): 1325-1381.
- D’Appolonia, D.J., D’Appolonia, E. & Brissette, R.F. 1970. Settlement of spread footings on sand: closure. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 96(2): 754-762.
- DeBeer, E.E. 1965. Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand. *Proceedings, Symposium on Bearing Capacity Settlement of Foundations*, Duke University, Durham, N.C., 15-33.
- DeBeer, E. & Martens, A. 1957. Method of computation of an upper limit for the influence of heterogeneity of sand layers in the settlement of bridges. *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, 1: 275-281.
- Eggstad, A. 1963. Deformation measurements below a model footing on the surface of dry sand. *Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Weisbaden, 1: 233-239.
- Fox, E.N. 1948. The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface. *Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, 1: 129-132.
- Hough, B.K. 1969. *Basic Soils Engineering*, Ronald Press, New York.
- Janbu, N. 1963. Soil compressibility as determined from oedometer and triaxial tests. *Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Weisbaden, 1: 19-24.

- Jeyapalan, J.K. & Boehm, R. 1986. Procedures for predicting settlements in sands. In W. O. Martin (ed.), *Settlements of Shallow Foundations on Cohesionless Soils: Design and Performance*, ASCE, Seattle, 1-22.
- Lee, J., Eun, J., Prezzi, M. & Salgado, R. 2008. Strain influence diagrams for settlement estimation of both isolated and multiple footings in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 134(4): 417-427.
- Mayne, P.W. & Poulos, H.G. 1999. Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125(6): 453-460.
- Meyerhof, G.G. 1956. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 82(1): 1-19.
- Meyerhof, G.G. 1965. Shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 91(2): 21-31.
- Papadopoulos, B.P. 1992. Settlements of shallow foundations on cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 118(3): 377-393.
- Peck, R.B. & Bazaraa, A.R.S.S. 1969. Discussion of paper by D'Appolonia et al, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 95(3): 305-309.
- Robertson, P.K. & Campanella, R.G. 1983. Interpretation of cone penetration tests: part I: sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(4): 718-733.
- Salgado, R. 2008. *The Engineering of Foundations*, McGraw-Hill, New York.
- Schmertmann, J.H. 1970. Static cone to compute static settlement over sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 96(3): 1011-1043.
- Schmertmann, J.H., Hartmann, J.P. & Brown, P.R. 1978. Improved strain influence factor diagrams. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 104(8): 1131-1135.
- Seed, H.B. & DeAlba, P. 1986. Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. *Proceedings, ASCE Specialty Conference of Use of In Situ Testing in Geotechnical Engineering*, Geotechnical Special Publication 6, Blackburg, 281-302.
- Sivakugan, N., Eckersley, J.D. & Li, H. 1998. Settlement predictions using neural networks. *Australian Civil Engineering Transactions*, CE40: 49-52
- Sivakugan, N. & Johnson, K. 2004. Settlement prediction in granular soils: a probabilistic approach. *Geotechnique*, 54(7): 499-502.
- Skempton, A.W. 1985. Standard penetration test procedures and the effect in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation. *Geotechnique*, 36(3): 425-447.
- Steinbrenner, W. 1934. Tafeln zur setzungsberschnung. *Die Strasse*, 1: 121-124.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. 1948. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 1st Edition, John Wiley and Sons, New York.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Edition, John Wiley and Sons, New York.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. & Mesri G. 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd Edition, John Wiley & Sons, New York.
- Tsyтович, N.A. 1951. *Soil Mechanics*, Ed. Stroitelstvo i Archiketura, Moscow (in Russian).

ADVANCES FROM THEORY TO IMPLEMENTATION OF CPT-BASED PROBABILISTIC AND FUZZY SOIL CHARACTERIZATION AND MODELING

M. T. Tümay

Louisiana State University, Baton Rouge, LA, USA and Boğaziçi University, İstanbul, Turkey

M. Y. Abu-Farsakh & Z. Zhang

Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, LA, USA

KEYWORDS: Cone penetration test, computerized soil characterization, probabilistic, fuzzy

ABSTRACT: This paper discusses the development of an up-to-date computerized CPT (Cone Penetration Test) based soil engineering classification system to provide geotechnical engineers with a handy tool for their daily design activities. Five CPT soil engineering classification systems are incorporated in this effort. They include the probabilistic region estimation and fuzzy classification methods, both developed by Zhang/Tumay, and the Schmertmann, the Douglas and Olsen, and the Robertson et al. methods. In the probabilistic region estimation method, a conformal transformation is used to determine the soil classification index, U , from CPT cone tip resistance and friction ratio. A statistical correlation is established between U and the compositional soil type given by the Unified Soil Classification System (USCS). The soil classification index, U , provides a soil profile over depth with the probability of belonging to different soil types, which more realistically and continuously reflects the in-situ soil characterization, which includes the spatial variation of soil types. The CPT fuzzy classification on the other hand emphasizes the certainty of soil behavior. The advantage of combining these two classification methods is realized through implementing them into visual basic software with three other CPT soil classification methods for friendly use by geotechnical engineers. Three sites in Turkey are analyzed in this paper using this methodology. For each site, CPT tests and the corresponding soil boring results were correlated. The soil classification results obtained using the probabilistic region estimation and fuzzy classification methods are cross-correlated with conventional soil classification from borings logs and three other established CPT soil classification methods.

1 INTRODUCTION

During the past two decades, the cone penetration test (CPT) has gained wide popularity and acknowledgement as a preferred in situ tool for subsurface investigation and soil characterization. The CPT is a robust, simple, fast, reliable, and economical test that provides continuous sounding of subsurface sediments. The CPT test is basically conducted by advancing a cylindrical rod with a cone tip down into the soil. During penetration, the cone penetrometer simultaneously measures the cone tip resistance, q_c , and sleeve friction, f_s . When the piezocone penetration test (PCPT or CPTu) is used, the pore pressures generated during penetration can also be measured, depending on the location of the pressure transducer (at the cone face, u_1 , behind the cone base, u_2 , or behind the friction sleeve, u_3). The CPT/PCPT measurements can be effectively used in many geotechnical engineering applications, such as soil stratification and identification, and to evaluate different soil

properties such as the strength and consolidation characteristics of the geomedia. This makes the CPT/PCPT technology valuable for a wide range of geotechnical engineering applications.

Due to the geometric design of the piezocone, pore water pressures generated behind the cone base (u_2) can influence the total stress measured by the cone tip. Therefore, the measured cone tip resistance (q_c) may have to be corrected for certain cone configurations to account for the effect of this pore water pressure developing behind the cone tip. Theoretically, the corrected cone tip resistance (q_t) is given by:

$$q_t = q_c + u_2 (1-a) \quad (1)$$

where $a = A_n/A_c$ is the effective area ratio of the cone, A_n = cross-sectional area of the load cell, and A_c = projected area of the cone.

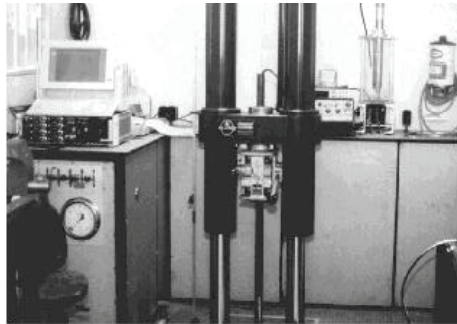
However, the authors' experience in primarily Louisiana soil-types and other similar soil-types outside of Louisiana showed that using either q_c or q_t does not appreciably change the CPT-based soil classification results by utilizing methodologies depending on tip resistance and friction ratio. Therefore, tip resistance q_c has been used throughout this study for soil classification purposes.

One important application of the CPT is its use in soil type identification and classification profiling. Several charts were proposed in the literature to classify the soil from the CPT (using q_c) or the PCPT (using q_t) data (e.g., Schmertmann 1978; Douglas and Olsen, 1981; Robertson et al., 1986; Robertson, 1990; Olsen and Mitchell, 1995). These charts were developed based on comparison/correlation between CPT/PCPT profiles and soil type data bases collected/evaluated from extensive soil borings. Thus the CPT soil classification depends on the physical response of the soil during cone penetration, which is directly related to the mechanical properties of the tested soils. According to Douglas and Olsen (1981), the CPT classification charts can not provide accurate prediction of soil type based on soil composition, but rather serve as a guide to the soil behavior type. The correlation between soil composition and mechanical properties is not simple, especially in transition zones of soil types, leading to probability of mis-classifying the soil type using the current CPT classification charts. To account for such probability of mis-classifying the soil, Zhang and Tumay (1999, 2000, 2003) developed a statistical-based probabilistic region estimation method to classify the soil from CPT data that involves uncertainty in the correlation between soil composition and soil mechanical behavior. This method provides a profile of the probability or the chance of having each soil type (clayey, silty, and sandy) with depth.

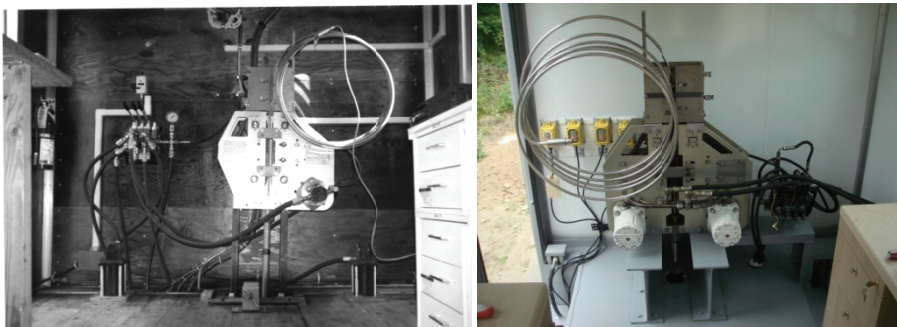
Due to the soft nature of soil deposits in Louisiana, the CPT is considered a preferred tool for site characterization. The Louisiana Department of Transportation and Development (LADOTD) operates three CPT systems. These systems are Louisiana Electric Cone Penetration System, LECOPS (Tumay, 1994), Research Vehicle for Geotechnical In-situ Testing and Support, REVEGITS (Tumay, 1996, 1998), and Continuous Intrusion Miniature Cone Penetration Test system, CIMCPT, (Tumay et.al, 1998). Currently, the CIMCPT and REVEGITS are managed by the Louisiana Transportation Research Center (LTRC). Figure 1 depicts a photograph of the CIMCPT system and REVEGITS. As a comparison, similar vehicles used in Korea by Samsung Engineering & Construction are also depicted in these figures. In order to facilitate the use of CPT technology for soil classification, a Visual Basic MS-Windows program was developed in which five CPT classification methods were implemented. These methods include the probabilistic region estimation and fuzzy classification methods, both developed by Zhang and Tumay (1999), the Schmertmann (1978), the Douglas and Olsen (1981), and the Robertson et al. (1986) methods. The Soil-CPT 4.0 program (www.ltrc.lsu.edu/downloads.html) performs the analyses on the CPT soundings using the selected CPT classification method and provides the geotechnical engineers with soil classification profile with depth.



(a) Louisiana (left) and Samsung (right) cone penetration test systems



(b) The hydraulic segmental thrust system of Louisiana system



(c) Continuous miniature cone/piezocone intrusion system of LA-CIMCPT (left) and Samsung (right)

Figure 1. CPT systems managed by LTRC and Samsung

2 SOIL CLASSIFICATION BY CPT

Soil identification and classification of soil stratigraphy can be achieved by analyzing the CPT data. The trends in CPT soil classification indicated that sandy soils usually have high cone tip resistance and low friction ratio; soft clay and underconsolidated soils show low cone tip resistance and high friction ratio; organic soils such as peat have very low cone tip resistance and very high friction ratio; whereas overconsolidated soils tend to produce higher cone tip resistance and higher friction ratio.

Traditional CPT classification methods provide two-dimensional charts for soil classification based either on cone tip resistance (q_c or q_t), friction ratio (R_f), and pore pressure (u), or their normalization with respect to vertical overburden stress (σ_{vo}). These charts were developed through direct correlation between the CPT data (q_c , q_t , R_f , u) and the corresponding soil type determined from soil borings of the collected database. Several CPT charts have been proposed by investigators to classify the soil utilizing the CPT data (e.g., Schmertmann 1978; Douglas and Olsen, 1981; Robertson et al., 1986; Robertson, 1990; Olsen and Mitchell, 1995). While almost all the CPT methods (basically charts) give a specific classification to each soil layer along the

penetrated depth; the probabilistic region estimation method proposed by Zhang and Tumay (1999) is unique in addressing the uncertainty in mis-classifying the soil. This statistical based method provides a profile of the probability or the chance of having each soil type (clayey, silty, and sandy) with depth. This method is similar to the classic soil classification methods which are based on soil composition. The following sections will summarize the CPT methods implemented and upgraded in the new Visual Basic software.

2.1 Probabilistic Region Estimation Method

The probability of incorrectly identifying soil type using the tradition CPT classification charts, especially in transition zones, motivated the development of the probabilistic region estimation method. This CPT classification method addresses the uncertainty of correlation between the soil composition and soil mechanical behavior.

In this method, conformal mapping was performed on the Douglas and Olsen (1981) chart to transfer the chart axis from the CPT data (q_c , R_f) to the soil classification index (U). The conformal transformation is accomplished using the following equations:

$$x = 0.1539 R_f + 0.8870 \log q_c - 3.35 \quad (2)$$

$$y = -0.2957 R_f + 0.4617 \log q_c - 0.37 \quad (3)$$

The soil classification index (U) is given as:

$$U = - \frac{(a_1x - a_2y + b_1)(c_1x - c_2y + d_1)}{(c_1x - c_2y + d_1)^2 + (c_2x + c_1y + d_2)^2} - \frac{(a_2x + a_1y + b_2)(c_2x + c_1y + d_2)}{(c_1x - c_2y + d_1)^2 + (c_2x + c_1y + d_2)^2} \quad (4)$$

The coefficients in equation 4 are: $a_1 = -11.345$, $a_2 = -3.795$, $b_1 = 15.202$, $b_2 = 5.085$, $c_1 = -0.269$, $c_2 = -0.759$, $d_1 = -2.960$ and $d_2 = 2.477$.

A statistical correlation was then established between the U index and the compositional soil type given by the Unified Soil Classification System (USCS). A normal distribution of U was established for each reference USCS soil type (GP, SP, SM, SC, ML, CL, and CH). Each U value corresponds to several soil types with different probabilities. Boundary values were used to divide the U axis into seven regions as described in Figure 2a. Soil types were further rearranged into three groups: sandy and gravelly soils (GP, SP, and SM), silty soils (SC and ML) and clayey soils (CL and CH). Figure 2a also gives the probability of having each soil group within each region. The original method gives constant probability of each soil type (represented by the step lines) regardless of the U value within the same region (R_1 to R_7 in Figure 2a). This will allow for the sudden drop in the probabilities as the U value crosses the border from one region to another. This method was further modified to allow smooth transition of probability (curved lines) with U values, and hence to provide a continuous profile of the probability of soil constituents with depth. An example of a U profile is presented in Figure 3, which is compared with q_c and R_f profiles and the corresponding probabilistic region estimation on data obtained from Manwell Bridge located in Evangeline, LA is presented in Figure 3.

2.2 Fuzzy Classification Method

Most of existing CPT soil classification methods are based on statistical correlation between the CPT profile data and the USCS soil classification; hence leading to soil identification according to their mechanical behavior. In contrast to other methods, the CPT fuzzy soil classification approach is fundamentally different in releasing the constraint of soil composition, and instead is based on the certainty of soil behavior (i.e., cone tip resistance and local friction).

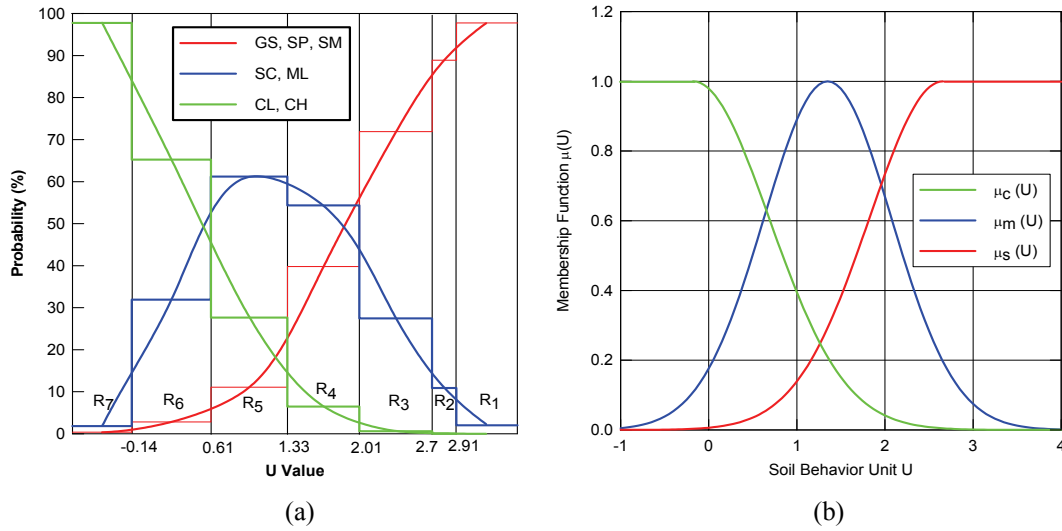


Figure 2. Regions' boundaries and the corresponding probabilities of each soil group (a) and CPT fuzzy soil classification chart (b)

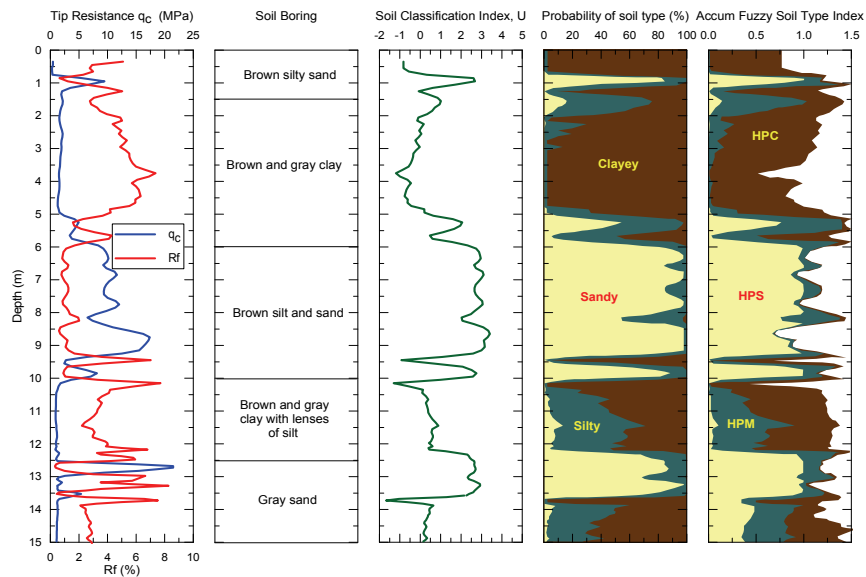


Figure 3. Probability and fuzzy soil type index profiles for Manwell Bridge, Evangeline

In CPT fuzzy soil classification, three soil types are defined: Highly Probable Clayey soil (HPC), Highly Probable Mixed soil (HPM), and Highly Probable Sandy soil (HPS). The corresponding fuzzy membership functions of HPC, HPM, and HPS are given as (Zhang and Tumay, 1999):

$$\mu_c(U) = \begin{cases} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{U+0.1775}{0.86332}\right)^2\right) & U \geq -0.1775 \\ 1.0 & U < -0.1775 \end{cases} \quad (5)$$

$$\mu_m(U) = \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{U-1.35}{0.724307}\right)^2\right) \quad -\infty < U < \infty \quad (6)$$

$$\mu_s(U) = \begin{cases} 1.0 & U > 2.6575 \\ \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{U - 2.6575}{0.834586}\right)^2\right) & U \leq 2.6575 \end{cases} \quad (7)$$

These empirical functions represent either “S” curve or “bell” curve types with a maximum membership value of one (1.0) for each soil type as depicted in Figure 2b. However, as seen in the figure, it is unlikely for all three membership values to have maximum values simultaneously, and that the accumulated sum depends on the U value. These empirical functions approximately relate the quantity change to quality change in soil composition and properties, reflecting an overall perspective of soil properties. The change is gradual from one soil type to another. The profile of fuzzy functions as compared to U profile and q_c and R_f profiles for Manwell Bridge, Evangeline Louisiana, are also shown in Figure 3.

2.3 Schmertmann Classification Method

The original CPT soil classification chart proposed by Schmertmann (1978) is shown in Figure 4a. Based upon CPT data taken from different sites in Louisiana, as well as CPT data taken from California, Oklahoma, Utah, Arizona and Nevada, as reported by Douglas and Olsen (1981), and comparison with soil borings, the original Schmertmann chart was modified by the first author as shown Figure 4b (Tumay, 1985). The chart depicts four distinct regions as identified by Douglas and Olsen (1981). Each region is further divided into sub-regions sorted out using Schmertmann classification modified slightly to reflect Louisiana research experience.

2.4 Douglas and Olsen Classification Method

Douglas and Olsen (1981) conducted comprehensive work correlating between the USCS soil classification and CPT data to develop a CPT-soil behavior type classification method. The development of this method was based on extensive data collected from sites in the western USA. The classification chart for the Douglas and Olsen method uses the cone tip resistance (q_c) and friction ratio (R_f) input parameters as shown in Figure 5. The chart shows the soil classification change (diagonally) from SP to SM to ML to CL to CH as the cone tip resistance decreases and friction ratio increases. Douglas and Olsen (1981) method demonstrates that the CPT classification charts can not provide an accurate prediction of soil type based on soil composition, but rather serve as a guide to soil behavior type (Lunne et al., 1997).

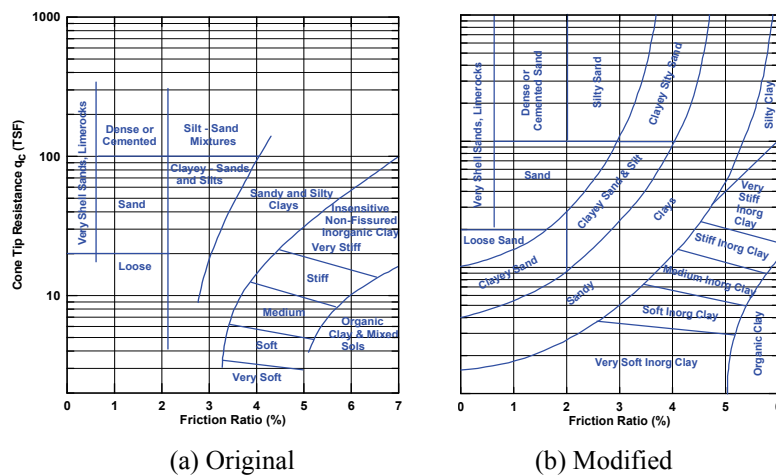


Figure 4. Original and modified Schmertmann classification charts

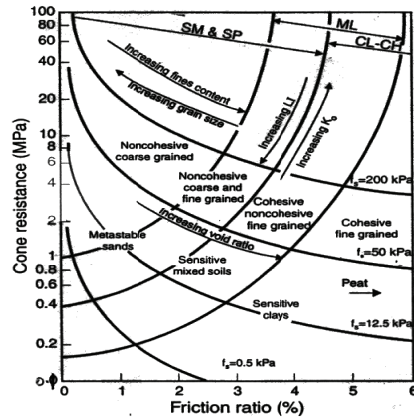
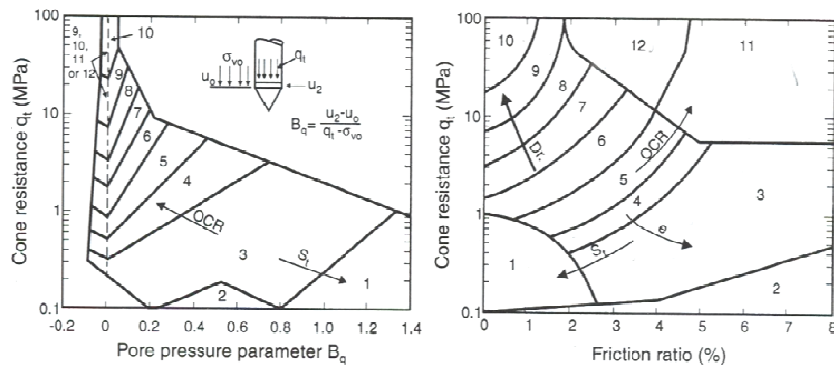


Figure 5. Douglas and Olsen (1981) soil classification chart

2.5 Robertson et al. Classification Method

Robertson et al. (1986) developed a soil behavior type classification method derived from PCPT data (q_c , f_s , u). They proposed two charts, one chart uses corrected tip resistance (q_t) and friction ratio (R_f) as input data; while the other chart uses q_t and pore pressure parameter ($B_q = (u_2 - u_o)/(q_t - \sigma_{vo})$) as input data. They identified twelve different soil behavior types as shown in Figure 6. In case a soil falls within two different zones in respective charts, engineering judgment is required to classify the soil behavior correctly. Only the second chart was implemented in the visual basic soil classification software developed in this study.



1. Sensitive fine grained, 2. Organic material, 3. Clay, 4. Silty clay to clay, 5. Clayey silt to silty clay,
6. Sandy silt to clayey silt, 7. Silty sand to sandy silt, 8. Sand to silty sand, 9. Sand,
10. Gravelly sand to sand, 11. Very stiff fine grained, 12. Sand to clayey sand.

Figure 6. Robertson et al. (1986) soil classification charts

3 DEVELOPMENT OF SOIL CLASSIFICATION SOFTWARE

A visual basic soil engineering classification program, Louisiana Soil Classification by Cone Penetration Test Program (LSC-CPT) (Figure 7), was developed utilizing the CPT data to provide geotechnical engineers with a user friendly methodology. Five CPT soil classification methods were implemented in this program. These include the probabilistic region estimation method and fuzzy classification method, both developed by Zhang and Tumay (1999), the Schmertmann (1978) method, the Douglas and Olsen (1981) method, and the Robertson et al. (1986) classification method. These methods use the cone tip resistance (q_c or q_t) and friction ratio (R_f) as input parameters.

The program is capable of reading CPT input data files of different units (SI, English, or millivolts raw data). Before running the program, the user can view the data file. The first step for the user is to input the project information. The program then plots the profiles of cone tip

resistance, sleeve friction and friction ratio with depth. The user has the option to select the classification method and the corresponding display charts for output (graph and/or text). If the user selected a text chart for soil profile, the user can always change the layers manually. The program (Soil-CPT 4.0) is available for free download from the LTRC Web site (www.ltrc.lsu.edu/downloads.html). Figure 7 describes the general features of the soil classification program.

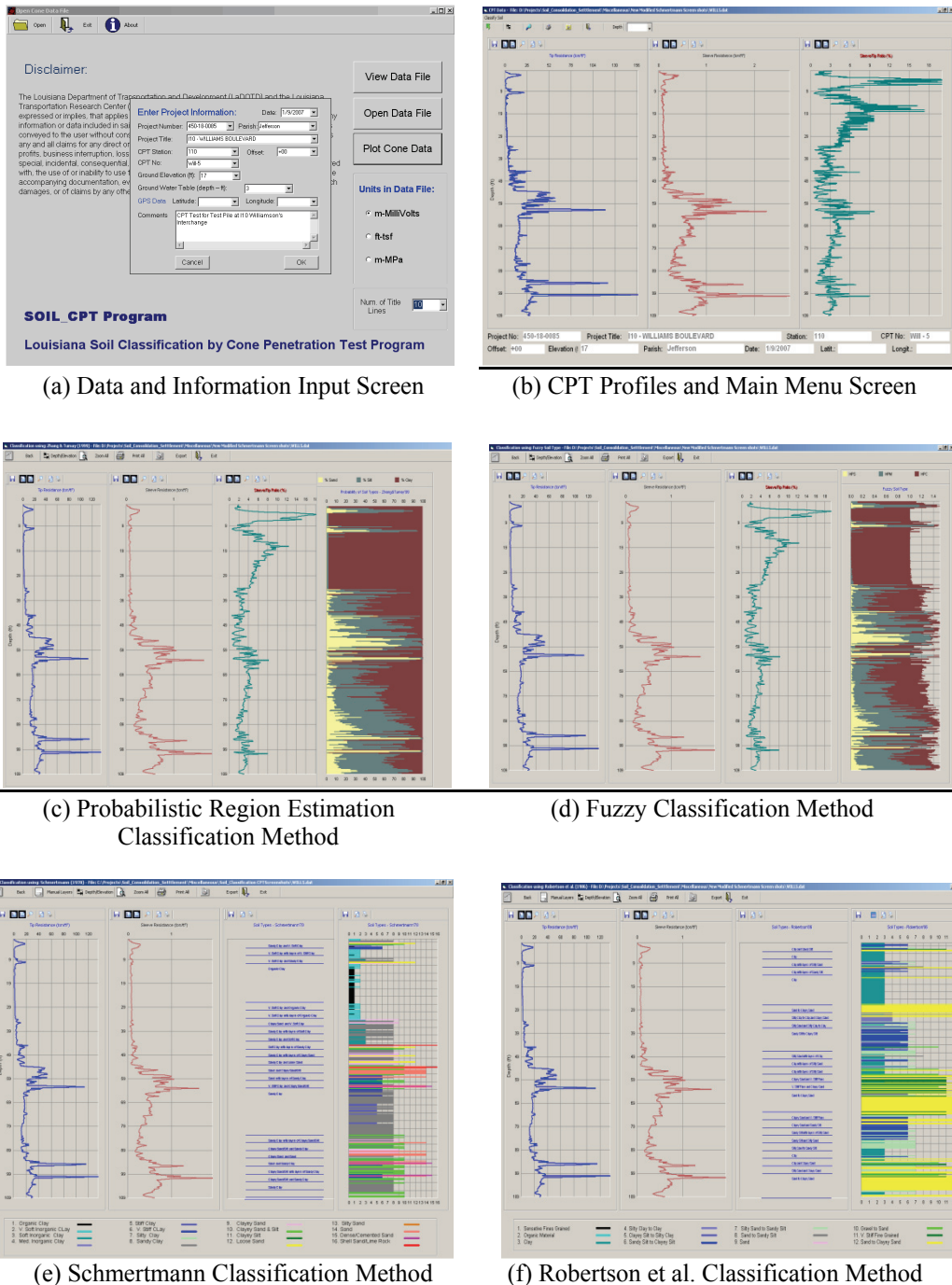


Figure 7: Features of Louisiana Soil Classification by Cone Penetration Test Program (www.ltrc.lsu.edu/downloads.html)

4 COMPARISON OF CPT CLASSIFICATION METHODS

In this paper, data from three sites in Kocaeli region, Turkey, subject of extensive field and

laboratory research by Cetin and Ozan (2009), were selected to compare the soil classification obtained using the probabilistic region estimation method and the fuzzy classification method with those obtained from other established CPT classification charts. In each site, standard piezo cone penetration tests (PCPT or CPTu) were performed in close vicinity of drilled boreholes. The boring and penetration test results are depicted in Figures 8 through 16. These Figures present the CPT results and compare the soil classifications for all three sites obtained using the five CPT-Based classification methods. The comparisons demonstrate that the probabilistic region estimation method and the fuzzy CPT classification method are in very good agreement, and better predict with “continuous and detailed” accuracy, the soil-type profile with depth.

Depth Scale (m)	Lithology	USCS	Sample Type and No.	Recovery/Length (cm)	SPT Blows/15 cm	Casing Depth (m)	Bed Length (m)	Energy Ratio (%)	Description	q_c (kPa)	f_s (kPa)	R_f (%)	u_2 (kPa)	Moisture Content (%)	Liquid Limit	Plasticity Index	% fines < 75 μ m	< 5 μ m (%)	< 2 μ m (%)	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Remarks
0									ASPH: Boring performed through asphalt and subgrade of Tul street													
1	ML	S-A1-1	18/45	1-3-3	4.27	37			FILL: Materials transition from a brown to gray gravelly sand to red silty clay of hard consistency													
2	MH/CH	S-A1-2	40/45	3-2-5	5.80	46			CH: Brown, moist, sticky, high plasticity silty clay without visible sand particles. S-A1-4 shows darker tones and some fine to medium sand content	28	39	53	23	94								
3	CH	S-A1-3	31/45	2-3-4	5.80	42				140	50	39	65	35	100	61	36	0.0035	<2 μ m			
4	CL	S-A1-4	36/45	1-2-2	7.32	57				80	22	37	46	23	87							
5	ML/ML-CL	S-A1-5	40/45	2-2-2	7.32	53			ML: Gray silt with sand. Field description: ML	70	23	29	29	6	74	16	>10%	0.045	0.003			
6	CH	S-A1-6	45/45	1-2-1	8.84	55			ML: Brown, low plasticity silt with fine sand and some red clay points	80	25	44	55	28	92							
7	CL/ML	S-A1-7	39/45	1-1-2	8.84	50			CH: High plasticity gray clay with low sand content (traces). At 5.3 m a thin fine sand seam was identified. Sample A1-7 exhibits some sand seams	75	26	39	47	20	97	31	18	0.012	<2 μ m			
8	ML	S-A1-8	37/45	6-6-9	10.37	65			ML: Gray sandy silt. Increasing sand content with depth	450	27	30		70	15	10	0.057	0.002				
9	ML	S-A1-9	41/45	6-9-10	11.89	75				275	27	29										
10	SP	S-A1-10	41/45	11-20-23	11.89	64			SP: Medium to fine poorly graded gray sand	300	24									0.29	0.12	

Figure 8. A3 Site Boring Data - courtesy of Dr. K. Onder Cetin (Cetin, K.O. and Ozan, C, 2009)

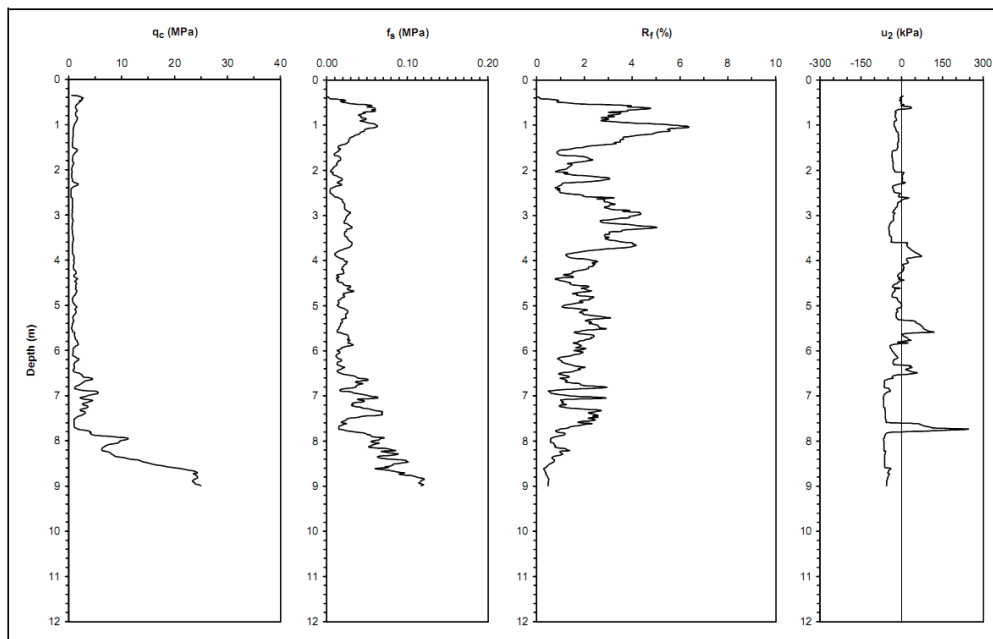


Figure 9. A3 Site CPT Data - courtesy of Dr. K. Onder Cetin (Cetin, K.O. and Ozan, C, 2009)

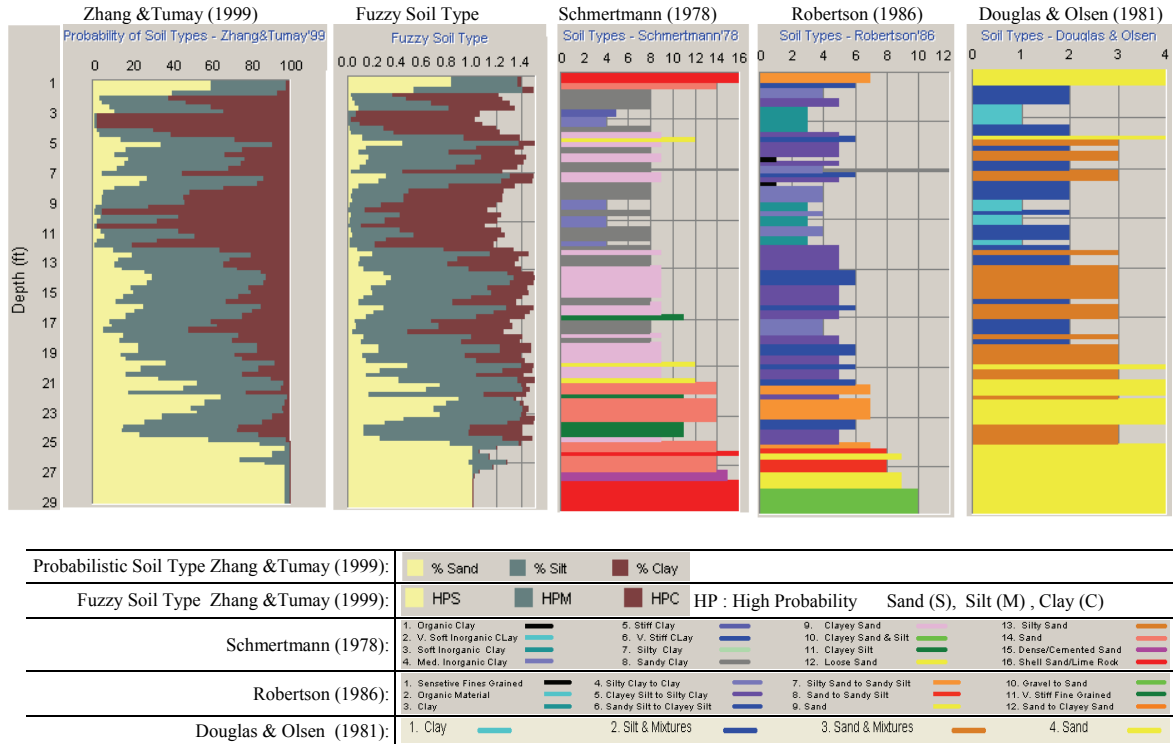


Figure 10. A3 Site Soil Classification

Depth (m)	Lab/Log	USCS	Sample Type and No.	Recovery Length (cm)	SPT Blows/15 cm	Casing Depth (m)	Rod Length (m)	Energy Ratio (%)	Description	q_{tip} (kPa)	$f_{s, tip}$ (kPa)	Moisture Content (%)	Liquid Limit	Plasticity Index	% fines < 75 μ m	< 5 μ m (%)	< 2 μ m (%)	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Remarks
0									Fill: Hole is drilled through fill and rubble of the foundation of the building that was located to the north of building F1											
1	ML	S-F1-1	38/45	1-2-3	0.95	4.27	50		ML: Brown low plasticity sandy silt to silt			32	28	-	72	11	7	0.06	0.004	
2	ML	S-F1-2	32/45	3-2-2	1.75	5.80	57					28	27	-	68	11	9	0.048	0.007	
3	ML	S-F1-3	32/45	2-3-2	2.55	5.80	51					33	31	-	92	42	38	0.008	<2 μ m	
4	ML/CL	S-F1-4	32/45	2-1-2	3.45	7.32	54		CL: Brown low plasticity silty clay to clayey silt with traces of fine sand	75	28	37	47	19	97	40	27	0.008	<2 μ m	
5	CL ML	S-F1-5A S-F1-5B	36/45	2-3-6	4.45	8.84	64		SILT AND SAND: Gray sandy silt to silty sand. FC of recovered samples varies from 35% to 77%			31	35	13	85	18	14	0.019	<2 μ m	
6	ML	S-F1-6	35/45	5-7-7	5.35	8.84	67					28	30	-	77	18	14	0.041	<2 μ m	
7	ML Silt	S-F1-7A S-F1-7B	33/45	3-7-7	6.15	10.37	59					27	28	-	51	8	6	0.07	0.013	
8	SM	S-F1-8	45/45	4-4-9	6.95	10.37	59					34	28	-	73	20	15	0.05	<2 μ m	
9	ML	S-F1-9	34/45	5-6-7	7.95	11.89	57					26	-	-	42	<15%	<10%	0.085	0.013	Thin brown organic seam at approx. 7.35 m
10	CH CL/ML	S-F1-10A S-F1-10B	37/45	2-4-7	8.95	11.89	61		CLAY: Gray silty clay to clayey silt with traces of fine sand. LL of recovered samples varies from 38 to 57	170	55	38	57	29	100	50	26	0.005	<2 μ m	
11	ML CH/MH	S-F1-11A S-F1-11B	31/45	3-4-5	9.95	13.42	70					33	33	29	96	23	17	0.019	<2 μ m	Wood fragments were found in the sample at approx. 8.1 m

Figure 11. F1 Site Boring Data Sample - courtesy of Dr. K. Onder Cetin (Cetin, K.O. and Ozan, C, 2009)

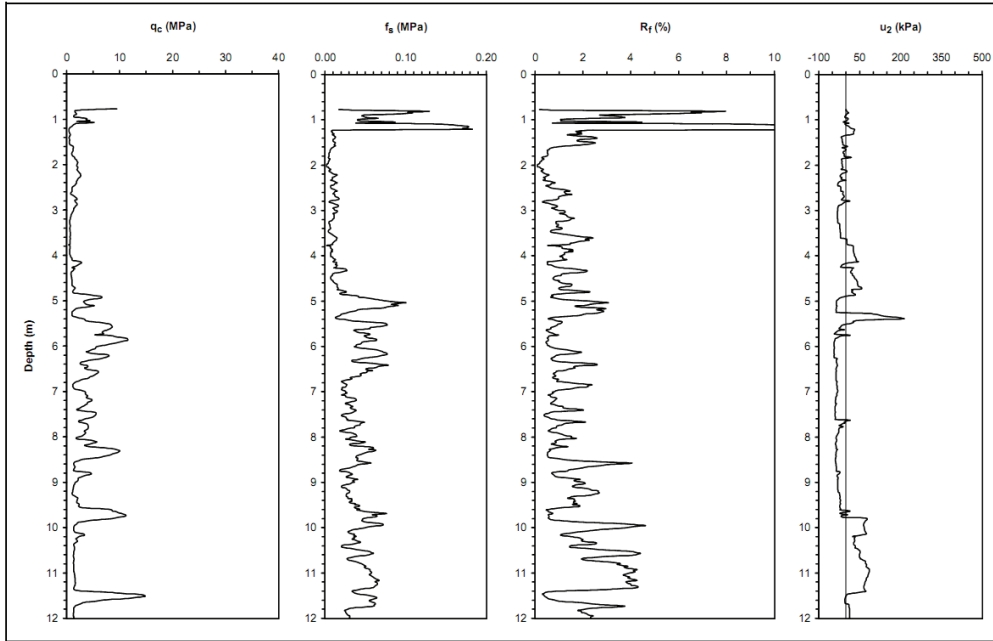


Figure 12. F1 Site CPT Data Sample - courtesy of Dr. K. Onder Cetin (Cetin, K.O. and Ozan, C., 2009)

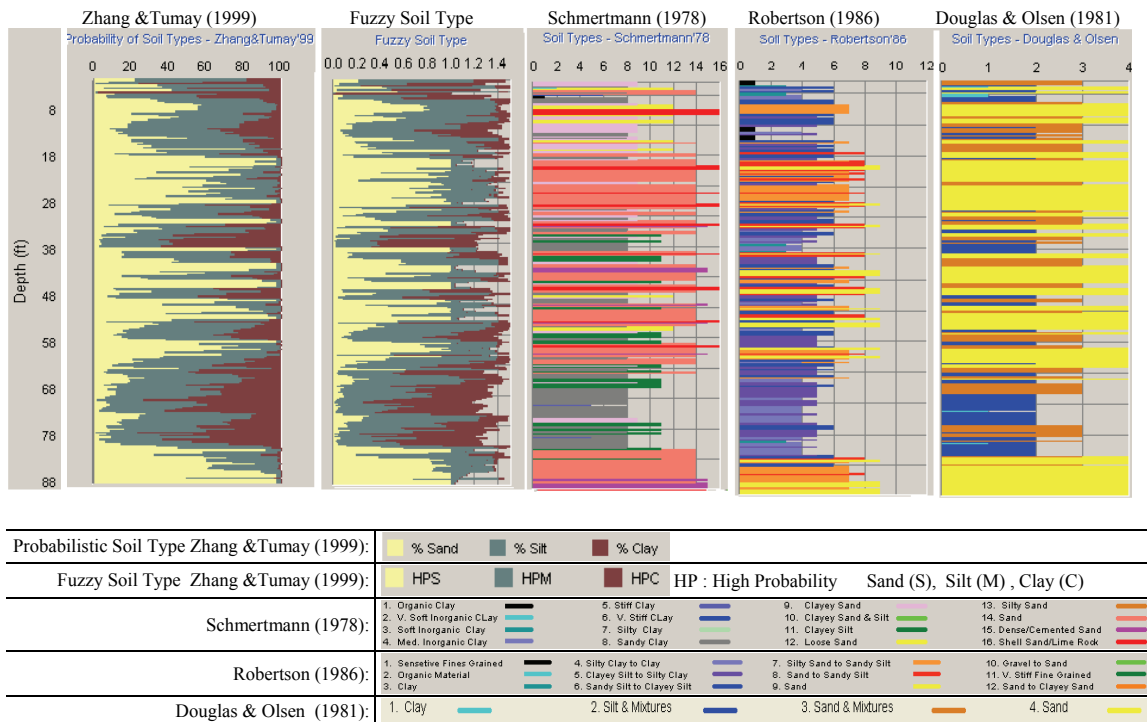


Figure 13. F1 Site Soil Classification

Depth Scale (m)	Lithology	USCS	Sample Type and No.	Recovery/Length (cm)	SPT Blows/15 cm	Casing Depth (m)	Rod Length (m)	Logging Rate (%)	Description	q_{tip} (kPa)	q_{tip} (kPa)	Moisture Content (%)	Liquid Limit	Plasticity Index	% fines < 75 μ m	< 5 μ m (%)	< 2 μ m (%)	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Remarks
0									GW: Gray sandy gravel											
1		GM	S-SH7-1	23/45	9-7.4	0.90	4.27	60					NP	NP	14	-	-	5.0	<0.07	
2		GW	S-SH7-2	14/45	4-2.1	1.30	4.27	-					NP	NP	1	-	-	8.4	1.7	
									SW: Gray gravelly silty sand											
3		SW	S-SH7-3	10/45	4-3.2	2.60	5.60	60					NP	NP	5	-	-	3.0	0.23	
4		SW	S-SH7-4	22/45	3-4.4	3.40	7.32	63					NP	NP	4	-	-	3.9	0.33	
5		SW	S-SH7-5	21/45	3-5.4	4.20	7.32	66					NP	NP	6	-	-	4.5	0.20	
6			S-SH7-6	0/45	3-4.5	5.00	8.84	65												
7		SM	S-SH7-7	14/45	7-7.9	5.90	10.37	60					NP	NP	13	-	-	1.5	<0.07	
8		SW-SM	S-SH7-8	13/45	4-6-11	6.80	11.89	68					NP	NP	11	-	-	1.6	<0.07	
9		SW-SM	S-SH7-9	22/45	6-7-6	7.80	11.89	65					NP	NP	12	-	-	2.0	<0.07	
10		SW-SM	S-SH7-10	18/45	7-6-6	9.00	13.42	63					NP	NP	6	-	-	3.1	0.29	
11		SW-SM	S-SH7-11	20/45	1-4-6	10.30	13.42	63					NP	NP	9	-	-	2.0	0.12	

Figure 14. SH7 Site Boring Data Sample - courtesy of Dr. K. Onder Cetin (Cetin, K.O. and Ozan, C, 2009)

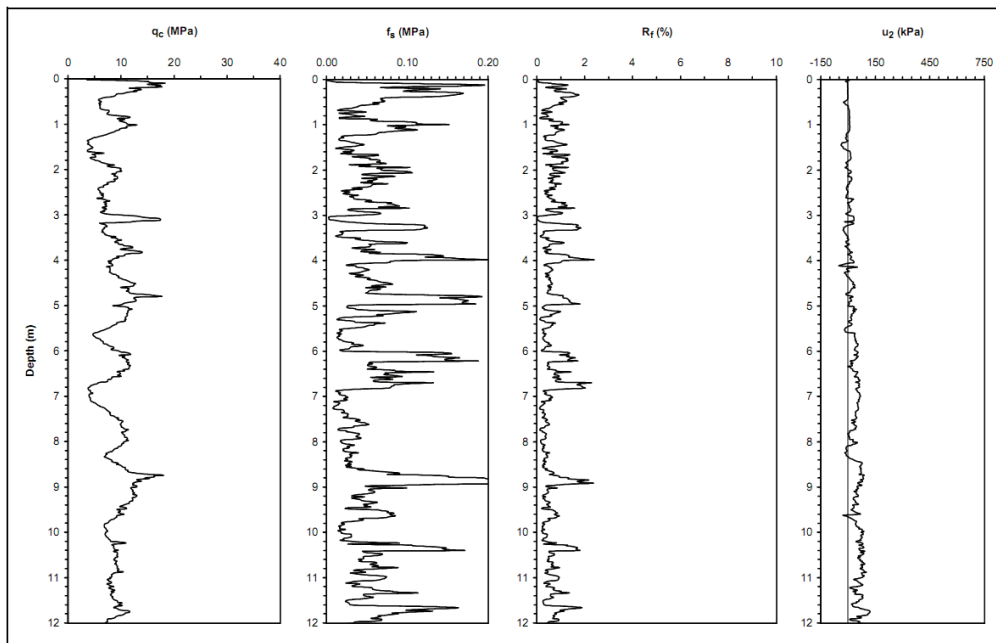


Figure 15. SH7 Site CPT Data Sample - courtesy of Dr. K. Onder Cetin (Cetin, K.O. and Ozan, C, 2009)

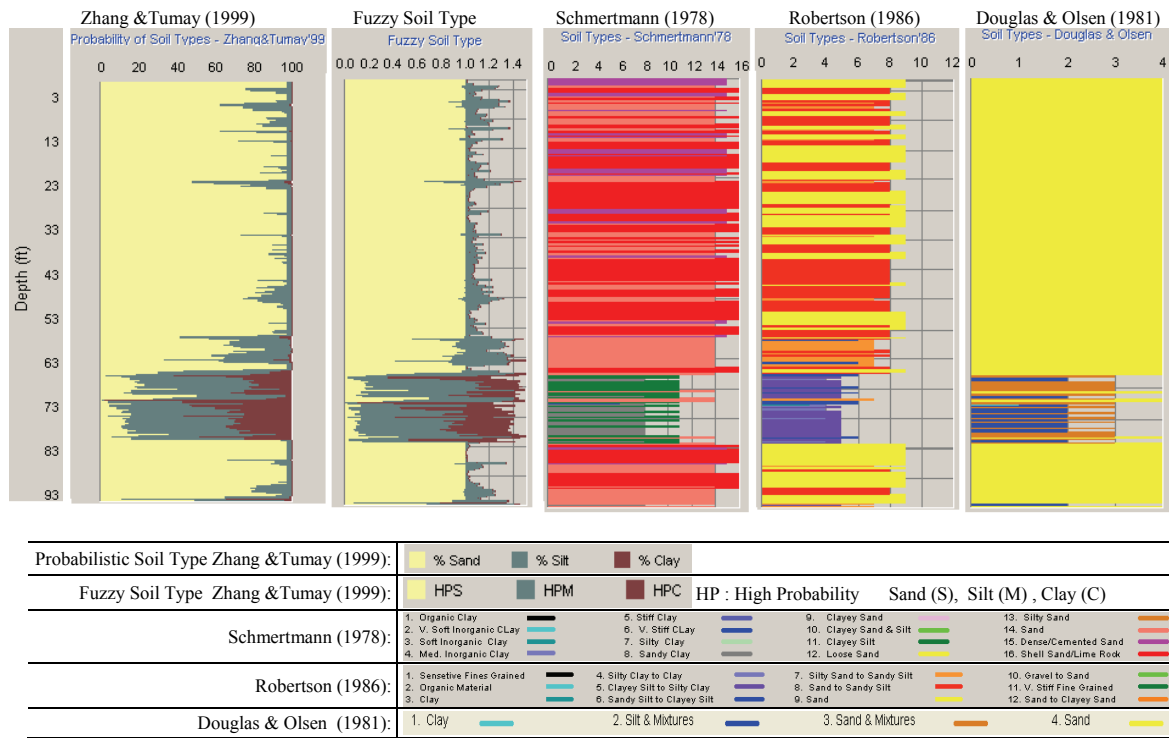


Figure 16. SH7 Site Soil Classification.

5 SUMMARY AND CONCLUSIONS

This paper describes the implementation and general features of five CPT soil engineering classification methods in a visual basic program (Louisiana Soil Classification by Cone Penetration Test, LSC-CPT) for friendly use by geotechnical engineers in their daily activities. These include the probabilistic region estimation method and fuzzy classification method, both developed by Zhang and Tumay (1999), the Schmertmann (1978) method, the Douglas and Olsen (1981) method, and the Robertson et al. (1986) classification method. In Zhang and Tumay's two methods, a soil classification index, U , is determined and used to provide a continuous soil classification profile with gradual changes from one contiguous subsurface layer to another. The advantage of these two classification methods is demonstrated through comparison with soil borings in conjunction with three other established CPT classification charts. Three sites in Kocaeli region in Turkey were selected for this comparison, which showed that the probabilistic region estimation and fuzzy CPT classification methods are capable of predicting, with good accuracy, continuous soil classification profile, including information on the probability of soil constituents in the layers encountered.

ACKNOWLEDGEMENTS

The CPT and field soil data provided by Dr K. Önder Çetin, Civil Engineering Department, Middle East Technical University, Ankara, Turkey is gratefully acknowledged. Dr. S.Yoon, Samsung Engineering & Construction, S. Korea is recognized for providing pictures concerning the Samsung MCPT system.

The research effort that culminated the results summarized in this paper have been made possible over the years by various grants and research contracts from NSF, FHWA – Priority Technologies Program, and LADOTD. LSC-CPT was developed at the LSU/LTRC. The contents of this paper reflect the views of the authors, who are responsible for the facts and the accuracy of

the data presented herein, and do not necessarily reflect official views or policies of the funding agencies. This paper can best be viewed in color. For a color pdf copy, please send an e-mail request to the first author.

REFERENCES

- Cetin, K.O. Ozan, C, (2009). CPT-Based Probabilistic Soil Characterization and Classification, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.135, No.1, 84-107
- Douglas, J. B. and Olsen, R. S. (1981). "Soil Classification using Electric Cone Penetrometer," *Symposium on Cone Penetration Testing and Experience*, Geotechnical Engineering Division, ASCE, St. Louis, pp. 209-227.
- Kurup, P., Griffin, E.P., Tumay, M.T., "Advances in Expedited Site Characterization and Modelling, *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference, Advances in Geotechnical Engineering, GEOAGE, IGC-2008*, Bangalore, India.
- Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J. M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, Blackie Academic and Professional, London, pp 312.
- Olsen, R. S. and Mitchell, J. K. (1995). "CPT Stress Normalization and Prediction of Soil Classification," *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, Linköping, Sweden, Vol. 2, pp. 257-262.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., and Greig, J. (1986). "Use of Piezometer Cone Data," *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, Blacksburg, Virginia, pp. 1263-1280.
- Robertson, P. K. (1990). "Soil Classification using the Cone Penetration Test," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, No. 27, pp. 151-158.
- Schmertmann, J.H. (1978). *Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design*, Report No. FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., pp. 145.
- Tumay, M.T. (1985). "Field Calibration of Electric Cone Penetrometers in Soft Soils – Executive Summary," Report No.FHWA/LA/LSU-GE-85/2, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 37 pp.
- Tumay, M.T. (1994). *Implementation of Louisiana Electric Cone Penetrometer System (LECOPS) for Design of Transportation Facilities, Executive Summary*, Report No. FHWA/LA_94/280 A&B, LTRC, Baton Rouge, LA.
- Tumay, M.T., Kurup, P., and Boggess, R.L. (1998). "A Continuous Intrusion Electronic Miniature Cone Penetration Test System for Site Characterization," *Proceedings, International Conference on Site Characterization '98*, Vol. 2. , Atlanta, GA, April 22-25, pp. 1183-1188.
- Tumay, M.T. (1996, 1998). *In Situ Testing at the National Geotechnical Experimentation Sites – Phase 1 & 2*, Contracts DTFH61-96-C-00017 & DTFH61-97-P-00161 Final Reports Phase 1 & 2, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration; 101 pp + 4 x 1.44 MB disks and 154 pp + CD-ROM.
- Tumay, M.T., Abufarsakh, M.Y., Zhang, Z., (2008). "From Theory to Implementation of a CPT-Based Probabilistic and Fuzzy Soil Classification," *ASCE Geotechnical Special Publication No. 180: From Research to Practice in Geotechnical Engineering*, pp. 259-276.
- Zhang, Z., and Tumay, M.T. (1999). "Statistical to Fuzzy Approach toward CPT Soil Classification," *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 3, pp. 179-186.
- Zhang, Z, and Tumay, M.T. (2000), Closure to "Statistical to Fuzzy Approach Toward CPT Soil June 2000, pp. 579-580. Classification," *ASCE Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 6,
- Zhang, Z. and Tumay, M.T. (2003), "Nontraditional Approaches in Soil Classification Derived from the Cone Penetration Test," *ASCE Special Publication No. 121 on Probabilistic Site Characterization at the National Geotechnical Experimentation Sites*, ISBN 0-7844-06693, pp. 101-149.

YARARLANILABİLECEK KAYNAKLAR

- Cetin, K.O. Ozan, C, (2009). CPT-Based Probabilistic Soil Characterization and Classification, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.135, No.1, 84-107
- Douglas, J. B. and Olsen, R. S. (1981). "Soil Classification using Electric Cone Penetrometer," Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE, St. Louis, pp. 209-227.
- Kurup, P., Griffin, E.P., Tumay, M.T., "Advances in Expedited Site Characterization and Modelling, *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference, Advances in Geotechnical Engineering, GEOAGE, IGC-2008, Bangalore, India.*
- Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J. M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, Blackie Academic and Professional, London, pp 312.
- Olsen, R. S. and Mitchell, J. K. (1995). "CPT Stress Normalization and Prediction of Soil Classification," *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Linköping, Sweden, Vol. 2, pp. 257-262.*
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., and Greig, J. (1986). "Use of Piezometer Cone Data," *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, Blacksburg, Virginia, pp. 1263-1280.
- Robertson, P. K. (1990). "Soil Classification using the Cone Penetration Test," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, No. 27, pp. 151-158.
- Schmertmann, J.H. (1978). *Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design*, Report No. FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., pp. 145.
- Tumay, M.T. (1985). "Field Calibration of Electric Cone Penetrometers in Soft Soils – Executive Summary," Report No.FHWA/LA/LSU-GE-85/2, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 37 pp.
- Tumay, M.T. (1994). *Implementation of Louisiana Electric Cone Penetrometer System (LECOPS) for Design of Transportation Facilities, Executive Summary*, Report No. FHWA/LA_94/280 A&B, LTRC, Baton Rouge, LA.
- Tumay, M.T., Kurup, P., and Boggess, R.L. (1998). "A Continuous Intrusion Electronic Miniature Cone Penetration Test System for Site Characterization," *Proceedings, International Conference on Site Characterization '98, Vol. 2. , Atlanta, GA, April 22-25, pp. 1183-1188.*
- Tumay, M.T. (1996, 1998). *In Situ Testing at the National Geotechnical Experimentation Sites – Phase 1 & 2*, Contracts DTFH61-96-C-00017 & DTFH61-97-P-00161 Final Reports Phase 1 & 2, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration; 101 pp + 4 x 1.44 MB disks and 154 pp + CD-ROM.
- Tumay, M.T., Abufarsakh, M.Y., Zhang, Z., (2008). "From Theory to Implementation of a CPT-Based Probabilistic and Fuzzy Soil Classification," *ASCE Geotechnical Special Publication No. 180: From Research to Practice in Geotechnical Engineering*, pp. 259-276.
- Zhang, Z., and Tumay, M.T. (1999). "Statistical to Fuzzy Approach toward CPT Soil Classification," *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 3, pp. 179-186.
- Zhang, Z, and Tumay, M.T. (2000), Closure to "Statistical to Fuzzy Approach Toward CPT Soil June 2000, pp. 579-580. Classification," *ASCE Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 6,
- Zhang, Z. and Tumay, M.T. (2003), "Nontraditional Approaches in Soil Classification Derived from the Cone Penetration Test," *ASCE Special Publication No. 121 on Probabilistic Site Characterization at the National Geotechnical Experimentation Sites*, ISBN 0-7844-06693, pp. 101-149.