

# TOP DOWN YÖNTEMİ İLE DERİN KAZI YAPILMASI

## USE OF TOP DOWN METHOD IN DEEP EXCAVATIONS

Ahmet SAĞLAMER<sup>1</sup>

Ethem BALIK<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In metropolitan cities with high population, as there is lack of space for construction of structures, there is need for underground car parks, tunnels, multi-storey basements for shopping centers etc., and underspace use becomes a necessity. It is a very difficult challenge to design and execute a deep excavation in a congested urban area. Especially, in a crowded city like Istanbul a deep excavation is a difficult engineering task. Deep excavations and underground construction have significant importance in geotechnical engineering. There are various well-known methods that are employed in deep excavations. One of these methods is the so-called top-down method. In this paper, the most important factors that are considered in designing a deep excavation will be summarized together with major problems that might emerge during construction of the retaining system and excavation. These will be followed by a case story of a deep excavation of a hotel building in adverse soil and ground water conditions in Istanbul where top-down method has been utilized.

Key words: Top-Down Method, Deep Excavations, Diaphragm Walls

### ÖZET

Nüfusun yoğun olduğu büyük şehirlerde, özellikle şehir merkezlerinde bina inşaatına müsait alanların azlığı, metre kare fiyatlarının yüksekliği ve otopark ihtiyacı gibi nedenlerle yer altı alanlarının kullanılması bir zorunluluk haline gelmiştir. Şehir içinde derin kazı yapmak çevre yapıların yakınlığı, metro tünelleri gibi yer altı yapılarının kazı civarında bulunması ve benzer faktörler nedeniyle zor bir mühendislik çalışmasıdır. İstanbul gibi bir kalabalık bir şehirde, derin kazı tasarımını ve uygulamasını etkileyecek pek çok etken bulunmaktadır. Zemin ve temel mühendisliğinin önemli bir çalışma alanı olan derin kazılar için artan ihtiyaçlara ve ortam şartlarına uygun çözümler üretilmelidir. Bunlardan biri de yukarıdan aşağıya (Top-Down) yöntemi ile inşaatır. Bu çalışmada, öncelikle derin kazılar sırasında karşılaşılan zorluklar, tasarım aşamasında dikkat edilmesi gereken hususlar anlatılacaktır. Daha sonra, İstanbul'da, elverişsiz zemin ve yer altı suyu koşullarında top-down yöntemi kullanılarak kazısı yapılan bir otel inşaatı konu edilecektir.

Anahtar Kelimeler: Top-Down Yöntemi, Derin Kazılar, Diyafram Duvar

<sup>1</sup> Prof. Dr., ENAR Mühendislik Mimarlık ve Danışmanlık Ltd. Şti, saglamer@enargeo.com

<sup>2</sup> İnş. Yük. Müh., ENAR Mühendislik Mimarlık ve Danışmanlık Ltd. Şti, ebalik@enargeo.com

# 1. GİRİŞ

Ekonomik olarak gelişmekte olan ve gelişmiş toplumlarda, şehirlerdeki hızlı nüfus artışına paralel olarak yoğunlaşan yapılaşma sonucu özellikle şehir merkezlerinde inşaat yapmaya uygun arsalar azalmıştır. Bu nedenle, arsa maliyetleri artmış, ayrıca imar yönetmelikleriyle asgari otopark alanıyla ilgili koşullar getirilmiştir. Diğer taraftan, yeşil alana sahip projelerin değerlerinin yükselmesi, ekonomik gelişmişlik seviyesine bağlı olarak kapalı alan gereksiniminde artış olması gibi sebeplerle otoparkların, alışveriş merkezlerinin, depolama tesislerinin, yolların, metro hatlarının ve şehir şebekesinin yeraltına alınması zarureti doğmuştur. Sonuç olarak; yer altı yapıları giderek daha fazla inşa edilmeye başlanmıştır. Öyle ki, bazı metropollerdeki iş merkezlerinde, yeraltının kullanılma oranı %60 seviyesine ulaşmıştır.

Zemin içindeki gerilmeler göz önüne alındığında kazı derinliğinin 6.0m'den büyük olduğu kazılar derin kazı olarak kabul edilmektedir (Terzaghi ve Peck, 1967; Peck 1969). Kazı derinliğinin 6.0m'den daha derin olması halinde kazıyı destekleyecek iksa sisteminin uzman bir geoteknik mühendisi tarafından projelendirilmesi ve bu iksa sistemi inşaatının aynı uzman tarafından izlenmesi şarttır (OSHA).

Zemin ve temel mühendisliğinin önemli bir çalışma alanı olan derin kazı projelerinde artan ihtiyaçlara ve ortam şartlarına uygun çözümler üretilmelidir. Bu bildiri öncelikle kent içindeki derin kazıların projelendirilmesinde dikkat edilmesi gereken hususlar konu edilmiştir. Daha sonra yukarıdan-aşağıya (top-down) inşaat ve kazı yöntemi ayrıntılı bir şekilde değerlendirilmiştir. Son olarak İstanbul-Beşiktaş'ta, deniz kıyısında elverişsiz zemin ve yer altı suyu koşullarında yapılan bir derin temel kazısı olarak incelenmiştir.

## 2. DERİN KAZILARIN PROJELENDİRİLMESİNDE DİKKAT EDİLECEK HUSUSLAR

Kent içinde yapılan derin kazıların çevre sınırları, yatırımcının ekonomik gerekçelerine bağlı olarak genelde parsel sınırı veya parsel sınırına oldukça yakın olarak tayin edilmektedir. Bu durumda, iksa sisteminin inşasında kullanılacak düşey elemanların boyutları, eğimleri, genel gabarileri konusunda zorluklar ortaya çıkmaktadır. Bu zorluklar göze alındığında, derin kazıların projelendirilmesinde, aşağıda sıralanan hususlar önemli rol oynamaktadır.

**Zemin Etütleri ve Zemin Profili:** Çalışma sahasını oluşturan zemin / kaya profilini belirlemeye yönelik olarak yapılan zemin araştırmaları, bazı durumlarda iksa sisteminin tasarımı için yeterli olmamaktadır. Arazinin görece büyük olması durumunda, iksa sisteminin inşa edileceği arsa sınırı boyunca, arsa içinde ve iksa sisteminin arkasında (arsa dışında) zemin araştırmaları yapılması gerekmektedir. Böylece, daha doğru ve ekonomik bir iksa sistemi tasarlamak mümkün olmaktadır.

**Yeraltı Suyu Durumu:** Temel kazısı sırasında yer altı suyu ile karşılaşılıp, karşılaşılmayacağı, hangi derinlikte ve hangi debide yer altı suyu ile karşılaşılacağı sağlıklı bir şekilde belirlenmelidir. Yer altı suyu seviyesi ve debisi ile zemin/kaya ortamın permeabilitesinin belirlenmesi, iksa sisteminin tamamen geçirimsiz veya belirli bir derinlikten itibaren geçirimsiz olarak projelendirilmesine karar verilmesi yönünden



önemlidir. Yeraltı suyu seviyesi sızma analizleri için de önemlidir. Zira, sızma ile birlikte ortaya çıkabilecek taban kaynaması ve borulanma gibi hidrolik yükler altında oluşan problemlerin projelendirme aşamasında bilinmesi ve iksa sistemi projelendirilirken gerekli önlemlerin alınması zorunludur. Eğer yukarıda belirtilen problemler söz konusu ise, iksa sistemi düşey elemanlarının boylarının değiştirilmesi, kazı taban seviyesi altında tıkaç yapılması ve basınç düşürme kuyuları (relief well) tesis edilmesi gibi son derece kritik önlemlerin derin kazı öncesinde projelendirilmesi, kazı öncesinde veya kazı sırasında söz konusu önlemlerin alınması gereklidir.

**Kazı Derinliği ve Planı:** Kazı derinliği ve kazı planı, iksa sistemi düşey elemanlarının (mini kazık, fore kazık, diyafram duvar, keson kuyu perde, püskürtme beton, betonarme perde) ile yatay destek elemanlarının (öngermeli zemin ankrajı, zemin çivisi, boru destek vb.) seçimi açısından önemlidir. Kazı derinliğinin fazla olması halinde, zemin ve kaya şartlarına bağlı olarak bazı yapı elemanlarının inşa edilmesi mümkün olmamakta veya sahip olacakları rijitlikler yetersiz kalmaktadır.

**Çevre Yapılar:** Derin kazı çevresindeki mevcut yapılarda ve şehir şebekesinde projelendirme sırasında yeterli hassasiyetle inceleme ve tespitler yapılmalıdır. Söz konusu yapılara ve şehir şebekesine derin temel kazısı sırasında zarar verilmemesi açısından bu husus önemlidir. Derin temel kazısının yapılacağı kesimden geçen elektrik, temiz su, atık su, doğalgaz ve telekomünikasyon gibi iletim hatlarının yerlerinin bilinmesi kazı şevlerine verilecek eğimlerin ve ilk ankraj seviyesinin ve ankraj eğimlerinin belirlenmesi açısından gereklidir. Diğer taraftan, yine derin kazıya komşu alanlarda bulunan veya gelecekte inşa edilecek metro hatlarının yerlerinin ve derinliklerinin bilinmesi gerekmektedir. Ülkemizde yapı stoğunun çok az bir kısmı yeterli mühendislik hizmeti almıştır. Bu durum dikkate alınarak, planlanan derin kazı ile etkileşime girebilecek çevre yapıların temel seviyeleri, komşu yapılardaki yapısal kusurlar kazı öncesinde tespit edilmelidir. Söz konusu tespitlerin yasal çerçevede yapılması kazı sonrasında ortaya çıkabilecek mesnetsiz taleplerin bertaraf edilmesi açısından önemlidir.

**Yerdeğiştirme Sınır Koşulları:** Başlangıçta sükûnetteki gerilme durumuna sahip olan zemin/kaya ortamın gerilme-şekildeğiştirme durumu, derin kazı sırasında, kazının derinleşmesine bağlı olarak sürekli değişir. Bu gerilme değişiminin en önemli nedeni yatay gerilmelerin ortadan kalkmasıdır. Kazı sırasında, zemin yerdeğiştirmelerinin gelişmesine bağlı olarak gerilme durumu da sürekli olarak değişir. Bir kazı çevresindeki gerilme-şekil değiştirme durumunu, iksa sisteminin rijitliğinden daha çok derin kazının içinde yapıldığı zemin/kaya ortamın özellikleri etkiler. İksa sisteminin düşey ve yatay elemanlarının rijitliklerine bağlı olarak zemin yerdeğiştirmeleri ancak kısmen kontrol altına alınabilir.

Mevcut standartlarda yapı güvenliği için “göçme sınır durumu” ve “servis sınır durumu” olarak iki sınır durum tariflenmiştir. Yapının servis görmesine engel olan durumlar yapıda oluşabilecek farklı oturmalar ve açılmalarda olup servis sınır durumuna, göçme sınır durumundan önce erişilmektedir. Çevre yapıların, yerdeğiştirmelere karşı hassasiyeti belirlenerek, bu yapıların servis sınır durumuna ulaşmaması için eşik bir değer tahmin edilebilmektedir. Söz konusu eşik değer, tasarımda iksa sisteminin yapmasına izin verilen maksimum yatay yerdeğiştirme ve iksa sisteminin kretindeki maksimum düşey yerdeğiştirme olarak dikkate alınmaktadır.

**İksa Sistemi Seçimi:** Kazı derinliği, yer altı suyu durumu ve çevre yapıların durumu dikkate alınarak iksa sisteminin düşey elemanlarının rijitliği seçilebilmektedir.

**İnşa Süresi:** Derin kazının tahmin edilen bitiş süresine bağlı olarak iksa sisteminde kullanılacak elemanların durabilitesi gözden geçirilmelidir. Bu bağlamda, öngermeli zemin ankrajı kullanılacak bir iksa sisteminde imal edilecek ankrajların öngörülen inşaat süresince görev yapıp yapamayacağı değerlendirilmelidir.

### 3. KAZI YÖNTEMİ

İksa sistemleri dıştan destekli, içten destekli ve ağırlık tipi olmak üzere üç ana grupta incelenebilir (US Department of Transportation, 1997). Ağırlık tipi duvarlar; betonarme istinat duvarları, taş duvarlar, modüler betonarme elemanlı dolgu duvarlar, gabyon duvarlar olarak sınıflandırılabilir. İçten destekli duvarlar; toprakarme duvarlar, zemin çivili duvarlar, dıştan destekli duvarlar ise; kazıklı perdeler, palplanşlar, ankrajlı duvarlar ve diyafram perde duvarlar olarak sınıflandırılabilir.

Başlıca kazı yöntemleri ise aç-kapa, öngermeli zemin ankrajlı, zemin çivili, yatay destekli kazı, ada kazısı ve top-down yöntemleridir. Bu yöntemler arasından yukarıda bahsedilen faktörler göz önünde bulundurularak en uygun yöntem seçilir veya bu yöntemlerin kombinasyonları uygulanarak derin kazı yapılır.

#### 3.1. Top-Down Yöntemi

Gelişen teknoloji ve daha fazla bodrum katlı binaların yaygınlaşması ile top-down yöntemi 1980'lerde ve 1990'larda, gelişmiş ülkelerde kullanılmaya başlanmıştır. Türkiye'de de özellikle yeraltı metro istasyonlarının inşasında başta olmak üzere çeşitli projelerde top-down yöntemi kullanılmıştır.

Top-down yönteminde iksa sistemi tamamlanıp, varsa taşıyıcı kolonların oluşturulmasını takiben ilk kademe kazısına başlanır. Bu kazı, zemin üst kotundan başlayarak, ilk bodrum kat döşemesine kadar yapılır. İlk kademe kazısı geleneksel açık kazı şeklinde yapılır. İlk kademe kazısının tamamlanması ile ilk bodrum kat döşemesinin inşaatına başlanır. Döşeme imalatı sırasında döşemede bırakılan hafriyat, havalandırma ve malzeme transferi için kullanılan boşlukların, derin temel kazısı tamamlandıktan sonra doldurularak betonarmede yapısal sürekliliğin sağlanması için, statik tasarımcı tarafından belirlenen donatı bindirme boyları bırakılmalı veya manşonlu ekler kullanıldığında donatı uçlarına açılan dişlerin darbe alması, betonla teması engellenmelidir. Bu iş için kullanılacak aparatlar koruyucu özelliklerinin yanı sıra betonlama sonrası çıkarılarak manşon eklerin sorunsuz yapılmasına olanak sağlar.

İlk bodrum kat döşeme ve giriş betonu tamamlandıktan sonra betonun dayanım kazanması beklenir ve sonra bir alt bodrum kazısına başlanır. Ara bodrum katların kazısı döşemelerde bırakılan geniş boşluklardan yapılır ve kazı ilerledikçe kazıdan çıkan hafriyat bu boşluklardan alınır. Ara bodrum katların kazısı için özel kazı ekipmanları gerekebilir. Bunun başlıca nedenleri, kat yüksekliklerinin düşük olması ve çelik profiller veya betonarme kazıklar ile hali hazırda teşkil edilmiş olan kolonların arasında kalan kısıtlı alanlarda kazı yapılacak olmasıdır. Kazı ekipmanları seçilirken kat yükseklikleri göz önünde bulundurulmalıdır. Kısıtlı alanda kazı yapabilecek, yüksek manevra kabiliyeti olan, küçük kazı makineleri kullanılmalıdır.

Kazı ilerledikçe hafriyat malzemesi, döşemelerde bırakılan boşluklara yığılır ve buradan yüksekliğe bağlı olarak uzun bomlu hidrolik ekskavatörler, vinçler, asansör sistemleri ile alınarak kamyonlara yüklenerek sahadan uzaklaştırılır. İlk 2-3 bodrum kat kazısı, 15 m derinliğe kadar kazabilme kapasitesi olan uzun bomlu hidrolik ekskavatör ile yapılabilir. Daha alt bodrum katların kazısı için ise klemşel vinç, ekskavatör gibi 20 m ve daha derin kazı yapabilen kazı araçları kullanılır.

Kazı sırasında dikkat edilecek hususlardan bir diğeri de, kademe kazılarının projelendirme aşamasında belirlenen derinlik ve ano genişlikleri ile yapılmasıdır. Tasarlanandan daha derin ve geniş anolarla yapılan kazılar, iksa sistemi düşey elemanlarında aşırı deformasyonlara neden olabilir ve çevre yapılara zarar verebilir.

Ara bodrum kat sevilerinin kazısı bittikçe, hızlı bir şekilde bodrum kat döşeme ve giriş imalatları tamamlanmalı ve iksa sistemi düşey elemanları yatayda desteklenmelidir.

Top-Down yönteminin en önemli avantajlarından biri, bodrum katlarının kazısı ve inşası sırasında, aynı anda üst yapının inşasının da yapılabilmesidir. Bu, önemli zaman tasarrufu sağlamaktadır. İlk kademe kazısı yapıp, ilk bodrum kat döşemesi betonlandıktan sonra zemin üstündeki katların inşasına başlanabilir. Üst katların inşaatı ilk bodrum kat betonlandıktan sonra yapılabileceği gibi, daha derindeki bodrum katların inşaatından sonra da yapılabilir. Bunun nedeni, üst yapıdan kaynaklanan yükler sonucunda giriş ve kolonların kesitlerinin büyümesi ile kolonların sıklığının artmasıdır. Kesitlerdeki büyüme ekonomik sınırların aşılmasına, kolonların sıklaşması da kazı yapılmasının, döşeme ve giriş imalatının zorlaşmasına neden olabilir.

#### 4. SHANGRI-LA OTELİ TOP-DOWN TEMEL KAZISI

Beşiktaş sahili, Barboros Hayrettin Paşa İskelesi, Beşiktaş İlçe Kaymakamlık binası ve Deniz Müzesi ile çevrili yapı adasında, Shangri-La Otelin inşa edilmektedir. İnşaat alanında bulunan ve tescilli tarihi eser olan Tekel Tütün Deposu yıkılmış ve yerine eski eserin cepheleri aynen yeniden yapılmak kaydı ile bir otel binası yapılmasına müsaade edilmiştir. İnşa edileceği bölge itibari ile kritik bir konumda olan Shangri-La otelin temel kazısı sırasında denizden beslenen yer altı suyu durumu, elverişsiz zemin koşulları, kazı genişliği, çevre yapıların kazıya yakınlığı ve bu yapıların önemleri göz önüne alındığında, herhangi bir ankrajlı veya içten destekli iksa sisteminin bu kazıda uygulanamayacağı ortaya çıkmıştır. Bu nedenle, temel kazısının ve bodrum katlarının yukarıdan-aşağıya (top-down) metodu ile inşa edilmesine karar verilmiştir. Bu maksatla hafriyat ve kat döşemelerinin inşaatında karşılaşılabilecek zorlukların aşılması için özel yöntemler geliştirilmiş ve bu işe uygun nitelikte makine-ekipman kullanılmıştır.

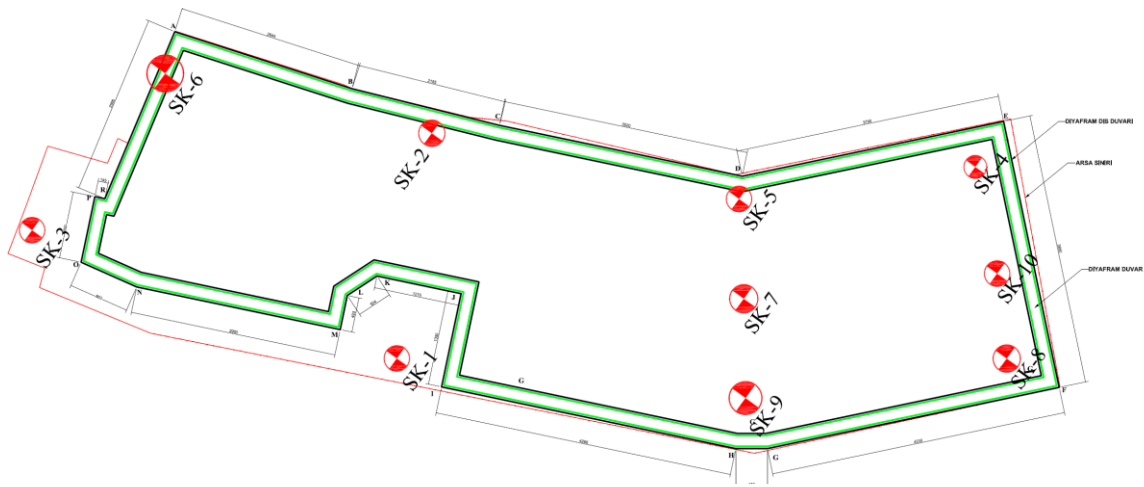
Hotel Shangri-La'da uygulanması planlanan yukarıdan aşağıya inşa metodunda, iksa sisteminin düşey elemanlarını diyafram duvarlar, yatay desteklerini ise bodrum kat döşemeleri oluşturmuştur. Yatay destek olarak görev yapması öngörülen döşemeler düşeyde çelik profillere taşınmıştır. Kolon olarak görev yapacak çelik profillerden aktarılan yükler radye temel inşa edilene kadar ankastre olarak mesnetlenecekleri fore kazıklar tarafından taşınmıştır. Profillerin kazığa ankastre olması ve yukarıdan aşağıya doğru inşa edilmesi sebebiyle bu yapısal elemanın (*profilli kazık*) imalatı kazık işleri yüklenicisi tarafından yapılmıştır. Kalıcı durumda, radye temel kazığı olarak görev yapacak kazıklar (*profilsiz kazıklar*) ise konvansiyonel kazıklardır. Bodrum kat

döşemelerinin inşaatı sonrasında, kazıkların imalatı için yer kalmayacağından kazıkların tamamı ilk yatay destek seviyesi için hazırlanan platformdan imal edilmiştir.

Döşemeleri taşıyacak çelik profiller statik proje müellifince belirlenmiştir. Profillerin bir kısmı uzun dönemde binanın taşıyıcı kolonlarını oluşturacaktır. Bu maksatla, her türlü birleşimleri ve imatları çelik yapılar için belirlenmiş toleranslar dahilinde yapılmıştır.

#### 4.1. Zemin Araştırmaları

İnşaat alanında 13.10.2006 ila 16.11.2006 tarihleri arasında 10 adet zemin araştırma sondajı yapılmıştır (Şekil 1). Sondajlar sonrasında yeraltı su seviyesi gözlemleri yapılmış olup gözlem sonuçları Tablo 1’de özetlenmiştir. Tablo 1’de verilen bilgiler ile yer altı su seviyesinin deniz seviyesi ile bağlantılı olduğu dikkate alındığında saha genelinde yer altı suyu seviyesinin -0.50m kotunda olduğu kabul edilebilecektir.



Şekil 1. Sondaj Vaziyet Planı

Sondajlar sırasında, zemin birimlerde her 1.5 metrede bir Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) yapılarak ilerlenmiştir. Kaya birimde ise karotiyer ile sürekli numune alınmış ve tüm sondajlara kaya birim içinde yeterli derinlikte ilerlendikten sonra son verilmiştir. Sondajlar sırasında alınan tüm numuneler üzerinde standart laboratuvar deneyleri yapılmıştır.

Tablo 1. Sondaj ve Yeraltı Suyu Özet Bilgi Tablosu

Sondaj No	Sondaj Derinliği (m)	Sondaj Ağız kotu (m)	YASS Derinliği (m)	YASS Kotu (m)
SK 1	40,50	4,24	7,00	-2,76
SK 2	50,00	4,85	5,10	-0,25
SK 3	50,00	4,63	5,40	-0,77
SK 4	40,55	1,73	4,80	-3,07
SK 5	50,55	2,41	2,00	0,41
SK 6	50,00	4,60	6,50	-1,90
SK 7	50,00	2,41	3,20	-0,79
SK 8	50,00	0,45	5,70	-5,25
SK 9	51,00	2,41	2,90	-0,49
SK 10	50,00	0,45	5,57	-5,12

Sondaj logları ve laboratuvar deneylerinin sonuçları incelendiğinde, zemin profilinin başlıca altı birimden oluştuğu anlaşılmaktadır. Aşağıdaki paragraflarda diyafam duvar boyunun tespiti için yapılan hesaplarda dikkate alınan zemin tabakaları ve zemin parametreleri verilmiştir.

## 4.2. Zemin Profili

### 4.2.1. Dolgu

Sondajlarda, zemin yüzeyinden itibaren kalınlığı 4.5m ila 9.0m arasında değişen dolgu tabakası belirlenmiştir. Dolgu tabakası, beton kaplama ve yer yer kiremit parçaları içeren kum ve çakıldan oluşmaktadır. Dolgu tabakası için aşağıdaki parametreler ile önerilmiştir.

**Tablo 2.** Dolgu Tabakasına Ait Mühendislik Parametreleri

	Dolgu
Doğal Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_n = 18 \text{ kN/m}^3$
Ortalama Düzeltilmiş SPT Darbe Sayısı	$N_{60} = 10$
İnce Malzeme Oranı	FC = %10
Kayma Mukavemeti Açısı	$\phi = 28^\circ$
Kohezyon	$c = 0 \text{ kPa}$
Permeabilite Sayısı	$k = 1 \times 10^{-4} \text{ m/sn}$
Elastisite Modülü	$E_s = 8.0\text{-}10 \text{ MPa}$

### 4.2.2. Siltli Kum

Zemin araştırma sondajlarından SK3 ve SK 6 dışındaki tüm sondajlarda ince malzeme oranı (FC) % 10 ila %25 arasında değişen “gevşek-orta sıkı” yerleşmiş siltli kum tabakası belirlenmiştir. Siltli kum tabakasının kalınlığı 9.0m ila 22.5m arasında değişmektedir. SK 6 sondajı dışında, siltli kum tabakası dolgu tabakasının hemen altında yer almaktadır. Siltli kum tabakası için belirlenen zemin parametreleri aşağıda özetlenmiştir.

**Tablo 3.** Siltli Kum Tabakasına Ait Mühendislik Parametreleri

	Siltli Kum
Doğal Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_n = 18 \text{ kN/m}^3$
Ortalama Düzeltilmiş SPT Darbe Sayısı	$N_{60} = 7$
İnce Malzeme Oranı	FC = %15–20
Kayma Mukavemeti Açısı	$\phi = 30^\circ$
Kohezyon	$c = 0 \text{ kPa}$
Permeabilite Sayısı	$k = 1 \times 10^{-5} \text{ m/sn}$
Elastisite Modülü	$E_s = 10 \text{ MPa}$

### 4.2.3. Siltli-Kumlu Çakıl

SK 1, SK 2, SK 3, SK 6 ve SK 9 sondajlarında kalınlığı 8.0m ila 15.0m arasında değişen ve dolgu veya siltli kum tabakasının altında yer alan “orta sıkı-sıkı” yerleşmiş siltli kumlu çakıl tabakasında ilerlenmiştir. Bu tabakanın ince malzeme oranı (FC) %10 ila % 20

arasında değişmektedir. Siltli kumlu çakıl tabakası için aşağıdaki parametreler önerilmiştir.

**Tablo 4.** Siltli-Kumlu Çakıl Tabakasına Ait Mühendislik Parametreleri

	Siltli Kumlu Çakıl
Doğal Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_n = 19 \text{ kN/m}^3$
Ortalama Düzeltilmiş SPT Darbe Sayısı	$N_{60} = 12$
İnce Malzeme Oranı	FC = %10–20
Kayma Mukavemeti Açısı	$\phi = 32^\circ$
Kohezyon	$c = 0 \text{ kPa}$
Permeabilite Sayısı	$k = 5 \times 10^{-5} \text{ m/sn}$
Elastisite Modülü	$E_s = 15 \text{ MPa}$

#### 4.2.4. Kumlu-Siltli Kil

SK 2, SK 4 ve SK 5 sondajlarında kalınlığı 2.5m ile 10m arasında değişen kumlu siltli kil tabakaları belirlenmiştir. Genelde, katı kıvamda olan kumlu siltli kil tabakasının ortalama düzeltilmiş SPT sayıları  $N_{60} = 12$  olup bu birim için kullanılacak zemin parametreleri aşağıdaki tabloda özetlenmiştir.

**Tablo 5.** Siltli-Kumlu Çakıl Tabakasına Ait Mühendislik Parametreleri

	Kumlu Siltli Kil
Doğal Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_n = 19 \text{ kN/m}^3$
Ortalama Düzeltilmiş SPT Darbe Sayısı	$N_{60} = 12$
İnce Malzeme Oranı	FC = %30–70
Kayma Mukavemeti Açısı	$\phi = 0^\circ$
Kohezyon	$c = 60 \text{ kPa}$
Permeabilite Sayısı	$k = 5 \times 10^{-7} \text{ m/sn}$
Elastisite Modülü	$E_s = 10 \text{ MPa}$

#### 4.2.5. Killi Siltli Çakıl

SK 2, SK 5 ve SK 10 sondajlarında anakaya üzerinde 3.0m ile 12.0m arasında değişen kalınlıkta gevşek yerleşmiş killi siltli çakıl tabakası belirlenmiştir. Anakaya üzerinde yer alan bu tabakanın ince malzeme oranı (FC) %20 dolayındadır.

**Tablo 6.** Killi Siltli Çakıl Tabakasına Ait Mühendislik Parametreleri

	Killi Siltli Çakıl
Doğal Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_n = 19 \text{ kN/m}^3$
Ortalama Düzeltilmiş SPT Darbe Sayısı	$N_{60} = 7$
İnce Malzeme Oranı	FC = %20
Kayma Mukavemeti Açısı	$\phi = 30^\circ$
Kohezyon	$c = 0 \text{ kPa}$
Permeabilite Sayısı	$k = 5 \times 10^{-5} \text{ m/sn}$
Elastisite Modülü	$E_s = 15 \text{ MPa}$

#### 4.2.6. Anakaya

Tüm sondajlarda taban kayası olan Trakya Formasyonu üyesi kumtaşı-kiltaşı-silttaşı tabakası ve bu formasyonda yer yer görülen diyabaz daykları ile karşılaşmıştır. Taban kayası, saha yüzeyinden 26.0m ila 41.0m arasında değişen derinlikte yer almaktadır. Taban kayası olan kumtaşı-kiltaşı-silttaşı birimler ve diyabaz daykları için kullanılacak parametreler aşağıda özetlenmiştir.

**Tablo 7.** Anakaya Tabakasına Ait Mühendislik Parametreleri

	Anakaya
Doğal Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_n = 22.0 \text{ kN/m}^3$
RQD	RQD < %25
Deformasyon Modülü	$E_s = 50.0 \text{ MPa}$
Kayma Mukavemeti Açısı	$\phi = 35^\circ$
Kohezyon	$c = 10 \text{ kPa}$
Permeabilite Sayısı	$k = 5 \times 10^{-7} \text{ m/sn}$

#### 4.3. Diyafram Duvarın Boyutlandırılması

##### 4.3.1. Diyafram Duvar Boyutları

Hotel Shangri-La projesi kapsamında imal edilecek diyafram duvarların tabandan sızıntının engellenmesi ve taban erozyonunun hiçbir şekilde oluşmaması için kayaya soketlenmesine karar verilmiştir. İksa sisteminin projelendirilmesinde dikkate alınan hususlar aşağıda özetlenmiştir.

- 1. Diyafram Duvar Üst Kotu:** Diyafram duvar derinliğinin tespitinde duvar üst kotunun tayini önemlidir. Diyafram duvar üst kotu sahadaki kotlar, yeraltı su seviyesi ve iksa sisteminin yapısı dikkate alınarak belirlenmelidir.
- 2. Kesit Tesirleri:** Diyafram duvara etkiyen yatay yükler altında oluşan iç tesir kuvvetlerinin düşük olmasının sağlanması ve duvar tabanının dönme yapmayacak şekilde rijit bir ortama soketlenmesini benimseyen bir tasarım kriteri benimsenmelidir.
- 3. Tasarım Şartları:** Hotel Shangri-La projesi kapsamında, 120cm-150cm kalınlıkta diyafram duvarların inşa edilmesi öngörülmüştür. İnşa edilecek diyafram duvarın oturma yapmaması ve gerekmesi durumunda kalıcı eksenel yük taşıyıcı elemanlar olarak hizmet vermesi gerekmektedir. Son derece elverişsiz zemin koşullarında inşa edilecek duvarda oturma oluşmaması için diyafram duvar kayaya yeterli boyda soketlenmelidir.
- 4. Akım Ağı ve Sızma Analizleri:** Marmara Denizi kıyısında yapılacak 26.5m derinlikteki derin temel kazısına ait kazı çukurunun kuru tutulması ve hidrolik yük nedeniyle diyafram duvar dibinde borulanma ve kaynama oluşmaması gerekmektedir. Bu maksatla, ön tasarım ile belirlenen diyafram duvar boyları sızma analizleri ile kontrol edilmelidir.
- 5. Hendeğin Stabilitesi:** Diyafram duvar imalatında bir ano (panel) genişliği için açılan hendeğin bentonit bulamacı ile desteklenip desteklenemeyeceği araştırılmalıdır. Hendeğin stabilitesi olarak tanımlanan bu analizlerde hendeğin stabilitesinin yetersiz olması durumunda hendeğin çevresinin iyileştirilmesi, bulamaç yoğunluğunun artırılması veya hendeğin genişliğinin daraltılması yönünde kararlar verilmelidir.

### 4.3.2. Diyafram Duvar Üst Kotu

Daha önce belirtildiği üzere; yeraltı suyu seviyesinin -0.50m kotunda olduğu kabul edilmiştir. Diyafram duvar hendek stabilitesinin sağlanması için bulamaç seviyesinin yeraltı suyu seviyesinden en az 1.5m yukarıda olması gerekmektedir. Diyafram duvarın betonu ise bulamaç seviyesinin minimum 30cm üzerine çıkacaktır. Bu durumda, diyafram duvar üst kotunun en az +1.30m olması gerekmektedir. Daha sonraki paragraflarda açıklanacağı gibi, hendek stabilitesinin yükseltilmesi için bulamaç seviyesinin de yükseltilmesi gerekmektedir. Gerek hendek stabilitesi ve gerek sahadaki minimum kotlar dikkate alınığında diyafram duvar üst kotunun +2.50m seçilmesi uygun görülmüştür.

### 4.3.3. Kesit Tesirleri ve Tasarım Şartları

Duvarın iç tesir kuvvetlerinin ve dolayısıyla diyafram duvar genişliğinin düşürülmesi ana tasarım kriterlerinden birisidir. Ayrıca, diyafram duvarın oturmaması ve duvar tabanının dönme yapmaması gerekmektedir. Bu maksatla, kayaya soketli diyafram duvar tasarımı yapılırken duvarın zemine gömülü kısmının önünde ve arkasında yeterli pasif direncin olduğu kabulü yapılmıştır.

Ana kayanın yüzeyden 27.0m ile 41.0m derinde olduğu durumlarda (ana kayanın en sığ ve en derin olduğu limit koşullar için) sırasıyla duvar boyu 41.5m ve 46.5m hesaplanmıştır. Diğer bir deyişle, ana kayanın nihai kazı taban derinliğinin 1.0m altında olduğu durumda diyafram duvarın minimum 40m civarında olması gerekmektedir. Ana kayanın derin olduğu kesimde ise 46.5m duvar boyu ve 5.5m kaya soket boyu hesaplanmıştır.

Bu ön hesaplamalar sonucunda, diyafram duvar üst kotunun +2.5m, minimum duvar boyunun 40.0m ve minimum kaya soketinin 5.0m-7.0m olması halinde her bir sondaj için diyafram duvar boyu tespit edilmiştir. Sondajlara göre diyafram duvar boylarının değişimi Tablo 8’de verilmiştir. Sondaj lokasyonları arasında diyafram duvarların boylarının değişiminde konstrüktif kurallara uyulmuştur.

**Tablo 8.** Diyafram Duvar Boyu Özet Tablosu

Sondaj No	D.D. Üst Kotu	D.D. Alt Kotu	D.D. Boyu	Kaya Üst Kotu	Kaya Soket Boyu
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
SK 1	2,5	-38,5	41	-25,76	12,74
SK 2	2,5	-45,5	48	-38,15	7,35
SK 3	2,5	-35,5	38	-21,87	13,63
SK 4	2,5	-45,5	48	-35,77	9,73
SK 5	2,5	-45,5	48	-39,78	5,72
SK 6	2,5	-42,5	45	-35,65	6,85
SK 8	2,5	-40,5	43	-31,05	9,45
SK 9	2,5	-40,5	43	-31,59	8,91
SK 10	2,5	-42,5	45	-33,65	8,85



#### 4.3.4. Akım Ağı ve Sızma Analizleri

Temel inşaatının kuruda yapılabilmesi, diyafram duvar alt ucunda kaynama ve kazı tabanında kabarma oluşmaması için yeraltı suyu seviyesinin yüksek olduğu derin kazılarda diyafram duvar boyunun akım ağı ve sızma analizleri yapılarak kontrol edilmesi gerekmektedir.

Zemin etütleri sonrasında sahada belirlenen başlıca zemin tabakaları ve bu tabakalara ait mühendislik parametreleri 4.2 no.lu paragrafta özetlenmiştir. Sızma analizlerinde, idealize zemin profili (zemin modeli) kullanılmıştır. İdealize zemin profilinde kaya üstündeki örtü tabakasının permeabilitesi  $k=1 \times 10^{-5}$  m/sn, diyabaz ve kumtaşından oluşan kaya birimin permeabilitesi ise  $k=5 \times 10^{-7}$  m/sn kabul edilmiştir. Kaymakamlık cephesinde, SK 3 sondajının bulunduğu lokasyondaki, 38.0m boya sahip diyafram duvar için yapılan sızma analizinde, zemin profilinde siltli kumlu çakıl tabakasının bulunması nedeniyle, örtü tabakasının permeabilite sayısı  $k= 5 \times 10^{-5}$  m/sn kabul edilmiştir.

Temel çukurunun geometrisi, diyafram duvarın boyutları ve zemin profilinin özellikleri göz önünde bulundurularak temel çukuruna gelmesi beklenen yeraltı suyu debisi ve çıkış hidrolik eğimi GEO-SLOPE firmasının SEEP sonlu elemanlar analizi kullanılarak hesaplanmıştır. Hesaplarda temel çukurunun yarı genişliği dikkate alınmıştır.

**Tablo 9.** Akım Ağı ve Sızma Analizi Özet Tablosu

	D.D. Boyu (m)	Örtü Tabakası Kalınlığı (m)	Çıkış Hidrolik Eğimi	Borulanmaya Karşı Güvenlik Sayısı	Debi q	
					(m <sup>3</sup> /sn)/m	(m <sup>3</sup> /sa)/m
Beşiktaş Cephesi	40	30	0,75	1,33	6,27E-06	0,0226
Deniz Müzesi Cephesi	48	41	0,70	1,43	7,04E-06	0,0254
Deniz Cephesi	45	37	0,70	1,43	6,78E-06	0,0244
Kaymakamlık Cephesi 1	43	35,5	0,65	1,54	6,69E-06	0,0241
Kaymakamlık Cephesi 2	38	27,5	0,60	1,67	5,99E-06	0,0216

Borulanmaya karşı aranan minimum güvenlik sayısı  $F_s = 1.50$ 'dir. Çıkış hidrolik eğimi oldukça yüksek olmakla birlikte diyafram duvar ankastremanının kumtaşı-diyabaz tabakası içerisinde teşkil edileceği göz önünde bulundurularak Tablo 9'da verilen borulanmaya karşı güvenlik sayıları yeterli görülmüştür. Kaymakamlık cephesinde, duvar boyunun en kısa olmasına rağmen çıkış hidrolik eğiminin en yüksek olmasının sebebi, kaya yüzeyi üzerinde geçirimsiz kil tabakası bulunmasıdır. Temel çukuru içerisine bir saatte sızan toplam su miktarı aşağıdaki gibi hesaplanabilecektir:

$$Q = q \times L$$

q : birim genişlikte temel çukuru içerisine sızan toplam su miktarı (m<sup>3</sup>/saat)/m

L: temel çukurunun çevresi

$$q : 0.025 \text{ m}^3/\text{saat}/\text{m}$$

$$L : 350\text{m}$$

$$Q_{\text{hesap}} = 0.025 \times 350 = 8.75 \text{ m}^3/\text{saat}$$

Temel çukuru içerisine bir saatte sızan su miktarı çok sınırlı olup bu suyun pompajla tahliye edilmesi durumunda komşu binalarda herhangi bir problem ortaya çıkması beklenmemektedir. Bununla beraber, diyafram duvar imalatında kusurlar olması ve ek yerlerinde istenilen sızdırmazlığın sağlanamaması durumunda kazı çukuru içerisine yukarıdan hesaplanan değerden daha fazla su gelecektir. Nitekim temel kazısı sırasında bu durumla karşılaşmıştır. Akım ağı ve sızma analizleri sonucunda diyafram duvar boylarının yeterli olduğu belirlenmiştir.

#### 4.3.5. Hendek Stabilitesi

Diyafram duvar imalatı genelde 5.0m-7.0m genişliğindeki anolar (panel) kazılarak yapılmaktadır. Kazı hendeği bentonit bulamacı ile desteklenmektedir. Bentonit bulamacının hendeği destekleyip destekleyemeyeceği hendek stabilitesi analizleri ile araştırılmaktadır. Hendek stabilitesi, bentonit bulamacının yoğunluğu ve seviyesi ile panel genişliği gibi faktörlerden doğrudan etkilenmektedir. Hendeğin stabilitesinin hendek derinliği boyunca araştırılması ve stabilizeyi kontrol eden parametrelerin değiştirilerek hendek güvenliğinin sağlanması veya zemin ıslahı yapılması gerekmektedir. Hendek stabilitesi DIN 4126 nolu Alman standardı çerçevesinde araştırılmıştır. Bu maksatla, GGU-Trench yazılımı kullanılmıştır.

Stabilite analizlerinde iç ve dış stabilize araştırılmıştır. İç stabilize, yer altı suyunun hendek içine girişinin ve dane boyutunda kaymanın oluşup-oluşmayacağı hesabını kapsamaktadır. DIN 4126 standardı, yer altı suyunun hendek içine girişine karşı minimum 1.05 güvenlik sayısının elde edilmesini şart koşmaktadır. Dane boyutunda kaymanın oluşmaması için güvenlik sayısı minimum 1.0 olmalıdır. Dış stabilitenin sağlanması ise, hendek içine doğru etkiyen toprak basıncının -yeterli güvenlikle- bentonit bulamacının hidrostatik basıncı ile karşılanmasıdır. DIN 4126'ya göre yakında yapı bulunmaması durumu için minimum dış stabilize güvenlik sayısı  $F_s \geq 1.1$ , yapı bulunması durumunda ise  $F_s \geq 1.3$  olmalıdır.

Hendek iç stabilitesi analizlerinde  $D_{10}$  efektif çap değeri kullanılmaktadır. Sondajlardan alınan örselenmiş numunelerde yapılan elek analizlerinde minimum ince malzeme oranı (FC) % 10 olarak belirlenmiştir. Güvenli tarafta analiz yapabilmek için ince malzemenin tamamen silt boyutunda olduğu ve dolayısıyla efektif çapın  $D_{10} = 0.05\text{mm}$  olduğu kabul edilmiştir. Analizlerde, diyafram duvar makinesi olarak 5.0m genişlikteki palet boyunca  $P = 200\text{kPa}$  gerilme aktaran bir makine seçilmiş ve bu makine hendeğin 5.0m ötesine konumlandırılmıştır. Ayrıca, hendek civarında her durumda 10 kPa yayılı yükün olacağı kabul edilmiştir. Tüm hesap kesitleri için hendek civarında herhangi bir aracın bulunmaması durumu da ( $P = 0\text{ kPa}$ ) hesaplanmıştır. İki sınır değer için yapılan hesaplamalar hendek stabilitesinin sağlanıp sağlanmadığını ortaya koymaktadır.

Hesaplarda bentonit bulamacının üst seviyesinin +2.0m kotunda teşkil edileceği ve bulamaç yoğunluğunun  $1.05\text{ g/cm}^3$  olacağı hesaplarda dikkate alınmıştır.

Yukarıda belirtilen kapsam doğrultusunda analizler yapılmış ve analiz sonuçları aşağıdaki Tablo 10'da özetlenmiştir. Tablo 10'dan görülebileceği gibi, Deniz Müzesi dışındaki tüm kesitlerde  $P=200\text{ kPa}$  çizgisel yük mevcut iken dahi dış stabilize için standardın öngördüğü  $F_{s_{\min}} = 1.1$  minimum güvenlik sayısı sağlanmıştır. Deniz Müzesi cephesinde çizgisel yük bulunduğu durum için dış stabilize güvenlik sayısı  $F_s = 1.23$  olarak belirlenmiş olup bu değer çevrede yapı bulunması durumu için aranan minimum güvenlik sayısı olan

$F_{s \min} = 1.3$ 'den düşüktür. Stabilitenin sağlanması amacıyla bentonit bulamacının yoğunluğu  $1.10\text{g/cm}^3$  değerine yükseltir ise güvenlik sayısı  $F_s = 1.44$  ( $>1.30$ ) değerine yükselmektedir.

Analiz sonuçları incelendiğinde dış stabilitede hiçbir durumda problem yaşanmadığı anlaşılmaktadır. Sonuç olarak; diyafram duvarların hendek stabiliteyi sağlanmıştır.

**Tablo 10.** Hendek Stabilitesi Analizi Özet Tablosu

Analiz Kesiti Adı	Güvenlik Sayıları			
	İç stabilite (*)		Dış Stabilite	
	Dane Kayması	Su Girişi	P = 200 kPa	P = 0 kPa
Deniz Müzesi Cephesi	9,697	1,124	1,23 (1.44)	1,56
Deniz Cephesi	9,697	1,124	1,17	1,56
Kaymakamlık Cephesi I (D.D. Boyu 43.0m)	11,67	1,132	1,18	1,56
Kaymakamlık Cephesi II (D.D. Boyu 38.0m)	11,67	1,141	1,16	1,56

(\*)İç stabilite analizleri P = 200 kPa çizgisel yük mevcut iken yapılmıştır.

#### 4.3.6. Ön Boyutlandırma Sonucu

Tasarım kriterleri olarak belirlenen sızma analizleri ve hendek stabiliteyi sonucunda Tablo 8'de verilen diyafram duvar boylarının yeterli olduğu görülmüştür. Diyafram duvar boylarının tespitindeki en önemli faktörler arasında, duvarın kayaya soketli olması ve duvar alt ucunun görece geçirimsiz tabaka içinde olması da yer almaktadır.

#### 4.4. Diyafram Duvar İnşaatı

Hotel Shangri-La derin temel kazısı iksa sistemi inşaat işi, mal sahibi Tanrıverdi Holding tarafından BAUER Lebanon Foundation Specialists s.a.r.l.(Bauer) firmasına tevdi edilmiştir. Bauer firmasının sahaya intikali ile, diyafram duvar makine, ekipmanı ile ilgili birlikte ilgili tesislerin kurulumuna başlanmıştır. Öncelikli olarak kılavuz duvar inşaatına başlanmıştır (Şekil 2), frezenin kurulumu tamamlanmış (Şekil 3 ve Şekil 4) ve diyafram duvar inşaatına başlanmıştır (Şekil 5).



**Şekil 2.** Kılavuz Duvar İnşaatı



Şekil 3. Bentonit Tesisinin Kurulumu



Şekil 4. Diyafram Duvar Makinesinin Çalıştırılması



Şekil 5. Diyafram Duvar İnşaatı

#### 4.5. Top-Down Yöntemi ile Kazı Yapılması ve Bodrum Katların İnşası

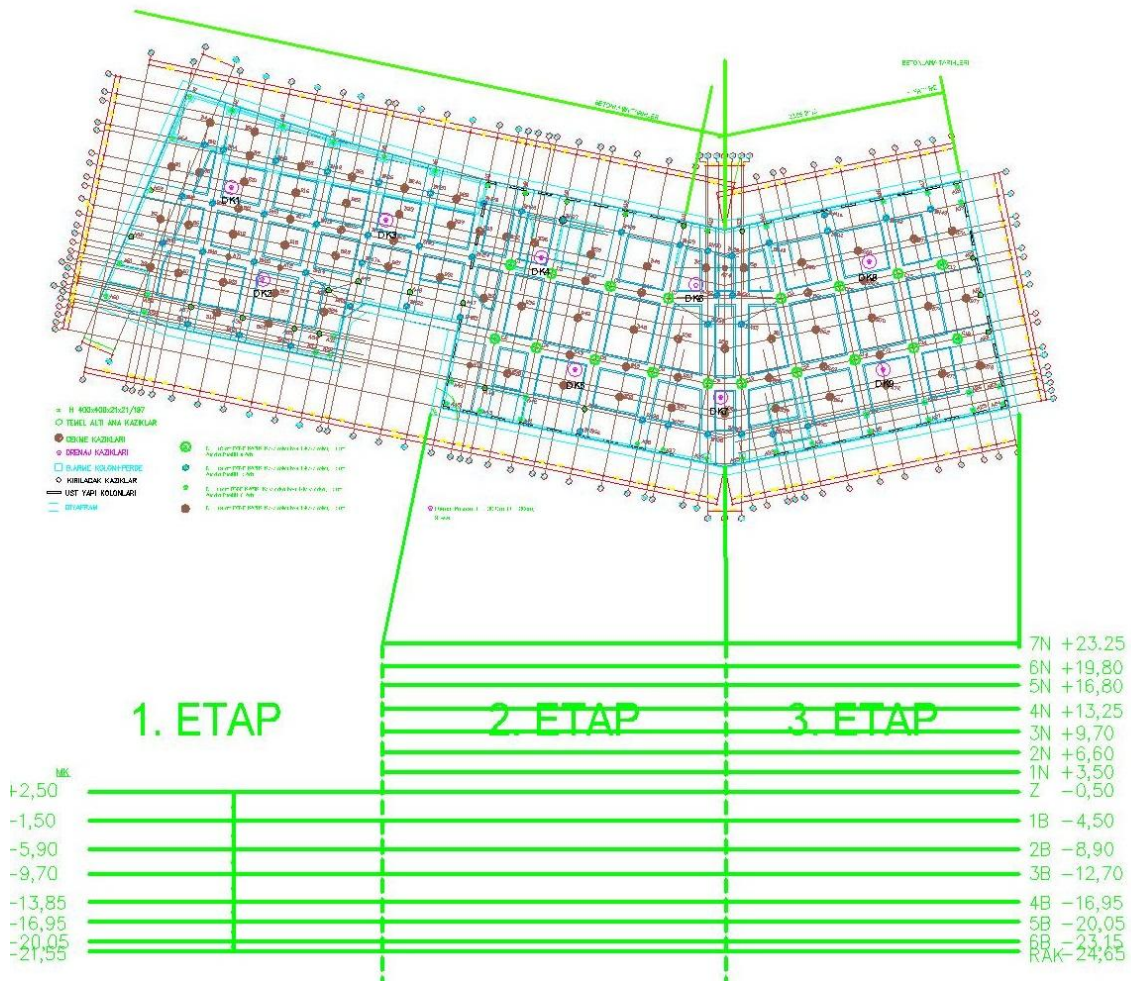
26.5m derinlikteki Shangri-La Oteli temel kazısı planda üç bölümde yapılmıştır. Hafriyat malzemesi döşemelerde bırakılan boşluklardan çıkarılmıştır. Kazı seviyeleri ve etaplar Şekil 6'da gösterilmiştir. Bir kademeden bir etabının kazısı tamamlandığında, tamamlanan kısımda döşeme imalatına başlanmıştır, diğer kısımda kazı sürdürülmüştür.



Her kazı kademesinden önce yeraltı suyu seviyesi drenaj kuyuları kullanılarak kazı seviyesinden 1.0m-1.5m aşağıya düşürülmüştür. Böylece kazının ve döşeme imalatlarının kuruda yapılması sağlanmıştır.

Her kazı seviyesi için yanıl destek olarak kullanılan döşemeler betonlandıktan sonra, betonun dayanım kazanması beklenmiş ve beton yeterli dayanımı kazandıktan sonra bir alt seviye kazısına başlanmıştır. Böylece, iksa sisteminin yanıl deformasyonu kısıtlanırken döşemelerin de yatay yükler altında zarar görmesi engellenmiştir.

Birinci kademe kazısı 4.0m'lik açık kazı halinde deniz cehpesinden başlanarak yapılmıştır (Şekil 7). Kazı makinesi olarak ekskavatörler ve taşıyıcı-yükleyiciler kullanılmıştır. Kazı ilerledikçe temel altında teşkil edilen fore kazıklara yerleştirilen çelik profiller ortaya çıkarılarak profillerle döşeme arasındaki bağlantıyı sağlayacak dişler kaynaklanmıştır.



Şekil 6. Kazı Kademeleri



**Şekil 7. Birinci Kademe Kazısı**

Kazı istenilen seviyeye ulaştığında zemin tesviyesi yapılarak, 5-10cm kalınlıklı bir grobeton dökülmüş ve diyafram duvar izolasyon işleri tamamlandıktan sonra donatı, kalıp imalatı (Şekil 8) yapıp döşemelerin betonu dökülmüştür. Diyafram duvar izolasyonu için duvar yüzeyleri temizlenip, su sızıntısı gözlenen yerler onarıldıktan sonra membran uygulaması yapılmıştır. Donatı imalatı sırasında, döşemedeki boşlukların imalatında donatı sürekliliğini sağlamak amacı ile manşonlu ekler kullanılmıştır. Ayrıca, döşeme ile diyafram duvar arasına bina perdesi inşa edileceği için inşa edilecek bu betonarme perde için herhangi bir su sızıntısına karşı döşeme ile perde bağlantılarının yapılacağı kısımda derz yerlerine 25cm kalınlıklı poliüretan su tutucular yerleştirilmiştir.



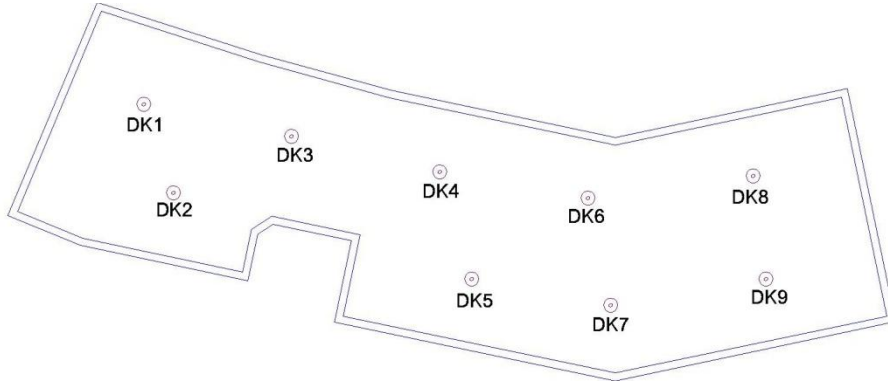
**Şekil 8. Donatı Ve Kalıp İmalatı**

Birinci bodrum kat döşemesinin inşaatını takiben döşemede bırakılan boşluklardan alçak gabaride çalışabilecek makinelerle girilerek ikinci bodrum kat kazısı yapılmıştır. Kat kazısını takiben ikinci bodrum kat döşemesinin inşaatı için gerekli çalışmalar yapılmış ve bodrum kat döşemesinin betonu dökülmüştür. Yeterli dayanıma ulaşan döşeme inşaatını takiben ve her kat döşemesi kazı ve inşaatında aynı adımlar takip edilerek kazı tamamlanmış ve bina temeli inşa edilmiştir.

#### 4.6. Kazı Sırasında Yer altı Suyu Seviyesinin Kontrol Edilmesi

Kazı kademeleri döşeme kotlarına bağlı olup kazı öncesinde diyafram duvarlar ile geçirimsizliği sağlanmış temel çukuru içinde kalan yer altı suyunun seviyesi, saha içinde tesis edilen ve temel alt kotunun 3.0m altına kadar inen çok sayıda drenaj kuyuları ile yapılabilmektedir (Şekil 9). Yeraltı suyu seviyesinin kontrolsüz bir şekilde indirilmesine müsaade edilmeyerek diyafram duvarın gömülü kısmında oluşan tesir kuvvetleri ve deformasyonun artması önlenmeye çalışılmıştır.

Söz konusu derin drenaj kuyularının tesisi için kazık makinesi ile  $\phi 800$  mm çapında muhafaza borulu foraj yapılarak, açılan kuyuya minimum  $\phi 200$  mm çapında çelik perfore boru indirilmiştir.  $\phi 200$  mm çapındaki perfore boru ile  $\phi 800$  mm çapındaki çelik muhafaza borusu arası granüler filtre malzemesi ile doldurulmuştur. Bu imalatta, bentonitin filtre malzemesini kirletip çalışmasına mani olacağı bilindiğinden foraj kuyusunun stabilitesinin sağlanması için bentonit bulamacının kullanılmasına izin verilmemiştir. Diğer yandan, söz konusu derin drenaj kuyularına yardımcı olmak üzere kazı çukuru ortasında açılan klasik su toplama çukurları ile de drenaj desteklenmiştir. Yeraltı suyu seviyesi düşürüldükten sonra kazıya başlanmış, kazı aşaması tamamlandıktan sonra ise bodrum kat döşemeleri zemine oturan döşemeler gibi imal edilmiştir.



Şekil 9. Drenaj Kuyularının Konumları

Kazıya başlamadan önce panellerin aralarından ve/veya diyafram duvar altından sızan su miktarının ölçülebilmesi ve sahadaki zemin tabakalarının permeabilitesinin belirlenebilmesi amacıyla 6 adet (DK2, DK3, DK5, DK6, DK8, DK9) drenaj kuyusuna pompa kurulmuş ve bu pompalar kullanılarak pompaj deneyi yapılmıştır. Deney sırasında, su seviyesi -10.00m (a.m.s.l.-ortalama deniz seviyesine göre) kotuna indirilmiştir. Diğer 3 drenaj kuyusu (DK1, DK4 ve DK7) da gözlem kuyuları olarak kullanılmıştır. Üç aşamadan oluşan deneyin birinci aşamasında, 6 adet pompa aktif hale getirilerek kuyulardaki su seviyeleri -10.00m kotuna indirilmiştir. İkinci aşamada, 6 adet pompa aktif

tutularak, 1., 5., 10., 15., 20., 25., 30. dakikalarda ve bundan sonraki her 15 dakikada gözlem kuyularındaki su seviyeleri ölçülmüştür. Üçüncü aşamada ise, pompalar pasif hale getirilmiş ve her 15 dakikada bir hem pompalı hem de pompasız drenaj kuyularındaki su seviyelerindeki yükselme kaydedilmiştir. Okumalar 1.5 saat boyunca alınmıştır. Daha sonra 14. saatte son okuma alınarak deneye son verilmiştir.

Pompaların pasif hale getirilmesi sonrasında alınan okuma değerlerinden yola çıkılarak zeminin geçirgenliği (permeabilitesi) ve kazı çukuruna sızan suyun debisi ampirik yöntemlerle ve deney sırasında alınan pompa çalışma zamanlarına bağlı olarak sistemden atılan suyun miktarı ile hesaplanmıştır. Ampirik formüllerin kullanılabilmesi için iki farklı yöntem vardır. Bunlardan ilki, pompa indirilen bir kuyuda, pompaj öncesi ve sonrası su seviyeleri ölçülerek zemin ortamın permeabilitesi aşağıdaki formül ile hesaplanabilecektir.

$$k = 40 (r/y) (\Delta y/\Delta t) / [(20+L/r) (2-y/L)] \quad (\text{Das,1995})$$

$$k = 40 (0.25/2.3) (0.95/90)/[(20+23/0.25) (2-2.3/23)] = 6.11 \times 10^{-6} \text{ m/sn}$$

Burada;

r: Kuyunun yarıçapı

L: Test başlangıcındaki su seviyesinden kuyunun dibine olan mesafe

y: Test başlangıcındaki su seviyesinden test sırasında suyun yükselme seviyesinin yarısına olan uzaklık

$\Delta y$ : Test sırasında suyun yükselme miktarı

$\Delta t$ : Pompalar durdurulduğunda kuyudaki su seviyesi

k: Permeabilite katsayısı

Tek kuyulu sistem ile hesaplanan permeabilite kullanılarak, 3 adet kuyudan alınan ölçümler ile pompalanan suyun debisi hesaplanabilecektir. Bu deneyde, pompa yerleştirilen bir kuyuya komşu iki gözlem kuyusunda su seviyelerinin tespiti gerekmektedir. Pompa deneyine başlamadan önce ve pompa yerleştirilen kuyudaki su seviyesi sabitlendiğinde, üç kuyudaki su seviyeleri ölçülmelidir. Su seviyelerinden hareketle permeabilite;

$$q = 2.303 k \pi (h_2^2 - h_1^2) / \log (r_2 / r_1)$$

formülü ile,

$q = 27 \text{ m}^3/\text{saat}$  olarak hesaplanabilecektir.

Diğer bir deyişle, ampirik formüllere göre, pompaj deneyi sırasında 3 kuyunun efektif olarak çalıştığı dikkate alınırsa toplamda;

$3 \times 27 = 81 \text{ m}^3/\text{saat}$  debi ile pompaj yapılmıştır.

Burada;

$r_1$ : DK1nolu kuyunun DK3nolu pompa yerleştirilen kuyuya uzaklığı

$r_2$ : DK4nolu kuyunun DK3nolu pompa yerleştirilen kuyuya uzaklığı

$h_1$ : Pompalar durdurulduğunda DK1nolu kuyudaki su seviyesi

$h_2$ : Pompalar durdurulduğunda DK4nolu kuyudaki su seviyesi

q: Debi

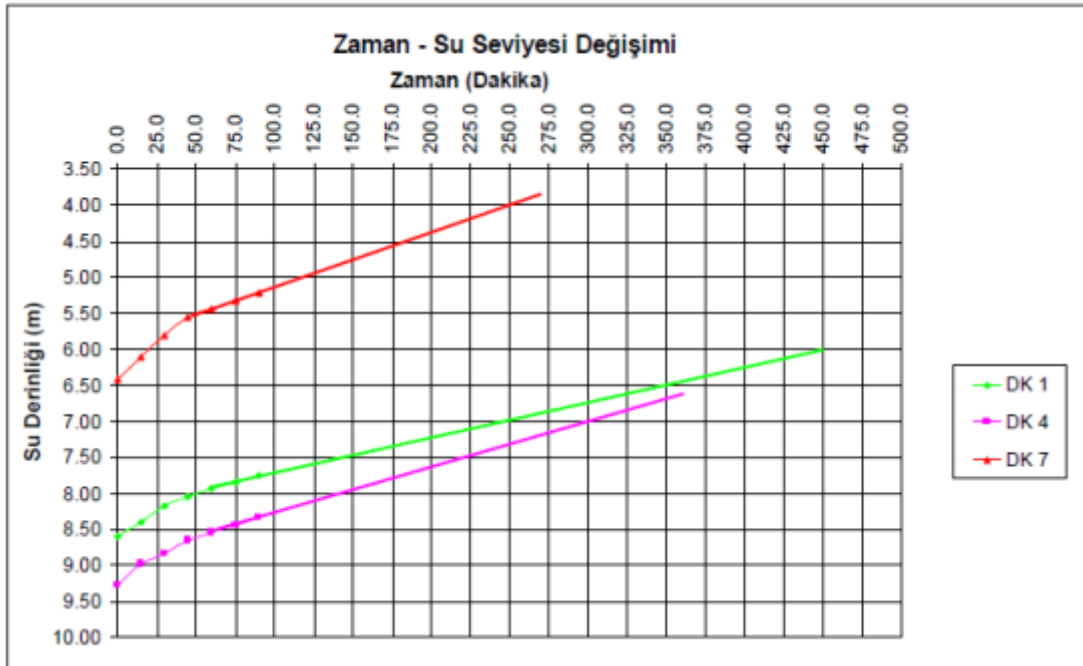
k: Permeabilite katsayısı



Ampirik formüllere ek olarak deney sırasında efektif olarak çalışan pompaların çalışma sürelerinden hareketle pompaj debisi hesaplanabilecektir. Gözlem kuyularındaki su seviyesinin pompajın başlangıcını takip eden 30-60 dakika içinde en düşük seviyelere indiği belirlenmiştir. Yaklaşık iki saatlik pompaj evresinde efektif olarak çalışan 3 pompanın toplamda 60 dakika tam verimle çalıştığı belirlenmiştir. Sahada Flygt firmasının BS2660 model pompası drenaj amaçlı kullanılmıştır. Bu pompa 13m derinlikten saatte 90m<sup>3</sup> su pompalayabilmektedir. Dolayısıyla, pompaj deneyi sırasında, toplam 90 m<sup>3</sup> su deşarj edilmiştir. Söz konusu pompaj debisi efektif olarak çalışan üç adet pompa için yukarıdaki paragraflarda kuyu başına hesaplanan 27 m<sup>3</sup>/saat değerindeki debi ile pratik olarak örtüşmektedir. Ancak, belirlenen debiler pompaj deneyi öncesindeki su seviyesi ile pompaj derinliği arasındaki zeminin boşluk suyu ile sızan suyun toplamıdır. Okumalar sırasında alınan değerler dikkate alınarak hazırlanan zaman – su seviyesi değişimi grafiğinden (Şekil 10), yeraltı suyu seviyesinin pompaların pasif hale getirilmesinden (durdurulmasından) itibaren en hızlı 4.5 saat (270 dakika) sonra pompaj deneyi öncesindeki seviyesine geldiği görülmüştür. Bu durumda, kazı çukuruna sızan suyun miktarı:

$$Q = 90/4.5 = 20 \text{ m}^3/\text{saat} \text{ olarak hesaplanacaktır.}$$

Bu durum eldeki pompalar ve drenaj kuyuları ile kazının kuruda yapılabileceğini göstermiştir.



Şekil 10. Gözlem Kuyuları Su Derinliği Değişimi

#### 4.7. Kazı Sırasında Diyafram Duvarda Oluşan Deformasyonların Kontrol Edilmesi

Hotel Shangri-La inşaatı kapsamında 10 adet inklinometre diyafram duvar panellerine yerleştirilmiş, beş panelde ise farklı seviyelerde 20 adet jack out pressure cell ile aktif ve

pasif toprak basınçları ile boşluksuyu basıncı ölçülmüştür. Diyafram duvar panellerine yerleştirilmiş inklinometrelerden alınan okumalardan, deniz tarafında yer alan inklinometrede en yüksek yer değiştirme gözlenmiştir. Bu durum, yüksek hidrostatik yükün beklendiği cephe için tarafımızca kabul edilen yaklaşımın isabetli olduğunu göstermiştir. Deniz cephesindeki inklinometre okuma sonuçlarına göre projede kazının derinleşmesi ile birlikte, 160mm'ye ulaşan yer değiştirme belirlenmiştir. Diğer inklinometrelerde ise genel olarak 80mm'ye ulaşan yer değiştirmeler kaydedilmiştir.

## 5. SONUÇLAR

Özellikle İstanbul gibi büyük şehirlerde nüfusun yoğun olması ve yeterli alanların olmaması nedeni ile yer altı yapılarına, çok katlı bodrumlara ve bunların inşası için derin kazılara ihtiyaç olmaktadır. Derin kazıların yapılabilmesi için toprak basınçlarını karşılayacak ve yüksek yer altı suyu ile karşılaşılması durumunda kazının kuruda yapılmasına olanak sağlayacak iksa sistemlerinin inşası zorunludur. Çevre yapıların zarar görmemesi ve temel kazısının güvenle yapılabilmesi için iksa sistemi seçiminin araziye, zemin ve yer altı suyu koşullarına, çevre yapıların yakınlığına ve önemine bağlı olarak dikkatle seçilmesi gerekmektedir. Literatürde ve pratikte kullanılan birçok derin kazı yöntemi ve iksa sistemi bulunmaktadır. Bunlardan bir tanesi de yukarıdan-aşağıya (top-down) yöntemidir.

Bildiride derin kazılar sırasında dikkat edilmesi gereken hususlar ile top-down yönteminin avantajları özetlenmiş ve İstanbul-Beşiktaş sahilinde üst yapı inşası devam etmekte olan Shangri-La otelinin top down yöntemi ile yapılan temel kazısı anlatılmıştır.

Hotel Shangri-La projesinde, Deniz Müzesinin yanında, yüzeyden toplam 26.50m, yer altı su seviyesinin ise 24.50m altına inen bir derin kazı başarı ile yapılmıştır. Derin kazı sırasında, çevre yapılara hiçbir zarar verilmemiştir. Yüksek hidrostatik basınç altında, iksa sisteminde gözlenen yer değiştirmeler maksimum 160mm olarak belirlenmiştir. Söz konusu değer, sadece deniz tarafındaki cephede gözlenmiş, diğer cephelerde ise yer değiştirmeler 80mm ile sınırlı kalmıştır.

## KAYNAKLAR

- Braja M. Das (1995), "Principles of Foundation Engineering" New York: PWS Publishing Company.
- DIN 4126: 1986 "Cast-in-situ Concrete Diaphragm Walls; Design and Construction", DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- ENAR Müh. Mim ve Dan. Ltd. Sti. (2007), "Verdi Otel İnşaatı, Temel Kazısı İksa Sistemi Geoteknik Raporu", İstanbul.
- OSHA Special Emphasis: Trenching and Excavation. CPL 02-00-069
- Peck, R. (1969) "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground", State-of-the-art report, Proc. of 7th Int. Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering, Mexico, pg 225–290.
- Terzaghi, K. ve Peck, R.G. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, Inc., New York.
- US Department of Transportation (1997), "Geotechnical Engineering Circular No.2 Earth Retaining Walls" FHWA-SA-96-038, Federal Highway Administration, Washington.

## ÇAKMA KAZIK İMALATINDA FREKANS VE GENLİK DEĞİŞİMLERİNİN BOŞLUK SUYU BASINCINA ETKİSİ

EFFECT OF FREQUENCY AND AMPLITUDE CHANGES ON THE PORE WATER PRESSURE DURING THE CONSTRUCTION OF DRIVEN PILES

Zafer ÇETİN<sup>1</sup> M. İnanç ONUR<sup>2</sup> Mustafa TUNCAN<sup>3</sup> Ahmet TUNCAN<sup>4</sup>

### ABSTRACT

Pile foundations are the most preferred type of deep foundation nowadays. Driven piles, factory-prepared and carried to construction site, should be kept under continuous observation because of environmental effects. In the literature, lots of models have been performed to analyze the changes during the applications for different soil types. Additionally the numerical solutions, based on the finite element method, bring new approaches. Especially, pore water pressure changes in soils can be determined by numerical models. In this study, the pore water pressure changes under vibrations which vary with different frequency and amplitude values for different soil types were investigated by using the Plaxis 2D package-program. Different models have been analyzed and results were discussed. At the end of the study, in addition to similarities with previous studies in the literature, it was found that frequency and amplitude values have direct effect on the pore water pressure changes.

**Key Words:** Driven Piles, Frequency, Amplitude, Plaxis 2D

### ÖZET

Günümüzde en sık tercih edilen derin temel tipi kazık temellerdir. Fabrikada hazırlanıp inşaat sahasına taşınan çakma kazıklar çevreye etkileri nedeniyle sürekli gözlem altında tutulmalıdır. Literatürde, uygulamalar sırasında farklı zemin tiplerinde meydana gelen değişimlerin analizleri için çok fazla modellemeler yapılmıştır. Ayrıca, sonlu elemanlar metoduna dayalı nümerik çözümler yeni yaklaşımların önünü açmıştır. Özellikle kazıkların çakımı sırasında zeminlerde meydana gelen boşluk suyu basıncı nümerik modeller ile tanımlanabilmektedir. Bu çalışmada, farklı zemin tiplerinde farklı frekans ve genlik değerlerindeki titreşimler altında boşluk suyu basıncı değişimleri Plaxis-2D paket programı ile incelenmiştir. Farklı modeller analiz edilmiş ve sonuçlar irdelenmiştir. Çalışma sonucunda, literatürde bulunan çalışmalarla benzerlikte olmak üzere; çakma işleminin gerçekleştirildiği frekans ve genlik değerlerinin boşluk suyu basıncı değişimi üzerinde doğrudan etkilerinin olduğu saptanmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Çakma Kazıklar, Frekans, Genlik, Plaxis 2D

<sup>1</sup> İnş.Müh., Eskişehir Tülomsaş,ctnzfr@gmail.com

<sup>2</sup> Araş.Gör.,Anadolu Üniversitesi, mionur@anadolu.edu.tr

<sup>3</sup> Prof.Dr., Anadolu Üniversitesi, mtuncan@anadolu.edu.tr

<sup>4</sup> Prof.Dr., Anadolu Üniversitesi, atuncan@anadolu.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Temel sistemleri ile üst yapı yükleri daha güvenli bir şekilde zeminlere aktarılır. Temeller, yüzeysel temeller ve derin temeller olarak iki ana grupta değerlendirilirler (Bowles, 1997). Üst yapı yüklerinin göreceli olarak yüzeye yakın zemin tabakalarına taşıtırılması prensibine göre tasarlanan yüzeysel temellerde düşük üst yapı yükü ile yüksek zemin taşıma gücü, izin verilen sınırlar içerisinde oturma miktarı kriterlerinin de sağlanması gereklidir (Das, 1984). Yüzeysel temellerin yetersiz kaldığı durumlarda derin temel tasarımı tercih edilmektedir. Günümüzde en sık tercih edilen derin temel tipi ise kazık temellerdir. Kazıklar; yükleri iletme şekillerine göre sürtünme ve uç kazığı; imal edildikleri malzemeye göre ahşap, betonarme, çelik kazık; imalat şekline göre ise çakma kazık, yerinde dökme kazık olarak sınıflandırılmaktadırlar (Bowles, 1997).

Çakma kazıklar; istenilen boyutlarda fabrikada hazırlanıp inşa sahasına taşınır, bir enerji kaynağı ve tokmak yardımı ile zeminlere çakılırlar. Çakma kazıklarda, vibrasyon ile çakım işlemi sırasında kazık çevresindeki zeminlerde sıkılaşıma meydana gelir. Diğer kazık tiplerine göre çakma kazıklarda çevre sürtünmesi daha fazla oluşur buna bağlı olarak ise çevre direnci ile üst yapı yükleri güvenle taşınabilir. Özellikle gevşek kumlu zeminlerde sıkça tercih edilen çakma kazıkların, avantajlarının yanı sıra çeşitli dezavantajları da bulunmaktadır (Das, 1984). İnşaat sahasında boyutlarına kolayca müdahale edilememesi ve kazık çakımları sırasında meydana gelen titreşimler nedeniyle yerleşim yerlerinde meydana gelebilecek olası problemler ilk akla gelen dezavantajlarından (Coduto, 1999). Ayrıca, kazık çakımı sırasında zeminde oluşan gerilmeler, ilave boşluk suyu basıncı vb. değişimlerde projelendirme aşamasında tespit edilmelidir.

Literatürde çakma kazıkların arazide uygulanması esnasında, farklı zemin tiplerinde meydana gelen değişimlerin belirlenmesine yönelik çeşitli araştırmacılar tarafından gerçekleştirilmiş çalışmalar bulunmaktadır. Eigenbrod ve Issigonis (1995) çalışmalarında çakma kazıkların arazide uygulanması esnasında, meydana gelen boşluk suyu basıncı değişimlerini incelemişlerdir. Yüzeyde bulunan yumuşak kil tabakası ve altında yer alan sıkı kum-çakıl tabakalarında kazığın ilerlemesi esnasında oluşan boşluk suyu basıncı artışlarını karşılaştırmışlardır. Richards vd. (2007), kazıklarla desteklenen bir derin kazık uygulamasında kazıklar boyunca meydana gelen boşluk suyu basıncı ve yanal gerilme değişimlerini, çeşitli derinliklere yerleştirdikleri piyezometreler yardımı ile gözlemlemişlerdir. Çalışmalarında; boşluk suyu basıncı değerlerinin dengeye ulaşması için bir zaman diliminin geçmesi gerektiğini tespit etmişlerdir.

Boşluk suyu basıncı değişimi üzerinde etkisi olan parametrelerin tespit edilmesi ve bu parametreler arası ilişkilerinin tanımlanması gerçekçi bir modelleme için gereklidir. Geçmiş çalışmalarda, deneysel çalışmalar ile boşluk suyu değişimleri analiz edilmiş çeşitli parametrelere dayalı ampirik çözümler sunulmuştur. Ural (2007), zemin numunelerini farklı yükleme frekansları altında dinamik üç eksenli deneyine tabi tutarak frekans, çevrim sayısı, boşluk suyu basıncı ve deplasman ilişkilerini ortaya koymaya çalışmıştır. Christakos (2003), deneysel çalışmalarının sonuçlarını istatistiksel analizlerle birlikte sunmuştur. Erşan ve Yıldırım (2006) çalışmalarında, tekrarlı kesme kuvvetine maruz bırakılan zemin numunesinin boşluk suyu basıncındaki değişimlerini, yükleme ve yüklemenin kesilmesinden hemen sonrasındaki duraklama süreçlerinde incelemişlerdir. Dağdeviren vd. (2007), drenajsız durumda, zemin numunesinin üst kısmından uygulanan su basıncının zemin içerisindeki boşluk suyu basıncı değişimlerini zamana bağlı olarak incelemişler ve matematiksel denklemler türetmişlerdir.

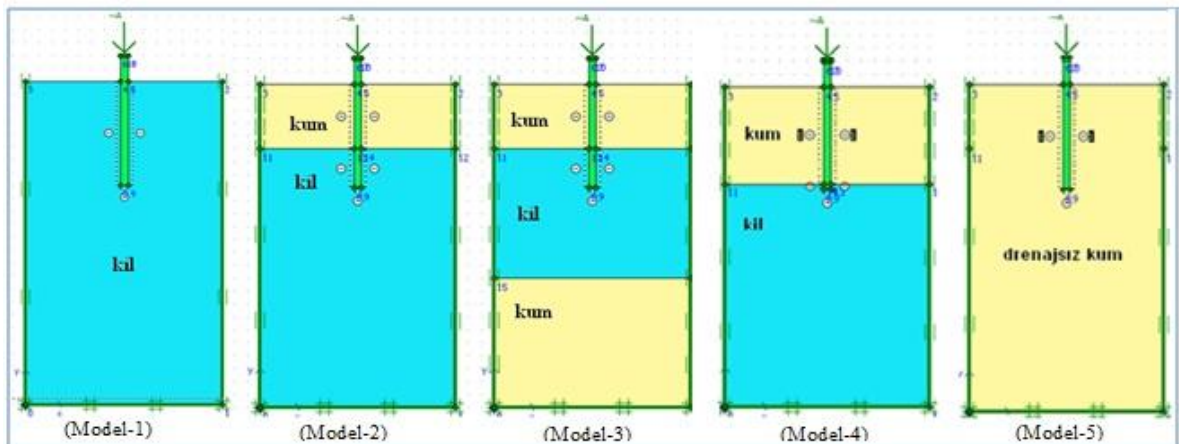
Bu çalışmada, farklı zemin tiplerinde kazık çakma uygulaması esnasında, farklı frekans ve genlik değerlerindeki titreşimlerin meydana getireceği boşluk suyu basıncı değişimleri sonlu elemanlar yöntemi ile incelenmiştir. Sonlu elemanlar yöntemine dayalı olarak geliştirilen Plaxis-2D paket programı kullanılarak, farklı modeller analiz edilmiş ve analiz sonuçları irdelenmiştir. Modellerde kum ve kil zemin tipleri için 0.6 m çapında ve 10 m uzunluğundaki kazık elemanının değişik frekanslarda ve genliklerde zemin içine yerleştirilmesi sırasında meydana gelen boşluk suyu basıncı değişimleri, davranışın net olarak ortaya koyulabilmesi açısından grafiklerle açıklanmaya çalışılmıştır.

## 2. MODELLEME VE YÖNTEM

Sonlu elemanlar yöntemi karmaşık sınır koşullarına sahip sistemler, düzgün olmayan geometriye sahip sistemler, zamana bağlı ve özdeğer problemleri, vb. bir çok karmaşık mühendislik problemine uygulanabilen sayısal çözüm yöntemidir (Reddy, 1993). Sonlu elemanlar yönteminde sürekli bir ortam, sonlu elemanlara bölünerek denklemler bir eleman için yazılır ve integre edilerek, sistem denklemleri elde edilerek çözüm üretilir. Bilgisayar teknolojisinin gelişimi ile bir çok alanda karmaşık problemlerin çözümü amacıyla sonlu elemanlar metoduna dayalı paket programlar geliştirilmiştir. Bu çalışmada Plaxis 2D isimli mühendislik yazılımından yararlanılmıştır.

Plaxis paket programı, deformasyon ve stabilite analizi için geoteknik mühendisliğinde kullanılan ve sonlu elemanlar yöntemine dayanan bir paket programdır. Plaxis programı ile zeminler yalnızca statik yükler değil aynı zamanda dinamik yüklerin etkisine de maruz bırakılabilir. Zeminlere etkiyen dinamik yükler Plaxis programı ile titreşimler şeklinde modellenmektedir. Dinamik analizde titreşim frekansı, zaman değişimi etkileri vb. parametreler göz önüne alınarak çözüm yapılmaktadır (Onur, 2007).

Çakma kazıklarının zemine yerleştirilmesi sırasında boşluk suyu basıncındaki gelişimin zemin tiplerine bağlı değişimini belirlemek amacıyla modellemelerde kum ve kil tabakaları seçilmiştir. Analiz edilen modeller ise tabakalaşma ve derinlikler şu şekilde oluşturulmuştur; 1.Model; 25 metre kil tabakası, 2.Model; 5 metre kum tabakası, altında 20 metre kil tabakası, 3. Model: 5 metre kum tabakası, altında 10 metre kil tabakası, altında 10 metre kum tabakası 4.Model; 7.5 metre kum tabakası, altında 17.5 metre kil tabakası, 5.Model; 25 metre kum tabakası (Şekil 1).



Şekil 1. 5 Farklı Model İçin Kesit Görünümü

## 2.1. Malzeme Özellikleri

Zemin malzemelerinin özellikleri literatürde ve geçmiş sondaj çalışmalarında verilen tipik karakteristik değerlere göre belirlenmiştir (Tablo 1). Yer altı su seviyesi her model için sabit -15 metre derinlikte kabul edilmiştir. İlk dört model drenajlı beşinci model ise drenajsız olarak analiz edilmiştir. Böylece, drenajlı ve drenajsız durumlarda olası değişimlerin gözlemlenmesi planlanmıştır.

**Tablo 1.** Modellemelerde Kullanılan Zemin Malzemelerin Özellikleri

Malzeme	Kil	Kum (drenajlı)	Kum (drenajsız)
Malzeme Modeli	Mohr-Coloumb, drenajsız	Mohr-Coloumb, drenajlı	Mohr-Coloumb, drenajsız
$\gamma_{kuru}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0	18.0	18.0
$\gamma_{dovgun}$ (kN/m <sup>3</sup> )	21.0	19.0	19.0
$\nu$	0.3	0.33	0.33
E (kN/m <sup>2</sup> )	3.0E+4	2.5E+4	2.5E+4
c (kN/m <sup>2</sup> )	20.0	1.0	1.0
$\phi$ (°)	0.0	35.0	35.0

Zemin tabakaları içerisinde çakılan kazıklar ise 10 metre boyunda, 0.6 metre çapında ve C25 sınıfı beton elemanlar olarak düşünülmüştür (Tablo 2). Kazıkların çakımı için gerekli genlik ve frekans değerleri, Yongan Machinery Company' nin resmi web sitesinde yayınladıkları DZJ-120A vibratörlü çekicinin dinamik kuvvet değerleri temel alınarak seçilmiştir. Seçim yapılırken bu çekicinin dünya çapında tercih edilmesi ve böylece piyasa koşullarının çalışmaya yansıtılması amaçlanmıştır. Her model, 1000 kN/m<sup>2</sup>, 2000 kN/m<sup>2</sup> ve 3000 kN/m<sup>2</sup> genlik ve 10 Hz., 20 Hz. ve 30 Hz. lik frekanslar altında analiz edilmiştir.

**Tablo 2.** Kazık Elemana Ait Özellikler

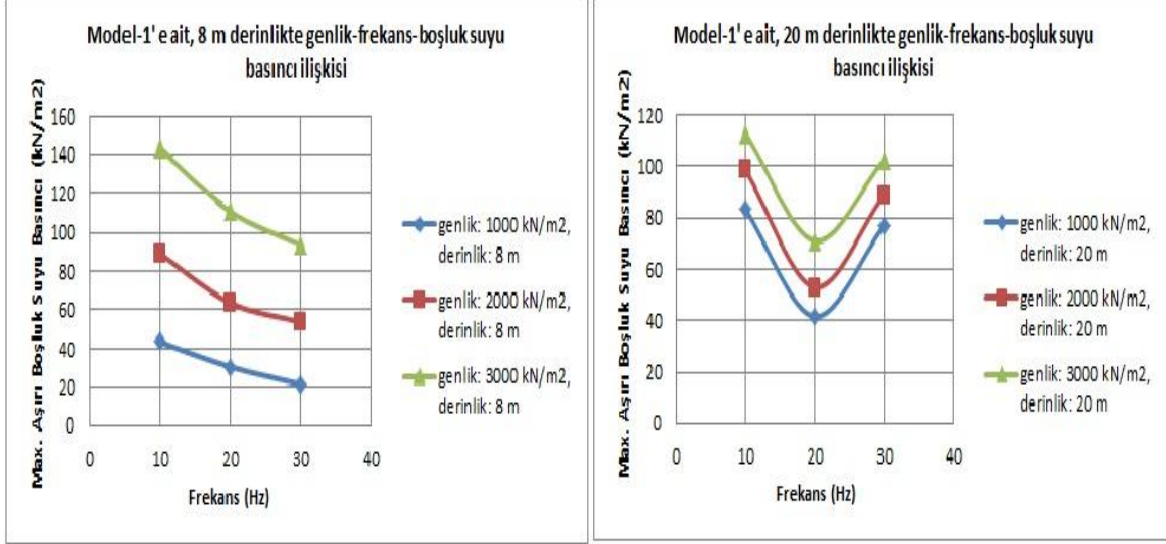
Malzeme	Beton kazık
Malzeme Modeli	Lineer Elastik, geçirimsiz
$\gamma_{kuru}$ (kN/m <sup>3</sup> )	24.0
E (kN/m <sup>2</sup> )	3E+7
$\nu$	0.3

## 3. ANALİZ VE BULGULAR

Analiz edilen modellerde kazıkların zemin içerisine yerleştirilmesi sırasında boşluk suyu basıncındaki değişimi belirlemek amacıyla her model için, 10 sn lik çakma süresi ve sonrasındaki 10 sn lik bekleme süresi uygulanmıştır. Modellerde zemin içerisinde gelişen boşluk suyu basınçları, yüzeyden 8 m ve 20 m derinliklerde incelenmiştir. Frekans ve genlik değerlerinin boşluk suyu basıncı üzerindeki etkilerinin net olarak ortaya koyulabilmesi açısından sonuçlar grafiklerle açıklanmaya çalışılmıştır.

İlk olarak Model-1' e ait 8 metre ve 20 metre derinlikleri için boşluk suyu basıncı değişimi grafikleri incelendiğinde, genlik değerlerindeki artışla birlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerlerinde artış görülmektedir (Şekil 2). Frekansın artması ise, 8 metre derinlik için aşırı boşluk suyu basıncında azalmaya sebep olmaktadır, ancak 20 metre derinlik için 20 Hz lik frekans uygulandığında meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncının 10 Hz ve 30 Hz

frekans uygulandığında meydana gelen aşırı boşluk suyu basınçlarına göre nispeten daha az olduğu görülmektedir. Kohezyonlu zeminlerde frekans değişimi üzerine çalışma yapan Christakos (2003) ve Ural (2007) tarafından elde edilen sonuçlarla uyumlu şekilde boşluk suyu basıncında değişimin genlikle doğru orantılı, frekansla ters orantılı olarak geliştiği gözlenmiştir.

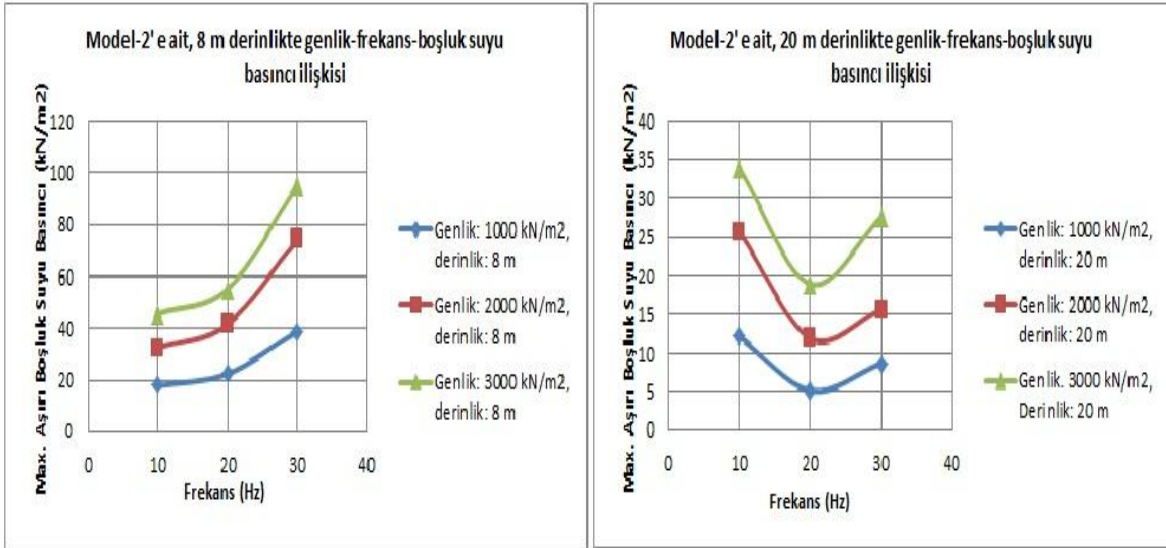


Şekil 2. Model 1 için Genlik-Frekans-Boşluk Suyu Basıncı İlişkisi

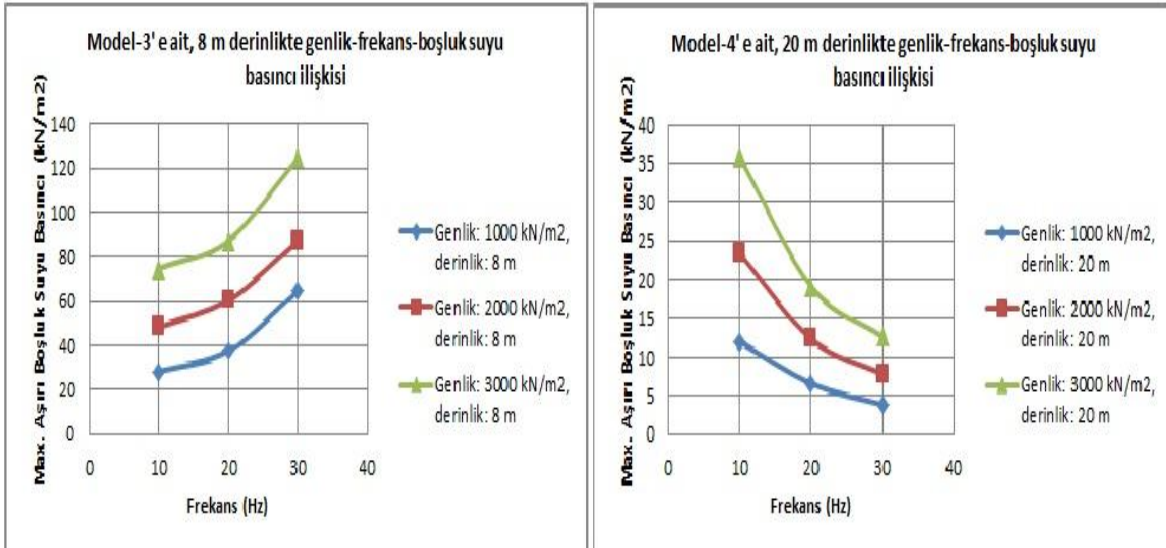
Model-2' de 8 metre derinlikte, genlik ve frekans değerlerinin artmasıyla birlikte aşırı boşluk suyu basıncında da artış meydana gelmiştir. Modelin 8 metre derinlikteki aşırı boşluk suyu basıncı davranışının genlik ve frekans değerleriyle doğru orantılı olduğu tespit edilmiştir. Aynı modelin 20 metre derinliği için ise, değişimin genlik ile doğru orantılı olarak gerçekleştiği belirlenmiştir, Model 1 de olduğu gibi 20 Hz lik frekans uygulanması durumunda ise daha düşük aşırı boşluk suyu basıncı olduğu görülmüştür (Şekil 3).

Diğer modeller için analiz sonuçları irdelendiğinde; Model-3 te 8 metre derinlik genlik ve frekans artışı ile aşırı boşluk suyu basıncında da artış meydana gelmektedir. 20 metre derinlik için ise drenaja imkân verilmesi sebebiyle aşırı boşluk suyu basıncı gelişimi gözlenmemiştir. Model-4 için 8 metre derinlikte drenaj şartları nedeniyle aşırı boşluk suyu basıncı gelişimi gözlenmemiştir. Modelde 20 metre derinlikte genlik artışı ile artış gösteren aşırı boşluk suyu basıncı, frekansın artışı ile azalış göstermektedir. (Şekil 4).





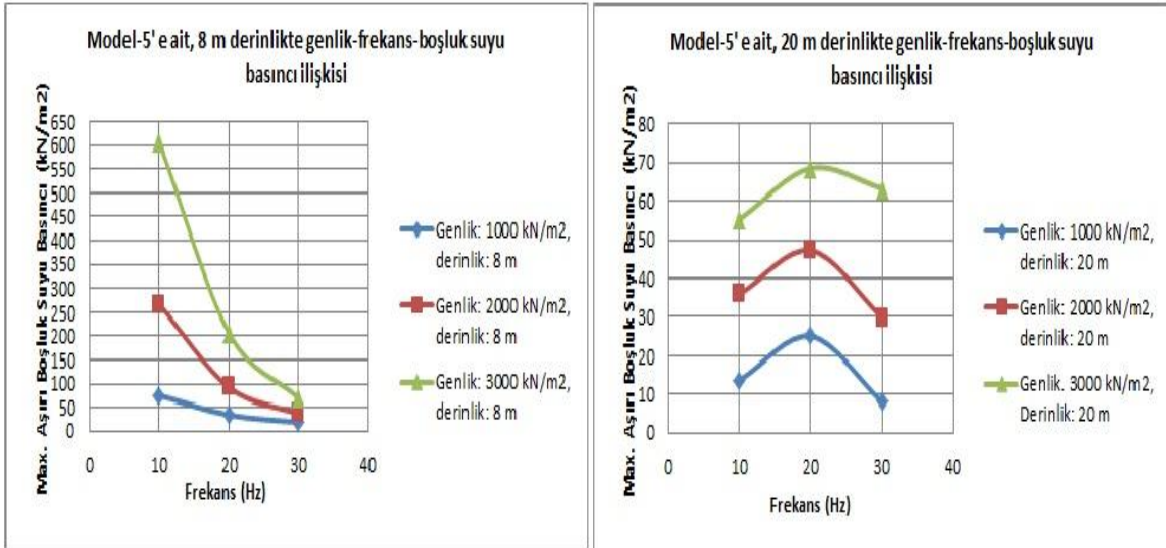
**Şekil 3.** Model 2 için Genlik-Frekans-Boşluk Suyu Basıncı İlişkisi



**Şekil 4.** Model 3 ve Model 4 için Genlik-Frekans-Boşluk Suyu Basıncı İlişkisi

Model-5 için yapılan analizde 8 metre derinlikte, aşırı boşluk suyu basıncı değerlerinin genlikle doğru orantılı olarak, frekansla ters orantılı olarak değiştiği belirlenmiştir. Aynı modelin 20 metre derinliğinde ise, genlikle doğru orantı söz konusu iken, 30 Hz lik frekans değerinde 10 ve 20 Hz' e nispeten daha düşük aşırı boşluk suyu basıncı meydana gelmektedir (Şekil 5). Genliğin artışı ile birlikte aşırı boşluk suyu basınçlarındaki artış durumu, Erşan ve Yıldırım (2006) tarafından tekrarlı yükleme etkisi üzerine yapılan çalışma sonuçları ile uyum göstermektedir.





Şekil 5. Model 5 için Genlik-Frekans-Boşluk Suyu Basıncı İlişkisi

Zemin modellerinin tümünde, çakma genliğinin artmasıyla birlikte oluşan aşırı boşluk suyu basınç değerlerinde artma olduğu tespit edilmiştir. Yani, genlik ile aşırı boşluk suyu basıncı değişimi arasında doğru orantı bulunmaktadır. Kazık çakımı için 8 metre derinlikte davranış incelendiğinde, 1. ve 5. modelde frekansın artırılmasıyla birlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerlerinin azaldığı tespit edilmiştir. Aynı derinlik için 2. ve 3. modellerde ise frekansın artırılması aşırı boşluk suyu basıncı üzerinde artırıcı etki yaratmaktadır. 1. ve 2. zemin modelleri için 20 m. derinlikte, 20 Hz. lik frekansın en ideal frekans olduğu, kullanılan frekansın 20 Hz. den daha az ya da daha fazla olması durumunda aşırı boşluk suyu basıncının daha yüksek değerlere sahip olduğu tespit edilmiştir. 4. ve 5. zemin modelleri için ise 20 m. derinlikte 30 Hz. lik frekansın en ideal frekans olduğu, bu değerden daha düşük ya da daha yüksek frekanslarda oluşan aşırı boşluk suyu basıncının daha yüksek olduğu tespit edilmiştir.

### 3.SONUÇLAR

Bu çalışmada, farklı zemin tiplerinde kazık çakma uygulaması esnasında, farklı frekans ve genlik değerlerindeki titreşimlerin meydana getireceği boşluk suyu basıncı değişimleri sonlu elemanlar yöntemi ile incelenmiştir. Zemin modellerinin tümünde, çakma genliğinin artmasıyla birlikte oluşan aşırı boşluk suyu basınç değerlerinde artma olduğu tespit edilmiştir. Genlik ile aşırı boşluk suyu basıncı değişimi arasında doğru orantı bulunduğu gözlemlenmiştir (Eigenbrod, 1996).

Modellerin analizi sonucu çizilen grafikler yorumlandığında, genlik değerlerindeki artışla birlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerlerinde artış görülmektedir. Frekansın artması ise, aşırı boşluk suyu basıncını düşürmektedir. Bu durum, kohezyonlu zeminlerde frekans değişiminin boşluk suyu basıncı üzerindeki etkisini araştıran Christakos (2003) ve Ural (2007) tarafından elde edilen sonuçlarla uyum göstermektedir. Ayrıca analiz edilen tüm modellerde, tekrarlı yükleme genliğinin artışı ile birlikte aşırı boşluk suyu basınçlarındaki artış durumu, Erşan ve Yıldırım (2006) tarafından tekrarlı yükleme etkisi üzerine yapılan çalışma sonuçları ile paralellik göstermektedir.

Çalışma sonucunda, literatürde bulunan çalışmalarla benzerlikte olmak üzere; çakma işleminin gerçekleştirildiği frekans ve genlik değerlerinin boşluk suyu basıncı değişimi üzerinde doğrudan etkilerinin olduğu saptanmıştır. Özellikle, vibrasyonla kazık çakımı

esnasında kazık ucunda meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncı değişimi, tek ya da çift yönde drenajın gerçekleştiği zeminlerde frekansla doğru orantılı, drenaja imkân vermeyen zeminlerde ise frekansla ters orantılı olarak gerçekleşmektedir.

## KAYNAKLAR

- Bowles, J. E. (1997), "Foundation Analysis And Design", 5th Edition, Mcgraw-Hill.
- Das, B.M. (1984), "Principles Of Foundation Engineering", Brooks/Cole Engineering Division.
- Coduto, D.P. (1999), "Geotechnical Engineering – Principles And Practices". Prentice Hill.
- Eigenbrod, K.D. ve Issigonis, T. (1996). "Pore Water Pressures In Soft To Firm Clay During Driving Of Piles Into Underlying Dense Sand", Canadian Geotechnical Journal, Vol.33, 209-218.
- Richards, D. J., Powrie, W., Roscoe, H. ve Clark, J. (2007), "Pore Water Pressure And Horizontal Stress Changes Measured During Construction of A Contiguous Bored Pile Multi-Propped Retaining Wall In Lower Cretaceous Clays", Geotechnique, 57- (2), 197-205.
- Ural, N. (2007), "Dinamik Üç Eksenli Deneyinde Siltlerin Sıvılaşmasını Etkileyen Faktörler", Kocaeli International Earthquake Symposium, 499-505.
- Erşan, H., Yıldırım, H. (2006), "Tekrarlı Yüklemeler Etkisi Altında Zeminlerin Konsolidasyonu", İTÜ Dergisi/D Mühendislik, Cilt:5 (3), 187-195.
- Dağdeviren, U., Onur, M. İ., Tuncan, M. ve Tuncan A. (2007), "Suya Doymun Normal Konsolide Killi Zeminlerin Boşluk Suyu Basıncı Değişiminin Matematiksel Modellenmesi" Adana 2. Geoteknik Sempozyumu, 37-49.
- [Http://www.yonganvibro.com](http://www.yonganvibro.com)
- Reddy, J. N. (1993), "Introduction to the Finite Element Method", 2th Edition, Mcgraw-Hill.
- Onur, M. İ. (2007), "Dinamik Etkiler Altında Zemin Deformasyonunun İncelenmesi", Yüksek Lisans Tezi, A.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Christakos, G. (2003), "Soil Behaviour Under Dynamic Loading Conditions: Experimental Procedures And Statistical Trends ", Stochastic Environmental Research And Risk Assessment, 17, 175-190

# DERİN KAZILARDAN KAYNAKLANAN ZEMİN OTURMALARININ SAYISAL ANALİZLERLE İNCELENMESİ

## INVESTIGATION OF SOIL SETTLEMENTS DUE TO DEEP EXCAVATION BY NUMERICAL ANALYSIS

Mehtap TUNCA<sup>1</sup>

Mehmet BERİLGİN<sup>2</sup>

### ABSTRACT

Displacements which may occur around the excavation are as important as providing excavation stability during construction of structures which need deep excavations. Ground surface settlement profile behind the excavation should be predicted to assess the impact of excavation to adjacent buildings. In this study, numerical analysis are performed for excavations supported by diaphragm walls by using Plaxis finite element software in six different type homogeneous ground conditions. The analyses are carried out for 3m, 4m, 5m ve 6m excavation depths. Cantilever wall is selected as excavation support system at grounds where effective material parameters are used. Embedded depths of the walls are determined by Rankine earth pressure theory. The ground surface settlement profiles behind supported excavations determined by finite element analysis, are compared with empirical methods such as Peck Method (1969), Bowles Method (1988), Clough and O'Rourke Method (1990), Hsieh ve Ou (1998). A correlation between maximum surface settlement behind the wall ( $\delta_{vm}$ ) and maximum deflection at wall ( $\delta_{hm}$ ) are established.

**Key words:** Deep Excavations, Ground Settlement, Numerical Analysis

### ÖZET

Derin kazılarda iksa sistemleri, kazı çukurunun desteklenmesi için inşa edilir. Derin kazılar gerektiren yapıların inşası boyunca kazının duraylılığının sağlanması kadar kazı çevresinde oluşabilecek yer değiştirmeler de önemlidir. Kazının komşu binalara etkisini değerlendirmek için kazı arkasındaki zemin yüzey oturmasının dağılımı kazıdan önce tahmin edilmelidir. Bu çalışmada, diyafram perde ile desteklenmiş kazılarda oluşan zemin oturmalarının kazı derinliği ve zemin özelliklerine göre değişimi sayısal analizlerle incelenerek literatürde yer alan ampirik bağıntılar ile karşılaştırılması amaçlanmıştır. Bunun için Plaxis sonlu elemanlar yazılımından yararlanarak farklı plastik ve elastik özelliklere sahip homojen zeminlerde analizler yapılmıştır. Bu analizlerde kullanılan diyafram perdelerin geometrileri Rankine Toprak Basıncı Teorisi esas alınarak belirlenmiştir. Kazılar arkasında oluşan zemin yüzey oturması profilleri, Peck Yöntemi (1969), Bowles

<sup>1</sup>İnş. Y. Müh., Ege Temel Sondajcılık San. ve Tic. Ltd. Şti. durmusmehtap@gmail.com

<sup>2</sup>Doç. Dr., YTÜ İnşaat Fakültesi berilgen@yildiz.edu.tr

Yöntemi (1988), Clough ve O'Rourke Yöntemi (1990), Hsieh ve Ou (1998) gibi ampirik tahmin yöntemleri ile karşılaştırılmıştır. Yapılan analizler sonucunda duvar arkasında meydana gelen maksimum zemin yüzey oturması ( $\delta_{vm}$ ) ile duvarda meydana gelen maksimum sehimi ( $\delta_{hm}$ ) arasındaki ilişki ortaya konulmuştur.

**Anahtar Kelimeler:** Derin Kazı, Zemin Oturması, Sayısal Analiz

## 1. GİRİŞ

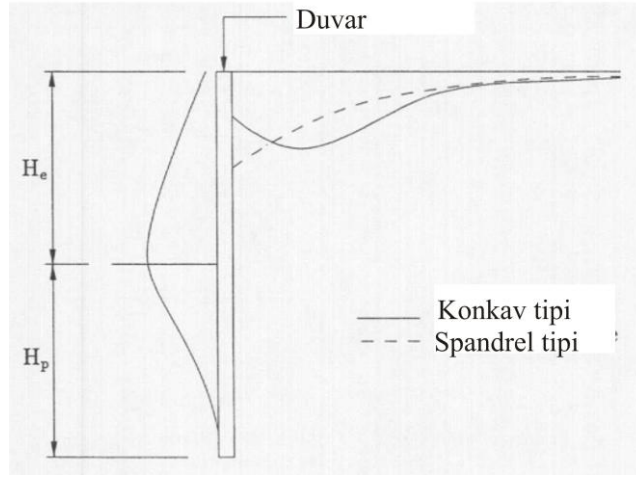
Derin kazı yapılması gerektiği durumlarda kazının duraylılığın sağlayarak düşey olarak teşkilini sağlamak, kazı sahasının çevresinde bulunan bina, yol ve mevcut tesislerde oluşabilecek hasar riskini en aza indirmek ve zemin yer değiştirmelerini kabul edilebilir sınırlar ölçüsünde tutmak için bir destekleme sistemi seçilmelidir. Günümüzde bu derin kazı destekleme sistemleri, yanal yer değiştirmeleri sınırlandırmak için çoğunlukla kazıklı veya sürekli imal edilen perdeler ile bunların öngerilme ankraj veya içten desteklenmesi ile oluşturulmaktadır. Kazı çevresinde yapıların varlığı destekleme sistemini projelendirilmesinde göz önüne alınması gereken bir unsur olup günümüzde hazırlanan projelerde çoğunlukla yanal yer değiştirme ile yerel ve/veya toptan göçme analizleri yapılmakta fakat çevre yapılarda kazı dolayısı ile oluşacak düşey yer değiştirmelerin belirlenmesi göz ardı edilmektedir. Bu çalışmada, kazıdan kaynaklanan oturma profilinin belirlenmesi için literatürde verilen ampirik yöntemler, duvar sehimi ile duvar arkasındaki zeminin düşey yer değiştirmesi arasındaki ilişki, maksimum duvar sehimi ile kazı tabanı güvenliği arasındaki ilişki, derin kazılarda zemin oturmalarının etki bölgesi hakkında bilgi verilmiştir. Plaxis sonlu elemanlar (SE) yöntemi analiz sonuçlarına göre duvar arkasındaki zeminin yüzey oturması profili literatürdeki Peck (1969), Bowles (1988), Clough ve O'Rourke (1990), Hsieh ve Ou (1998) ampirik yöntemleriyle elde edilen oturma profilleri ile karşılaştırılmış, derin göçmeye karşı güvenlik sayıları incelenmiştir.

## 2. KAZILARDAN KAYNAKLANAN ZEMİN OTURMALARININ TAHMİNİ

Şekil 1'de görüldüğü gibi kazıdan kaynaklanan oturma profilinin genel olarak iki tipi vardır.

1. Spandrel oturma profili: Maksimum zemin oturması duvara çok yakın bir yerde meydana gelir. Oturma profili dış bükeydir.
2. Konkav oturma profili: Maksimum zemin oturması duvardan belli bir uzaklıkta meydana gelir. Oturma profili iç bükeydir.

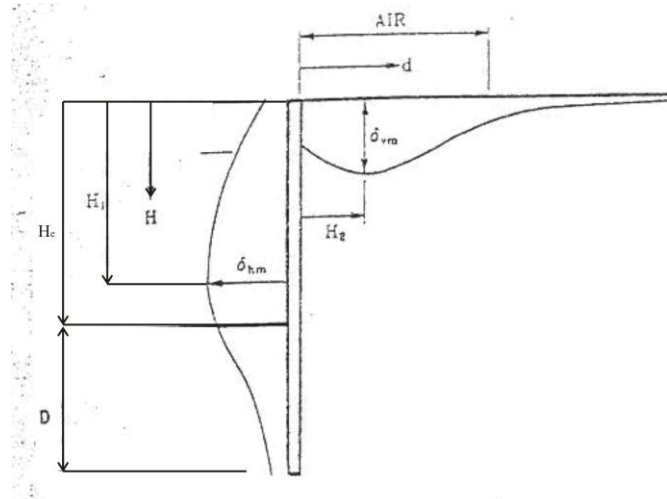
Ou vd. (1993)'ne göre; duvar sehiminin büyüklüğü ve şekli oturma profili tipinin değişmesine neden olabilir. Kazının ilk aşamasından sonraki kazı aşamalarında nispeten büyük miktarda duvar sehimi meydana gelirse veya duvar sehimi konsol kiriş sehimine benziyorsa genellikle spandrel şeklinde oturma profili meydana gelir.



**Şekil 1.** Oturma Profili Tipi (Hsieh ve Ou, 1998)

Derin kazılardaki duvar arkasındaki oturma profilinin belirlenmesi amacıyla geliştirilmiş birçok ampirik ve yarı ampirik yöntem geliştirilmiştir. Bunlardan bazıları Peck (1969), Bowles (1988), Hsieh ve Ou (1998), Clough ve O'Rourke (1990) ve Long (2001)'dir. Bu çalışmada arazi ölçümlerini esas alan Peck (1969), Bowles (1988), Clough ve O'Rourke (1990), Hsieh ve Ou (1998) tarafından yapılmış ampirik yaklaşımlar incelenmiştir.

Derin kazılardaki duvar hareketi ve buna bağlı duvar arkasındaki zeminin oturma profilini belirlemede Hsieh ve Ou (1998) tarafından kullanılan değişkenler bu çalışma kapsamında da kullanılmış olup Şekil 2'de gösterilmiştir. Şekil 2'den görüldüğü gibi  $H$ = kazı derinliği,  $H_e$ = son kazı derinliği,  $H_p$ = destek seviyesi,  $d$ = duvardan uzaklık,  $D$ = gömme derinliği,  $H_1$ =maksimum yanıl sehimin yeri,  $H_2$ =maksimum zemin yüzey oturmasının duvardan uzaklığı,  $\delta_{hm}$ =maksimum yanıl duvar sehimini,  $\delta_{vm}$ =maksimum zemin yüzey oturması,  $AIR$ = etki mesafesi(menzili)



**Şekil 2.** Kazı değişkenlerinin tanımlanması

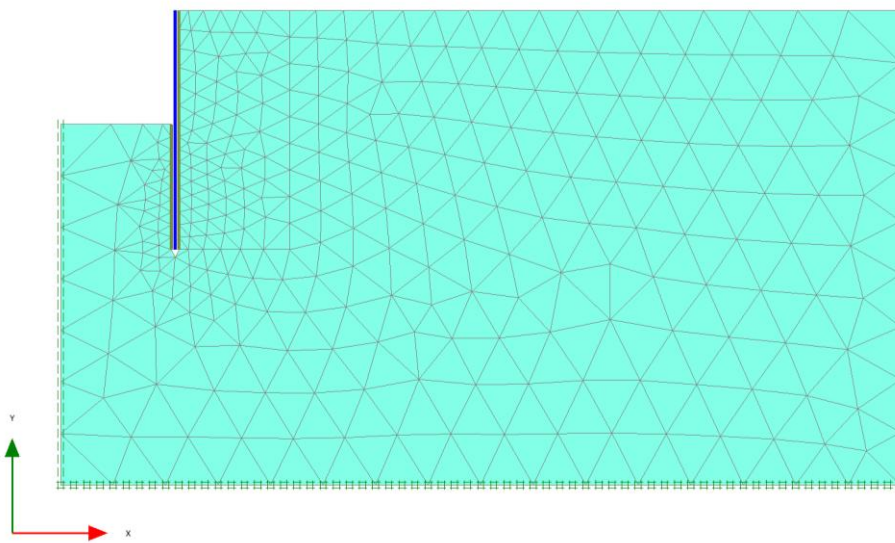
### 3. SAYISAL ANALİZLER

Sayısal analizlerde Plaxis sonlu elemanlar yazılımı ile Tablo 'de verilen efektif malzeme parametreleri kullanılarak çeşitli derinliklerde diyafram perde ile desteklenmiş kazıların analizleri gerçekleştirilmiştir. Diyafram perdelerin gömülme derinlikleri Rankine Toprak Basıncı Teorisi esas alınarak bulunmuş ve analizlerde Hardening Soil malzeme bünye modeli kullanılmıştır.

**Tablo 1.** Malzeme Parametreleri

Malzeme Parametreleri			Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	Z6
Birim hacim ağırlık	$\gamma$	(kN/m <sup>3</sup> )	20	20	20	20	20	20
Elastisite modülü	$E_s$	(MPa)	10	100	10	20	50	10
Poisson oranı	$\nu$	-	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Kohezyon	$c'$	(kPa)	5	5	5	5	5	0.1
Kayma mukavemeti açısı	$\phi'$	(°)	30	30	20	20	20	30
Üstel parametre	$m$	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Göçme oranı	$R_f$	-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

Yukarıdaki malzeme parametrelerine sahip Z1 ve Z2 modellerde 3m, 4m, 5m ve 6m kazı derinlikleri ve Z3, Z4, Z5 ve Z6 modellerde ise 6 m kazı derinliği için SE analizleri gerçekleştirilmiş olup 6 m'lik kazı için oluşturulan SE model Şekil 3'de verilmiştir. Analizlerde, Z1 ve Z2 modellerde kazı sırasında zeminin drenajlı davranış gösterdiği, Z3, Z4 ve Z5 modellerde drenajsız davranış gösterdiği kabul edilirken Z6'da hem drenajlı hem de drenajsız durum göz önüne alınmıştır.



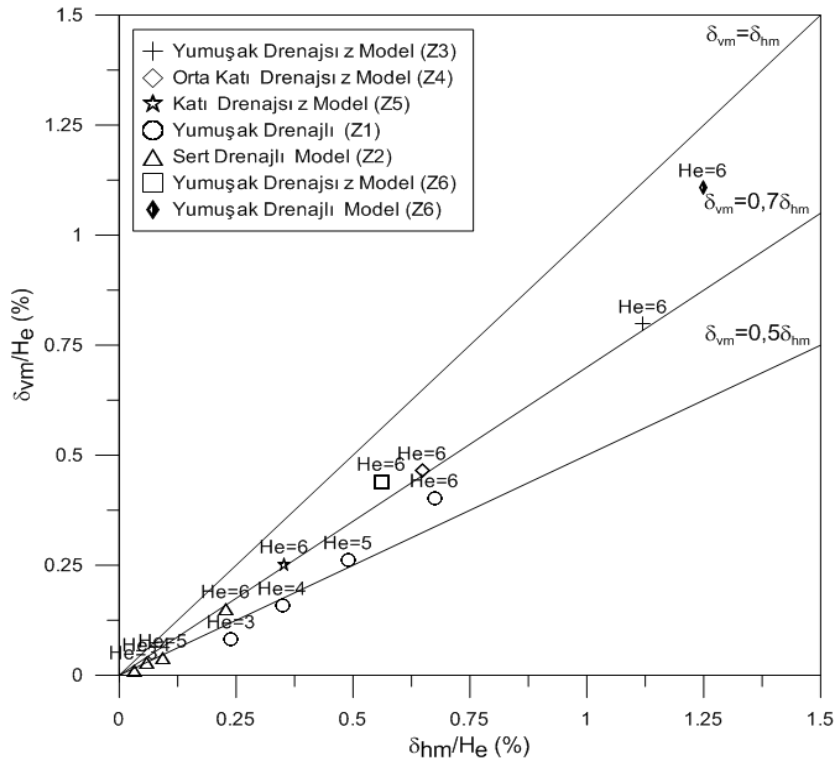
**Şekil 3.** Analizlerde kullanılan SE modellerden biri (6 m kazı)

## 4. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Plaxis ile yapılan kazı adımlarına göre elde edilen duvar sehimleri ve zemin oturma profilleri ile bunlara ilişkin değerlendirmeler aşağıda verilmiştir.

### 4.1. Maksimum Oturma ve Maksimum Sehim İlişkisi

Yukarıda verilen duvar sehim ve oturma eğrilerinden görüldüğü gibi kazıdan kaynaklanan maksimum zemin oturması ile duvar sehimi arasında doğrudan bir ilişki vardır. Bu ilişki, duvar arkasındaki zeminde oluşmuş maksimum oturma değeri  $\delta_{vm}$ , ile duvarın maksimum sehimi  $\delta_{hm}$ 'nin duvar yüksekliğine oranlanarak boyutsuzlaştırılarak Şekil 4'de gösterilmiştir.



Şekil 4. Maksimum Duvar Sehimi ile Maksimum Zemin Yüze Oturması Arasındaki İlişki

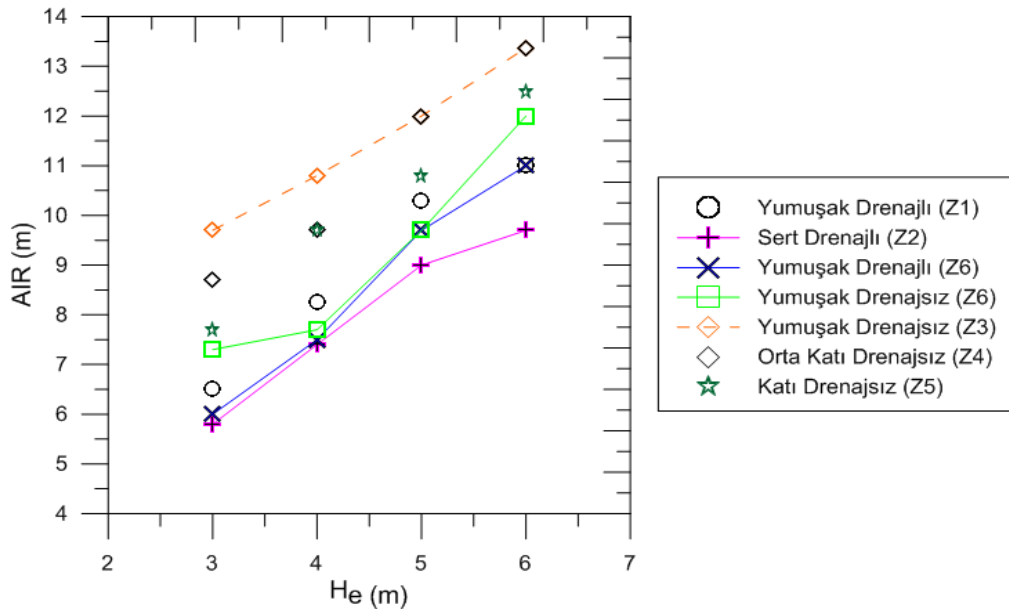
Şekil 4'de görüldüğü gibi duvar arkasında meydana gelen maksimum zemin yüzey oturması ( $\delta_{vm}$ ), duvarda meydana gelen maksimum sehimin ( $\delta_{hm}$ ) 0,50 ile 0,70 katı arasında değişmektedir. İlk kazı adımlarında, duvar arkasında meydana gelen maksimum zemin yüzey oturması ( $\delta_{vm}$ ), duvarda meydana gelen maksimum sehimin ( $\delta_{hm}$ ) 0,50 katından küçüktür. Kazı adımları ilerleyip kazı derinliği arttıkça  $H=6m$  olan kazılarda duvar arkasında meydana gelen maksimum zemin yüzey oturması ( $\delta_{vm}$ ), duvarda meydana gelen maksimum sehimin ( $\delta_{hm}$ ) yaklaşık 0,70 katına ulaşmaktadır. SE analizlerinden elde edilen maksimum duvar sehimleri ( $\delta_{hm}$ ) literatürde önerildiği gibi  $0.002H_e-0.005H_e$  arasında değişmesi beklenirken kazı derinliğinin  $H_e=6m$  olduğu analizlerde  $0.005H_e$  değeri aşmıştır. Bu durum zemin rijitliğinin ve kayma mukavemeti parametrelerinin düşük olduğu durumlarda duvarın zemin hareketlerini önlemede yetersiz kaldığını ve destekler kullanılması gerektiğini göstermektedir.

## 4.2. Maksimum Zemin Oturmasının Yeri

Yapılan analizler sonucunda drenajlı modellerde duvar arkasındaki maksimum zemin oturmasının yeri, kazı derinliğinin 0,22-0,30 katı aralığında değiştiği tespit olunurken drenajsız modellerde duvar arkasındaki maksimum zemin yüzey oturmasının yeri kazı derinliğinin yaklaşık 0,07 katı olarak sabit bir değer elde olunmuştur.. Zemin kohezyonunun olmadığı kazı durumunda ise maksimum oturma duvara bitişik zemin yüzeyinde meydana gelmiştir.

## 4.3. Etki Bölgesi

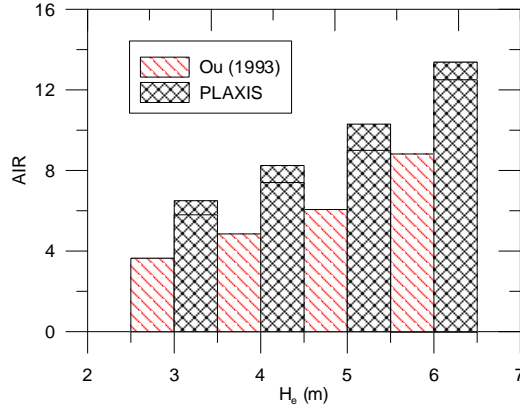
Görünen kazı etki bölgesi uzunluğu (AIR), Ou vd., 1993 tarafından derin kazılarda duvar arkası zemin oturmalarındaki değişimlerin önemsiz olduğu veya oturmaların üniform olduğu yerin duvara en yakın noktasının duvara yatay uzaklığı olarak tanımlanmıştır. Buna göre yukarıda verilen sonuçlardan yararlanılarak Plaxis SE yazılımı ile Hardening Soil Model(Brinkgreve kullanılarak elde edilen AIR değerlerinin zemin özelliklerine göre derinlikle değişimi Şekil 4’de verilmiştir.



Şekil 4. Plaxis’le Hesaplanan Kazı Etki Uzunluğunun Derinlikle Değişimi

Şekil 4’den görüldüğü gibi kazı derinliği arttıkça AIR artmaktadır. Bu artış doğrusal olmamakta ve zemin rijitliğinden bağımsız olarak kayma mukavemeti parametrelerine bağlı olmaktadır. Şekil 5’de kazı dolayısı ile duvar arkasındaki etkilenmiş zemin kütesinin yüzeydeki uzunluğu AIR’in bu çalışmada Plaxis SE yazılımı ile Hardening Soil Model ile elde edilen değerinin Ou vd. (1993) tarafından önerilenlerle karşılaştırılmasının nihai kazı derinliğine göre değişimi grafiksel olarak verilmiştir.





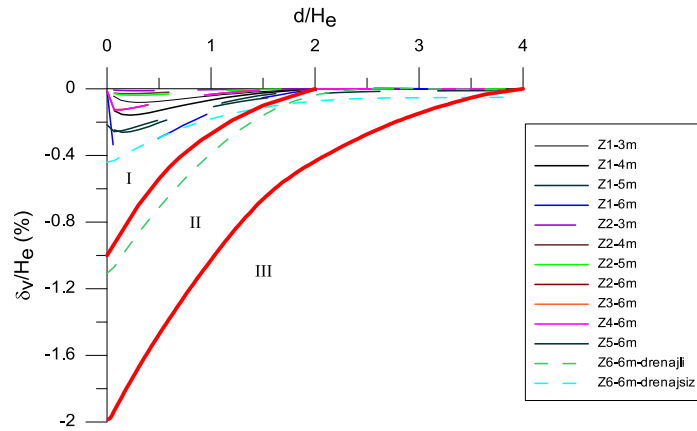
**Şekil 5.** Ou(1993) Ve Plaxis'le Hesaplanan Kazı Etki Uzunluğunun Karşılaştırılması

Şekil 5’de görüldüğü gibi sonlu elemanlar analizlerden hesaplanan kazı etki uzunluğu AIR değerleri tüm vakalar için daha büyük çıkmıştır. Bu durum Plaxis’de kullanılan bünye modeline bağlanabilir. Burada verilen sonuçlar Hardening Soil Model ile bulunmuştur. Bu model düşük şekil değiştirme seviyelerindeki ( $\epsilon < 10^{-4}$ ) malzeme bünye özelliklerini gözardı etmekte böylece yapılan analizlerde derin kazıdan kaynaklanan geniş bir etkilenme bölgesi elde edilmektedir.

#### 4.4. SE Analizleri Sonuçlarının Ampirik Yöntemlerle Karşılaştırılması

SE analizlerden elde edilen duvar arkası oturma sonuçları literatürde önerilen sonuçlar ile karşılaştırmıştır. Bu konuda Peck(1969), Bowles(1988), Clough ve O’Rourke (1990), Hsieh ve Ou (1998) tarafından önerilen yöntemler yer almaktadır.

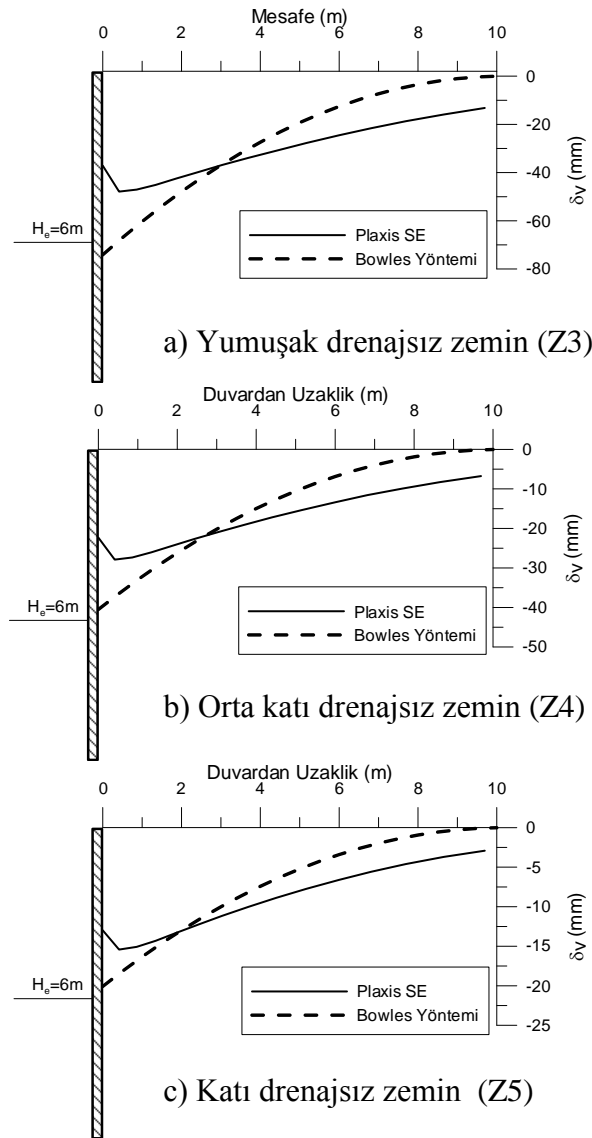
Peck (1969) tarafından arazi gözlemlerine dayanarak grafik formlar düzenlenmiştir. Bu formlarda oturma eğrisi zemin tipine ve işçiliğe bağlı olarak 3 zona göre sınıflandırılmıştır. Bu çalışmada doğrusal olmayan zemin davranışı göz önüne alınarak sonlu elemanlar yöntemi ile incelenen kazı modellerinin Peck Yöntemi ile karşılaştırılması aşağıda sunulmuştur (Şekil 6).



**Şekil 6.** Peck (1969) İle SE Karşılaştırılması

Drenajlı zemin durumlarında Plaxis sonlu eleman yöntemi ile hesaplanmış duvar arkası zemin oturma profili, Peck'in (1969) önerdiği zon 1 olarak nitelendirdiği sınırlar içerisinde. Bu zon kum ve yumuşak kil zeminlerdeki oturmaları işaret etmektedir. Şekil 6'da yapılan karşılaştırma Peck Yönteminin bu zemin durumu için oturmaları daha büyük tahmin ettiğini göstermektedir. Yumuşak drenajsız durum (Z3) için sonlu elemanlar analizlerden elde edilen kazı sonrası duvar arkası zemin oturma profili, Peck'in yumuşak kil zeminler için önerdiği zon 1 eğrisine yakın çıkmıştır. Katı drenajsız durum (Z4) için sonlu eleman yöntemi ile hesaplanmış duvar arkası zemin oturma profili, Peck'in kum ve yumuşak-sert kil zeminler için önerdiği zon 1 eğrisinin altında kalmıştır. Orta katı (Z5) drenajsız ve drenajsız Z6 zemin durumunda ise kazı derinliğinin 1.5-1.7 katı mesafeye kadar Zon 1 eğrisinin altında kalırken bu mesafeden sonra Zon 1 eğrisi ile uyum içindedir.

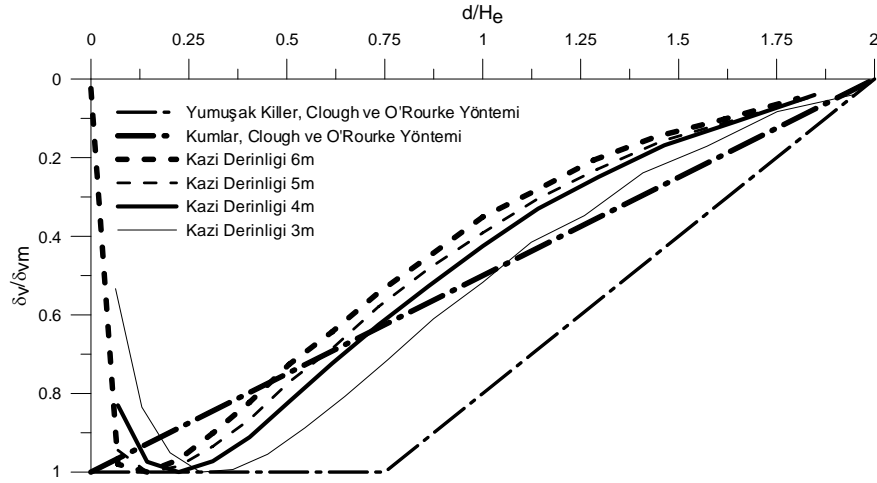
Çalışma kapsamında incelenen derin kazı sonlu elemanlar modellerin analizlerinden elde edilen oturma profilleri Bowles (1988) yöntemi ile hesaplanan oturma profilleri ile karşılaştırıldığında Şekil 7'de gösterilen grafikler elde edilmiştir.



**Şekil 7.** Yumuşak, Orta Katı, Katı Drenajsız Zemin Durumu İçin SE Analizlerden Elde Edilen Oturma Profillerinin Bowles Yöntemi İle Karşılaştırılması

Şekil 7’de görüldüğü gibi yumuşak, orta katı ve katı drenajsız zemin durumunda 6m kazı derinliği için sonlu elemanlar yöntemi ile hesaplanmış kazı sonrası duvar arkası oturma profili, Bowles Yöntemi’nden belirlenen profili ile karşılaştırıldığında SE analizlerden tahmin edilen oturma değerleri duvardan belli bir uzaklığa kadar Bowles Yöntemi ile bulunan oturma değerlerinden daha küçükken, bu uzaklıktan sonra daha büyük bulunmuştur. Her iki yöntemden elde edilen kazı sonrası duvar arkası oturma eğrilerinin birbirleri ile uyumlu olduğu durum katı drenajsız zemin durumudur.

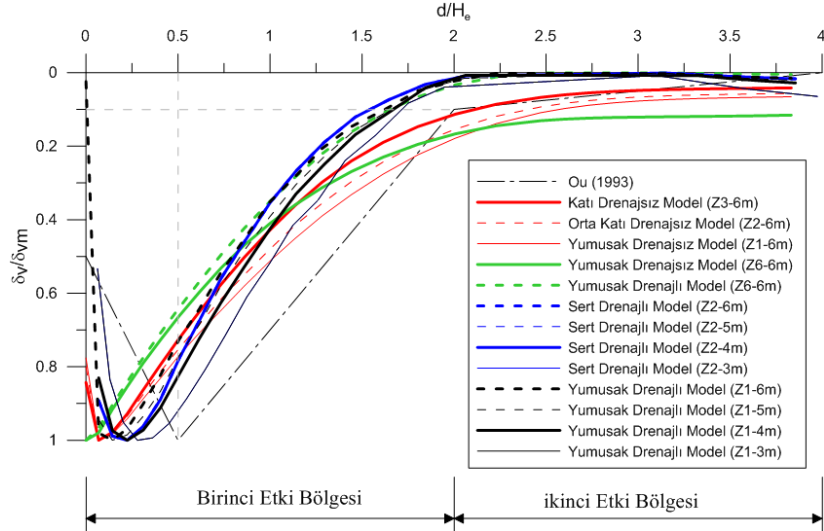
Clough ve O’Rourke (1990) tarafından kum zemin, yumuşak-orta katı ve katı-çok sert kil zeminler için ayrı oturma profilleri oluşturulmuştur. Geçmiş kazı vakalarına dayanarak kumlu zeminler ve katı- çok sert killer için oturma profilinin üçgen şeklinde olduğunu ve maksimum zemin oturmasının duvar üzerinde meydana geldiğini ileri sürmüşlerdir. SE analizlerden elde edilen oturma profilleri Clough ve O’Rourke (1990) yöntemi ile hesaplanan oturma profilleri ile Şekil 8’de görüldüğü gibi karşılaştırılmıştır.



**Şekil 8.** Yumuşak Drenajlı Zemin Durumu İçin SE Analizlerden Elde Edilen Oturma Profillerinin Clough Ve O’Rourke Yöntemi İle Karşılaştırması

SE analizlerden elde edilen tüm oturma profilleri konkav tipte iken Clough ve O’Rourke (1990) tarafından kumlar ve sert killer için üçgen, yumuşak killer içinse trapez oturma profili önerilmiştir. Şekil 7’de görüldüğü gibi sonlu elemanlar analizlerden elde edilen kazı sonrası zemin oturma profillerinin maksimum değerleri mertebe olarak Clough ve O’Rourke Yöntemi’nin önerdiği üçgen ve trapez oturma profillerinin maksimum değerine çok yakın çıkmıştır. Öte yandan SE analizlerden elde edilen zemin oturmaları, Clough ve O’Rourke’un sert killer için önerdikleri duvardan kazı derinliğinin 0.80 katı mesafeye kadar maksimum oturmalar ile çizilen trapez oturma profili içinde kalmaktadır.

Hiseh ve Ou (1998) tarafından önerilen konkav tipi profili ile SE ile hesaplanmış duvar arkası zemin yüzeyindeki düşey yer değiştirme değerlerinin ait olduğu maksimum yanıl yer değiştirme ile normalleştirilerek oluşturulan kazı sonrası duvar arkası zemin oturma profilleriyle Şekil 9’da karşılaştırılmıştır.

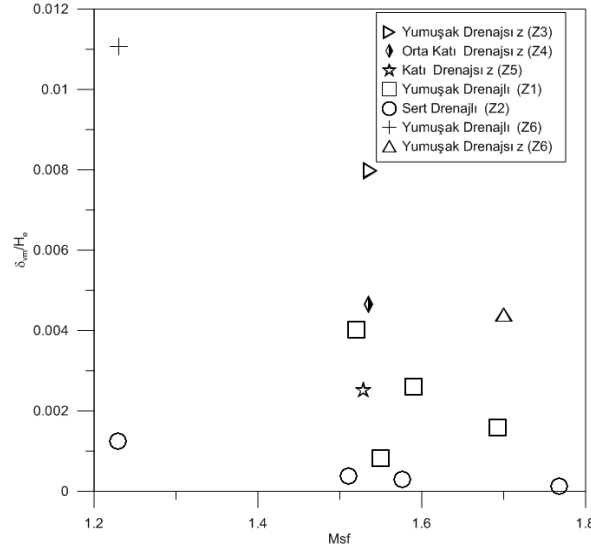


**Şekil 9.** SE Analizlerden Elde Edilen Oturma Profillerinin Ou (1998) İle Karşılaştırılması

Kohezyonsuz yumuşak zemin modeli (Z6) dışındaki bütün modellerde maksimum zemin oturması duvardan belli bir uzaklıkta meydana gelmiştir. Bu nedenle kohezyon parametresinin kullanıldığı tüm kazı modellerinden elde edilen kazı sonrası duvar arkası zemin oturma profilleri konkav olarak değerlendirilmiştir. Şekil 9’da görüldüğü gibi kazı sonrası duvar arkasındaki maksimum oturmanın yeri Hsieh ve Ou (1998) Yöntemi’ne kıyasla SE ile hesaplandığında duvara daha yakın olmaktadır. Hsieh ve Ou (1998) tarafından kazı sonrası duvar arkasında zemin oturmalarının meydana geldiği bölge birincil ve ikincil etkilenme bölgesi olarak ayrılmış olup bu bölgelerin birbirine sınırı kazı derinliğinin 2 katı olması gerektiği bildirilmiştir. Kazı sonrası maksimum zemin oturması birincil etki bölgesinde yer almakta olup duvara uzaklığı kazı derinliğinin yarısına ( $0.5H_e$ ) eşittir. SE analizlerden hesaplanan kazı sonrası duvar arkası zemin oturmaları duvardan  $0.5H_e$ ’ye kadar mesafede, Hsieh ve Ou (1998) Yöntemi’nden bulunan oturma değerlerinin üstünde olurken bu mesafeden sonra birincil bölgede altına düşmektedir. İkincil etki bölgesinde ise kohezyonlu drenajsız modellerden elde edilen oturma değerleri Hsieh ve Ou (1998) Yöntemi ile belirlenenlere yakın olurken, kohezyonlu drenajlı modellerde oturma değerleri bunun altında, kohezyonsuz drenajsız modelde ise üstünde kalmaktadır.

#### 4.5. Oturma-Göçmeye Karşı Güvenlik Faktörü İlişkisi

Burada göz önüne alınan kazı modellerinin duraylılık analizleri de yapılmıştır. Bu analizler mukavemet azaltımı yöntemi (phi-c reduction method) ile gerçekleştirilmiş olup nihai kazı durumu için göçmeye karşı güvenlik sayıları elde olunmuştur. Bu analizlerden elde olunan göçmeye karşı güvenlik sayıları ile kazı sonrası maksimum duvar sehimi ve duvar arkasındaki zemin yüzeyi oturması değerleri arasındaki ilişki grafiksel olarak Şekil 10’da gösterilmiştir.



**Şekil 10.** Zemin Arkasındaki Maksimum Zemin Oturması İle Göçmeye Karşı Güvenlik Faktörü  $M_{sf}$ 'in Karşılaştırılması

Şekil 10'dan görüldüğü gibi kazının toptan göçmeye karşı güvenlik faktörü  $M_{sf}$  ile maksimum duvar arkası zemin oturması arasında doğrusal olmayan bir ilişki bulunmaktadır. Şekillerden görüldüğü gibi yumuşak ve sert drenajlı zemin durumları için farklı duvar uzunluklarında yapılan analizlerden elde edilen sonuçlara göre güvenlik faktörü arttıkça maksimum duvar sehimi ve maksimum duvar arkası zemin oturması değerleri azalmaktadır. Diğer yandan aynı kayma mukavemeti parametrelerinin kullanıldığı durumda zemin rijitliğinin artması ile  $M_{sf}$ 'in daha geniş aralıkta ve daha düşük maksimum duvar sehimi ve maksimum duvar arkası zemin oturmasına yol açacağı anlaşılmaktadır.

## 5.SONUÇLAR

Bu çalışmada, diyafram perde veya benzeri istinat yapıları ile yapılan desteksiz kazılar arkasında oluşan zemin yüzey oturmalarına etki eden faktörler SE analizler ile incelenmiş ve elde olunan sonuçlar literatürde yer alan ampirik yöntemler ile karşılaştırılmıştır.

1. Yapılan analizler sonucunda duvar arkasında meydana gelen maksimum zemin yüzey oturması ( $\delta_{vm}$ ), duvarda meydana gelen maksimum sehimin ( $\delta_{hm}$ ) 0.50 ile 0.70 katı arasında değişmektedir
2. Drenajlı modellerde duvar arkasındaki maksimum zemin oturmasının yeri, kazı derinliğinin 0.22-0.30 katı aralığında değiştiği tespit olunurken drenajsız modellerde duvar arkasındaki maksimum zemin yüzey oturmasının yeri kazı derinliğinin yaklaşık 0.07 katı olarak sabit bir değer elde olunmuştur. Zemin kohezyonunun olmadığı kazı durumunda ise maksimum oturma duvara bitişik zemin yüzeyinde meydana gelmiştir.
3. Kazı sonrası oluşan zemin oturmalarının tahmini için literatürde yer alan ampirik yöntemlerden Peck (1969) hariç, Bowles Yöntemi (1988), Clough ve O'Rourke Yöntemi (1990), Hsieh ve Ou (1998) yöntemlerinin maksimum oturmanın yeri ve değeri ile oturma etki mesafesinde farklılıklar olsa da genelde sayısal analiz sonuçları ile uyumlu olduğu söylenebilir.

4. Derin kazılarda yapılan ölçümlerde kazıdan belli bir uzaklıkta oturmaların sönümlendiği görülmektedir. Kazıdan kaynaklanan duvar arkası zemin oturmalarının tahmini için geliştirilen tüm ampirik yöntemlerde bu durum gözletilmektedir. Oysa SE analizlerden elde edilen oturma profillerinde duvardan uzaklaştıkça oturmaların sıfırlanmadığı görülmektedir. Bu durum malzeme bünye davranışından kaynaklanmakta olup gerçekçi oturma profilleri elde etmek için küçük şekil değiştirmeleri gözeten bünye modelleri kullanılması gerekmektedir.
5. Kazının toptan göçmeye karşı güvenlik faktörü  $M_{sf}$  ile maksimum duvar sehimi ve maksimum duvar arkası zemin oturması arasında doğrusal olmayan bir ilişki bulunmaktadır. Yapılan analizlerden elde edilen sonuçlara göre güvenlik faktörü arttıkça maksimum duvar sehimi ve maksimum duvar arkası zemin oturması değerleri azalmaktadır. Diğer yandan aynı kayma mukavemeti parametrelerinin kullanıldığı durumda zemin rijitliğinin artması ile  $M_{sf}$ 'in daha geniş aralıkta ve daha düşük maksimum duvar sehimi ve maksimum duvar arkası zemin oturmasına yol açacağı anlaşılmaktadır.

## **KAYNAKLAR**

- Bowles, J.E., (1988), "Foundation Analysis and Design" 4th ed., McGraw-Hill Book Company, New York.
- Clough, G.W. ve O'Rourke, T.D., (1990), "Wall Deflection and Ground Surface Settlement Induced by Excavation", In Proceedings of the 4th National Geotechnical Conference, Hawlin, Taiwan.
- Long M. (2001), "Database For Retaining Wall ve Ground Movements Due to Deep Excavation", Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.
- Ou, C.Y. ve Hsieh, P.G., (1998), "Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation", Canadian Geotechnical Journey, 35:1005-1017.
- Ou, C.Y., Hsieh, P.G. ve Chiou, D.C., (1993), "Characteristics of Ground Surface Settlement During Excavation", Canadian Geotechnical Journey, 30(5):758-767.
- Peck, R.B., (1969), "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground", In Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State of the Art Volume, Mexico City, pp.225-290.
- PLAXIS 8.2 (2002) Finite Element Code for Soil and Rock Analysis., Brinkgreve, R. B. J. (Ed), AA Balkema Publishers, Netherlands.

# TABAKALI ZEMİNLERE OTURAN YÜZEYSEL TEMELLERİN TAŞIMA GÜCÜ ANALİZİ

## BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS ON LAYERED SOILS

Suphi CİVELEK<sup>1</sup>

Mustafa LAMAN<sup>2</sup>

Selçuk BİLDİK<sup>3</sup>

### ABSTRACT

In this study, the methods related to the bearing capacity of the shallow foundations which lay on layered soils were analyzed and a series of loading experiments were performed in the laboratory. The effects of the interaction of layers on bearing capacity for different layering conditions were discussed at the experiments performed. At the experimental analysis performed where loose soil thickness exceeds  $H=0.75D$ , soil behaviour is observed to be completely similar to the loose soil behaviour.

**Key Words:** Shallow Foundations, Layered Soil, Stabilization, Bearing Capacity, Model Experiments

### ÖZET

Bu çalışmada, tabakalı zeminler üzerine oturan yüzeysel temellerin taşıma gücüne yönelik literatürde yer alan yöntemler incelenmiş, daha sonra laboratuvarında bir seri yükleme deneyi yapılmıştır. Yapılan deneylerde; üst tabaka kalınlığının, farklı tabakalanma durumlarında tabakaların etkileşiminin taşıma gücü üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Yapılan deneysel analizlerde, gevşek zemin kalınlığının  $H=0.75D$ 'yi aştığı derinliklerde, zeminin tamamen gevşek zemin davranışına benzer davranış gösterdiği görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Yüzeysel Temeller, Tabakalı Zeminler, İyileştirme, Taşıma Kapasitesi, Model Deneyleri

## 1. GİRİŞ

Dünyada hızla artan nüfus, birçok sorunları da beraberinde getirmektedir. Bu sorunların başta gelenlerinden biri de hızla artan nüfusa karşın barınma ihtiyacının karşılanmasında yeterli yerleşim alanların bulunmaması ve kent merkezi alanlarının sınırlı olması sebebiyle yapı üretimi yapılabilecek alanlarının sınırlı olmasıdır. Bu nedenle, taşıma gücü ve oturma

<sup>1</sup> İnş.Yük.Müh., İnşaat Mühendisleri Odası, scivelek@imoadana.org.tr

<sup>2</sup> Prof. Dr., Osmaniye Korkut Ata Üni., mustafalaman@osmaniye.edu.tr

<sup>3</sup> Arş. Gör., Osmaniye Korkut Ata Üni., sbildik@osmaniye.edu.tr

kriterleri açısından yapı için olumsuz olabilecek zeminlerin de inşaat alanı olarak kullanılması zorunlu hale gelmektedir. Mühendislik yapılarının temel sistemlerinin tasarımında, zeminde taşıma gücü ve oturma koşullarının sağlanması durumunda büyük çoğunlukla yüzeysel temeller kullanılarak çözüme gidilmektedir.

Temel tasarımı için taşıma gücü ve oturma hesaplarında, tasarımcı birçok yöntem kullanabilmektedir. Literatürde mevcut olan taşıma gücü teorileri, üniform zemin profili üzerinde yer alan yüzeysel temellerin taşıma gücü değerleri için güvenli tarafta kalan mantıklı sonuçlar üretmektedir.

Özellikle yüzeysel temellerin taşıma gücü hesabında kullanılan teoriler genellikle tek tabakalı üniform zemin durumu düşünülerek hesaplanmış ve tasarımcının kullanımına sunulmuştur. Temelin etkilediği efektif gerilme zonunda, tabakalanmanın fazla olduğu zeminlerde tasarımcı, tabakalanmayı dikkate almalı ve oturma ve taşıma gücü açısından sıkıntı oluşturmayacak şekilde ekonomiyi de gözetenek temel tasarımı yoluna gitmelidir.

Temel zeminlerinin problemlı olması halinde, en genel çözüm derin temel (kazıklı temel) sistemi seçilerek yapı temellerinin tasarlanmasıdır. Fakat bu çözümün genellikle daha pahalı olması ve inşaat teknolojisindeki hızlı ilerleme, problemlı zeminlerde yeni çözümler elde edilmesini zorunlu hale getirmiştir. 1970'li yıllardan beri geliştirilen birçok yöntem kullanılarak problemlı zeminlerin oturma ve taşıma gücü özellikleri iyileştirilmekte ve bu yöntemlerle bazı durumlarda derin temel sistemlerine göre oldukça ekonomik çözümler üretilebilmektedir (Keskin, 2009).

Tasarlanan yapılar, yapısal analizlere göre sınıflandırılırsa, üst yapı ve temel analizi olmak üzere iki gruba ayrılabilir. Ülkemizde, üst yapı analizlerinde taşıma gücü teorisi kullanılmakta, temel tasarımında ise, emniyet gerilmeleri yöntemi ile analiz yapılmaktadır. Üst yapı ve temel tasarımında kullanılan analiz farklılıkları günümüzde çeşitli geçiş katsayıları kullanılarak giderilmektedir. Üst yapı analizlerinde malzeme ve yapı davranışı daha rahat kontrol edilebildiğinden analiz yöntemlerinde oluşabilecek hatalar önceden tahmin edilebilmekte ve önlemler alınarak yapı davranışı inşa aşamasında kontrol edilebilmektedir. Ancak, yapıların temel analizine (zemin açısından) girildiğinde yapının etkileşim içinde bulunduğu zeminin davranışı tam olarak tahmin edilemediğinden, doğru analiz yönteminin kullanılması ve tasarımda alınacak parametrelerin seçimi zorlaşmaktadır.

Yüzeysel temellerin tasarımında yapı ile ilgili bilgiler yanında zeminin mühendislik ve endeks özelliklerinin de bilinmesi gerekmektedir. Yapı arazisinde zemin profilinin ve zemine ait endeks özelliklerinin belirlenmesi için arazi ve laboratuvar çalışmaları yapılması gerekmektedir. Arazide yapılan sondaj çalışmaları ile zeminin düşey profili çıkarılabilmekte, aynı zamanda laboratuvar deneylerinde kullanılmak üzere örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınabilmektedir.

Yüzeysel temellerde taşıma gücü, ilk kez 1943 yılında Terzaghi tarafından Prandtl teorisine dayanılarak belirli bir mantık içinde açıklanmıştır. Prandtl sert çelik bir zımba bir diğer metal yüzeye bastırıldığında beliren plastik şekil değiştirmeyi incelemiştir. Bu yaklaşımı izleyerek değişik zemin, temel, yük koşulları için onlarca teori ve çözümler geliştirmişse de bunların arasından Meyerhof (1951), Binch Hansen (1961) ve Vesic (1975) teorileri günümüzde en çok kullanılanlar olarak öne çıkmıştır.



En genel anlamda taşıma gücü problemleri dört farklı yaklaşımla çözülebilir. Bunlar;

- Kayma çizgileri metodu
- Limit denge metodu
- Limit gerilme metodu
- Sonlu elemanlar metodu

olarak özetlenebilir. İlk üç yöntem taşıma gücünü bir plastisite problemi olarak incelerken, dördüncü yöntemde, yüklenen ortamda belirecek ötelenmeleri de hesaplamak mümkün olmaktadır.

Kayma çizgileri ya da yüzeyleri metodunda temel yakınında kayma gerilmeleri bir ağ biçiminde temsil edilir. Çözümlerde analitik yoldan ulaşıldığı gibi sayısal, hatta çizimle de varılabilir. Limit denge yaklaşımında, kayma yüzeyleri yaklaşık yöntemle çözülmektedir. Kayma yüzeyi ve buradaki normal gerilmeler için çözümü basitleştirici kabuller yapılmaktadır. Bu yöntemler alt ve üst limit durum için çözümleri getirir. Üst limit çözümü gerekli sınır koşullarını kinematik olarak kabul edilebilir bir hız alanından hesaplar ve belirli süreksizlik yüzeyleri dışında, sürekli bir çözümdür. Alt limit çözümleri ise, hiçbir yerde yenilme ihlali yapılmayan, statik açıdan kabul edilebilir gerilme alanı ve koşullarını denge durumunda sağlarlar. Her iki çözüm sonucunun çakışması eldeki problemde gerçek çözüme ulaşıldığı anlamına gelir. Güncel limit denge çözümleri üst limit çözümüne yönelik olup, kabul edilen bir kayma yüzeyinde en düşük sonuç aranmaktadır. Bu yüzden çözümlerin gerçekte üst veya alt limiti temsil ettiği söylenememektedir.

## **2. TABAKALI ZEMİNLERE OTURAN TEMELLERİN TAŞIMA GÜCÜ**

Tabakalı zeminlere oturan temellerin taşıma gücünün belirlenmesine yönelik sınırlı sayıda çalışma vardır. Meyerhof ve Hanna (1978) zayıf zemin tabakası üzerinde sağlam zemin tabakasının ve sağlam zemin tabakası üzerinde zayıf zemin tabakasının olduğu durumlardaki  $c-\phi$  tabakalı zemin koşulları için nihai taşıma gücünün tahmin edilmesine yönelik bir teori geliştirmişlerdir. Teoride;  $q_u$  değerinde meydana gelecek olan göçmenin tipi ve kayma yüzeyinin nasıl oluşacağı, temel tabanından itibaren üstteki tabaka kalınlığı ( $d_1$ ) ve sürekli temelin genişliği ( $B$ ) arasındaki ilişkiye dayandırılmıştır.

Purushothamaraj ve Ark. (1974)  $c - \phi$  zemin durumundaki iki tabakalı zeminler için bir çözüm yolu önermişlerdir. Bu yöntemde göre; ilk olarak, üstte yer alan zemin tabakasına ait  $\phi$  değeri  $H=0.5B\tan(45+ \phi/2)$  ifadesinde kullanılarak efektif kayma yüzeyi derinliği hesaplanmaktadır. Eğer elde edilen  $H$  değeri  $d_1$  kalınlığından büyükse, göçme yüzeyi altta yer alan tabaka içerisinden geçeceği için modifiye edilmiş olan  $c$  ve  $\phi$  değerleri bulunarak istenilen bir taşıma gücü formülünde yerine konur ve  $q_u$  değeri hesaplanır.

## **3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR**

Tabakalı zeminlerdeki taşıma gücünün araştırılması ile ilgili deneyler, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Laboratuvarında mevcut 50cm genişlik, 40cm yükseklikteki kare kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 1). Deney kasası iskeleti çelik profilden olup, ön ve arka yüzü 6mm kalınlığında cam, yan yüzler ile alt taban ise 20mm kalınlıkta ahşap malzemeden imal edilmiştir.

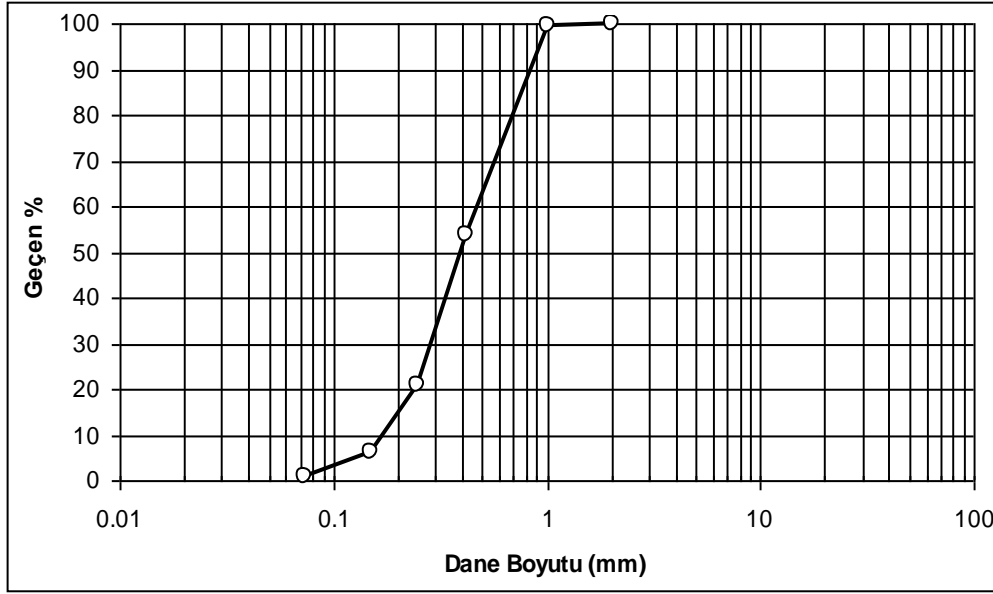
Deneysel çalışmalarda model temel plakası olarak, 6cm çapında dairesel temel kullanılmıştır. Deney eksenel yükleme sırasında yükün model plakalar altında düzgün yayılı yük halinde etkimesinin sağlanmasına çalışılmıştır.

Deneysel çalışmalarda, Çukurova Bölgesi, Çakıt nehir yatağından getirilen kum numuneler kullanılmıştır. Kum numuneler, Türk Standartlarına göre sırasıyla 18 no'lu (1mm çaplı) ve 200 no'lu (0.074mm çaplı) eleklerden yıkanarak elenmiştir. Bu işlem sonunda No. 18 ile No. 200 arasında kalan kumlar, 105°C'de etüvde kurutulduktan sonra geniş bir alana serilerek oda sıcaklığında havalandırılmıştır.

Deney kumunun endeks ve kayma mukavemeti özelliklerinin belirlenmesi amacıyla Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Zemin Mekaniği Laboratuvarında bir seri deney yapılmıştır (Bildik ve Uncuoğlu, 2010). Kullanılan kum zeminin özellikleri ve granülometri eğrisi Çizelge 1 ve Şekil 2'de gösterilmiştir. Gevşek ve sıkı halde hazırlanan kum numuneler üzerinde konsolidasyonlu-drenajlı (CD) üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerde numunelere  $\sigma_3=50\text{kPa}$ ,  $100\text{kPa}$  ve  $150\text{kPa}$  değerinde hücre basınçları uygulanmıştır. Deneyler sonucunda gevşek kum zeminin kayma mukavemeti açısı  $\phi = 38^\circ$  sıkı kum zeminin kayma mukavemeti açısı ise  $\phi=44^\circ$  olarak elde edilmiştir. (Bildik ve Uncuoğlu, 2010).



Şekil 1. Deney Düzenegi (Laman ve Civelek, 2011)



**Şekil 2.** Deneysel Kullanılan Kumun Dane Çapı Dağılımı (ASKİ Arıtma)

**Çizelge 1.** Kuru Birim Hacim Ağırlık Deney Sonuçları

Sıklık Parametreleri	Birim	Değer
Dane Birim Hacim Ağırlığı, $\gamma_s$	$\text{kN/m}^3$	26.800
Gevşek Haldeki Kuru Birim Hacim Ağırlık, $\gamma_{kmin}$	$\text{kN/m}^3$	15.030
Sıkı Haldeki Kuru Birim Hacim Ağırlık, $\gamma_{kmaks}$	$\text{kN/m}^3$	17.060
Gevşek Halde Boşluk Oranı, $e_{gevşek}$	-	0.783
Sıkı Halde Boşluk Oranı, $e_{sıkı}$	-	0.570

### 3.1. Deneyin Yapılışı

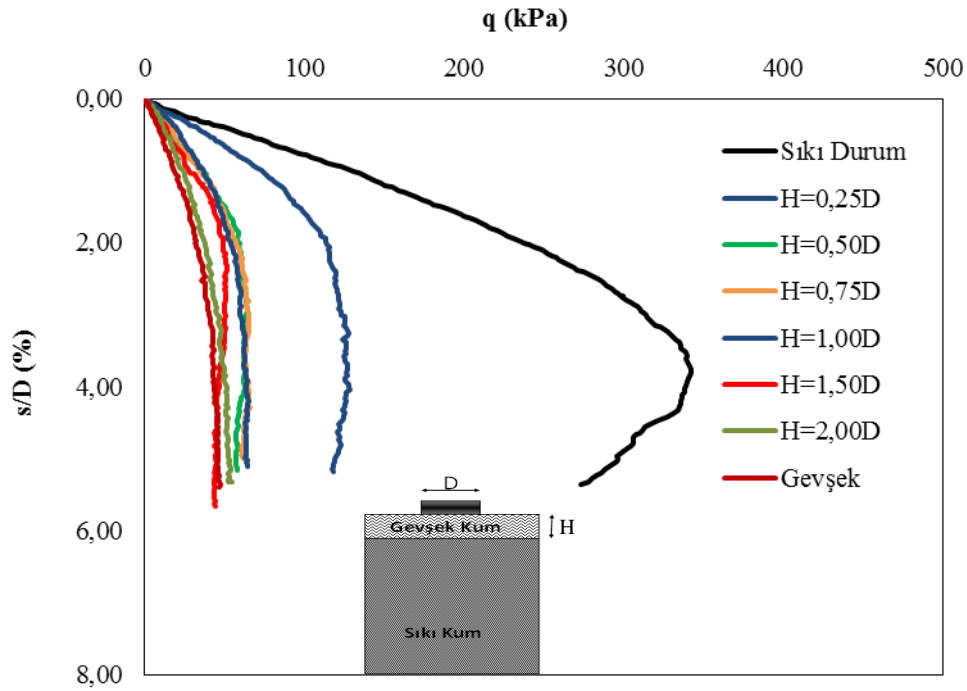
Kum numuneler, kasa içerisine tabakalar halinde birim hacim ağırlığı ilk aşamada  $\gamma_k=15.03 \text{ kN/m}^3$ , ikinci aşamada ise,  $\gamma_k=17.06 \text{ kN/m}^3$  olacak şekilde sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Bu amaçla, her tabaka için gerekli kum ağırlığı önceden hesaplanarak kontrollü bir şekilde sıkıştırma yapılmıştır. Deney yapılacak olan kasa uygun bir şekilde düz bir yüzeye yerleştirildikten sonra kasanın düzgünlüğü su terazisi ile kontrol edilmiştir.

Deney kasası, yüzeysel temellerin tabakalanma durumunda taşıma gücünü araştırma amacıyla iki farklı tabakada kum numunelerle doldurulmuştur. Alt tabaka nispeten sıkı, birim hacim ağırlığı  $\gamma_k=17.06 \text{ kN/m}^3$  olacak şekilde 5'er cm'lik tabakalar halinde sıkıştırılarak, üst tabaka ise, birim hacim ağırlığı  $\gamma_k=15.03 \text{ kN/m}^3$  olacak şekilde deneylerde kullanılan model temelin genişliği ile orantılı derinliklerde sıkıştırılarak hedeflenen sıklıklara ulaşılmıştır. Sıkıştırma işlemi tamamlandıktan sonra zemin, üst yüzeyinin düzgünlüğü su terazi ile kontrol edildikten sonra temel plakası yüzeyine yerleştirilmiştir.

Uygulanacak olan yükün, temel plakası merkezine düşey yönde ve uniform olacak şekilde etki ettirilmesine gayret edilmiştir. Deney sırasında kademeli olarak yüklemeye devam edilmiş ve yükleme hızı her kademede sabit tutulmuştur. Yukarıdaki işlemler kasanın tamamen gevşek kumla doldurulması hali ( $\gamma_k=15.03 \text{ kN/m}^3$ , gevşek kum tabaka kalınlıkları;  $H=0.25D$ ,  $H=0.5D$ ,  $H=0.75D$ ,  $H=1.0D$ ,  $H=1.25D$ ,  $H=1.5D$ ,  $H=2.0D$ , alınarak ve kasanın tamamen sıkı kumla doldurulması hali ( $\gamma_k=17.06 \text{ kN/m}^3$ ),  $D$ = temel çapı) için tekrarlanmıştır.

#### 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, kum zeminlere oturan temellerin taşıma kapasiteleri model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Deneylerde sıkı ve gevşek kumda farklı tabakalanma durumları için deneyler yapılmıştır. Zeminlerin taşıma gücünün hesabı için mevcut teoriler incelendiğinde, tabakalı zemin koşullarını dikkate alan gerçekçi bir yaklaşım mevcut olmayıp, tek tabaka durumu için önerilen taşıma gücü formülleri ile hesaplar yapılmaktadır. Ancak üst tabakası sağlam alt tabakası zayıf zemin koşulları için, sağlam zemin koşullarının dikkate alınarak tasarım yapılması güvenli olmayabilir. Benzer şekilde zayıf zemin etkisinin az olduğu tabakalı durumlarda, zayıf zemine göre yapılan tasarımlar uygulanabilir sınırların dışında olabilir. Bu durumlar değerlendirildiğinde, tabaka durumları mutlaka dikkate alınarak tasarım yapılmalıdır. Yapılan deneylerde, kum zeminlerde tabakalanma durumunda üst tabakanın alt tabakaya göre daha zayıf halde olması durumunda, temel taşıma gücünün  $H=0.25D$  derinliğinde sağlam zeminden etkilendiği görülmüştür. Zayıf zemin kalınlığının  $H=0.50D$  olduğu durumda taşıma gücü davranışının hemen hemen  $H=0.75D$ ,  $H=1.00D$ ,  $H=1.50D$  ve  $H=2.00D$  derinliklerdeki taşıma gücü değerlerinde olduğu görülmüştür. (Şekil 3).



Şekil 3. Deney Kasasının Belirli Bir Derinlikte Sağlam, Değişken Derinlikte ( $H=0.25D \sim 2.00D$ ) Gevşek Kum İle Doldurulması Durumu

## TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın üçüncü yazarı TÜBİTAK tarafından yurt içi doktora bursu ile desteklenmektedir. Üçüncü yazar, bu destek için TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunmaktadır.

## KAYNAKLAR

- ACUN, N., 1960. Temel Zemin ve Yapı. Teknik Üniversite Matbaası, İstanbul, 460s
- AYTEKİN, M., “Deneysel Zemin Mekaniği”, Teknik Yayınevi, Ankara, 2000
- BOWLES, J.E., Foundation Analysis and Design, 5th edition, McGraw-Hill International Editions, 1997, 1175 p.
- CODUTO, D.P., Temel Tasarımı İlkeler ve Uygulamalar (Çevirenler: Murat Mollamahmutoglu, Kamil Kayabalı), Gazi Kitabevi, 2005, 816 sayfa.
- CİVELEK, S., 2011 “Tabakalı Zeminlere Oturan Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü Analizi”, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- ÇİNİCİOĞLU, S.F., Zeminlerde Statik ve Dinamik Yükler Altında Taşıma Gücü Anlayışı ve Hesabı, Seminer-İMO İstanbul, 2005, 25 sayfa.
- DAS, B. M., 1999. Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement, 411p., U.S.A.
- KESKİN, M. S., 2009. Güçlendirilmiş Kumlu Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Deneysel ve Teorik. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

# İSTANBUL ŞEHİR MERKEZİNDE 40 M DERİNLİĞİNDEKİ DERİN KAZININ DESTEKLENMESİ

## SUPPORT OF A 40 M DEEP VERTICAL EXCAVATION IN DOWNTOWN ISTANBUL

Ender ÇETİN<sup>1</sup> Erol GÜLER<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In this paper a case study is reported. The location of the construction was in Istanbul, Sisli, Tesvikiye District, registered with the number 99.830.3. The lot is in the busy downtown area and used to be a Private School. The aim of the excavation was to construct a modern and luxury shopping mall: "City's Nişantaşı Alışveriş Merkezi". The choice of design parameters, design of the excavation support and the measurement results are reported in this paper. Four geotechnical investigation boreholes were conducted to collect proper data. For the design of the support system Limit Equilibrium and Finite Element analyses were conducted. The deformations were measured with the help of inclinometers, extensometers and with topographical measurements. Load cells were used to control the loads acting on the anchors.

**Key Words:** Deep excavation, anchor, inclinometer, load cell

### ÖZET

Bu çalışmada, İstanbul ili, Şişli ilçesi, Teşvikiye Mahallesi, 99 Pafta, 830 Ada, 3 Parsel'de inşa edilecek "City's Nişantaşı Alışveriş Merkezi" inşaatı kapsamında gerçekleştirilen 40.0 m derinliğindeki derin kazı çukuru iksa projelendirme çalışmaları ve geoteknik ölçüm işleri konu edilmektedir. Çalışma sahası İstanbul'un kalabalık iş merkezlerinin arasında yer almaktadır. Alan önceleri özel okul yerleşkesi olarak kullanılmıştır. Derin kazı çukuru iksa uygulama projesi hazırlanması aşamasında sahada gerçekleştirilen 4 adet sondaj çalışmasına ait zemin verileri kullanılmıştır. İksa sisteminin tasarımında limit denge ve sonlu elemanlar analizi yöntemleri kullanılmıştır. Projeye ait tüm imalatlar; topoğrafik ölçümler, inklinometre ölçümleri, ekstensometre ölçümleri ve yük hücresi ölçümleri olmak üzere geoteknik ölçümlerle birlikte yürütülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Derin kazı, ankraj, inklinometre, yük hücresi

<sup>1</sup> İnşaat Yüksek Mühendisi., ELC Group Ltd. Sti., enderc@elcgroup.com.tr

<sup>2</sup> Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, eguler@boun.edu.tr

## 1. GİRİŞ

“City’s Nişantaşı Alışveriş Merkezi” yaklaşık 50 m x 56 m boyutlarındaki alana oturacaktır. Söz konusu yapı için temel taban kotu -37.00 m olarak belirlenmiştir. Saha ile ilgili zemin ve kaya parametrelerinin belirlenmesi amaçlı olmak üzere 4 adet sondaj çalışması gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalardan elde olunan veriler derlenerek derin kazı tasarımı için gerekli parametreler belirlenmiştir. Bu parametreler kullanılarak mevcut – komşu binalar ve temelleri, yollar, altyapı (kanalizasyon, PTT, doğalgaz, su vb.) vb etkenler göz önüne alınarak gerekli her türlü stabilite tedbirlerini içeren iksa uygulama projeleri hazırlanmıştır. İksa uygulama işleri konusunda uzman 2 firmanın ortak girişimi tarafından gerçekleştirilmiştir. Proje süresince tasarımın uygulamaya aktarılması sırasında ortaya çıkabilecek belirsizliklerin ortadan kaldırılmasında ve geoteknik ölçümlerin alınıp yorumlanmasında müşavir firma görev almıştır. 40.00 m derinliğindeki kazı çukuru içersinde yaklaşık 8,200 m<sup>2</sup> kuyu perde - püskürtme beton, 113,000 m<sup>3</sup> hafriyat, 2200 adet toplam 52,000 m ankraj imalatları gerçekleştirilmiştir. Projede 2 adet inklinometre gözlem kuyusu, 6 adet ekstensometre, 2 adet load cell, 28 farklı noktada topoğrafik ölçümler ve kuyu perde - püskürtme beton üzerinden karot numuneleri alınarak kırım yapılması sistematiği içersinde kalite kontrol çalışmaları gerçekleştirilmiştir.

## 2. TABAKALANMA KOŞULLARI VE GEOTEKNİK PARAMETRELER

Sahada yapılaşma kriterlerinin belirlenebilmesi amacıyla derinlikleri 50 m olan toplam 4 adet sondaj çalışması ve aynı sondaj kuyuları içersinde her 1.50 m’de bir olmak üzere presyometre ölçümleri gerçekleştirilmiştir. Sondajlara göre en üstte mevcut zemin yüzeyinden itibaren kalınlığı 0.60 m ile 3.10 m arasında değişen dolgu zemin tabakası bulunmaktadır. Dolgu tabakası altında ise kalınlığı 3.50 m ile 14.40 m arasında değişen, tamamen ayrılmış, yer yer killeşmiş kumtaşı tabakası bulunmaktadır. Bu tabakalar altında ise sondaj derinliğince devam eden Trakya formasyonu’na ait kumtaşı/silttaşı tabakaları bulunmaktadır. Sondaj kuyuları içersinden yapılan yer altı su seviyesi gözlemlerinde 15.00 – 16.50 m arasında su seviyesi gözlemlendiği belirlenmiştir. Gözlemlenen bu tür su seviyelerinin çatlaklı birimler arasından sızan suların oluşturduğu seviyeler olduğu düşünülmektedir. Bu tür iksa sistemlerinde kazı çukuruna doğru olabilecek yanal hareketler büyük önem arz etmektedir. İksa sistemi hesaplarına esas olan geoteknik parametrelerin uygun seçilmiş olması bu bakımdan son derece önemlidir. Aksi takdirde iksa sistemi ve iksaya cephe olan komşu – mevcut yapılarda istenmeyen hasarların oluşması muhtemeldir. Bu doğrultuda proje kapsamında aşağıda Tablo 1’de verilen geoteknik parametreler kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Parametre seçiminde birimler üzerinde gerçekleştirilen saha ve laboratuvar deney sonuçları (Presyometre deney sonuçları, nokta yükleme indisi, kayada serbest basınç mukavameti, birim hacim ağırlık vb. değerler) kullanılmıştır. Parametreler projenin güçlüğü de göz önüne alınarak emniyetli tarafta kalınarak belirlenmiştir.

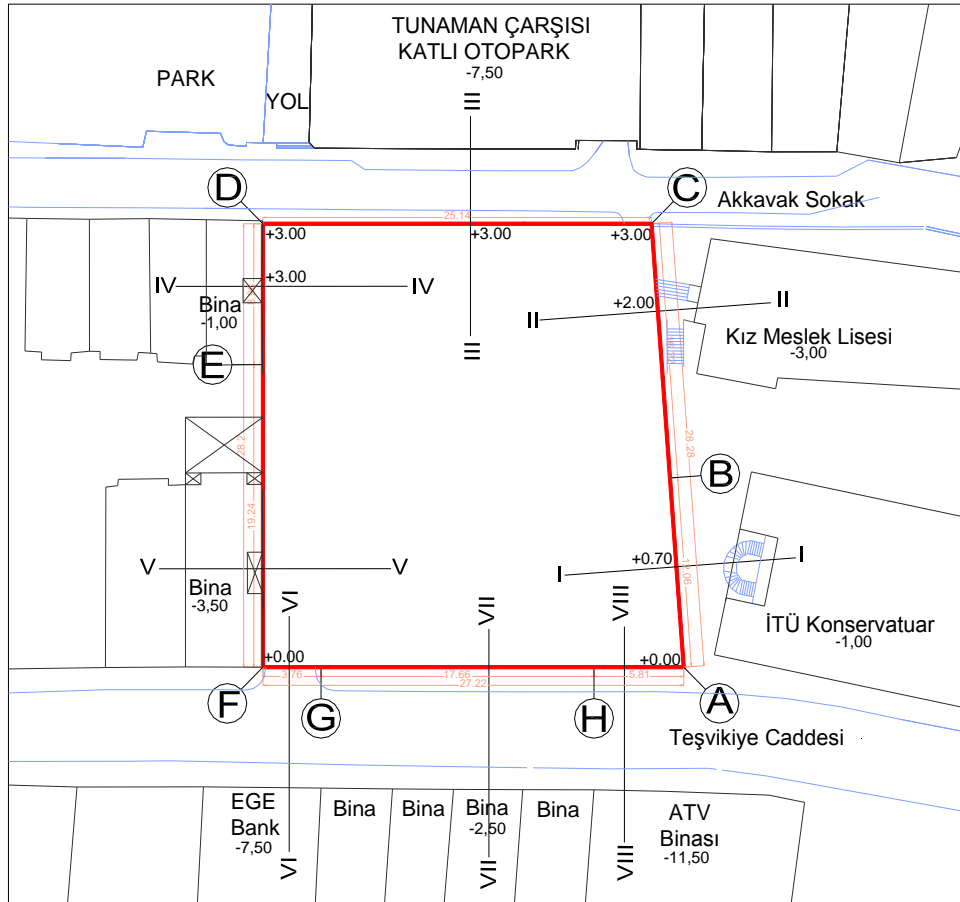


**Tablo 1. Geoteknik Tasarım Parametreleri**

Zemin Cinsi	Parametre	Sembol	Analize Esas Değerler
Dolgu + Tamamen Ayrışmış, Yer Yer Killeşmiş Kumtaşı	İçsel Sürtünme Açısı	$\phi$	32°
	Kohezyon	C	1 kPa
	Birim Hacim Ağırlık	$\gamma$	21 kN/m <sup>3</sup>
	Elastisite Modülü	E	160,000 kPa
Kumtaşı / Siltaşı	İçsel Sürtünme Açısı	$\phi$	36°
	Kohezyon	C	5 kPa
	Birim Hacim Ağırlık	$\gamma$	22 kN/m <sup>3</sup>
	Elastisite Modülü	E	300,000 kPa
Kumtaşı / Siltaşı	İçsel Sürtünme Açısı	$\phi$	38°
	Kohezyon	C	20 kPa
	Birim Hacim Ağırlık	$\gamma$	23 kN/m <sup>3</sup>
	Elastisite Modülü	E	400,000 kPa

### 3. İKSA UYGULAMA PROJESİ DETAYLARI

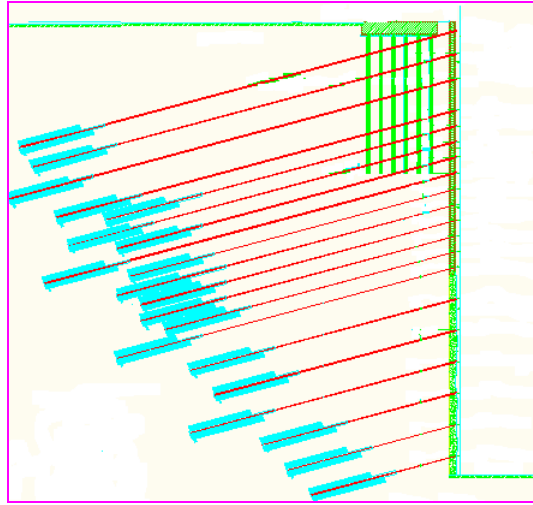
City's Nişantaşı Alışveriş Merkezi kompleksi yerleşim planı Şekil 1'de gösterilmiştir.



Şekil 1. City's Nişantaşı Alışveriş Merkezi Kompleksi Yerleşim Planı

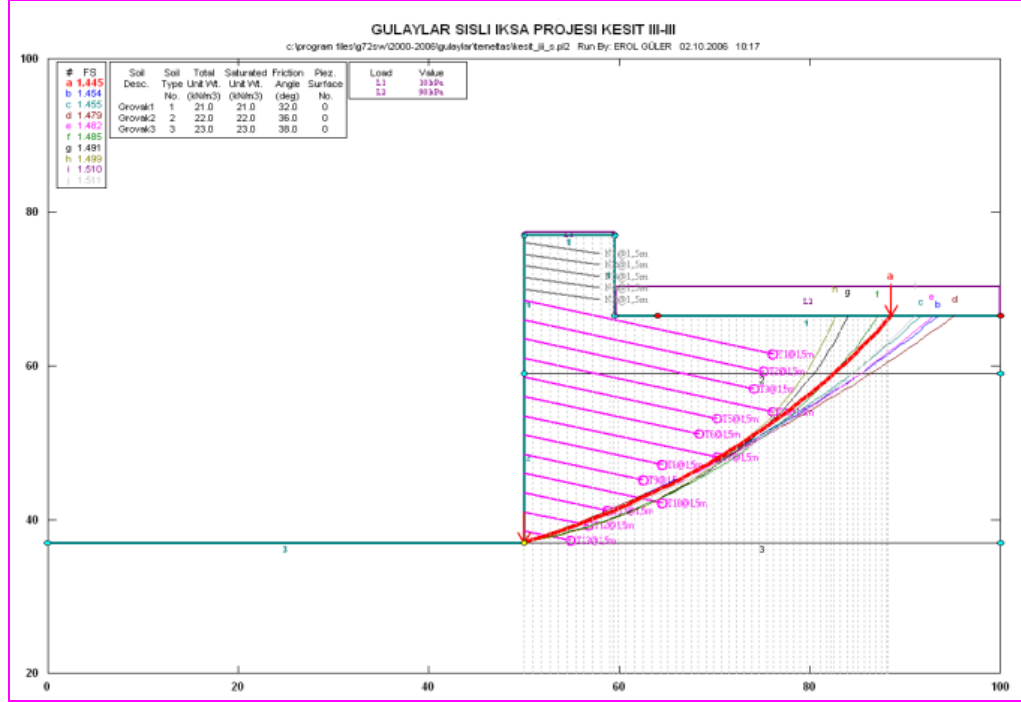
İnşaat alanına ait yerleşim bilgileri 4 cephe için aşağıda kısaca özetlenmiştir.

**A-A'-B-C Cephesi:** Bu cephede iksa üst kotları  $\pm 0.00$  m ile  $\pm 3.00$  m arasında değişmektedir. Nihai kazı kotu  $-37.00$  m'dir. Cepheye yaklaşık 2.00 m komşu mesafede temel alt kotları sırasıyla  $-3.00$  m ve  $-1.00$  m olan Kız Meslek Lisesi ve İTÜ Konservatuar binaları yer almaktadır. Söz konusu cephe kuyu perde + püskürtme beton + ankraj sistemleri ile projelendirilmiştir. Cephe üzerinde kule vinç teşkil edilmesi planlanmıştır. Kule vinç temelleri altında mini kazıklar teşkil edilmiştir. Kule vinçten ankrajlara gelecek yükleri sınırlandırmak için kule vinç temel kazıklarının üzerine oturtulmuştur. Kazıklı temeller ve ankrajların bulunduğu kesit Şekil 2'de gösterilmiştir. Şekilden de görülebileceği gibi, vinçten gelecek ek yükü alması için kazığın ucunda ankrajların yoğunluğu arttırılmıştır.



**Şekil 2.** Ankrajlar ve Vincin Kazıkları

**C-D Cephesi:** Bu cephede arazi kotu  $+3$  m'dedir. Kazının yanında 5 m genişliğinde yol ve yolun karşısında da Tunaman Çarşısı Katlı Otoparkı bulunmaktadır. Otoparkın temel alt kotu  $-7.50$  m'dedir. Bu kesitte öncelikle 20 m derinliğe kadar mini kazıklar teşkil edildi. Daha derin seviyelerde ise ano ano kazı yapılarak betonarme perde ve püskürtme beton imalatı yapıldı. Bu kesitte üst kısım zemin çivisi ile tutulurken, alt kısımdaki ankrajlara ölü yük olarak etkitildi. Zemin çivilerin ve ankrajların yerleşimi Şekil 3'de görülmektedir. Bu şekil ayrıca limit denge analizinin sonucu ile en kritik kayma yüzeyinin yerini göstermektedir.



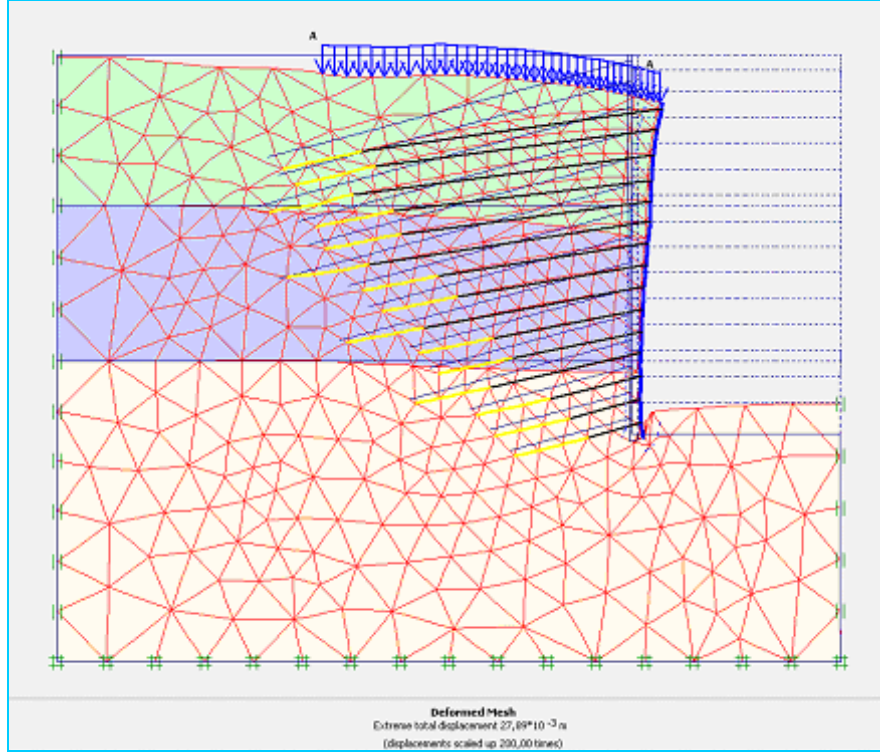
**Şekil 3. C-D Cephesi Limit Denge Analizi Sonucu**

**D-E-F Cephesi:** Bu cephede iksa üst kotları  $\pm 0.00$  m ile  $\pm 3.00$  m arasında değişmektedir. Nihai kazı kotu  $-37.00$  m'dir. Bu cephede kazının muhtemelen en kritik kesitleri bulunmaktadır. Cepheye komşu yapılar oldukça eskidir. 10 katlı betonarme binalar kazının tam sınırında yer almaktadır. Her iki bina da 1950'lerde, Türkiye'de betonarme yapı teknolojisinin yeni olduğu sıralarda inşa edilmiştir. Kazı sırasında temellerinin kısmen üst dolgu zemin üzerine oturduğu gözlenmiştir. Söz konusu cephe mini kazık + püskürtme beton + ankraj + zemin çivisi sistemleri ile projelendirilmiştir.

**F-G-H-A Cephesi:** Bu cephede iksa üst kotları  $\pm 0.00$  m olarak alınmıştır. Nihai kazı kotu  $-37.00$  m'dir. Cepheye yaklaşık  $8.00$  m komşu mesafede temel alt kotları sırasıyla  $-11.50$  m,  $-2.50$  m ve  $-5.00$  m olan ATV binası, bitişik binalar ve EGE Bank binaları yer almaktadır. Bu cephede  $8.0$  m genişliğinde ana cadde bulunmaktadır. Cadde karşısında çeşitli binalar bulunmaktadır. Bu binaların temel derinlikleri  $-2.5$  m,  $-5.0$  m ve  $-11.5$  m'dir. Temel derinliği  $-11.5$  m olan yapının bulunduğu kısımda üst tarafta ankraj yapılması mümkün olmamıştır. Dolayısıyla bu kısım C-D cephesindeki gibi kazının üst kısmında zemin çivisi kullanılmıştır. Söz konusu cephe kuyu perde + püskürtme beton + ankraj + zemin çivisi sistemleri ile projelendirilmiştir.

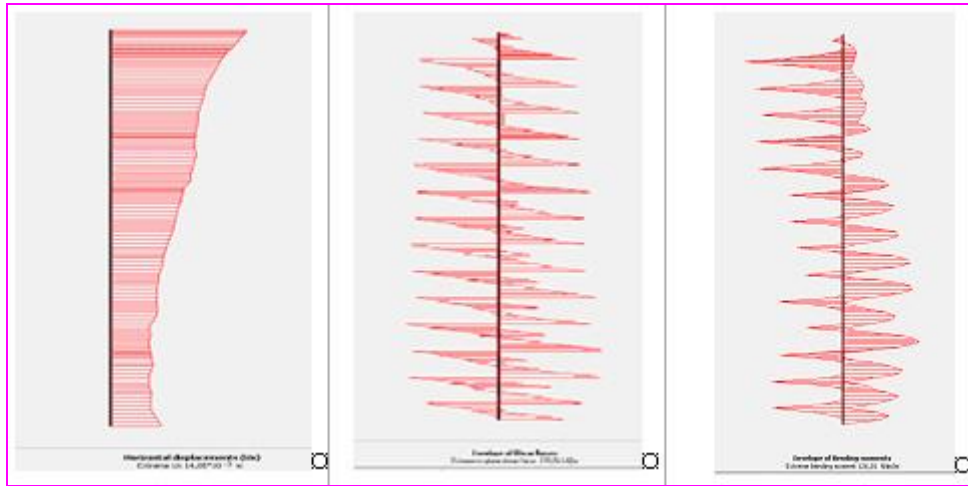
İksa sistemi genelinde  $40$  cm kalınlığında kuyu perde veya püskürtme beton kullanılmıştır. Ankrajlar ise her kazı kademesinde bu beton sistemleri üzerinden yatayla  $15^\circ$ lik açı yapacak şekilde teşkil edilmiştir. Ankrajlar  $0.6''/4$  halatlı olarak teşkil edilmiştir.

Cepheler üzerinden belirlenen  $8$  adet kesit üzerinde kısa süreli stabilite analizleri G-STABL programı ile gerçekleştirilmiştir. Analizlerde kısa süreli stabilite koşullarında statik durumda  $1.35$  güvenlik değeri sınır koşul olarak kabul edilmiştir. Kesit boyutlandırması ve deplasman kriterlerinin kontrolü Plaxis 8.2 programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Şekil 4'te bu kesitlerden olan Kesit IV için oluşturulan sonlu eleman modelinin ağı (mesh) görülmektedir.



**Şekil 4.** Kesit IV için Sonlu Eleman Modeli Ağı (Mesh) ve Kazı Sonu Deforme Şekli

İksa yüzeyinde oluşan yatay deplasman, kesme kuvvetinin momentin zarfı Şekil 5’de gösterilmiştir. Donatı hesapları burada görülen kesit tesirlerinin zarfı üzerinden yapılmıştır. Kesit tesirlerinin zarfının kullanılmasının amacı, betonarme hesabında sadece son safhada oluşan moment ve kesme kuvvetini değil, önceki safhalarda oluşabilecek daha kritik kesit tesirlerini gözönüne almak içindir.



**Şekil 5.** Kesit IV için Deformasyon ve Kesit Tesirleri

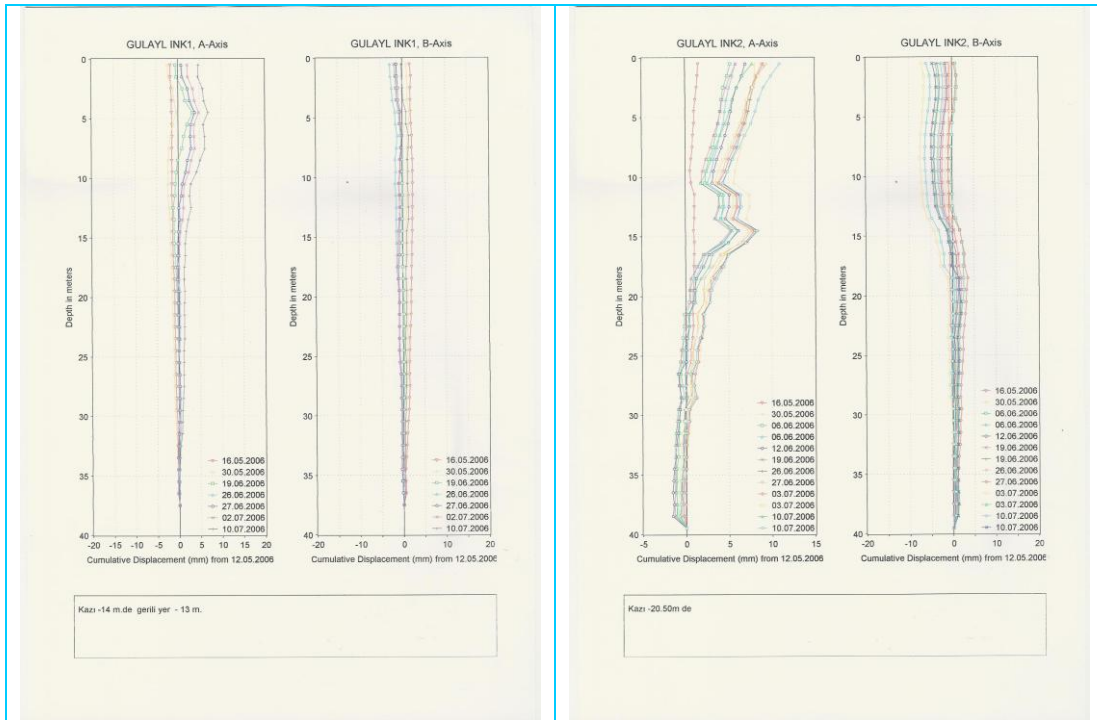
## 4. KALİTE KONTROL ÇALIŞMALARI

Proje kapsamındaki kalite kontrol işlemi, perde sistemleri üzerinden karot numuneleri alınması, ankraj halatlarından ve inşaat demirlerinden çekme deneyleri yapılması, ankrajlar üzerinde kabul ve performans deneyleri gerçekleştirilmesi, inklinometre ölçümleri alınması, ekstensometre ölçümleri alınması, load cell ölçümleri alınması ve topoğrafik ölçümler alınması şeklinde gerçekleştirilmiştir. Bu ölçümler dışında sahada gerçekleştirilen tüm imalatlar günlük olarak kayıt altına alınarak raporlanmıştır.

Karot numuneleri, ankraj halatları ve inşaat demirleri üzerinde gerçekleştirilen deneylere ait sonuçlar gerek sonlu elemanlar gerekse donatı hesaplarında kullanılan değerler ile uyumlu olarak belirlenmiştir.

Proje kapsamında imal edilen her bir ankraj kabul ve performans deneyleri ile kontrol edilmiştir. Yapılan analizler neticesinde proje kapsamında seçilen kök boyu ve serbest boyların yeterli olduğu ve ankraj taşıma kapasitelerinin sağlandığı belirlenmiştir.

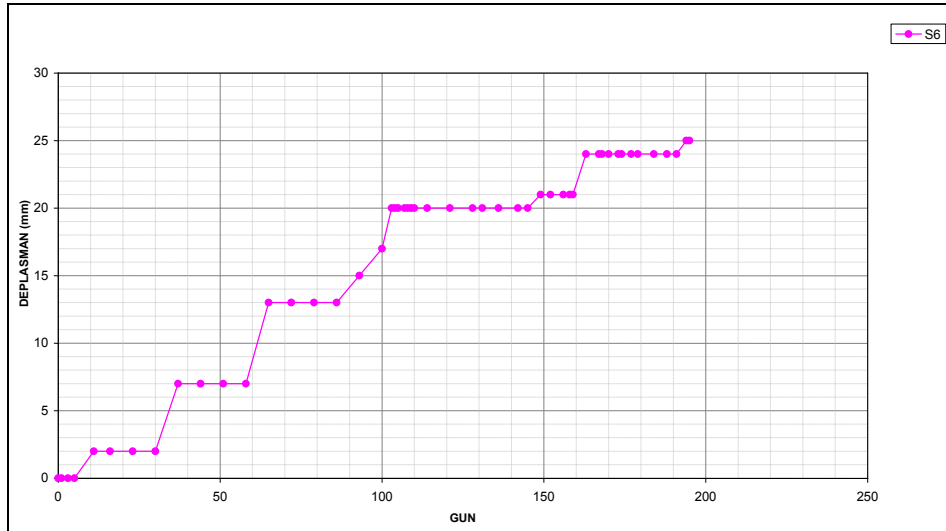
Proje kapsamında ancak 2 adet inklinometre kuyusu yerleştirilebilmiştir. Bu kuyular sahanın şehir içinde sıkışık binaların arasında olması, tercih edilen destekleme sistemlerinin yer kaybına müsaade etmemesi sebebi ile 2 adet cephede ve mümkün olan lokasyonlarda (geçici özel izinlerle ve yol kapamalarla) tehz edilmiştir. Kuyular kazı başlamadan önce saha içersinden çalışılarak yerleştirilmiştir. Kuyuların yerleştirilmesini müteakip içersinden bir hafta sonra sıfır okumaları alınmış ve daha sonra kazı – ankraj işlemlerini takip eden okumalar alınmaya devam edilmiştir. Aşağıda Şekil 6'da söz konusu 2 adet kuyuya ait okumalar verilmiştir.



Şekil 6. İnklinometre Ölçümleri

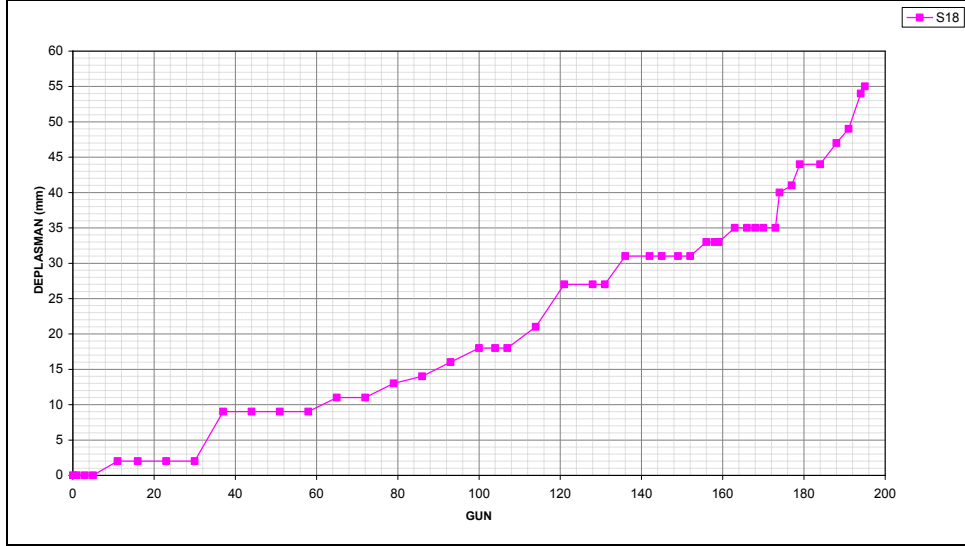
Sahada yerleştirilmiş olan inklinometre kuyuları çeşitli nedenlerle hasar görmüş ve belli bir tarihten sonra bu kuyular içersinden okuma alınması mümkün olmamıştır. İnklinometre ölçümleri yerine bu tarihlerden sonra topoğrafik ölçümler alınmaya devam edilmiştir. Topoğrafik ölçümler kazı işleminin başından itibaren iksa sistemi üzerine değişik seviyelerde yerleştirilen reflektörler yardımı ile gerçekleştirilmiştir.

Tasarımın geçerliliğini doğrulamak amacı ile, bazı ankrajlar üzerindeki yükler yük hücresi (load cell) yardımıyla ve bütün kazı safhalarındaki deformasyonlar ise topoğrafik yöntemlerle ölçülmüştür. Yük ölçümlerinin tasarım değerleri ile uyumlu olduğu ve ankrajlarda aşırı yük artışları veya boşalmalar olmadığı görülmüştür. Tasarım sırasında yatay deplasmanlar kazı yüksekliğinin %0.1'i ile sınırlandırılmıştır. Kazı başlangıcı öncesinde bu oranın %0.2 seviyesine ulaşması durumunda iksa destek sisteminin tekrar değerlendirilerek ek önlemler ile tasarımın geliştirilmesi karara bağlanmıştır. Bu sınırlar elastik davranış bölgesinin içinde kalacak şekilde belirlenmiştir. Deformasyonların %0.2 seviyesini geçmesi durumunda plastik deformasyonlar başlayacak olup komşu cephede bulunan yapıların stabilitesi için tehlikeli olacaktır. Kesit IV bölgesinde alınmış olan topoğrafik ölçüm sonucu Şekil 7'de verilmiştir. Görülebileceği gibi ölçülen en büyük deplasman 25 mm'dir ve %0.06'ya tekabül etmektedir. Bu değer sonlu elemanlar analizi sonucu hesaplanan deformasyon ile de uyumludur.



Şekil 7. Kesit IV Bölgesinde Kazının En Üst Seviyesinde Ölçülen Yatay Deplasmanlar

Şekil 8'de ise proje kapsamında en yüksek deformasyonun ölçüldüğü Kesit VII bölgesindeki deformasyon ölçümü verilmiştir. Bu grafikte deformasyon ölçümleri zamana bağlı olarak gösterilmiş olup, deformasyon artışları kazı ilerleyişi ile meydana gelmiştir. Görülebileceği gibi ölçülen en büyük deplasman 55 mm'dir ve %0.15'e tekabül etmektedir.



**Şekil 8.** Kesit VII Bölgesinde Kazının En Üst Seviyesinde Ölçülen Yatay Deplasmanlar

Proje kapsamında 6 adet noktada ekstensometre ölçüm noktası teşkil edilmiştir. Bu kuyular üzerinden noktasal olarak ölçüm alınmıştır. Bu noktalardan alınan ölçümlerde alınabildikleri tarihler itibari ile inklinometre ve topoğrafik ölçümler ile uyumlu sonuçlar gözlemlenmiştir.

## 5. SONUÇLAR

Kazı, komşu yapılara veya altyapılara herhangi bir zarar vermeden tamamlanmıştır. Deformasyonlar tasarım değerlerine yakın bir seviyede kalmış ve alarm sınırına ulaşılmamıştır. Dolayısıyla, seçilen parametrelerin ve tasarım sürecinin uygun olduğu ve sonuç olarak tasarımın başarılı olduğu söylenebilir.

Derin kazı projelerinde kalite kontrol işlemi birbirini destekleyen birkaç değişik yöntemle kontrol edilmelidir. Bu işlem ile istenmeyen durumlarda birbirini destekleyen ölçüm sonuçları ile değerlendirme yapılabilmesi veya ölçüm sistemlerin herhangi bir nedenle çalışmaması durumunda ise kontrol işlemi olmaksızın kazı yapılmasının önüne geçilmiş olacaktır.

Derin kazı uygulamalarında kalite kontrol işlemi, konusunda uzman uygulamadan bağımsız mühendis veya firmalar tarafından gerçekleştirilmelidir. Bu işlem ölçümlerin kalitesi, sonuçların sağlıklı olarak değerlendirilmesi ve projenin değişik bir birim tarafından ayrıca kontrol edilecek olması bakımından önemlidir.

Trakya formasyonu içerisinde gerçekleştirilecek derin kazılarda formasyon içerisindeki birimlere ait tabakalanmaların yönü, ayrışma dereceleri, kazı çukuruna gelebilecek yüzeysel su ve diğer suların birimlere etkisi, sürşarj yüklerinin konumu ve etkisi vb. gibi etkenler meydana gelecek olan deformasyon mertebesini önemli ölçüde etkilemektedir. Bu bakımdan derin kazı işlemi konusunda uzman mühendislerin kontrolü altında gerçekleştirilmeli ve bu hususlar kayıt altına alınarak ilgili proje müellifleri bilgilendirilmelidir.



Şekil 9 ve 14 arasında iksa kazısını gösteren çeşitli fotoğraflar görülmektedir.



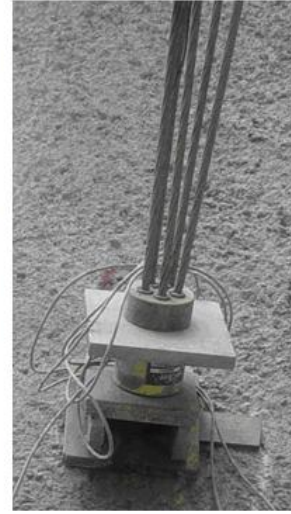
Şekil 9. Kazı Çukurunun İçten Görünümü



Şekil 10. Ana Cadde - Konservatuvarın Köşesi



Şekil 11. Saha Sınırındaki Bina (Sağ Cephe)



Şekil 12. Ankrāj Yük Hücresi



Şekil 13. Kesit III' ün Karşıdan Görünümü



Şekil 14. İnşaat Sonrası



## **TEŞEKKÜR**

Proje kapsamındaki imalatları yapan ve ölçümleri aldırın NYS – Mertaő Ortak Girişimi'ne teşekkür ederiz.

## **KAYNAKLAR**

Geos Ltd. (2004), City's Nişantaşı Alışveriş Merkezi Şişli - İőstanbul Zemin ve Temel Etüt Raporu

Canadian Geotechnical Society (1985), "Canadian Foundation Engineering Manual"

Bowles (1988), "Foundation Analysis and Design"

Naval Facilities Engineering Command (1971), NAVFAC Design Manual

Plaxis User Manual (1998), "Finite Element Code for Soil and Rock Analysis"

G-Stabl 7.2 User Manual (2003), "Slope Stability Analysis"

# ÜNİFORM YÜKLÜ DAİRESEL TEMEL ALTINDA İLAVE GERİLME ANALİZİ

## THE ANALYSIS OF ADDITIONAL STRESS UNDER A UNIFORMLY LOADED CIRCULAR FOUNDATION

Ahmet DEMİR<sup>1</sup> Mustafa LAMAN<sup>2</sup> Baki BAĞRIAÇIK<sup>3</sup> Murat ÖRNEK<sup>4</sup>

### ABSTRACT

In this study, induced soil stress values (vertical and lateral stress) below the circular footing settled on silty-clay soils were investigated by numerical analyses. Foundation, with a diameter of 6cm and silty-clay soil medium were modeled using a computer program ABAQUS 2D V6.8 (Hibbitt ve ark., 2008) based on finite element method. In theoretical method available in the literature, soil medium is generally assumed as a linear-elastic material and calculations of induced (vertical and lateral) stress values are performed according to the this assumption. In this study, soil medium was modeled as both linear-elastic and non-linear elasto-plastic material and the effect of these models on the additional stress was evaluated. Finally, the additional stress values obtained from the numerical analyses were compared with the induced stress values acquired from the theoretical methods.

**Keywords:** Silty-Clay Soil, Vertical and Lateral Stress, Finite Element Method

### ÖZET

Bu çalışmada, siltli kil zeminler üzerine oturan dairesel temelden dolayı zeminde oluşan ilave gerilme (düşey ve yatay) değerleri, sayısal analizler yapılarak incelenmiştir. Çalışmada, sonlu elemanlar yöntemine dayanan ABAQUS 2D V6.8 (Hibbitt ve ark., 2008) bilgisayar yazılımı kullanılarak 6cm çapında dairesel rijit temel ve zemin ortamı modellenmiştir. Literatürdeki mevcut teorik yöntemlerde zemin ortamı, lineer elastik bir malzeme olarak kabul edilip ilave gerilmeler bu kabule göre hesaplanmaktadır. Sayısal analizlerde zemin hem lineer elastik hem de non-lineer elasto-plastik malzeme olarak modellenmiş ve analizlerde kullanılan bu modellerin ilave gerilmelere etkisi araştırılmıştır. Ayrıca analiz sonrası elde edilen ilave gerilme değerleri, mevcut teorik yöntemlerden elde edilen gerilme değerleriyle karşılaştırılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Siltli-Kil Zemin, Düşey ve Yatay Gerilme, Sonlu Elemanlar Yöntemi

<sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr. Ahmet DEMİR, Osmaniye Korkut Ata Üniv. İnşaat Müh. Böl., ahmetdemir@cu.edu.tr

<sup>2</sup> Prof. Dr. Mustafa LAMAN, Osmaniye Korkut Ata Üniv. İnşaat Müh. Böl., mlaman@cu.edu.tr

<sup>3</sup> Arş. Gör. Baki BAĞRIAÇIK, Çukurova Üniv. İnşaat Müh. Böl., bbagriacik@cu.edu.tr

<sup>4</sup> Yrd. Doç. Dr. Murat ÖRNEK, Mustafa Kemal Üniv., İnşaat Müh. Böl., mornek@mku.edu.tr

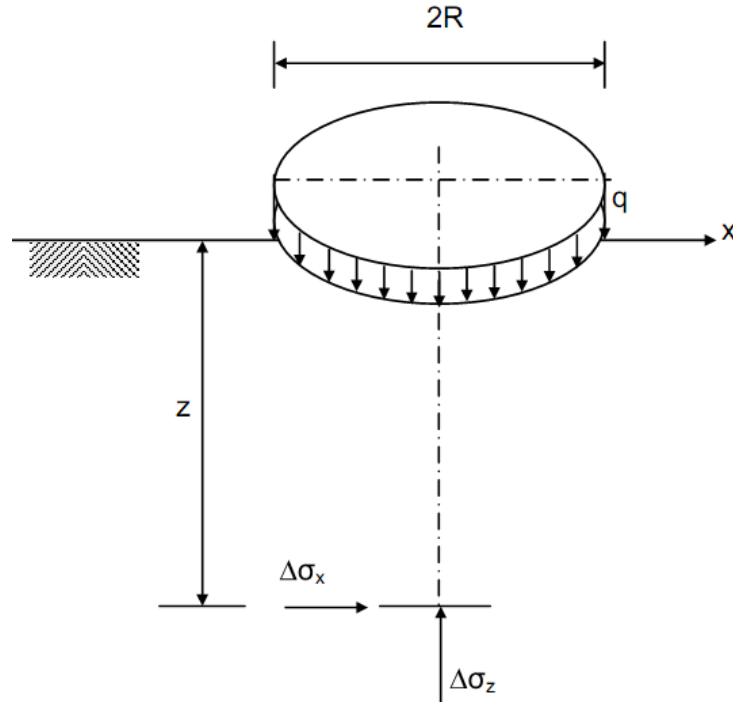
# 1. GİRİŞ

Yapı yükleri, zemin yüzeyine temellerle aktarıldığında, zemin içerisinde oluşan ilave gerilmelerden dolayı özellikle yükün etkidiği bölgeye yakın kısımlarda fazla olmak üzere, şekil değiştirmeler meydana gelir. Oluşan gerilmelerin şiddetinin ve dağılımının bilinmesi, birçok problemin çözümü ve projelerin tasarımında oldukça önemlidir. Gerilme değerlerine dayanılarak oturmalar daha gerçekçi hesaplanır. Zeminin karmaşık yapısından dolayı, zemin içerisinde gerçekçi gerilme-deformasyon analizleri yapmak oldukça zordur. Zeminlerdeki gerilme artımı problemi genellikle zeminin lineer elastik ve yarı sonsuz bir ortam olduğu kabulüyle elastik çözümlerle bulunmaya çalışılmaktadır. Elastisite teorisinden yararlanarak elde edilen bu çözümlerde, düşey gerilme dağılımları zeminin malzeme özelliklerinden bağımsızdır. Ayrıca zeminin türü ve sıklık gibi parametreleri dikkate alınamamakta, her cins zemin için aynı gerilme dağılımları elde edilmektedir. Zemin yüzüne uygulanan düşey yükler altında meydana gelen yatay gerilmeler ve bunların derinlikle değişimi de yine elastisite teorisini kullanarak bulunmaya çalışılmaktadır. Bu çözümlerde düşey gerilmelerden farklı olarak yatay gerilmeler, zeminin elastisite modülü ve poisson oranına bağımlı olmaktadır. Bu durumda, bu zemin özelliklerinin değerlerinin gerçekçi olarak saptanması başlı başına bir problem oluşturmaktadır. Oysaki zeminler için gerilme analizinde, zemin cinsinin ve onun aktaracağı gerilmelerin önemi büyüktür. Bu nedenle, zeminlerde ilave yüklerden dolayı oluşan düşey ve yatay gerilme değerlerinin hem deneysel yollarla, hem de sayısal analizlerle bulunması ve bulunan değerlerin teorik çözümler ile karşılaştırılması zorunluluğu vardır. 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 avantajlarından birisi, çoğu geoteknik mühendisliği problemlerinin çözümü için yeterli olmasıdır. Ayrıca, zemin ve yapı elemanlarını içerebilen iki ve üç boyutlu karmaşık geoteknik mühendisliği problemleri de çözülebilir. Program, toplam ve efektif gerilme analizi, konsolidasyon analizi, sızma (seepage) analizi, statik ve dinamik açık ve kapalı (implicit-explicit) analizi, göçme ve göçme sonrası (failure-post failure) analizi ve daha bir çok analiz içermektedir. Programda, Linear Elastik modelin dışında, zeminlerin lineer olmayan gerilme-deformasyon davranışını dikkate alan ve farklı zemin tipleri için geliştirilmiş zemin modelleri bulunmaktadır (Demir, 2011). Bu çalışmada, siltli-kil zeminlere oturan dairesel temellerden dolayı zemin içerisinde oluşan düşey ve yatay gerilme değerleri, iki boyutlu ABAQUS (Hibbitt ve ark., 2008) bilgisayar yazılımı kullanılarak 6cm çapında dairesel rijit temel ve zemin ortamı modellenmiştir. Bu amaçla ilk olarak, arazi ortamında yapılan deneyler modellenerek, analizlerde kullanılan modelin geçerliliği kanıtlanmıştır (Demir, 2011). Sayısal modelin geçerliliği doğrulandıktan sonra, temel merkezi altında zemin içerisinde farklı derinliklerde ilave düşey ve yatay gerilmeler sayısal analizler yapılarak incelenmiştir. Sayısal analizlerde zemin hem lineer elastik (LE) hem de non-lineer elasto-plastik (DP) malzeme

olarak modellenmiş ve analizlerde kullanılan bu modellerin ilave gerilmelere etkisi araştırılmıştır. Elde edilen ilave gerilme değerleri ayrıca, literatürde mevcut teorik çözümler ile karşılaştırılmıştır.

## 2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Zeminlerde oluşan düşey ve yatay gerilme değerlerinin belirlenmesi amacıyla bir çok araştırmacı tarafından laboratuvar düzenekleri geliştirilmiş ve deneysel çalışmalar yapılmıştır (Bellotti ve Jamiolkowski, 1975; Daramola, 1980; Feda, 1984; Hanna ve Ghaly, 1992; Hanna ve Soliman-Saad, 2001; Jamiolkowski, vd., 1985; Laman ve Keskin, 2005; Sağlamer, 1972; Terzaghi, 1920). Ayrıca, literatürde elastisite teorisinden yararlanılarak elde edilen teorik çözümler mevcuttur (Tekinsoy ve Laman, 2000; Boussinesq, 1885). Boussinesq (1885), Şekil 1'de gösterilen, üniform yayılı dairesel yükten dolayı temelin merkezi altında oluşan ilave düşey ve yatay gerilme dağılımlarının,



Şekil 1. Üniform Yüklü Dairesel Alan

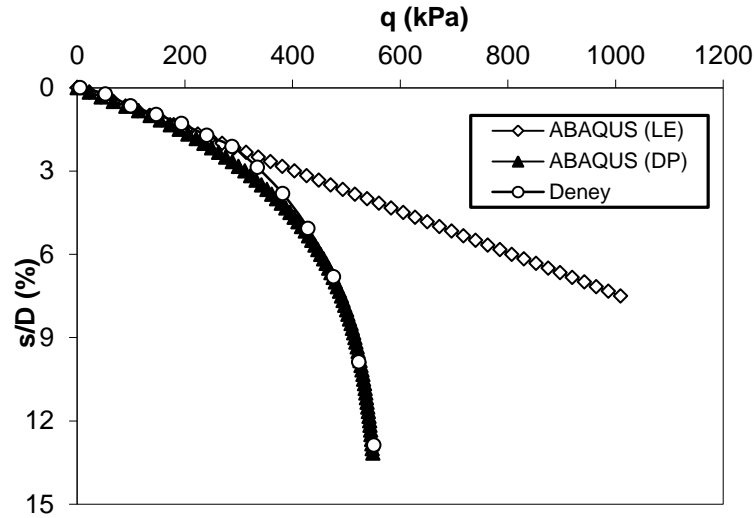
$$\Delta\sigma_z = q \left[ 1 - \left\{ \frac{1}{1 + (R/z)^2} \right\}^{3/2} \right] \quad (1)$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{2} \left[ (1 + 2\mu) - \frac{2(1 + \mu)z}{[R^2 + z^2]^{1/2}} + \frac{z^3}{[R^2 + z^2]^{3/2}} \right] \quad (2)$$

bağıntılarından elde edilebileceğini göstermiştir. Burada,  $\Delta\sigma_z$  ilave düşey gerilmeyi,  $\Delta\sigma_x$  ilave yatay gerilmeyi,  $q$  uygulanan üniform yük değerini,  $\mu$  poisson oranını,  $z$  derinliği,  $R$  ise dairesel temelin yarıçapını göstermektedir.

### 3. SAYISAL ANALİZLER

Sayısal analizlere başlamadan önce, kullanılacak model ve programın güvenilirliğini doğrulamak amacıyla Laman vd. 2009'da yer alan ve arazi ortamında yapılan deneyler sayısal olarak modellenmiştir. Burada 6cm çapında temel kullanılarak yapılan deney ve farklı zemin modelleri (LE ve DP) ile yapılan sayısal analizlere ait yük-oturma eğrileri Şekil 2'de verilmiştir. Non-linear elastoplastik malzeme modelinin (DP) deneyden elde edilen yük-oturma davranışını oldukça iyi temsil ettiği, buna karşın lineer elastik malzeme modelinin (LE) sınırlı oturma oranlarında ( $s/D=3\%$ ) deney sonuçları ile uyumlu olduğu görülmektedir.



Şekil 2. Deney ve Farklı Zemin Modelleri ile Yapılan Sayısal Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

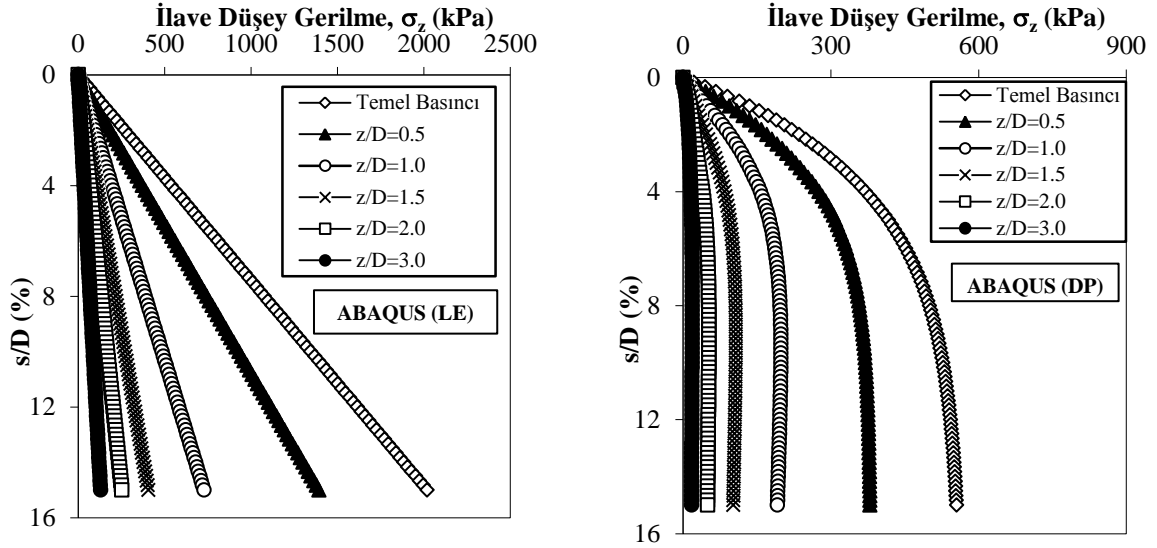
Sonlu elemanlar analizinde, zemin, çevre, sınır ve yükleme koşulları Demir, 2011 tarafından yapılan deneysel çalışma programına benzer seçilmiştir. Çalışmada siltli-kil zemin ABAQUS bilgisayar programında iki boyutlu aksiyel simetrik olarak modellenirken, zemin davranışı için lineer elastik (LE) ve Drucker-Prager (DP) modelleri kullanılmıştır. ABAQUS'de sonlu elemanlara ayırma işlemi otomatik olarak gerçekleştirilmekte veya kullanıcı tarafından manuel olarak istenilen bölgelerde ağ sıklaştırması yapılabilmektedir. Zemini modellemek için, 8 düğümlü bilinear aksiyetrik quadrilateral solid elemanlar (CAX8R) kullanılmıştır. Sonlu eleman modelinin sınır ölçüleri, sınır koşullarının temelin taşıma kapasitesini etkilemeyeceği mesh ölçülerini belirlemek için farklı mesh boyutları üzerinde çok sayıda analizler yapılarak belirlenmiştir. Ayrıca, mesh sıklığının derecesine bağlı etkileri en aza indirmek amacıyla da ilave analizler yapılmıştır. Sonuç olarak, analizlerde ağ etkisinin olmaması için sıkı (fine) ağ modeli seçilmiştir. Geometrik modelin boyutları simetriden dolayı modelin yarısı kullanılmış olup, 5.0 D x 5.0 D ölçülerine sahiptir. Sonlu eleman modelinde, 11500 eleman kullanılmıştır. Çalışmada kullanılan siltli-kil zemine ait özellikler Tablo 1'de verilmektedir.

**Tablo 1. Siltli-Kil Zemine Ait Model Parametreleri**

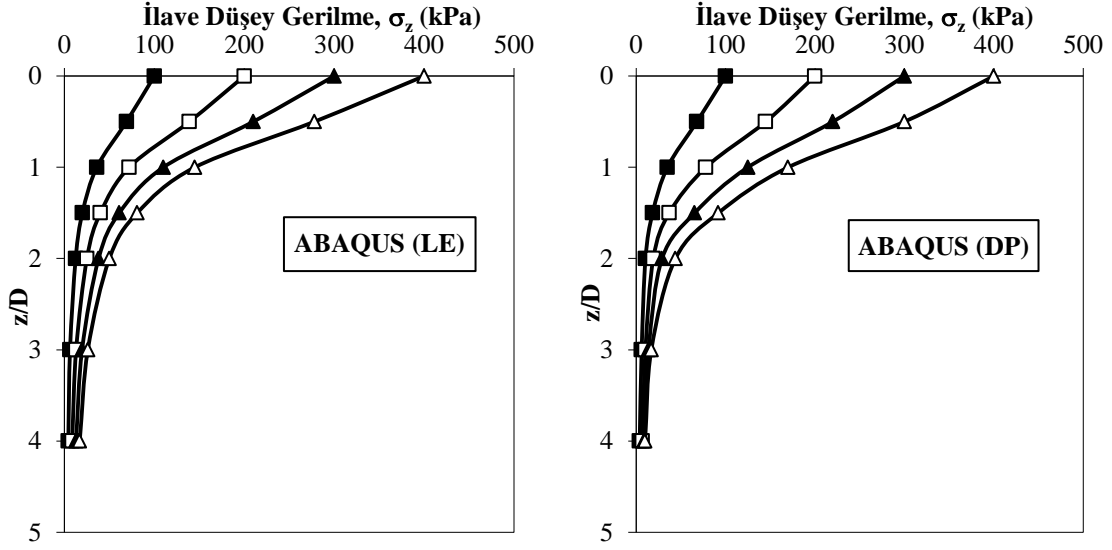
Parametreler	Simge	Birim	Değer
Elastisite modulu	$E$	$\text{kN/m}^2$	12000
Kohezyon	$c$	$\text{kN/m}^2$	12
Kayma mukavemeti acisi	$\phi$	( $^\circ$ )	24
Dilatasyon acisi	$\psi$	( $^\circ$ )	-
Possion oranı	$\nu$	-	0.35

#### 4. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI

Bu çalışmada, ilk olarak siltli kil zeminler üzerine oturan 6cm çapındaki dairesel temelden dolayı temel merkezindeki ilave düşey gerilme değerleri, iki farklı zemin modeli için (LE ve DP) beş farklı derinlikte ( $z/D=0.5, 1.0, 1.5, 2.0$  ve  $3.0$ ) sayısal analizler yapılarak incelenmiştir (Şekil 3).

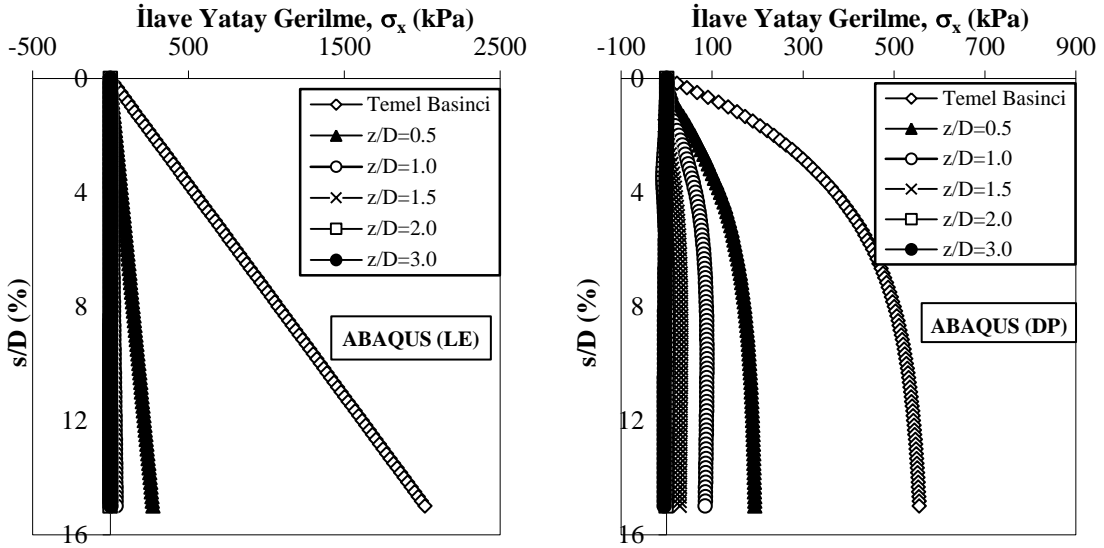
**Şekil 3. Farklı Derinliklerde Elde Edilen İlave Düşey Gerilme Değerleri**

Şekil 3 incelendiğinde, ilave düşey gerilme değerlerinin derinliğin artmasıyla beraber azaldığı görülmektedir. Zemin içerisindeki ilave düşey gerilme davranışı, lineer elastik (LE) zemin modeli kullanılarak yapılan sayısal analizlerde beklenildiği gibi lineer olurken, Drucker-Prager (DP) zemin modelinde ise başlangıçta lineer, daha sonra ise non-lineer bir davranış göstermektedir. Ayrıca, farklı temel basınçlarında ( $q=100\text{kPa}, 200\text{kPa}, 300\text{kPa}$  ve  $400\text{kPa}$ ) temel merkezi altında ilave düşey gerilme değerleri iki farklı zemin modeli için elde edilip Şekil 4'te gösterilmiştir. Her iki zemin modelinde de farklı temel basınçları dikkate alındığında, ilave düşey gerilme değerinin temel çapının iki katı derinlikte ( $z/D=2$ ) %10 mertebelerine ulaştığı görülmektedir.

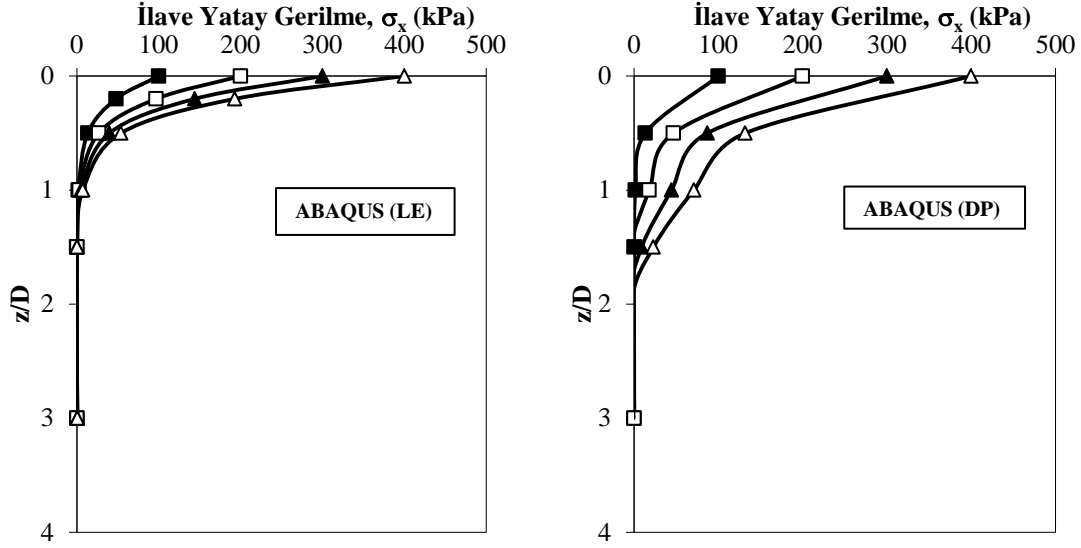


Şekil 4. İlave Düşey Gerilme Değerlerinin Derinlikle Değişimi

Bu çalışma kapsamında incelenen diğer bir parametre ise, siltli kil zeminler üzerine oturan 6cm çapındaki dairesel temelden dolayı temel merkezindeki ilave yatay gerilme değerleri olup, bu gerilme değerleri iki farklı zemin modeli için (LE ve DP) beş farklı derinlikte ( $z/D=0.5, 1.0, 1.5, 2.0$  ve  $3.0$ ) sayısal analizler yapılarak incelenmiştir (Şekil 5). Farklı temel basınçlarında ( $q=100\text{kPa}, 200\text{kPa}, 300\text{kPa}$  ve  $400\text{kPa}$ ) temel merkezi altında farklı derinliklerdeki ilave yatay gerilme değerleri iki farklı zemin modeli için elde edilip Şekil 6'da gösterilmiştir. İlave yatay gerilmeler LE zemin modelinde temel merkezinden bir  $D$  ( $z=1.0D$ ) derinlikte, DP zemin modelinde ise,  $z=1.0D-1.5D$  derinlikte sönümlenmiştir.

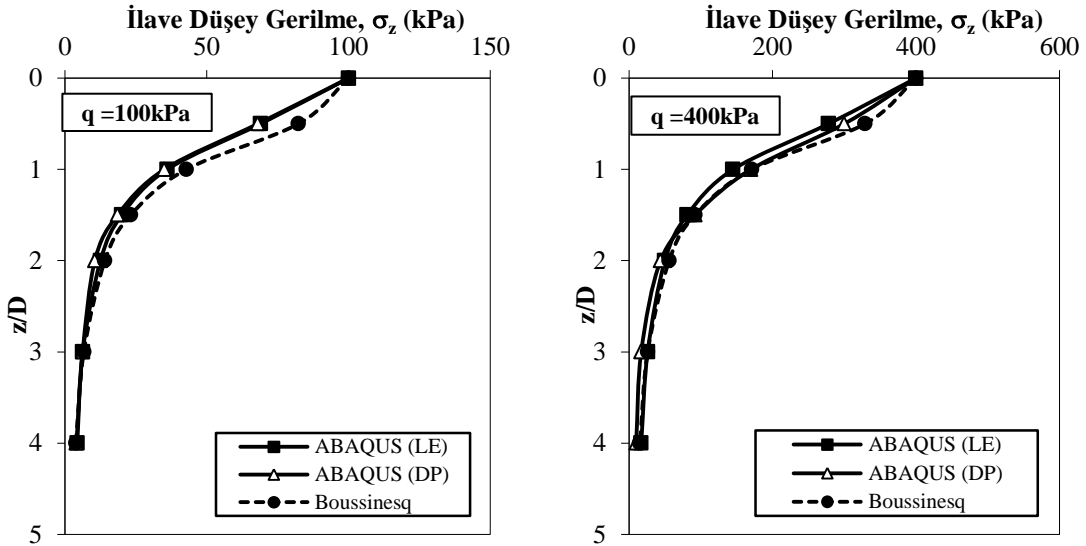


Şekil 5. Farklı Derinliklerde Elde Edilen İlave Yatay Gerilme Değerleri



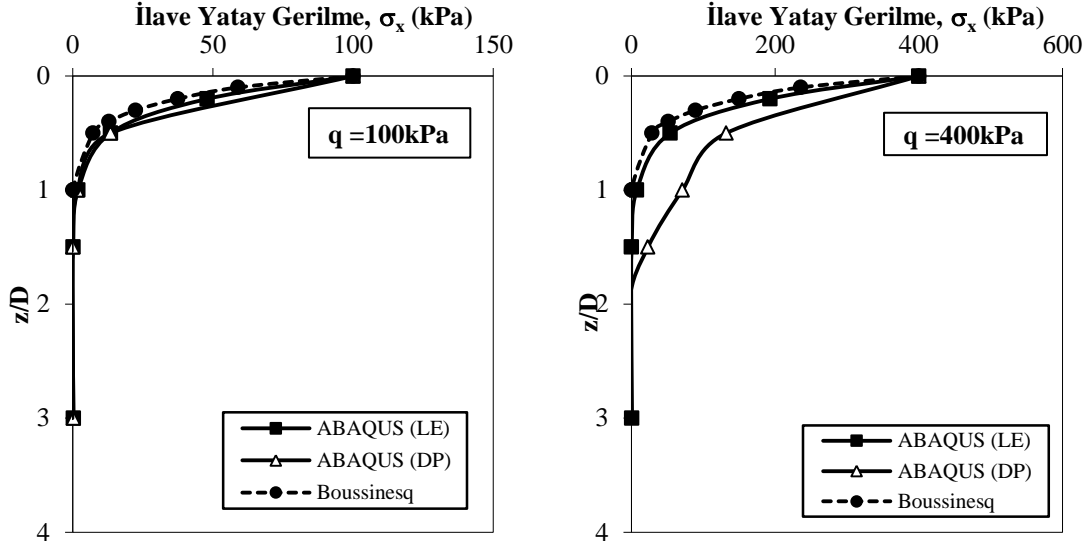
Şekil 6. İlave Yatay Gerilme Değerlerinin Derinlikle Değişimi

Çalışmada son olarak, siltli-kil zemine oturan dairesel temel ( $D=6\text{cm}$ ) merkezinde beş farklı derinlikte ( $z/D=0.5, 1.0, 1.5, 2.0$  ve  $3.0$ ) iki farklı zemin modeli kullanılarak sayısal analizlerden elde edilen ilave gerilmeler (düşey ve yatay), Denklem 1 ve 2’de verilen Boussinesq çözümleriyle karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmalar, iki farklı temel taban basıncı ( $q=100\text{kPa}$  ve  $400\text{kPa}$ ) için dikkate alınmış olup, ilave düşey ve yatay gerilme değerleri için yapılan karşılaştırmalar sırasıyla Şekil 7 ve 8’de sunulmuştur.



Şekil 7. Sayısal ve Teorik İlave Düşey Gerilme Değerlerinin Karşılaştırılması





Şekil 8. Sayısal ve Teorik İlave Yatay Gerilme Değerlerinin Karşılaştırılması

Şekil 7 ve 8 incelendiğinde, derinlik arttıkça ilave (düşey ve yatay) gerilme değerlerinin azaldığı görülmektedir. Ayrıca, farklı zemin modelleri için sayısal analizlerden ve teorik çözümlerden elde edilen ilave düşey gerilmeler, her iki yük kademesi için birbirleriyle uyumlu olduğu görülmüştür. Ancak, ilave yatay gerilmeler karşılaştırıldığında ise, düşük yük kademelerinde ( $q=100\text{kPa}$ ) LE ve DP zemin modeli kullanılarak analizlerden elde edilen ilave yatay gerilmeler teorik çözümlerden elde edilen gerilmelerle uyumlu olmasına karşın, daha büyük yük kademelerinde ( $q=400\text{kPa}$ ) DP zemin modelinin diğer yöntemlerden farklı olduğu ve daha büyük değerler verdiği görülmüştür.

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, silti-kil zeminlere oturan dairesel temeller altında oluşan ilave (düşey ve yatay) gerilme değerleri sayısal ve teorik analizlerle araştırılmıştır. Çalışmada elde edilen sonuçlara göre;

- Temel tabanından  $z$  derinlikte bulunan yatay düzlemlerdeki gerilme dağılışı (hem yatay hem de düşey gerilme) çalışılan tüm yöntemlerde aynı karakteristik şekli göstermekte ve derinliğin artmasıyla temel plakası merkezinin altındaki basınç (yatay ve düşey) da azalmaktadır.
- Hem lineer elastik (LE) hem de nonlineer Drucker-Prager (DP) modelleri ile elde edilen ilave düşey gerilme değerlerinin, temel merkezinden yaklaşık  $3.0D$  derinlikte etkisinin kalmadığı görülmektedir. Ayrıca, ilave düşey gerilme değerlerinin, farklı temel basınçları ( $q=100\text{kPa}-400\text{kPa}$ ) için, temele yakın derinliklerde farklı olduğu,  $z=3.0D$ 'den daha büyük derinliklerde ise, çok değişmediği görülmektedir.

- İlave yatay gerilme değerlerinin değişimi, LE analiz sonuçları ile teorik çözüm sonuçları ile uyum içerisinde olduğu ve temel merkezinden 1.0-1.5D derinlikte etkisinin kalmadığı, ancak, DP analiz sonuçlarının aynı derinlikler için daha büyük değerler verdiği ve temel merkezinden yaklaşık olarak 1.5-2.0D derinlikte sönümlendiği görülmektedir.
- Lineer Elastik ve non-lineer Drucker-Prager modelleri ile elde edilen sonuçlar arasında çok büyük farklar gözlenmemiştir. Ancak, temelin yük-oturma davranışını daha iyi yansıtması açısından, Drucker-Prager modelinin bu tür zemin problemlerinde kullanılmasının daha uygun olacağı düşünülmektedir.

## TEŞEKKÜR

Bu çalışma, TUBITAK tarafından desteklenen, 106M496 nolu “Yumuşak Kil Zeminlerin Geogrid Donatı ile Güçlendirilmesi” başlıklı araştırma projesi ve Çukurova Üniversitesi, MMF2009D1 başlıklı bilimsel araştırma projesi tarafından desteklenmiştir. Yazarlar desteklerinden dolayı her iki kuruma da teşekkürlerini bir borç bilirler.

## KAYNAKLAR

- Bellotti, R., Formigoni, G. and Jamiolkowski, M., (1975) “Remarks on the Effects of Overconsolidation on  $K_0$ ”, Proc., Istanbul Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg., Türkiye Bilimsel ve Teknik Araştırma Kurumu, Ankara, Turkey, 1, 17-25.
- Boussinesq, J., (1885) “Application des Potentiels a l'etude de l'equilibre et du Movement des Solids Elastiques”, Gauthier-Villars, Paris.
- Daramola, O., (1980) “On Estimating  $K_0$  for Overconsolidated Granular Soils”, Geotechnique, 30 (3), 310-313.
- Demir, A., (2011), “Yumuşak Kil Zemin Üzerinde Güçlendirilmiş Stabilize Dolguya Oturan Yüzeysel Temellerin Analizi”, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 443s.
- Feda, J., (1984) “ $K_0$  Coefficient of Sand in Triaxial Apparatus”, J. Geotech. Engrg., ASCE, 110 (4), 519-524.
- Hanna, A. and Ghaly, A., (1992) “Effects of  $K_0$  and Overconsolidation on Uplift Capacity”, Journal of Geotechnical Engineering, 118 (9), 1449-1469.
- Hanna, A.M. and Soliman-Saad N., (2001) “Effect of Compaction Duration on the Induced Stress Levels in a Laboratory Prepared Sand Bed”, Geotechnical Testing Journal, 24 (4), 430-438.
- Hibbitt, Karlson and Sorensen, (2008) “ABAQUS/Standard User's Manuals” Version 8.1, Pawtucket, RI, USA.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germanie, J.T. and Lancellotta, R., (1985) “New Development in Field and Laboratory Testing of Soils”, 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., A. A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 1, 57-153.

- Laman, M. ve Keskin, M.S. (2005), “Üniform Yüklü Dairesel Temel Altında Yatay Gerilme Analizi”, Çukurova Üniversitesi, Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi Dergisi, Cilt 20 Sayı 1.
- 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”, TUBITAK Bilimsel Araştırma Projesi, No: 106M496, Ankara, 528s.
- Potts, D.M. and Zdravkovic, L., (2001), “Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering Application” Thomas Telford Publishing.
- Sağlamer, A., (1972) “Kohezyonsuz Zeminlerde Sükunetteki Toprak Basınç Katsayısının Zemin Parametreleri Cinsinden İfadesi”, Ph. D. Thesis in Civil Engineering, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Tekinsoy, M.A. ve Laman, M., (2000) “Elastik Zemin Problemleri”, Süleyman Demirel Üniversitesi Basımevi, Isparta, 316s.
- Terzaghi, K., (1920) “Old Earth Pressure Theories and New Test Results”, Engrg. News-Rec., 85 (14), 632-657.

# ÇİFT EKSENLİ STATİK OSTERBERG-CELL KAZIK YÜKLEME TESTİNİN SONLU ELEMANLAR METODU İLE MODELLENMESİ

## FINITE ELEMENT STUDY ON BIDIRECTIONAL STATIC OSTERBERG CELL PILE LOAD TESTING

Erol GÜLER<sup>1</sup>

Mustafa KOÇ<sup>2</sup>

Tuğba AYGÜL<sup>3</sup>

### ABSTRACT

There are several methods used in the design of bored piles. Mathematical modeling of the pile and soil provide various formulas and theories for ultimate bearing capacity and settlement calculations of a pile. Many factors, including construction methods and real site conditions affect the vertical load capacity, so such model based analyses seldom give fully reliable results. Because of that, pile load tests are the most fundamental part of pile foundation design. Although many pile tests have been constructed in all kinds of engineering projects, it is unclear what difference arises from newer test methods such as the O-cell test. In this research, the pile load test was modeled with the finite element code PLAXIS. First a comparison was made between the capacity and displacement values obtained from the Osterberg-Cell load test and the results obtained from the numerical simulation of bi-directional static O-Cell loading test. Furthermore, the results obtained from the finite element model of O-cell test results are compared to the finite element model using the same soil and pile, however loaded from the surface in the traditional pile load test. On this basis, equivalency and discrepancy of the simulation results between the two types of pile load test are demonstrated and analyzed. In addition, depending on the stress change within the cross-section of the pile, the difference between calculated and assumed cohesion values is demonstrated and analyzed. It is concluded that O-cell test result can provide not only the same soil-pile interaction information as conventional head-down static loading test, but also allow for separate determination of the shaft resistance and end bearing components. However, the equivalent head down load-movement curve of the O-cell test simulated by finite element analysis gives a slightly stiffer load-movement response and slightly higher ultimate capacity than those of conventional test. By numerical simulation one cannot see plastic displacement in low loading stages, while it is an idealized model. The discrepancy between predicted and measured base resistance at failure is the consequence of neglecting a basic phenomenon associated to the installation the pile.

**Keywords:** Pile Loading Test, Finite Element Method, O-Cell Test

<sup>1</sup> Prof. Dr. İnşaat Müh. Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul

<sup>2</sup> İnş. Yük. Müh. ELC Group Ltd. mustafak@elcgroup.com.tr

<sup>3</sup> İnş. Yük. Müh. Boğaziçi Üniversitesi, TugbaAygul@agaoglu.com.tr

## ÖZET

Fore kazık tasarımında kullanılan birçok yöntem vardır. Kazık ve zemin parametreleri ve matematiksel modeller kullanılarak nihai taşıma kapasitesi ve kazığın oturma hesaplamaları için çeşitli formüller ve teoriler vardır. İnşaat yöntemleri ve gerçek saha koşulları da dahil olmak üzere, birçok faktör, düşey yük kapasitesini etkiler, bu nedenle böyle model tabanlı analizler nadiren ve tamamen güvenilir sonuçlar verir. Bu nedenden dolayı, kazık yükleme deneyleri kazıklı temel tasarımının en temel parçasıdır. Bir çok projede geleneksel kazık yükleme deneyi yapılmış olsa da, O-Cell testi gibi yeni test yöntemlerinin herhangi bir fark getirip getirmediği literatürde yer almamaktadır. Bu çalışmada arazi kazık yükleme deneyi sonuçları sonlu elemanlar yöntemi yazılımı PLAXIS kullanılarak modellenmiştir. Bu Tebliğ’de çift eksenli Osterberg Cell (O-Cell) yükleme deneyinin sonuçları ile nümerik simülasyon sonuçları kapasite ve deplasman değerleri açısından karşılaştırılmıştır. Ayrıca, O-Cell testinin sonlu elemanlar analiz modeli aynen kullanılmak üzere yükleme klasik yöntemde olduğu gibi yğzeyden yüklenecek ikinci bir sonlu elemanlar analizi yapılmış ve her iki model sonucu karşılaştırılmıştır. Bunlara ek olarak; kazığın boy kesitindeki gerilme dağılımına dayanarak hesaplanan kohezyon değerleri ile varsayılan kohezyon değerleri arasındaki farklar analiz edilmiştir. O-Cell test sonuçları, geleneksel statik yükleme testleri gibi sadece zemin-kazık ilişkisi bilgisini vermez; aynı zamanda kazık yüzey direnci ve uç taşıma kapasitesinin ayrı ayrı belirlenmesine olanak sağlar. Fakat, sonlu elemanlar ile simüle edilen O-Cell testi geleneksel statik yükleme testinden daha dik yük - deplasman eğrisi ve daha yüksek nihai kapasite sonuçları vermiştir. Nümerik simülasyonda düşük yüklerde plastik sehim görülmez, çünkü simüle edilen model idealleştirilmiş bir modeldir. Göçme esnasındaki öngörülen uç taşıma kapasitesinin sahada ölçülen değerden farklı oluşu, kazığın imali ile ilgili işlemlerin sonlu elemanlar modelinde tam olarak temsil edilememesinden kaynaklanıyor olabilir.

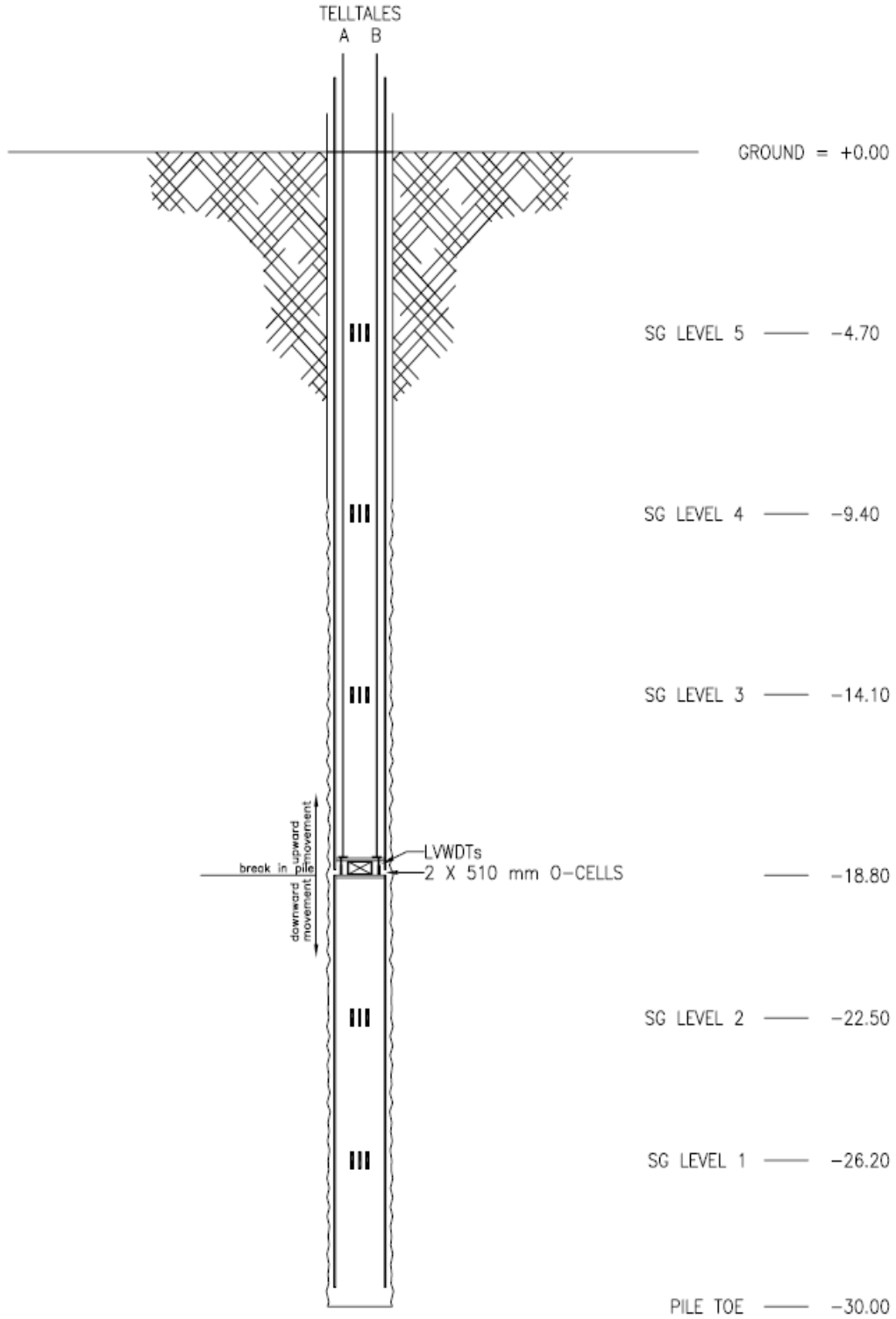
**Anahtar Kelimeler:** Kazık Yükleme Deneyi, Sonlu Elemanlar Yöntemi, O-Cell Test

## 1. GİRİŞ

Çalışma; İstanbul’da Ağaoğlu My Towerland sahasında inşa edilmiş 1200 mm çaplı fore kazık yükleme testinde kullanılan Osterberg Cell (O-Cell) metodu sonuçlarının kapasite ve deplasman değerlerinin, nümerik simülasyonları ile karşılaştırılmasını kapsamaktadır. Bu çalışmada ayrıca, O-Cell testi geleneksel statik yükleme deneyi olarak modellenip, bu iki modelin simülasyonları birbirleriyle karşılaştırılmış; bunlara ek olarak; kazığın boy kesitindeki gerilme dağılımına dayanarak hesaplanan kohezyon değerleri ile varsayılan kohezyon değerleri arasındaki farklar analiz edilip açıklanmaya çalışılmıştır.

## 2. KAZIKLARDA TEK KADEMELİ O-CELL TESTİ

510 mm çaplı iki adet O-Cell kullanılarak oluşturulan bir O-Cell hücresi kazığa Şekil 1’de görüldüğü gibi monte edilmiştir.



**Şekil 1.** Yükleme Deneyi Yapılan Kazıktaki O-Cell Ve Enstrümantasyon Yerleri

O-Cell hücresi donatı kafesine uyumlu 50 mm kalınlığındaki iki adet taşıma plakasına bu plakalar da LOADTEST önerilerine uyararak donatı kafesine kaynakla tutturulmuştur. O-Cell teçizatının üstünde ve altında yatay ve dikey donatılar sonlandırılmış, dikey olanlar plakalara kaynakla bağlanmıştır. O-Cell hücreli test kazığının özellikleri Tablo1 de özetlenmiştir.

**Tablo 1.** Test Kazığı Özellikleri

Kazık Tipi	Fore
Çap (mm)	1200
Maks. Test Yüğü (MN)	40.0 MN
Kazık boyu (m)	30.0
O-Cell yeri (m)	-18.8
O-Cell sayısı ve çapı	2 x 510 mm
Donatı kafesinin iç ölçüleri (mm)	978
Tremi borusu çapı (mm)	<300
Dikey donatıların sayısı ve ölçüsü	22 T26
Bağlantı donatılarının ölçüsü	T10

## 2.1. O-Cell Kurulumu

Şekil 2’de görüldüğü gibi donatı kafesine sabitlenmiş olan 2 adet galvaniz kılıf ve ekstensometre O-cell’ in üstünden kazığın tepesine uzanarak O-cell’ in üzerindeki kazık basıncını ölçülmesini sağlamaktadır. O-cell deplasmanını ölçmek için 4 adet 150 mm’ lik LVWDT alt ve üst çelik taşıma plakalarına sabitlenmiştir (Şekil 3).



**Şekil 2.** Galvaniz Kılıf ve Ekstensometre



**Şekil 3.** LVWDT

Donatı kafesine sabitlenmiş olan 2 adet galvaniz kılıf ve ekstensometre O-cell' in altından kazığın ucuna uzanarak O-cell düzeneğinin altındaki kazık basıncını ve mevcut kazık ucu deplasmanının ölçülmesini sağlamaktadır. O-cell düzeneğinin üstünde ve altında kazık boyunca oluşan kuvvet dağılımını gözlemlemek için 4,70; 9,40; 14,10; 22,50; 26,20 kotlarına Şekil 4'te görüldüğü gibi 3'er adet strain gauge yerleştirilmiştir.



**Şekil 4. Strain Gaugeler**

Donatı kafesi açılmış olan foraj çukuruna 2 parça halinde, O-cell' de herhangi bir bükülme yaratmadan 2 vinç yardımıyla indirilmiştir. Kazık imalinde kendinden yerleşen C45 betonu Tremie borusuyla yerine yerleştirilmiştir. Kazığın ve kazık çevresindeki zeminin istenen mukavemetine ulaşması için imalattan sonra 15 gün beklenilmiştir.

## **2.2. Yükleme Deneyi**

Yükleme planlamasında test yüküne ya da maksimum O-cell kapasitesine (40 MN) 12 kademede ulaşılması hedeflenmiştir. Oturma miktarı, O-cell' in genişlemesinin yukarı ve aşağı hareketini ölçen deplasman ölçerlerden ve alt ve üst yükleme plakalarına bağlı olan galvaniz borulardan alınan ölçümlerin farkından elde edilmiştir. 40 MN yüke ulaşıldığında O-cell'de herhangi bir sorun yaşanmadığından yük 50 MN'a çıkartılarak Türkiye'de Osterberg yöntemi ile ulaşılmış en büyük yüke ulaşılmıştır.

## **2.3. Deney Yöntemi**

Osterberg deneyinde o-cell hücrelerine içten verilen basınçla, kazığa hem yukarı çevresel sürtünme yönünde hem de buna eşit büyüklükte aşağı çevresel sürtünme ve uç direnci yönünde bir kuvvet uygulanmaktadır. Yükleme aşağıda sıralanan 3 durumdan birine ulaşıldığında sonlandırılır: (a) Önceden belirlenmiş yüke ulaşıldığında; (b) 150 mm' lik maksimum O-cell ilerlemesine ulaşıldığında; (c) Kazığın o-cell üzerinde kalan kısmın çevresel sürtünmesinin yenildiği veya O-cell' in altında maksimum kapasiteye ulaşıldığında.

## **2.4. Ölçümler**

O-cell' in genişlemesi taşıma plakalarına üstten ve alttan sabitlenmiş olan LVWDT' ler sayesinde ölçülür. Kazığın üstünden yukarı doğru gerçekleşen dikey hareket ise Şekil 5'te görüldüğü üzere kazığın üzerinden referans kirişine bağlanmış LVDT'ler ile ölçülmektedir.



Kazık boyunca birim sürtünme parametreleri ise kazığın farklı noktalarına yerleştirilen strain gauge (gerilme alıcıları) yardımı ile elde edilen kuvvet ölçümleri yardımı ile elde edilmektedir. Referans kirişinin destekleri 3 kazık çapı uzaklıkta kurulmuş, ayrıca nivo ile de test süresince referans kirişinin hareketi gözlemlenmiştir. Tüm LVDT'ler, LVWDT'ler ve Strain gauge'ler doğrudan Data Logger' a bağlanmış ve bu Logger da bilgisayara bağlanarak, tüm okumalar test boyunca 30 sn aralıklarla kaydedilmiştir. Buna ek olarak kazık betonunun ve ortamın sıcaklığını otomatik olarak kaydedilmiştir.



Şekil 5. Referans Kirişi ve LVDT'ler

### 3. SONLU ELEMENLAR METODU ÇALIŞMASI

Yükleme deneyi; hem O-Cell'li hem de geleneksel statik yükleme testi olarak eksenel simetrik bir sonlu elemanlar modeli ile analiz edilmiştir. Analizlerde 15 nodlu elemanlar kullanılmış, zemin modeli olarak Mohr Coulomb modeli seçilmiştir. Analizlerde 26 m genişliğinde ve toplam 60 m derinliğinde bir zemin modellenmiştir. Bu sayede kazığın altında 30 m bir zemin elemanı bulunması hedeflenmiştir.

#### 3.1. Zemin Koşulları ve Dizayn Parametreleri

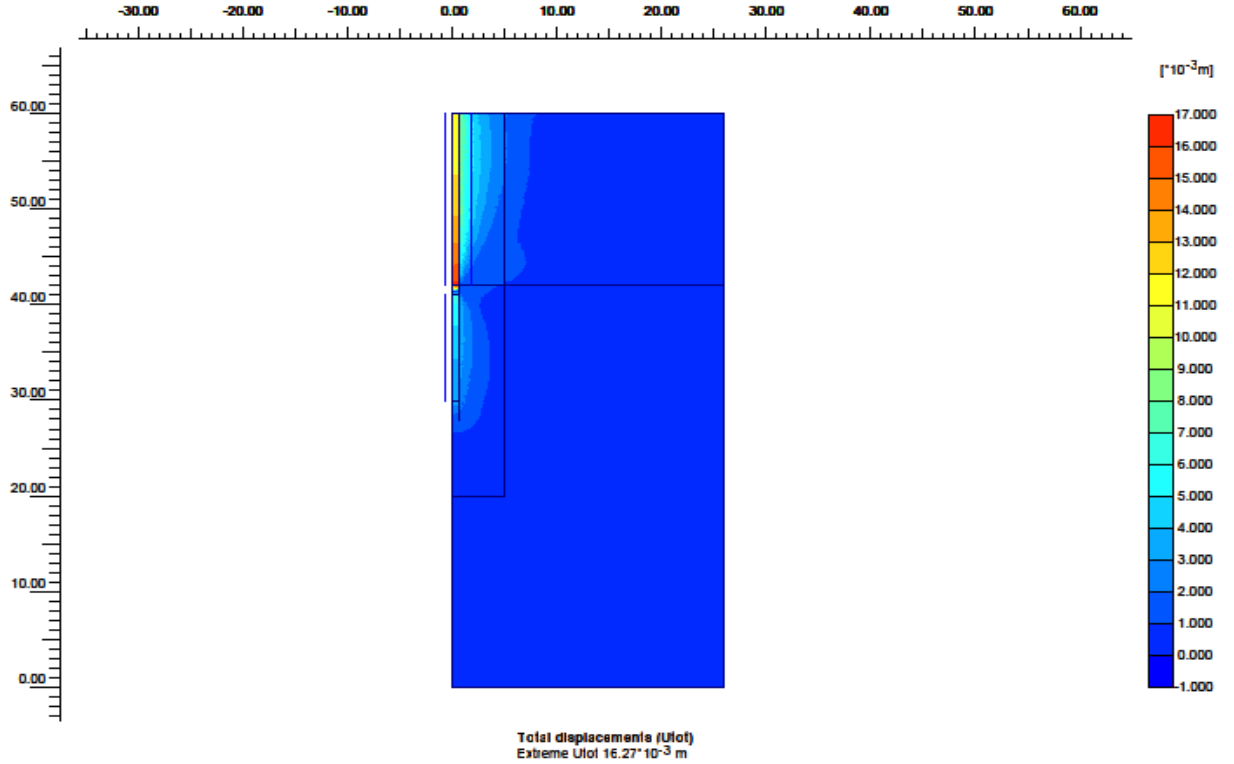
Sondaj loglarına dayanan, kazık çevresindeki zemin ve kazık parametreleri Tablo 2'de verilmiştir. Kazık ve zemin arasına arayüzey elemanı için direnç azaltma faktörü 0,7 olarak seçilmiştir.

Tablo 2. Sonlu Elemanlar Metodu Çalışmasının Parametreleri

İsim	Derinlik	Tip	Model	$\gamma_{unsat}$	$\gamma_{sat}$	$\nu$	$E_{ref}$	$C_{ref}$
	m			$kN/m^3$	$kN/m^3$	-	$kN/m^2$	$kN/m^2$
1. Katman	0-18	Drenajsız	M-C	21	23	0.3	150000	350
2. Katman	18-60	Drenajsız	M-C	21	23	0.3	400000	600
Beton	n/a	Elastik	L-E	24	24	0.2	3.40E+07	-

### 3.2 Sonlu Elemanlar Analizi ile O-Cell Yükleme Analizinin Sonuçları

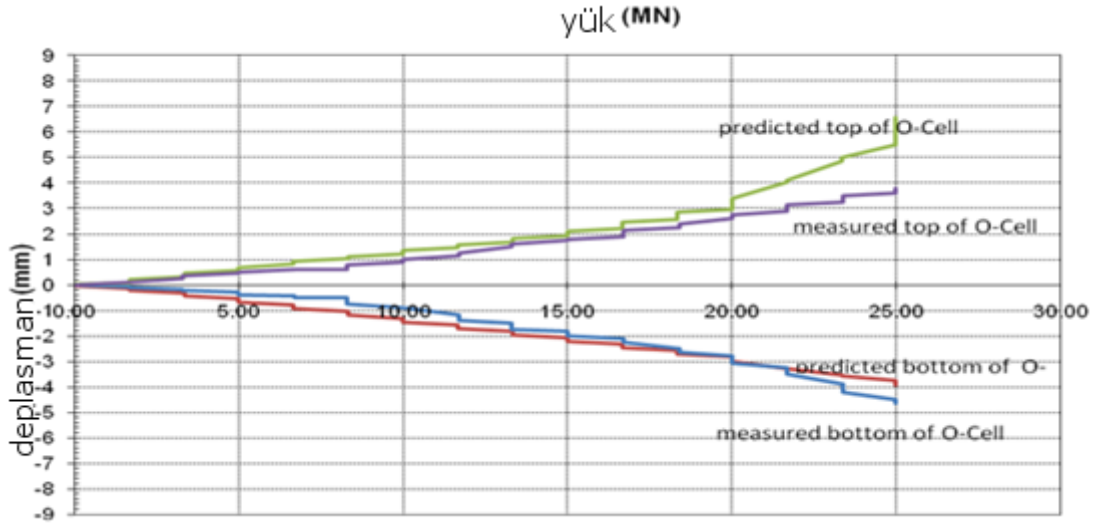
Şekil 6'da sonlu elemanlar modelinden elde edilen toplam deplasman değerleri görülmektedir. Maksimum deplasman değeri 16 mm'dir. Deplasmanların dağılımından kazıktan itibaren yaklaşık 7 m'ye kadar bir mesafede olan zeminin kazık yüklemesinden etkilendiği görülmektedir.



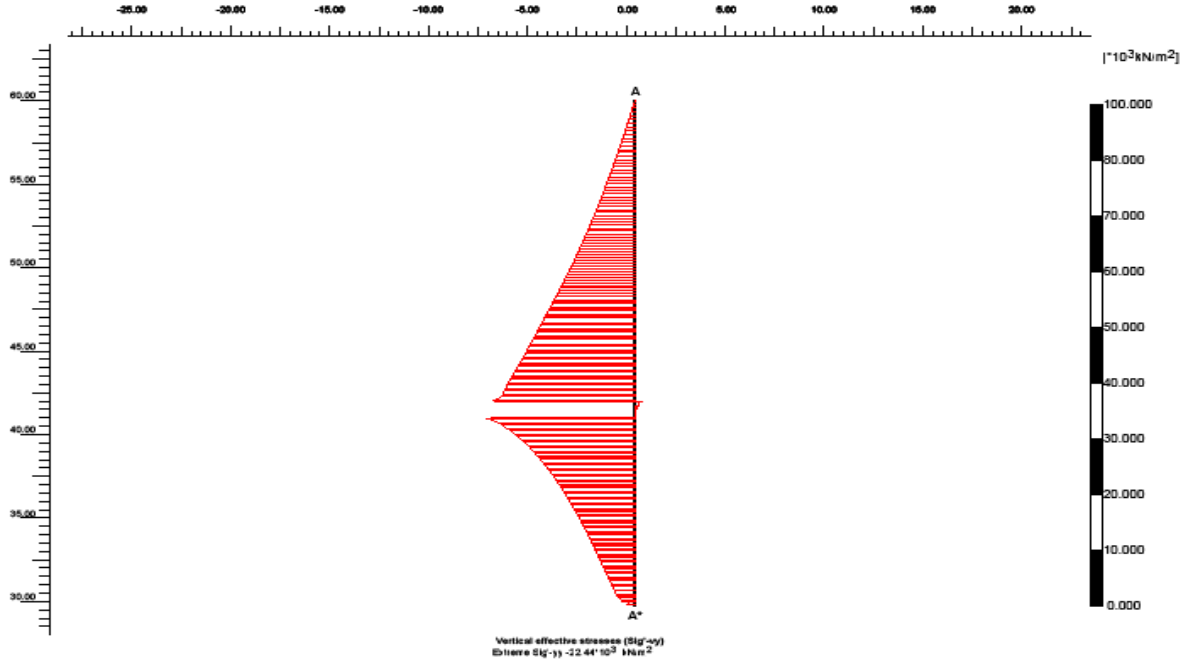
Şekil 6. Toplam Deplasman Değerleri

Düşey deplasmanların dağılımı ve oluşan maksimum düşey deplasman değeri incelendiğinde maksimum düşey deplasman değerinin maksimum toplam deplasman değeriyle eşit büyüklükte olduğu görülmüştür. Bu da zeminde belirgin bir yatay deplasman olmadığını göstermektedir.

O-cell hücresinin altında ve üstünde elde edilen yük deplasman eğrileri Şekil 7'de görülmektedir. Aynı grafik üzerinde sonlu elemanlar analizinde elde edilen değerler de işlenmiştir. Sonlu elemanlar analizi ile saha testi eğrisi benzer davranış özelliği göstermektedir. O-Cell hücresinin altınının davranışı incelendiğinde düşük yüklerde öngörülüş deplasman eğrisinin ölçülmüş olandan daha yüksek değerler verdiği fakat 20 MN yükten sonra ölçülen değerlerin öngörülenlerden yüksek olduğu görülmüştür. O-Cell hücresinin üstünün hareketi incelendiğinde ise tüm yükleme etaplarında öngörülen deplasman değerlerinin ölçülmüş olanlardan yüksek olduğu, fakat başlangıçtaki küçük deplasman farkının 20 MN yüklemeye başladığı belirlenmiştir.

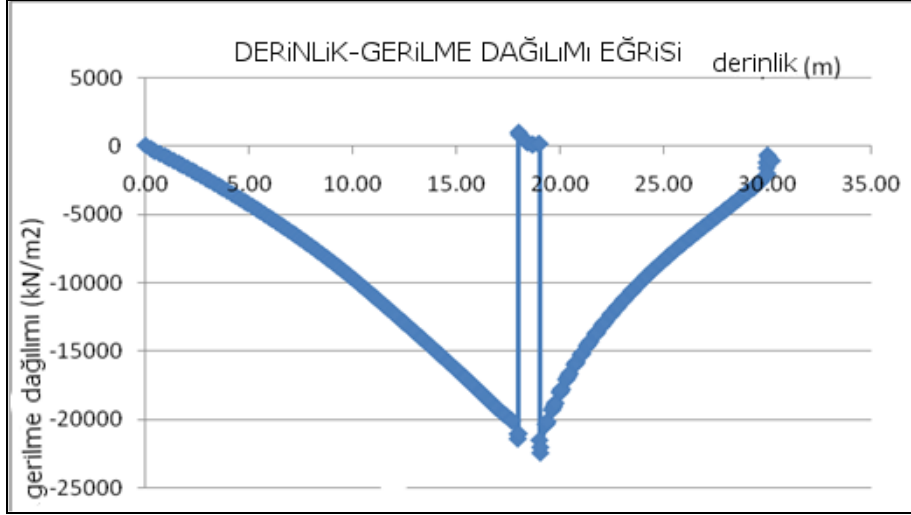


**Şekil 7.** Saha Ölçümü (mavi ve mor) ve Nümerik Simülasyon (kırmızı ve yeşil) Yük Deplasman Grafiği



**Şekil 8.** Kazık Başından Ucuna Kadar Düşey Gerilme Dağılımı

Şekil 8'de ise sonlu elemanlar analizinden elde edilmiş olan kazık boyunca düşey gerilme dağılımı verilmektedir. Bu şekilden görülen gerilme değerleri O-Cell üstünde  $-21.0 \text{ MN/m}^2$ ; O-Cell altında  $21.5 \text{ MN/m}^2$ ; kazık ucunda  $1.1 \text{ MN/m}^2$  ve kazık başında  $0.2 \text{ MN/m}^2$  olarak bulunmuştur. Bu veriler değerlendirilerek; O-Cell'in altından derinlik boyunca azalan ve kazık başından O-Cell'e derinlik boyunca artan gerilme dağılımının görüldüğü Şekil 9'da görülen grafik elde edilmiştir. Bu grafikteki belirli derinliklerdeki gerilme değişimlerine dayanarak; gerilme değişiminin sürtünme direnç alanına bölünmesiyle bu belirli derinlikteki kohezyon değerleri bulunmuştur. Hesaplamaların sonuçları ve simülasyon öncesi kabul edilen değerler aşağıdaki Tablo 3'de verilmektedir.



Şekil 9. Kazık Kesiti Boyunca Derinlik Gerilme Eğrisi

Tablo 3. Derinlik Boyunca Hesaplanan ve Varsayılan Kohezyon Değerleri

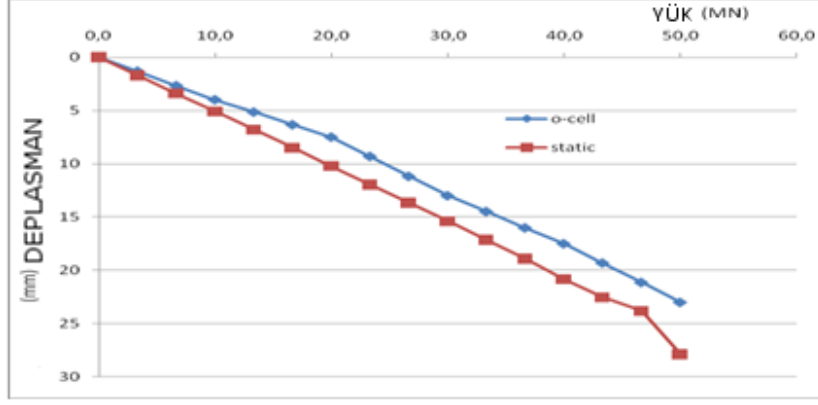
derinlik	gerilme değişimi	C hesaplanan	C varsayılan
m	MN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
0-18	0.2-21.0	347	350
19-30	21.5-1.1	557	600

Değerler arasındaki küçük fark; derinlik boyunca efektif gerilmenin değişmesine rağmen, parametre varsayımları aşamasında belirli derinlikler için ortalama kohezyon değerleri kabul edilmesinden kaynaklanmaktadır.

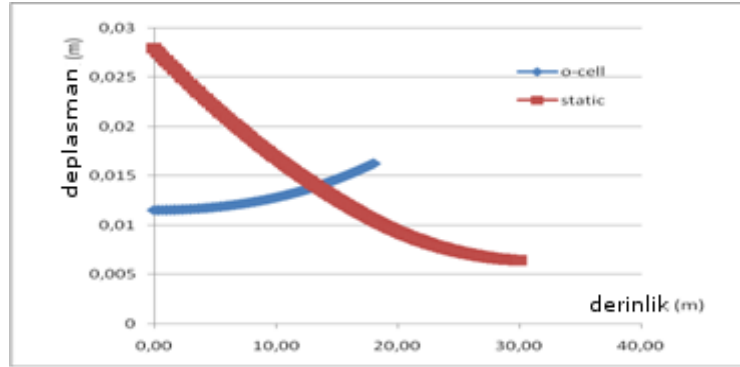
#### 4. O-CELL VE STATİK YÜKLEME DENEYİ KARŞILAŞTIRILMASI

Sonlu elemanlar ile analiz edilen iki modelin yük - deplasman eğrileri Şekil 10'da görülmektedir. Her iki model sonucu elde edilen grafikler genelde uyumlu olsalar da statik yükleme testinden elde edilen deplasman değerleri O-Cell testi sonuçlarından yüksektir. Ayrıca, O-Cell testinde Deplasman değerlerinin artışı 20 MN'dan itibaren bir miktar değişerek daha da dik bir eğim göstermiştir. Statik yükleme testinde ise deplasman değerleri artışlarının aynı oranda seyrettiği gözlemlenmiştir.

Şekil 11'de görüldüğü üzere; statik yükleme için kazık başından kazık ucuna olan kesitte, Kazık Direnci - Deplasman değerleri benzer özellikler göstermektedir. Drenajsız analiz sonuçlarına göre kısa dönemde O-Cell ve statik yükleme test sonuçları mobilize kazık direnci değerlerinde küçük bir fark görülmektedir. O-Cell testinde yükleme O-Cell' den yukarı doğru olduğu için, statik yüklemeye farklı olarak yüksek kazık direncinden düşük kazık direncine yükleme gerçekleşir, diğer bir deyişle küçük efektif gerilmeler oluşur, bunun sebebi zeminin üst katmanlarında direncin düşük olmasıdır.

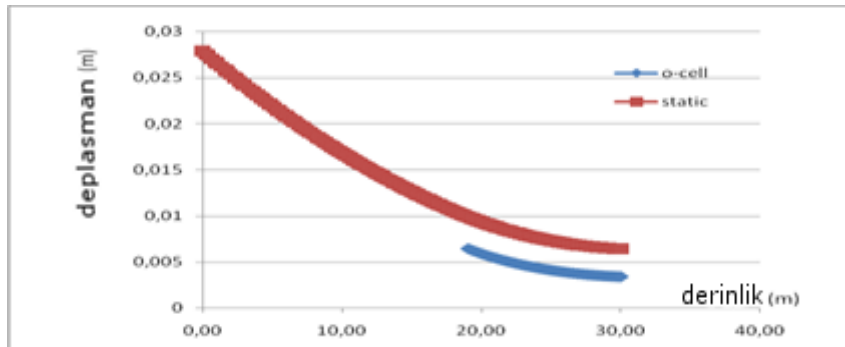


Şekil 10. O-Cell ve Statik Yükleme Yük x Deplasman Modelleri



Şekil 11. Derinlik x Deplasman Eğrisi (O-Cell' den Kazık Başına)

Şekil 12'de görüldüğü üzere, sonlu elemanlar analizi ile simüle edilen O-Cell testi geleneksel statik yükleme testinden daha dik yük-hareket eğrisi ve daha yüksek nihai kapasite sonuçları vermiştir. Aynı miktar deplasmanda, statik testin uç taşıma kapasitesi O-Cell testinkinden daha geç oluşmuştur. O-Cell testinde kaynak uca yakın olduğundan, sürtünme direnci daha kolay yenilip uç direncine geçilir. Küçük sehimlerde, O-Cell testindeki uç taşıma kapasitesi statik modelinkinden daha hızlı artış göstermiştir. Bu durum, statik testte yük transferinin kazığın tüm boyunca gerçekleşmesinden dolayı uç taşıma kapasitesini efektif bir şekilde arttıramamasından kaynaklandığı düşünülmüştür. Buna karşın O-Cell testinde uç direnci direkt olarak aktive olmaktadır. Statik testte kazık çevresel sürtünme direnci tamamen mobilize olduktan sonra uç direnci aktive olur, bundan dolayı da uç direnci O-Cell modelinin uç direncine yaklaşır.



Şekil 12. Derinlik x Deplasman Eğrisi (O-Cell' den Kazık Ucuna)

## 5. SONUÇLAR

Yapılmış olan bu yükleme deneyi sonucunda kazık tasarımı modifiye edilmiş ve ampirik yöntemlerle belirlenmiş olan adhezyon parametreleri yerine ölçülmüş adhezyon parametreleri kullanılması mümkün olmuştur. Bu da kazık imalatında yaklaşık 4.000.000 TL bir tasarruf sağlanmıştır.

Sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizler O-Cell yöntemi ile yapılan kazık yükleme deneylerinin yüzeyden yükleme yapılan klasik yükleme deneyi sonuçları ile uyumlu sonuçlar verdiğini göstermiştir.

Her iki deney yöntemi arasındaki en önemli fark O-cell deneyinde uç mukavemetinin daha hızlı uyanması olarak gözlenmiştir.

## KAYNAKLAR

- England, M., 2003, "Bi-directional Static Load Testing – State of the Art", *Loadtest Inc.*, U.K.
- England, M. and P.F., Cheesman, 2006, "Recent Experiences with Bi-directional Static Load Testing", *Loadtest Inc.*, U.K.
- Fellenius, B. H., August 2007, "Bored Piles and Bi-directional Load Tests", *Journal of the Southeast Asian Society*, 38(2), pp. 117-118.
- LOADTEST, bi-directional O-Cell load testing, 05.07.2010, [www.loadtest.com](http://www.loadtest.com), 08.12.2010.
- Osterberg, J. O., 1998, "The Osterberg Load Test Method for Bored and Driven Piles the First Ten Years", *Proceedings of the Seventh International Conference on Piling and Deep Foundations*, Deep Foundations Institute, Vienna, Austria.
- Osterberg, J. O., October 1999, "What Has Been Learned About Drilled Shafts From the Osterberg Load Test", *Deep Foundations Institute Annual Meeting*.
- Schmertmann, J. H. and J. A., Hayes, January 1997, "The Osterberg Cell and Bored Pile Testing- A symbiosis", *Proceedings of the Third International Geotechnical Engineering Conference*, Cairo University, Cairo, Egypt.
- Schmertmann, J. H., J. A., Hayes, T., Molnit and J. O., Osterberg, March, 1998, "O-Cell Testing Case Histories Demonstrate the Importance of Bored Pile (Drilled Shaft) Construction Technique", *Proceedings of the Fourth International Conference on Case Studies*, University of Missouri, Rolla, Missouri.
- Sivrikaya, O., Togrol, E., 1997, "Türkiye’de SPT-N Değeri ile İnce Daneli Zeminlerin Drenajsız Kayma Mukavemeti arasındaki İlişkiler", *İMO Teknik Dergi*, 2007 4229 -4246, *Yazı279*, [www.eimo.imo.org.tr](http://www.eimo.imo.org.tr), 21.02.2011

# YÜKLEME HIZININ YANAL YÜKLÜ RİJİT KISA KAZIĞIN YANAL YÜK TAŞIMA KAPASİTESİNE ETKİSİ

## THE EFFECT OF THE LOADING RATE ON THE ULTIMATE LATERAL LOAD CAPACITY OF A SHORT RIGID PILE SUBJECTED TO LATERAL LOAD

Erdal UNCUOĞLU<sup>1</sup>

Mustafa LAMAN<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In this study; the effect of loading rate on the lateral load capacity of laterally loaded short rigid pile has been investigated. For this purpose, a series of model tests on model pile both in loose and dense sand conditions have been conducted. In the model tests, a model pile which has a diameter of 50 mm and an embedment length of 200 mm has been used. Lateral load has been applied at a height of 300 mm above the sand surface. The lateral load has been applied in five different loading rates both in loose and dense sand conditions. End of the experimental studies, it is shown that the loading rate has an affect approximately as well as the 8% on the lateral load capacity both in loose and dense sand conditions.

**Key words:** Loading Rate, Short Rigid Pile, Sand, Model Tests.

### ÖZET

Bu çalışmada; yükleme hızının yanal yüklü rijit kısa kazığın yanal yük taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla; D=50 mm çapında ve L=200 mm gömülü uzunluktaki model çelik kazık zemin yüzeyi üzerinden e=300 mm yükseklikte etkiyen yanal yük etkisinde hem gevşek hem de sıkı kum zemin durumunda deneye tabii tutulmuştur. Gevşek ve sıkı kum zeminde gerçekleştirilen deneylerde yanal yük beş farklı yükleme hızında uygulanmıştır. Yapılan deneysel çalışmalar sonucunda; yükleme hızının yanal yük taşıma kapasitesi üzerinde hem gevşek hem de sıkı kum zemin durumunda ortalama olarak %8' lik bir etkisinin olduğu görülmüştür.

**Anahtar kelimeler:** Yükleme Hızı, Rijit Kısa Kazık, Kum, Model Deney.

<sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, [erdalu@erciyes.edu.tr](mailto:erdalu@erciyes.edu.tr)

<sup>2</sup> Prof. Dr. Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, [mlaman@osmaniye.edu.tr](mailto:mlaman@osmaniye.edu.tr)

## 1. GİRİŞ

Yükleme hızının kum zeminin kayma mukavemeti üzerindeki etkisi, genellikle, farklı kesme hızlarında gerçekleştirilmiş kesme kutusu deneyleri ile araştırılmıştır. Yapılan kesme kutusu deneylerinden elde edilen sonuçlar; drenajlı durumda, zeminin kayma mukavemetinin farklı kesme hızlarından önemli derecede etkilenmediğini ve sabit kabul edilebilecek bir kayma mukavemeti değerine sahip olduğunu göstermektedir. Buna karşılık drenajsız durumda, uygulanan kesme hızının kum zeminin kayma mukavemetini önemli ölçüde etkilediği belirtilmiştir (Al-Mhaidib, 2006).

Kong ve Zhang (2006) tarafından yapılan çalışmada; robot manipülatör kullanılarak, centrifuge deney aletinde model kazıklar üzerinde farklı yüklemelerde yanal yüklemelerde deneyleri gerçekleştirilmiştir. Yapılan deneysel çalışmaların sonunda; deneysel çalışmalarda kullanılan yüklemelerde hız aralığında yüklemelerde hızının yanal yük taşıma kapasitesi üzerinde önemli derecede bir etkisinin olmadığı görülmüştür. Bununla birlikte yüklemelerde hızının etkisi sıkı kumda gevşek kuma göre daha açık bir şekilde görülmektedir. Yüklemelerde hızı, kazık uzunluğu boyunca elde edilen eğilme momenti dağılımını ve zemin reaksiyonu dağılımını önemli derecede etkilemektedir.

Yanal yüke maruz rijit kazıkların davranışlarını araştırmaya yönelik arazi ve laboratuvar yüklemelerde deneyleri, genellikle, yatay yükün sabit bir hızda uygulanması yolu ile gerçekleştirilmektedir. Küçük ölçekli laboratuvar model deneylerinde yaygın olarak deplasman kontrollü yük uygulaması yapılmaktadır. Literatürdeki mevcut model deney çalışmaları incelendiğinde yatay yüklemenin, çoğunlukla, 0.5mm/dak. ile 1mm/dak. aralığındaki hız değerlerinde uygulandığı görülmüştür.

Rijit kısa kazıklar tarafından desteklenen bir yapı, özellikle, kasırga ve deprem gibi doğal afetlerde kısa süreli etkili olan büyük değerlerdeki yanal yüklere maruz kalabilirler. Dolayısı ile böyle bir doğal afet durumunda rijit kısa kazıkların yanal yük ve moment taşıma kapasiteleri laboratuvar yüklemelerde gözlenen davranışlarından farklı olabilir.

Yüklemelerde hızının kum zemin içerisinde yer alan yanal yüke maruz rijit kısa kazıkların davranışı üzerindeki etkileri farklı yanal yüklemelerde hızlarında gerçekleştirilmiş bir seri model deney çalışması ile araştırılmıştır. Deneyler hem gevşek hem de sıkı durumda hazırlanmış kum zeminde gerçekleştirilmiştir.

## 2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

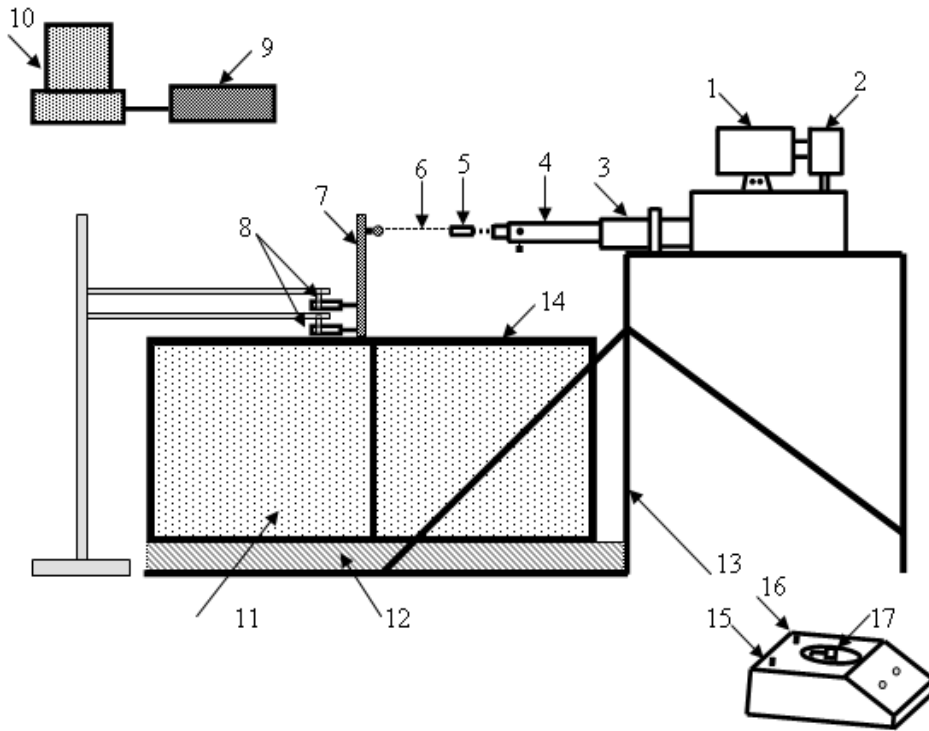
Deneysel çalışmalar için ölçüleri 960 mm × 480 mm × 500 mm (uzunluk × genişlik × yükseklik) olan dikdörtgen kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir. Deney kasesinin iskeleti 5 mm kalınlıktaki çelik profilden olup yan yüzeyleri 10 mm kalınlıktaki cam, ön ve arka yüzeyleri ile alt tabanı ise 20 mm kalınlıktaki ahşap malzemedendir. Deney kasesi boyutları sınır etkisini minimize edecek yeterli büyüklükte seçilmiştir. Kum zemin ve kasa iç yüzeyleri arasında oluşabilecek sürtünmenin en aza indirilebilmesi için kasa iç kısmında yer alan cam ve ahşap yüzeyler cilalanarak pürüzsüz hale getirilmiştir.

Yanal yük, zemin yüzeyi üzerinde 300 mm yükseklikten çekme kuvveti olarak uygulanmıştır. 1/20 ölçekte tasarlanan model düzenekte seçilmiş olan bu yükseklik prototip boyutlarda 6 m'lik bir yüksekliği temsil etmektedir. Bu yükseklik değeri;



karayolları kenarında, dışında veya üzerinde inşa edilecek olan levhalar, ışıklar ve yüksek gerilim enerji nakil hatları için kullanılan ilgili yönetmelikte belirtilen yükseklik değeri ile uyumludur.

Şekil 1’ de görüldüğü gibi yanal çekme kuvveti elektrik motoru tarafından hareket ettirilen bir dişli sistem aracılığı ile uygulanmıştır. Georgii Kobold firması tarafından üretilmiş elektrik motoru ile Schwaben Prazision firması tarafından üretilmiş JF 111.1 tipindeki redüktörden oluşan redüktörlü elektrik motoru kullanılan varyatör sistemi ile birlikte dişli sistemin farklı devir hızlarında hareketine imkan sağlamakta ve bu yolla da yanal çekme kuvveti farklı hızlarda uygulanabilmektedir. Kurulan yükleme sistemi 0.01mm/dak. ile 3.50mm/dak. arasında değişen farklı hızlarda yükleme yapılabilmektedir. Yanal çekme kuvveti çekme koluna çelik bir halat aracılığı ile etkilmiştir. Çelik halatın bir ucu yükleme dişlisinin ucunda yer alan yük hücreğine vidalanmış iken diğer ucu da çekme çubuğuna vidalanmış bilyalı kancaya bağlanmıştır. Deneysel çalışmalar sırasında model kazıklara etkiyen yük değerleri 1 kN kapasiteli bir yük hücresi ile, çekme kolunun yanal yük etkisindeki ötelenmeleri ise zemin yüzeyi üzerinden 26 mm ve 86 mm yüksekliklerde yer alan deplasman transducerleri ile ölçülmüştür. Yük hücresi ve deplasman transducerleri kullanılarak elde edilen veriler ADU veri toplama cihazına aktarılmış ve daha sonra DIALOG programı yardımı ile sayısal değerlere dönüştürülmüştür.



1. Motor	10. Bilgisayar
2. Redüktör	11. Model Zemin
3. Yükleme Dişlisi	12. Yükseltme Platformu
4. Yükleme Ucu	13. Yükleme Sehvası
5. Yük Hücresi	14. Deney Kasası
6. Çelik Halat	15. Açma/Kapama Düğmesi
7. Çekme Kolu	16. İleri/Geri Hareket Düğmesi
8. Deplasman Transducerleri	17. Yükleme Hızı Ayar Kolu
9. Data Logger	

Şekil 1. Deney Düzenegi

Deneysel çalışmalarda;  $D=50\text{mm}$  çapında ve  $L=200\text{mm}$  uzunluğunda dolu kesitli model çelik kazık kullanılmıştır. Yanal yük, model kısa kazığa vidalanmış bir çekme kolu aracılığı ile uygulanmış olup, çekme kolu olarak da çelik malzemedan imal edilen çubuk kullanılmıştır.

Deneysel çalışmalarda model zemin olarak Devlet Su İşleri (DSİ) Adana Bölge Müdürlüğü'nden temin edilen Çukurova Bölgesi Çakıt dere yatağından alınmış kum numuneler kullanılmıştır. Model kum zeminin sınıfı dane çapı dağılımı eğrisinden yararlanılarak, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre kötü derecelenmiş ince ve temiz kum (SP) olarak tanımlanmıştır. Deneysel çalışmalar hem gevşek hem de sıkı halde hazırlanmış kum zeminde gerçekleştirilmiştir. Deney kumunun dane birim hacim ağırlığı ( $\gamma_s$ ), gevşek ve sıkı haldeki kuru birim hacim ağırlıkları ( $\gamma_k$ ) ve gevşek ve sıkı haldeki boşluk oranı değerleri Çizelge 1'de özetlenmiştir.

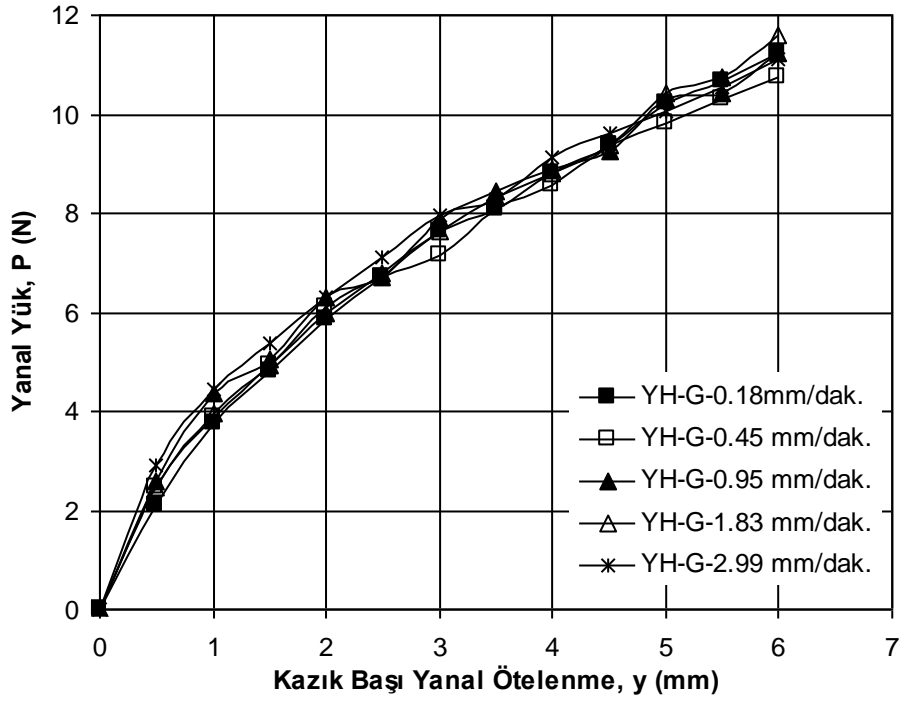
**Çizelge 1.** Deney kumunun özellikleri

Parametreler	Birim	Değer
Dane Birim Hacim Ağırlığı, $\gamma_s$	$\text{kN/m}^3$	26.800
Gevşek Haldeki Kuru Birim Hacim Ağırlık, $\gamma_{k\text{min}}$	$\text{kN/m}^3$	15.030
Sıkı Haldeki Kuru Birim Hacim Ağırlık, $\gamma_{k\text{maks}}$	$\text{kN/m}^3$	17.060
Gevşek Halde Boşluk Oranı, $e_{\text{maks}}$	-	0.783
Sıkı Halde Boşluk Oranı, $e_{\text{min}}$	-	0.570

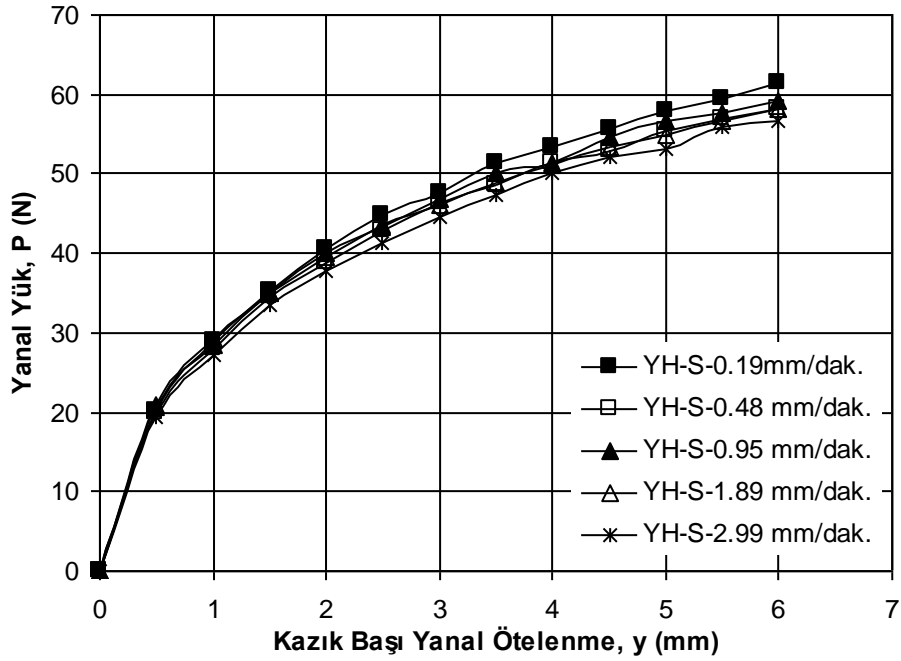
### 3. DENEY SONUÇLARI

Kum zemin içerisinde yer alan yanal yüke maruz rijit kısa kazıklar gevşek ve sıkı durumda hazırlanmış kum zemin içerisinde beş farklı yatay yükleme hızı (YYH) kullanılarak deneye tabii tutulmuşlardır. Uygulanan yatay yükleme hızları gevşek kum için sırası ile  $0.18\text{mm/dak.}$ ,  $0.45\text{ mm/dak.}$ ,  $0.95\text{ mm/dak.}$ ,  $1.83\text{ mm/dak.}$  ve  $2.99\text{ mm/dak.}$  dır. Sıkı kum zeminde gerçekleştirilen deneylerde kullanılan yatay yükleme hızları ise sırası ile,  $0.19\text{mm/dak.}$ ,  $0.48\text{ mm/dak.}$ ,  $0.98\text{ mm/dak.}$ ,  $1.89\text{ mm/dak.}$  ve  $2.99\text{ mm/dak.}$  dır. Deneysel çalışmalar sırasında ölçülen veriler kullanılarak her bir deneye ait kazık başı yan al yük-yanal ötelenme ilişkileri elde edilmiştir. Elde edilen yan al yük-yanal ötelenme ilişkileri gevşek kum zemin için Şekil 2' de, sıkı kum zemin için de Şekil 3'de sunulmuştur. Bununla birlikte; kazık başında  $1^\circ$  ve  $2^\circ$ 'lik dönme açılara karşılık gelen yan al yük ve moment taşıma kapasitesi değerleri ile kazık başında kazık çapının %10'u kadar bir yan al ötelenmeye neden olan yan al yük ve moment taşıma kapasitesi değerleri hesaplanarak gevşek kum zemin için Çizelge 2' de, sıkı kum zemin için de Çizelge 3'de özetlenmiştir.

Şekil 2 ve 3' de gösterilen yan al yük-yanal ötelenme ilişkileri incelendiğinde, gevşek kum zeminde kazık başında yaklaşık olarak  $0.50^\circ$ 'lik bir dönme açısı değerine kadar sıkı kumda ise  $0.25^\circ$ 'lik bir dönme açısı değerine kadar yük-deplasman ilişkilerinin doğrusal olduğu, daha sonra eğriye dönüştüğü görülmektedir. Yük-deplasman ilişkilerindeki bu non-lineer davranış sıkı kum zemin durumunda daha belirgin olarak ortaya çıkmaktadır. Özellikle gevşek kum zeminde olmak üzere hem gevşek hem de sıkı kum zemin durumunda yük-deplasman eğrilerinde belirgin bir göçme noktası gözlenmemiştir.



Şekil 2. Gevşek Kum Zeminde Farklı Yanal Yükleme Hızları için Kazık Başı Yanal Yük-Yanal Ötelenme İlişkisi



Şekil 3. Sıkı Kum Zeminde Farklı Yanal Yükleme Hızları için Kazık Başı Yanal Yük-Yanal Ötelenme İlişkisi

**Çizelge 2.** Gevşek Kum Zeminde Farklı Yanal Yükleme Hızları için Sayısal Deney Sonuçları

Gevşek Kum - $\gamma_k = 15.02 \text{ kN/m}^3$ - $D=50\text{mm}$ - $L=200\text{mm}$						
YYH (mm/dak.)		0.18	0.45	0.95	1.83	2.99
$R_D$ (mm)		160.459	162.716	157.042	163.560	156.638
t (dakika)		109.60	42.80	20.37	10.45	6.48
Yanal Yük (N)	1°	7.255	7.161	7.255	7.489	7.724
	2°	10.907	10.532	10.532	10.672	10.393
	$U_{0.10D}$	10.205	9.830	10.299	10.439	10.064
Moment (Ncm)	1°	217.650	214.830	217.650	224.670	231.720
	2°	327.210	315.960	315.960	320.160	311.790
	$U_{0.10D}$	306.150	294.900	308.970	313.170	301.920

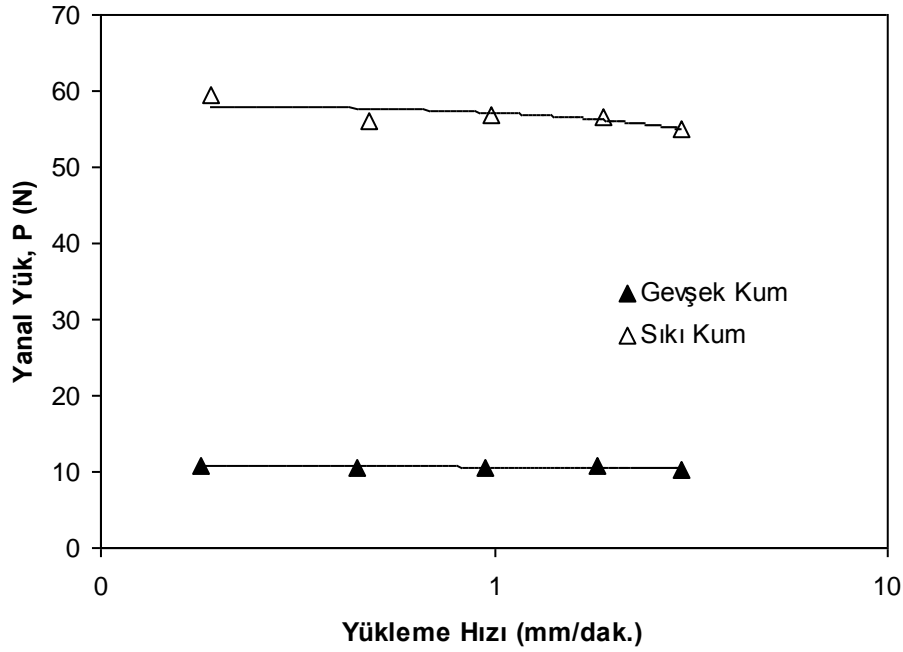
**Çizelge 3.** Sıkı Kum Zeminde Farklı Yanal Yükleme Hızları için Sayısal Deney Sonuçları

Sıkı Kum - $\gamma_k = 17.06 \text{ kN/m}^3$ - $D=50\text{mm}$ - $L=200\text{mm}$						
YYH (mm/dak.)		0.19	0.48	0.98	1.89	2.99
$R_D$ (mm)		152.335	152.703	153.349	155.807	152.311
t (dakika)		104.13	40.77	19.83	10.27	6.55
Yanal Yük (N)	1°	45.780	44.377	44.470	44.704	42.597
	2°	59.450	56.172	56.874	56.641	55.002
	$U_{0.10D}$	57.811	55.471	56.641	54.909	53.130
Moment (Ncm)	1°	1373.400	1331.310	1334.100	1341.120	1277.910
	2°	1783.500	1685.160	1706.220	1699.230	1650.060
	$U_{0.10D}$	1734.330	1664.130	1699.230	1647.270	1593.900

Sonuçlar incelendiğinde; yapılan deneysel çalışmalarda kullanılan yükleme hızı aralığında, hem gevşek hem de sıkı kum zemin durumunda, yükleme hızının yanal yüke maruz rijit kısa kazığın yanal yük ve moment taşıma kapasitesi üzerinde önemli sayılabilecek bir etkisinin olmadığı görülmüştür. Kazık başındaki 2°'lik dönme açısı için hem gevşek hem de sıkı kumda elde edilmiş yükleme hızı-yanal yük ilişkileri yarı logaritmik eksen takımında Şekil 4'de verilmiştir.

Farklı yükleme hızlarında elde edilmiş en yüksek yanal yük değeri ile en düşük yanal yük değeri arasında gevşek kum zemin durumunda ortalama %7, sıkı kum zemin durumunda da ortalama %8'lik bir fark olduğu gözlenmiştir. Sıkı kum zemin içerisinde yer alan rijit kısa kazığın yanal yük taşıma kapasitesi gevşek kum zemin içerisinde yer alan kazığın yanal yük taşıma kapasitesinin yaklaşık olarak 5 katı kadardır. Rölatif sıklığın yanal yüke maruz rijit kısa kazıkların yanal yük ve moment taşıma kapasitesi üzerinde önemli derecede bir etkisinin olduğu bu sonuçtan da anlaşılmaktadır. Dönme noktası derinliği gevşek kumda yapılan deneylerde ortalama olarak zemin yüzeyinden itibaren kazık gömülü uzunluğunun %80'i derinlikte elde edilmiş olup, zeminin sıklığının artması ile birlikte, dönme noktası derinliğinin de zemin yüzeyine doğru hareketlendiği görülmüştür.

Sıkı kum zeminde yapılan deneylerde dönme noktası derinliği ortalama olarak kazık gömülü uzunluğunun %77'si derinlikte yer almıştır.



Şekil 4. Gevşek ve Sıkı Kum Zeminde Yanal Yükleme Hızı-Yanal Yük İlişkisi

#### 4. SONUÇLAR

- Yükleme hızının kum zemin içerisinde yer alan yanar yüke maruz rijit kısa kazıkların yanar yük ve moment taşıma kapasitesine etkisi büyüklükleri 0.180mm/dak. ile 2.990 mm/dak. arasında değişen farklı yanar yükleme hızlarında gerçekleştirilmiş bir seri model deney çalışması ile araştırılmıştır. Farklı yükleme hızlarında elde edilen en büyük yanar yük taşıma kapasitesi değeri ile en küçük yanar yük taşıma kapasitesi değeri arasında gevşek kum zemin durumunda ortalama %7 sıkı kum zemin durumunda da ortalama %8'lik bir fark olduğu gözlenmiştir. Elde edilen bu sonuçlar, deneysel çalışmalarda kullanılan yükleme hızı aralığında, hem gevşek hem de sıkı kum zemin durumunda, yükleme hızının yanar yük ve moment taşıma kapasitesini önemli derecede etkilemediğini göstermektedir.
- Sıkı kum zemin içerisinde yer alan rijit kısa kazığın yanar yük taşıma kapasitesi gevşek kum zemin içerisinde yer alan kazığın yanar yük taşıma kapasitesinin yaklaşık olarak 5 katı kadardır. Rölatif sıkılığın yanar yüke maruz rijit kısa kazıkların yanar yük ve moment taşıma kapasitesi üzerinde önemli derecede bir etkisinin olduğu bu sonuçtan da anlaşılmaktadır.
- Zemin sıkılığının artması ile birlikte, dönme noktası derinliği de zemin yüzeyine doğru hareketlenmektedir.

## **KAYNAKLAR**

- Uncuoğlu, E. (2009), Kohezyonsuz Zeminlerdeki Kazıkların Yatay Y¼k ve Moment Etkisi Altındaki Davranışlarının Analizi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- Al-Mhaidib, A.I., (2006), Influence of Shearing Rate on Interfacial Friction Between Sand and Steel. Engineering Journal of the University of Qatar, Vol. 19.
- Kong, L.G. and Zhang, L.M., (2006), Rate-Controlled Lateral-Load Pile Tests Using A Robotic Manipulator in Centrifuge. Geotechnical Testing Journal, 30 (3): 1-10.  
[www.kgm.gov.tr/asps/trafik/yonetmelik2.htm](http://www.kgm.gov.tr/asps/trafik/yonetmelik2.htm)

# HÜRRİYET MAHALLESİ (TEKİRDAĞ) YÖRESİ HEYELANLARININ MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

## ENGINEERING PROPERTIES OF HURRIYET REGION LANDSLIDES

İ.Feda ARAL<sup>1</sup> Sevim AVCIYENER<sup>2</sup>

### ABSTRACT

The aim of this study is to determine the distribution of big and active landslides stretching widely on the Hürriyet neighborhood (Tekirdağ) and to investigate the mechanism of landslides, geoenvironmental properties of soil. Necessary precautions to provide convenient settlement are also examined. Landslides in the region which is dominantly in the Danişmen formation. Sandstone, siltstone and claystone appear to be more fragile, dissipative, weak and easily perishable with surface and ground water although they partly represent a massive rock structure. Due to the existence of clay levels, the surface and ground water cannot penetrate into the soil and cause the upper levels to remain wet. It consequently results in landslides with the help of high slope. According to the Unified Soil Classification, the soils of this region has been analyzed to incorporate mostly “high plasticity silty clay (CH)” and “a low plasticity clay (CL)” which both have a swelling potential of “medium-high”. Sliding has been seen that directed to the South--south-east on top parts, to the south on bottom parts. In continuation of Top region ,slides have exposing regressive and sometimes progressive characters. It was stated that most of them have characters of slope landslide and partly toe landslide. When the drilled and geophysical works are garnered it is thought that the landslide is at vertical axis as multistage, ancient and new landslides have overlap of sliding plane, at this echelonment at first A, then B and finally C region landslides are developed. As a result of works done, structuring was identified as inconvenient and it was not found convenient for settlement inside of landslide which the borders are drawn at geology map. It is thought that 2 km east and west part of these borders and South part till coast have potential landslide risk, low bearing capacity, shallow ground water and related to this instability risk is found. In the study area, some measures to determine the slope geometries such as; the reduction of slope dip, the implementation of good drainage conditions and the building of slope retaining walls for protection should be applied.

**Keywords:** landslide, slope dip, provide appropriate

<sup>1</sup> Yrd.Doç.Dr., Namık Kemal Üniv. Müh. Fak., iaral@nku.edu.tr

<sup>2</sup> Tekirdağ Belediyesi, sevimavci@gmail.com

## ÖZET

Bu çalışmada; Hürriyet mahallesi (Tekirdağ)'nin kuzey kesiminde kalan yaklaşık 3,5 km<sup>2</sup> lik heyelanlı alanın incelenerek, zeminlerin mühendislik özelliklerinin belirlenmesi, aktif heyelanlı kısımların sınırlarının belirlenmesi, oluşum mekanizmaları, heyelanlı kesimde yerleşime uygun hale gelmesindeki önerilerin araştırılması amaçlanmıştır. İnceleme alanındaki heyelanlı arazinin, genelinde egemen olan Danişmen formasyonu; nadiren kumtaşı, silt taşı ve yaygın kil taşından oluşmaktadır. Kumtaşı, silt taşı ve kil taşı, yer yer sağlam kaya özelliği gösterse de daha çok kırılğan, dağılğan, zayıf mukavemetli, yüzey ve yeraltı suları ile çabuk bozulabilen zayıf çimentolu bir yapıya sahiptir. Yeraltı ve yerüstü suyunun killi seviyeler nedeni ile tabana inmemesi, üst seviyeleri sürekli ıslak tutmakta ve yüksek eğimle birleşince kayma gerçekleşmektedir. Heyelanı oluşturan zeminler Birleştirilmiş Zemin Sınıflamasına göre çoğunlukla “yüksek plastisiteli siltli kil (CH)” ile “düşük plastisiteli kil (CL)” gurubunda olduğu, şişme potansiyelinin ise "orta-yüksek" olduğu belirlenmiştir. Kayma üst kısımlarda güney-güneydoğu, alt kısımlarda ise güneye yönlendiği görülmektedir. Taç bölgesinin devamında kaymalar bazen regresif (gerileyen) ve bazen de progresif (ilerleyen) karakter sergilemektedir. Çoğunluğun, yamaç heyelanı ve kısmen de topuk heyelanı karakterinde olduğu saptanmıştır. Yapılan sondajlı ve jeofiziksel çalışmalar derlendiğinde; heyelanın düşeyde bir kaç kez kademeli olarak eski ve yeni heyelanların üst üste kayma düzlemlerinin olduğu, oluşturulan kademelenme de önce A, sonra B ve son olarak da C bölgesi heyelanlarının olduğu düşünülmektedir. Yapılan çalışmalar sonucu jeoloji haritasında sınırları çizilmiş heyelanın içerisinde yapılaşmaya gidilmesi sakıncalı olarak tanımlanarak yerleşime uygun bulunmamaktadır. Bu sınırların yaklaşık 2 km. lik doğu ve batı ile güneyde sahile kadar kalan kısımda potansiyel heyelan riski olduğu düşünülerek, düşük taşıma gücü, sığ yeraltı suyu ve buna bağlı olarak duraysızlık problemi riski bulunmaktadır. İnceleme alanında; şev eğimlerinin düşürülmesi, iyi drenaj koşullarının sağlanması, yer yer şev eteklerinin istinat duvarları ile koruma altına alınması gibi yamaç geometrilerinin belirlenmesi gerekmektedir.

**Anahtar sözcükler:** heyelan, şev eğimi, yerleşime uygunluk.

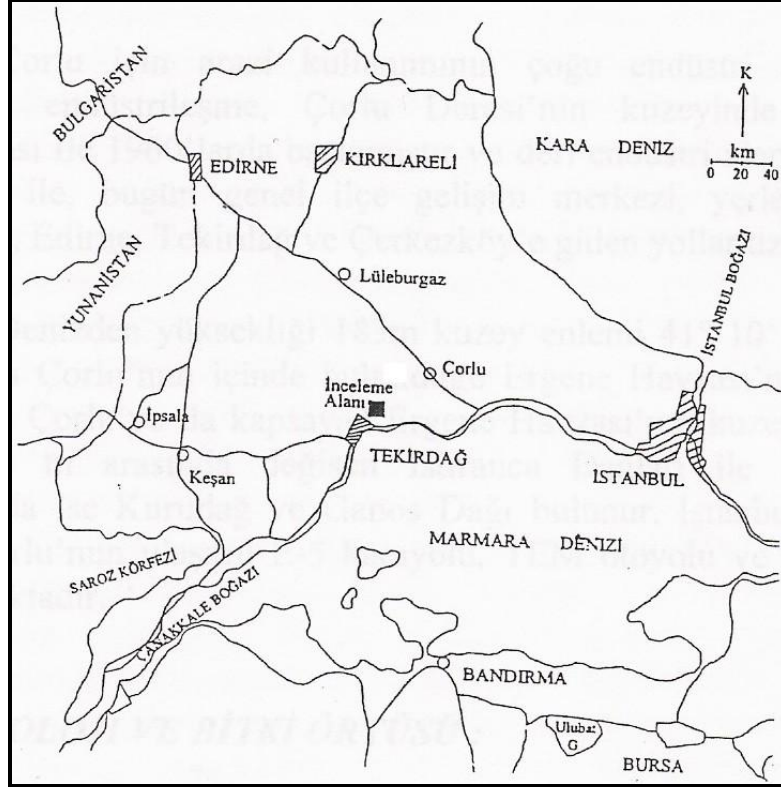
## 1.GİRİŞ

Çalışma alanı; Tekirdağ ili doğusunda yer alan Hürriyet Mahallesi dolaylarını kapsamaktadır. Tekirdağ-İstanbul D 110 karayolunun kuzey ve güneyini kapsayacak şekilde yer almaktadır(Şekil 1). Şehir merkezine uzaklık 1 km kadar olup tamamı Tekirdağ il sınırları içerisinde yer almaktadır. Çalışma alanının güney kesimi Marmara Denizidir.

Bu çalışmada; Marmara Denizi kıyısı ile Tekirdağ içlerine doğru yer alan Hürriyet Mahallesi yerleşim yerlerindeki kütle hareketlerinin dağılımları, oluşum mekanizmaları, jeolojik ve mühendislik özellikleri incelenmesi amaçlanmıştır. Laboratuvar ve arazi çalışmalarıyla sağlanan veriler değerlendirilerek araştırma alanındaki formasyonları oluşturan litolojik birimlerin mühendislik özelliklerini yansıtan genelleştirilmiş veri kümeleri oluşturulmuştur. Bu veriler ayrıca istatistiksel değerlendirmeye tutularak hakim litolojik birimler için özgün değerler elde edilmiştir. Literatürdeki sınıflandırmalar ile mühendislik özellikleri belirlenmiştir.



İnceleme alanında Trakya'nın yaygın Danişmen formasyonuna ait alüvyonal çökeller yüzeylenmektedir. Bu nedenle yapılan çalışmalarda da Danişmen formasyonunun yaygın birimi; ayrılmış halde silttaşı-kumtaşı ara bantlı kiltası yaygın olarak gözlenmektedir. Bu formasyonun daha alt seviyelerinde kiltası hakimdir. Çalışma alanı Kuzey Anadolu Fayı'nın uzantısı olan ve Gaziköy-Saros hattına kadar uzanan bölümü içerisinde yer alarak bu faya ait deniz içerisindeki çukurluklara oldukça yakın olarak yer almaktadır. İnceleme alanındaki nebati toprak kalınlığı oldukça kalın olması nedeni ile (150-200 cm kadar), jeolojik birimler örtülü konumdadır. İnceleme alanı şehir merkezi içerisinde yer alması nedeni ile yapılaşmaya uygun olmayan alanlar ile önemli alanların mühendislik açısından çok iyi değerlendirilmelidir.



Şekil 1: Yer Bulduru Haritası

## 2.MORFOLOJİ VE İKLİM

Çalışma sahasının güneyi deniz ile sınırlandırılmıştır. Hemen iç kısımdan Tekirdağ-İstanbul-Çanakkale D110 karayolu geçmektedir. İnceleme alanı denizden başlayarak iç kısımlara doğru eğim artarak gitmektedir. Daha iç kısımlarda ise eğim düşer ve yine yüksek eğime sahiptir(30-35 derece) (Şekil 2). Bu eğimli arazide yapılaşmalara bağlı olarak gelişen dereler ve alüvyon düzlükler yer almaktadır. Çalışma alanının en yüksek tepesi; Karlık Tepe (150 m.) olup çalışma alanının doğusunda da Dereağzı Dere bulunmaktadır. Çalışma alanında jeomorfolojik yapı iki ana birlikte özetlenebilir. Bunlardan birincisi; inceleme alanında Plato alanı olup, Oligosen birimleri üzerinde aşınım, Miyosen ve Pliyosen birimleri üzerinde ise birikim karakterli Mio-Pliyosen yüzeylerinin düzlükleri halindedir. Yaklaşık +50 m. de izlenen bu yüzeyler K-G yönde akmak da olan çok sayıda dere tarafından yarılmışlardır. Yüzeydeki birimler ağırlıklı silt ve kil olması nedeni ile heyelan ve erozyon süreçleri gözlenmektedir.

İnceleme alanında, Akdeniz ve Karadeniz bölgelerinin karışımı bir iklim gözlenmektedir. Yazları sıcak ve kurak, kışları soğuk ve yağışlıdır. Meteorolojik verilere göre yıllık ortalama yağış 573,3 mm/yıl, yıllık ortalama sıcaklığın aylık ortalaması 13,8 ° C dir. En soğuk ay; 4,5°C ile Ocak, en sıcak ay 23,8°C ile Temmuz ayıdır. Egemen rüzgar 1. sırada batı-kuzeybatı, 2. sırada kuzeybatı, 3 sırada kuzeydoğu yönlüdür. Yöredeki gerçek buharlaşma-terlemenin 358,29 mm/yıl, su fazlası (sellenme+süzülme) 182,61 mm/yıl, su noksanı 128,70 mm/yıl olduğu, en fazla yağışın 114,4 mm/ay ile Aralık ayına, en düşük yağışın 3,6 mm/ay ile Ağustos ayına ait olduğu belirlenmiştir.

### 3.JEOLOJİ

İnceleme alanı; Trakya havzası olarak tanımlanan bölgede, kuzeyden Istranca kıvrımlı arazisi, güneyden Ege kıvrımları ile sınırlanmaktadır. Oldukça kalın sedimanter istife (yer yer 5000 m.) sahiptir (Şekil 3). Tektonik olarak da Kuzey Anadolu Fay Zonu üzerinde yer alması nedeni ile bir çok araştırmacının ilgisini çeken bir bölge olmuştur. Şentürk ve Okay (1984), Umut ve Diğ. (1984), Sümengen v.d. (1987), Şentürk ve Karaköse (1987), İmik (1988), Umut (1988), Aktimur v.d. (1994) gibi çalışmalardan bahsedebiliriz.

İnceleme alanı ve yöresinde yüzeyleyen kayaçlar, konumları ve yapısal olarak gelişimleri çerçevesinde birimlerin tabandan tavana doğru dizilimi verilmektedir (Şekil 4). Temelde Üst Kretase yaşlı (serpantin, mavi şist, diyorit, fillit, serüsit-aktinolit-klorit şistten oluşan) Yeniköy karmaşığı yer almaktadır (Sümengen, v.d., 1987). Bu karmaşık üzerine uyumsuzlukla Orta-Üst Eosen yaşlı, kumtaşı çakıllı ve kumlu kireçtaşı ile az miktarda çamurtaşı ve marnlardan oluşan peş peşe Karaağaç, Koyun limanı, Fıçitepe formasyonları gelmektedir. Soğucak formasyonundan sonra, Orta-Üst Eosen yaşlı, ince-orta kalınlık da katmanlı, sarı renkli, yer yer laminalı karbonatlı seviyeler ile şeyl, ince daneli kumtaşı ve beyaz tüflü seviyelerden oluşan Gaziköy formasyonu yer almaktadır. Gaziköy formasyonu üzerine uyumlu olarak Üst Eosen yaşlı yer yer çakıltası seviyeleri içeren kumtaşı, kiltası aralanmasından oluşan Korudağ formasyonu gelmektedir. Üzerine uyumlu olarak Üst Eosen yaşlı kumtaşı-kiltası aralanması ile mercer şekilli volkanik katkılı denizel çökellerden oluşan Keşan formasyonu gelmektedir. Keşan formasyonu üzerine Üst Miyosen yaşlı kiltası-miltaşı aralanmalı gri-sarı renkli Yeni Muhacir formasyonu gelmektedir. Bu formasyonun üzerine kiltası-silttaşı-kumtaşı-marn aralanmalı, yer yer kömür bantlı Orta-Üst Oligosen yaşlı Danişmen formasyonu gelmektedir. Orta-Üst Miyosen yaşlı Ergene formasyonu Danişmen formasyonu üzerine uyumlu olarak gelmektedir. Bu formasyon; çakıl-kum üzerine yeşil renkli kil, çakıl ve kırmızı renkli çamurtaşı ve miltaşından oluşur. Ergene formasyonu üzerine çakıltası-kumtaşı-miltaşı aralanmalı ve çatlaklı bazaltlardan oluşan Karatepe bazaltlarını da içeren, yanal geçişli olan Trakya formasyonu gelmektedir (Sümengen, vd. 1987).

İnceleme alanında ; tektonik kökenli olan Marmara denizi çukurluğu, Kuzey Anadolu Fayı ile bağlantılıdır. Bu fayın batı uzantılarından olan Saros-Gaziköy fayı , Marmara Denizi çukurluğu ile çöküntü çukurluğu olan Saros Körfezinin ilişkisini sağlamaktadır. Jeolojik birimler genelde doğu-batı doğrultulu kuzeye eğimlidir. Eğim miktarları genellikle 30-40 dir(Aktimur, vd., 2000).



**Şekil 2:** Heyelanlı Bölgeye Kuzeyden Bakış.

#### **4. HÜRRİYET MAHALLESİ HEYELANLARININ GENEL ÖZELLİKLERİ**

İnceleme alanı içerisindeki heyelanlar Danişmen formasyonu içerisinde gelişmiştir. Danişmen formasyonu sarımsı gri, gri, kahverengimsi gri, mikalı kumtaşı ve ardalı kumtaşı-silttaşı ve yer yer de çakıltası ve linyit damarları içermektedir. Çakıltası ve kumtaşı mercek şekilli olup, kumtaşı-silttaşı içerisinde kamalanmalı olarak yerleşmiştir. Çalışma alanında eğim genellikle % 15-70 arasındadır. Danişmen formasyonu üzerinde 1,5 m. ye varan bitkisel toprak örtü bulunmaktadır. Örtü altında ise yer yer sağlam kaya özelliği göstermektedir. Ancak formasyonun yüzeylediği veya birim üzerindeki örtü tabakası alındığında ve yer yer yol güzergahı oluşturmak amacı ile topuk dan malzeme alındığında, yüzey suları (yağmur, çatı-oluk suları vb.) birim içerisine süzülerek bünyesine almaktadır. Killi seviyeler suyu bünyesine aldığı hacimsel olarak genişlemektedir. Kohezyonlu zemin özelliğinde olması nedeni ile sulu birim yanal olarak hareket etme eğilimi göstermektedir. Yer yer katmanlanma eğimi ile yamaç eğimi aynı yönlü olduğu kesimlerde heyelanlara neden olmaktadır. Yapılan çalışmalarda eğimin arttığı yerlerde ikincil kaymalar gelişmiştir. Heyelanlı alan yaklaşık yaklaşık 3,5 km<sup>2</sup> lik alan kaplamaktadır. Sondajlı çalışmalar sonunda, kayma yüzeyinin derinliği oldukça sığ olduğu ilk 10 m. lik zonda olduğu belirlenmiştir. Yer yer 14 m. ye kadar ulaşan kesimlerde mevcuttur. Heyelanları oluşturan mekanizma olarak “eğim yukarı doğru gerileyen birleşik heyelan sistemi” olarak tanımlayabiliriz.

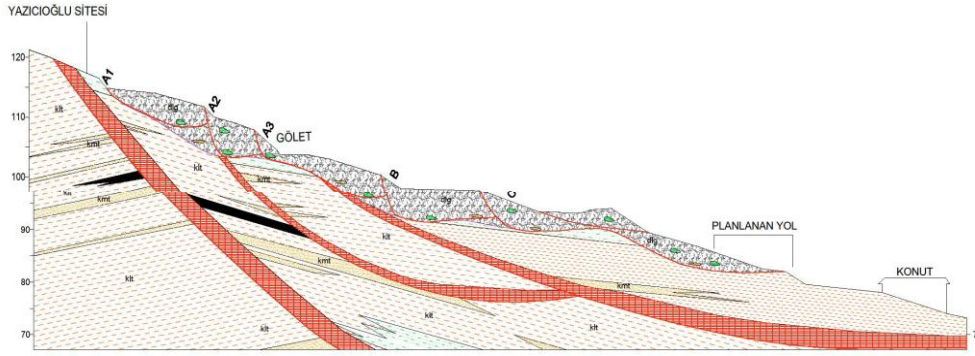




ÜST SİSTEM	SİSTEM		ALT SERİ/	GURUP	FORMASYON	ÜYE	KALINLIK (m)	SİMGE	KAYA TÜRÜ	KAYA TÜRÜ AÇIKLAMASI						
	GÜNÜMÜZ PLEİSTOSEN	MIO- PLİOSEN														
MESOZOYİK	TERSİYER	EOSEN	Orta - Üst	Üst	SOĞUCAK K.Ş.T.	YENİKÖY KARİSİĞİ	<150				ALUVYON, Kum, KİL BAZALT, Olivinli, koyu renkli. ÇAKILTAŞI-KUMTAŞI-MİLTASI; Kırmızımsı renkli, gevşek tutturulmuş veya tutturulmuş yanal ve düşey geçişli. MARN ve KİL; Beyaz-gri ve yeşil renkli, fosilli. Tabanında 4-5 metrelik çakıltaşı ile başlar. Bazı kesimlerinde tüfit üyesi mevcuttur. KUM, KİLLİ KUM, KİL; Sarı, yeşil ve beyaz renklerde, gevşek tutturulmuş. KÖMÜRLÜ SERİ (KILTAŞI, SİLTİTAŞI, KUMTAŞI, MARN; Gri, boz ve yeşil renkli, orta tabakalı, bazı yerlerde 5'ten fazla linyit ara seviyeli. ÇAKIL; Granit, gıyay, şist ve serpantin gibi temel çakılların sıkı çimentolanması ile oluşmuş. Çapraz tabakalı, sarı-gri renkli. FERHADANLI TÜF; 20-25 m kalınlıkta yersel tüf ve aglomera. Beyaz, kırılı beyaz, gri. KARANSILLI KİREÇTAŞI; Bol kırılgan, kırılı beyaz renkli, masif tabakalı, 10-40 cm kalınlıkta. KILTAŞI-MİLTASI ARDALANMASI; Gri, sarı renkli. TESLİM; Kahve-yeşil renkli, karbonat içerikli, laminalı yersel olarak üst kesimlerde görülür. KUMTAŞI-MİLTASI ARDAŞIĞI; Çakıltaşı ve volkanik ara katkılı. VULKANİK, Andezit, rhyolit ve tüferi. KILTAŞI - KUMTAŞI - KİT ÇAKILTAŞI ARDALANMASI; Yeşil renkli. ÇENGELİ, Çakıltaşı aşınan yersel üye. KUMTAŞI; Seyil ağırlıklı, çok ince kumtaşı, tüf katkılı. Alt dokamağuna yakın yanal atımlı tektonik hatı mevcut. KİREÇTAŞI; Gri-beyaz renkli, masif. ÇAMURTAŞI-KUMTAŞI; Kırmızı, şarabi renkli. Üste doğru inceltme göstermekte. ÇAMURTAŞI-KUMTAŞI; Gri, siyah renkli, üste doğru kanbalaşan, çapraz tabakalı ve ripili. KILTAŞI - MİLTASI - KUMTAŞI ARDALANMASI; Gri, siyah renkli, yanal ve düşey geçişli, tabanında yersel gelişmiş çakıltaşı gözlenir. PELAJİK KİREÇTAŞI; Kırmızı, yeşil, kili renkli. Üst seviyeleri glökonit+kurvars kumlu. Serpantinli, mavi şist, diorit, rekrystalize kçt. Bloklarının matritiksten yoksun yamaç m olumsuz şekilde yer aldığı karmışık.					

Şekil 4: Tekirdağ Yakın Yöresinin Genelleştirilmiş Stratigrafik Dikme Kesiti (Sümengen, Vd., 1987).

Özellikle yaygınlaşan yapılaşma ile; aşırı kazı ve ek yük yaratarak ortamda ikincil hareketler, ya da eski hareketli kesimlerin yeniden harekete geçmesi şeklinde oluşmuştur. Ayrıca yüzey sularının, bozuk drenaj sisteminden ve litolojik özelliklerinden kaynaklanan yüzeysel toplanmalar ve çatlaklardan aşağı süzülmesi heyelanların oluşmasına neden olmuştur. Heyelanlı kesimler incelendiğinde bir kayma modeli oluşturulmuştur. Heyelanın tepe (taç) noktasından başlayarak en derin kayma yüzeyi olduğu (6-10 m.), orta (merkez) kısmında daha sığ (4-6 m.), heyelan topuğunda ise en sığ (1-2 m.) derinliğe sahip olduğu yapılan sondajlarda da saptanmıştır. Heyelan kayma yönü üst kısımlarda güney-güneydoğuya, alt kısımlarda güneye yönlendiği belirlenmiştir. Taç bölgesindeki kaymalar yer yer regresif (gerileyen) ve yer yer de progresif (ilerleyen) bir durum sergilemektedir. Çoğunlukla yamaç heyelanı, kısmen de topuk heyelanı karakterinde heyelan olduğu düşünülmektedir. Jeofiziksel veriler ile sondajlı verileri değerlendirdiğimizde heyelanın paleo heyelan üzerinde birkaç kademeli (A, B, C) güncel heyelan olarak sırayla olduğu şeklinde şekillenmiştir (Şekil 5). İnceleme alanı Kuzey Anadolu Fay Zonu'nda bulunması ve yapılaşma açısından da 1. Derece deprem bölgesinde olması açısından doğal afetlere açıktır. Özellikle Marmara Denizi içerisinde beklenen olası yüksek magnitudlü bir deprem mevcut heyelanlı bölgelerde olası risk oluşturmaktadır.



Şekil 5: İnceleme Alanı Eski ve Yeni Heyelan Kayma Modeli (Çağır, 2011).

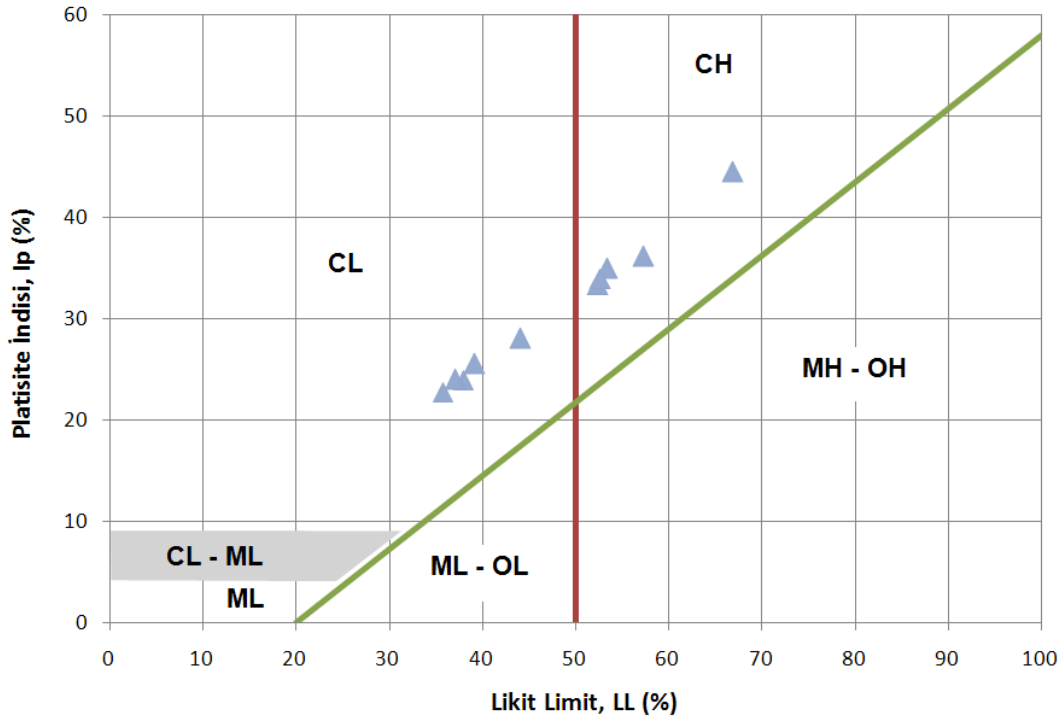
## 5. HEYELANLI ZEMİNLERİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

İnceleme alanının içerisindeki heyelanlı kesimler tamamen Danişmen formasyonu içerisinde yer yer yüzeyden 1-1,5m. ye kadar bitkisel toprak ile örtülmüş ve bazen de çıplak yüzey şeklinde gözlenmektedir. Birim; kiltası-silttaşı ağırlıklı ve bunların bozunmuş zemin özelliğindeki yapıdan oluşmuştur. Yapılan dane boylanması (elek analizi) analizinde; iri daneli zeminler (200" nolu elek üstü) % 1 ile 33 arasında, ince daneli zeminler (200" nolu elek altı) % 67 ile 99 arasında miktarlara sahip olduğu belirlenmiştir. Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırılmasında (Unified Soil Classification) zeminler CL-CH grubunda yer almaktadır (Çizelge 1). Heyelanlı zeminlerden alınan numunelerde kıvam limitleri tayini yapılmış olup, örneklerin sıvılık sınırı (LL) % 24,5-64,9 arasında, plastiklik sınırı (PL) % 20,7-31,9 arasında, plastisite indisi (PI) % 5,8-38,2 arasında olduğu saptanmıştır. Skempton (1953); Gillot (1987)'e göre "yüksek plastisiteli siltli kil (CH)" ile "düşük plastisiteli kil (CL)" zemin sınıfında olduğu belirlenmiştir (Şekil 6).

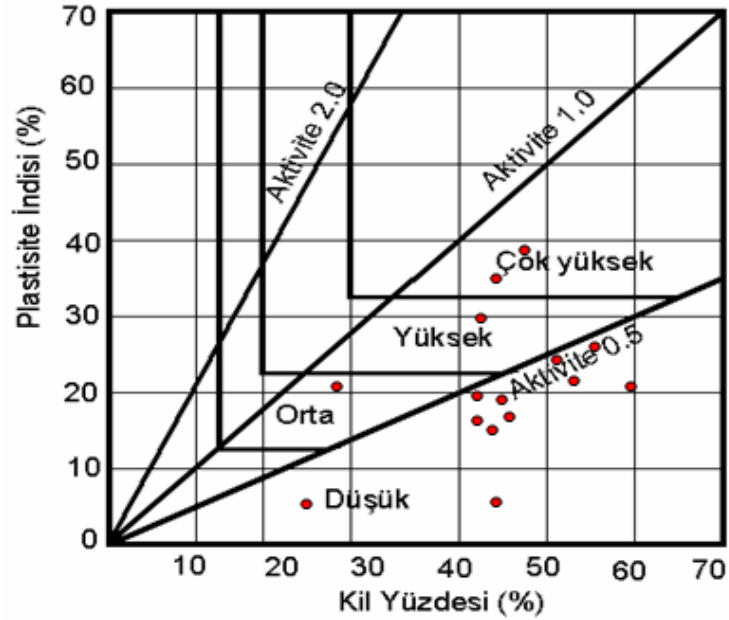
Zeminlerin bünyesine su aldığındaki davranışını belirlemek için Van Der Merve (1964) aktivite sınıflama abağı kullanılarak şişme potansiyeli çoğunlukla "düşük" ve nadiren de



“orta-yüksek” ve “çok yüksek” olduğu belirlenmiştir (Şekil 7). Ayrıca H.B.Seed, R.J. Woodward ve R. Lundgren (1962)’e göre şişme potansiyeli sınıflama kartına göre genelde “düşük-orta-yüksek” şişme potansiyeline sahip bölgede yer almaktadır (Şekil 8).



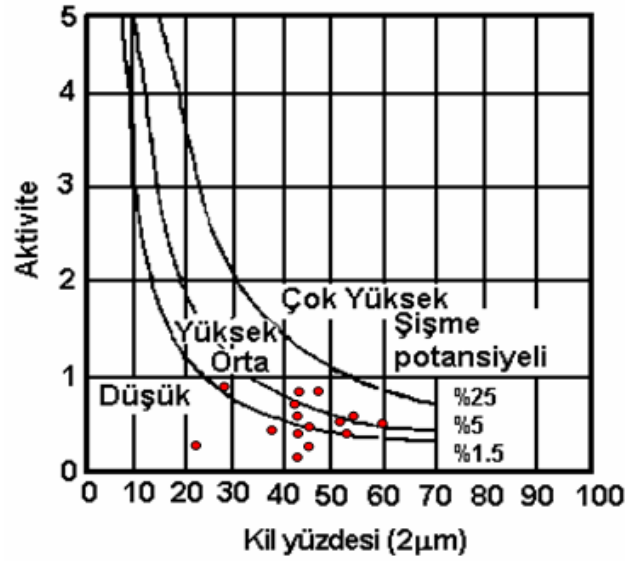
Şekil 6: Heyelanlı Zemin Örneklerinin Plastisite Kartındaki Dağılımı



Şekil 7: Heyelanlı Zeminlerin Aktivite Abağındaki Dağılımları (Van Der Merve, 1964)







**Şekil 8:** Heyelanlı Zeminlerin Şişme Potansiyeli Sınıflama Abağındaki Dağılımları (Seed, Woodward ve Lundgren, 1962).

Kil mineralojisi, şişen zemin davranışını kontrol eden temel bir faktördür. Önceki çalışmalarda tesbit edilen yaygın kil mineraloji türü “montmorillonit” olduğu belirlenmiştir (Çağıl Müh., 2011). Mitchell, (1976) e göre inceleme alanındaki killerin montmorillonit grubundan oluşu şişme potansiyelinin “yüksek” olduğunu göstermektedir (Çizelge 2).

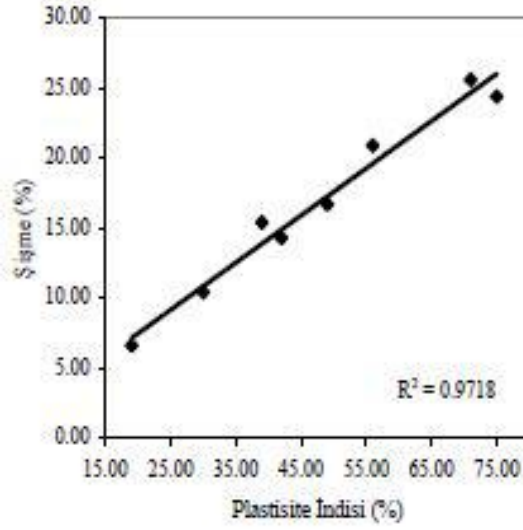
S. Uzundurukan (2006)’a göre; ince daneli zeminlerin şişme potansiyellerini kıvam limitlerinden yararlanarak tahmin edilmeye çalışılmış ve Şekil 8 kullanılarak şişme yüzdesi değerlendirilmiştir. Plastisite indisi ile şişme yüzdesi arasındaki lineer ilişki Durukan (2006) ya göre  $R^2 = \% 97$  gibi çok yüksek bir determinasyon katsayısı vermiştir. Heyelanlı zeminlerin ortalama Plastisite İndisi % 29,2 e göre şişme yüzdesi de % 13 olduğu saptanmıştır (Şekil 8). Holtz ve Gibbs, (1956)’e ve Uzundurukan (2006)’a göre zeminlerin şişme sınıflamasına göre inceleme alanındaki heyelanlı zeminlerin “orta-yüksek” şişme derecesine sahip olduğu belirlenmiştir (Çizelge 3).

**Çizelge 2:** Kil Minerallerinin Şişme Potansiyelleri (Mitchell, 1976)

Kil Mineralleri Türü	Şişme Potansiyeli
Kaolinit	Çok düşük
İllit	Orta
Montmorillonit	Yüksek
Vermikülit	Yüksek
Klorit	Yok

**Çizelge 3:** Zeminlerin Şişme Sınıflandırılması (Holtz Ve Gibbs, 1956)

Kolloid İçeriği ( $\leq 0,0001$ mm.)	Plastisite İndisi (%)	Rötre Limit (%)	Muhtemel Şişme (%)	Şişme Derecesi
28>	35>	<11	>30	Çok Yüksek
20-31	25-41	7-12	20-30	Yüksek
13-23	15-28	10-16	10-20	Orta
<15	<18	>15	<10	Düşük



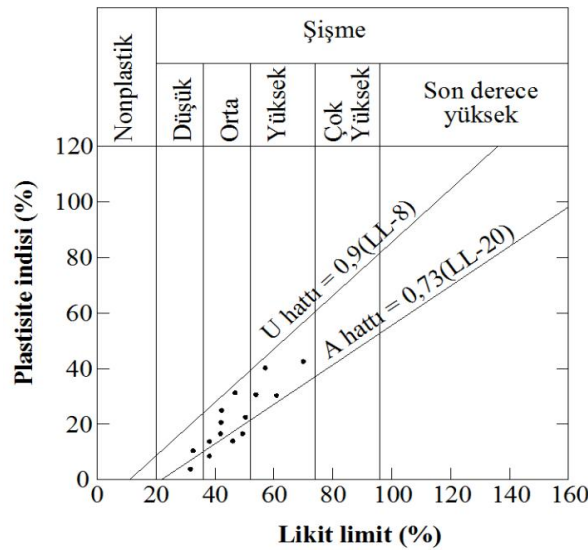
**Şekil 8:** Plastisite İndisi ve Şişme Yüzdesi Arasındaki İlişki (Uzundurukan, 2006)

Yine plastisite indisini şişme potansiyeli olarak değerlendiren Chen (1988)'e göre inceleme alanındaki heyelanlı zeminlerin “orta-yüksek” şişme derecesine sahip olduğu belirlenmiştir (Çizelge 4).

**Çizelge 4:** Plastisite İndisine Bağlı Şişme Potansiyeli (Chen, 1988)

Plastisite İndisi (%)	Şişme Potansiyeli
$\geq 35$	Çok Yüksek
20-55	Yüksek
10-35	Orta
$\leq 15$	Düşük

Das. M. B., (1999)'a göre killerin şişme potansiyellerinde plastisite indisinin yanında likit limit değeri de dikkate alınmış (Şekil 9), ve inceleme alanı için değerlendirilme yapıldığında heyelanlı zeminlerin “orta-yüksek” şişme derecesine sahip olduğu belirlenmiştir.



**Şekil 9:** Plastisite İndisi ve Likit Limit İlişkinine Göre Şişme Potansiyelinin Belirlenmesi (Das. M. B., 1999)

## 6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Yapılan çalışmalar sonucu, Hürriyet mahallesindeki heyelanlı arazinin zeminlerinin mühendislik özellikleri hakkında aşağıdaki şu sonuçlara ulaşılmıştır.

1. İnceleme alanındaki heyelanlı kesimde yer alan zeminlerin silttaşı ara katmanlı kilttaşları (Danışmen formasyonu) olduğu belirlenmiştir. Silttaşı ve kilttaşı bol çatlaklı, ayrışmaya uğramış, genelde dağılgan bir yapıya sahiptir.

2. Kayan zeminde yeraltı suyunun oldukça sığ olması, killi seviyelerin yüzey sularını tabana salmaması, zemin kütlelerinin kaymasına ve yer yer heyelan göllerinin oluşmasına neden olmaktadır.

3. Kayma derinlikleri, yapılan sondajlarda sığ olduğu (2-14 m.) saptanmıştır.

4. İnceleme alanının yamaç eğimleri; %5 den az “**düz alanlar**” %11,70; %5-10 arası eğimli “**çok az eğimli alanlar**” %25; %10-15 arası eğimli “**az eğimli alanlar**” %14,08; %15-70 arası eğimli “**orta-çok eğimli alanlar**” %45,04; ve eğimi %70 den fazla olan “**aşırı eğimli alanlar**” da %4,18 olarak belirlenmiştir. Ayrıca heyelan kütlelerinin bileşenlerinin çoğunlukla kil ve az miktarda silt olması, heyelanın oluşmasında büyük etkindir.

5. Heyelan malzemesinin laboratuvar çalışmaları sonucu; Skempton(1953) ve Gillot(1987)’e göre “**yüksek plastisiteli siltli kil-CH**” ve “**düşük plastisiteli kil (CL)**” olduğu, zeminlerin bünyesine su aldığındaki davranışlarını belirlemek için Van Der Merve (196+4) aktivite sınıflama abağı kullanılarak; H.B. Seed, R.J. Woodward ve R. Lundgren (1962) ile Holtz ve Gibbs (1956) ve Uzundurukan (2006) ‘a göre heyelanlı zeminlerin şişme potansiyeli çoğunlukla “**orta-yüksek**” ve nadiren de “**çok yüksek**” olduğu belirlenmiştir.

6. İnceleme alanının 1. Derece deprem bölgesinde olması, yoğun karayolu trafiğı (özellikle güneyde sahile yakın şehirler arası yol) titreşimleri, yamaçlarda ve eteklerdeki yapılaşmalar nedeni ile eski ve yeni kayma zonlarının aktivite kazanması olasılığı göz önüne alınmalıdır. Bu nedenle inceleme alanındaki zemin iyileştirmeleri ve önlemleri yapılaşmalarda “kayma zonu” derinlikleri mutlak surette dikkate alınarak daha da derinlikler hedef alınmalıdır.

## KAYNAKLAR

- Aktimur, H.T., Kozan, A.T., Şentürk, K., Bozbay, E., Osmançelebioğlu, R., Özcan, İ., Sönmez, M., Eyüpoğlu, M., Karabıyıkoglu, N., Özmutaf, M. ve İçli, H., 1994, Tekirdağ ilinin Arazi Kullanım Potansiyeli, MTA. Derleme No: 9718
- Chen, F. H., 1988, “Foundations on expansive soils”, Development in geotechnical Eng. No:12, Elsevier, Amsterdam.
- Çağıl Müh., 2011, Tekirdağ ili Hürriyet mah.212 ada ve 2247 ada alanları içerisinde gelişen heyelanların Mühendislik jeolojisi araştırması”, Proje Metni, İstanbul.

- Das, B.M., 1995, "Principles of foundation engineering", PWS Publishing Company, Boston, U.S.A., 828 p.
- Gillot, E., 1968, Clay in Engineering Geology. Elsevier Publishing Comp.
- Holtz, W. G., and Gibbs, H.J., 1956, "Engineering properties of expansive clays", Trans. ASCE, 121. 641-663
- İmik, M., 1988, 1/100.000 Ölçekli Açın-sama nitelikli "Türkiye Jeoloji Haritaları Serisi" Edirne C ve C<sup>4</sup> Paftası, MTA. Genel Müd. Yayını.
- Mitchell, J.K., 1976, "Fundamentals of soil behavior", John Wiley & Sons., Inc., New York, 422 p.
- Seed, H.B., Woodward, R.J., and Lundgren, R., 1962, Prediction of swelling potential for compacted clays; Proc. ASCE Jour. Soil Mech. And Found Division. 88, 57-87.
- Sümengen, M., Terlemez, İ., Şentürk, K., Karaköse, C., Erkan, E., Ünay, E., Gürbüz, M., ve Atalay, Z., 1987, Gelibolu Yarımadası ve Güneybatı Trakya Tersiyer Havzasının Stratigrafisi, Sedimantolojisi ve Tektoniği; MTA. Rap. No: 8128 (yayınlanmamış), 327 s., Ankara.
- Sümengen, M., Terlemez, İ., 1991, "Güneybatı Trakya yöresi Eosen çökellerinin stratigrafisi". MTA. Derg., 113, 17-30 s., Ankara.
- Şentürk, K., ve Okay, A., 1984, Saroz Körfezi doğusunda Yüksek basınç metamorfizması, MTA. Derg., 97-98, s: 152-153.
- Şentürk, K., Karaköse, C., 1987, Çanakkale Boğazı ve dolayının Jeolojisi, MTA. Rap. No: 9333.
- Umut, M., İmik, M., Kurt, Z., Ateş, M., Özcan, İ. ve Karabıyıköğlü, M., 1984, Edirne ili-Kırklareli-Lüleburgaz (Kırklareli ili)-Uzunköprü(Edirne ili) civarının jeolojisi. MTA. Rap. No: 7604.
- Umut, M., 1988, 1/100.000 ölçekli açın-sama nitelikli "Türkiye Jeoloji Haritaları Serisi", Edirne C4 paftası, MTA. Gen. Müd. Yayını.
- Uzundurukan, S., 2006, "Zeminlerin şişme özelliklerine etkiyen temel parametrelerin belirlenmesi ve modellenmesi", S.D.Üniv., Fen Bil. Enst., Doktora Tezi,
- Van Der Merve, D.H., 1964, The prediction of heave from the plasticity index and percentage clay friction of soils. Civil Engineers in South Africa, 6, 103-107.
- Skempton, A.W., 1953, The colloidal activity of clays. Proc. 3 rd. Int. Conf. Soil Mech. Found Eng., Zurich, Vol., 1, 57-61.

# TDR YÖNTEMİ ile ZEMİNLERDE KAYMA DÜZLEMİNİN BELİRLENMESİ

## USE of TIME DOMAIN REFLECTOMETRY for LOCATING SHEAR PLANE in SOILS

Mehmet ÖZGÜR<sup>1</sup> Sami ARSOY<sup>2</sup>

### ABSTRACT

TDR has become a useful tool for detecting shear plane in soil or rock slopes. Method is based on transmitting an electromagnetic pulse into a coaxial cable installed in the slope and monitoring the transmission. The damage of the cable at the shear plane due to the shear deformation of the slope causes a portion of the signal to reflect back. The presence and the location of the shear plane can be detected by comparison of the reflected and reference pulse amplitudes. This paper presents shear deformation model tests of a soil column within an embedded coaxial cable to demonstrate the capability of TDR for monitoring the shear plane development. Experimental results show that the method accurately locate the shear plane.

**Keywords:** TDR, Shear Plane, Slope, Cable Sensor

### ÖZET

TDR son zamanlarda toprak ve kaya şevlerde kayma düzlemini belirlemek için kullanılmaya başlamıştır. Yöntemin ana prensibi şeve gömülen koaksiyel kabloya gönderilen elektromanyetik (EM) sinyalin kabloda ilerlemesinin izlenmesidir. Şevin kayması durumunda kayma düzleminde kabloda oluşan hasar EM sinyalin bir kısmının geri yansımaya yol açar. Yansıyan sinyal genliği referans genlikle karşılaştırıldığında kayma düzleminin varlığı ve yeri tespit edilebilir. Bu çalışmada koaksiyel kablo zemin kolonuna yerleştirilmiş ve TDR yönteminin kayma düzleminin belirlenmesindeki kapasitesi araştırılmıştır. Deneysel çalışmalar yöntemle kayma düzleminin başarıyla belirlendiğini göstermiştir.

**Anahtar Kelimeler:** TDR, Kayma Düzlemi, Şev, Kablo Sensör

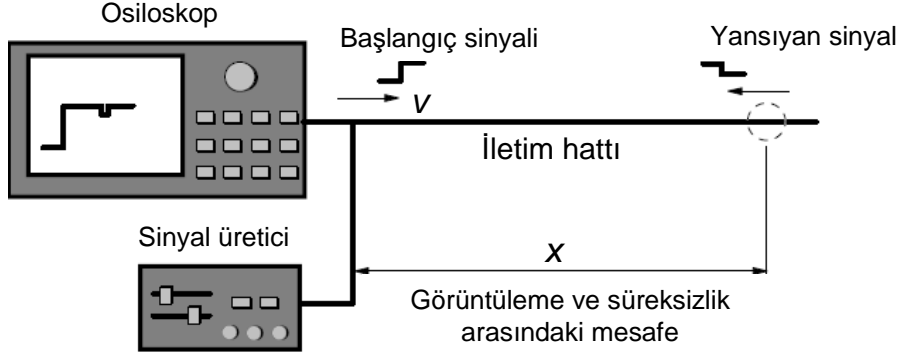
## 1. GİRİŞ

TDR yöntemi son yıllarda toprak ve kaya şevlerde kayma düzlemini belirlemek için kullanılmaya başlanmıştır. 1950'li yıllardan bu yana enerji tesislerinde, telekomünikasyon ve bilişim altyapılarında kablo hasarlarının tespit edilmesi için kullanılan TDR, kapalı devre çalışan bir radara benzetilebilir. Gerçek zamanlı görüntüleme (real time monitoring) ve çok

<sup>1</sup> Arş.Gör., Kocaeli Üniversitesi, mehmetozgur@kocaeli.edu.tr

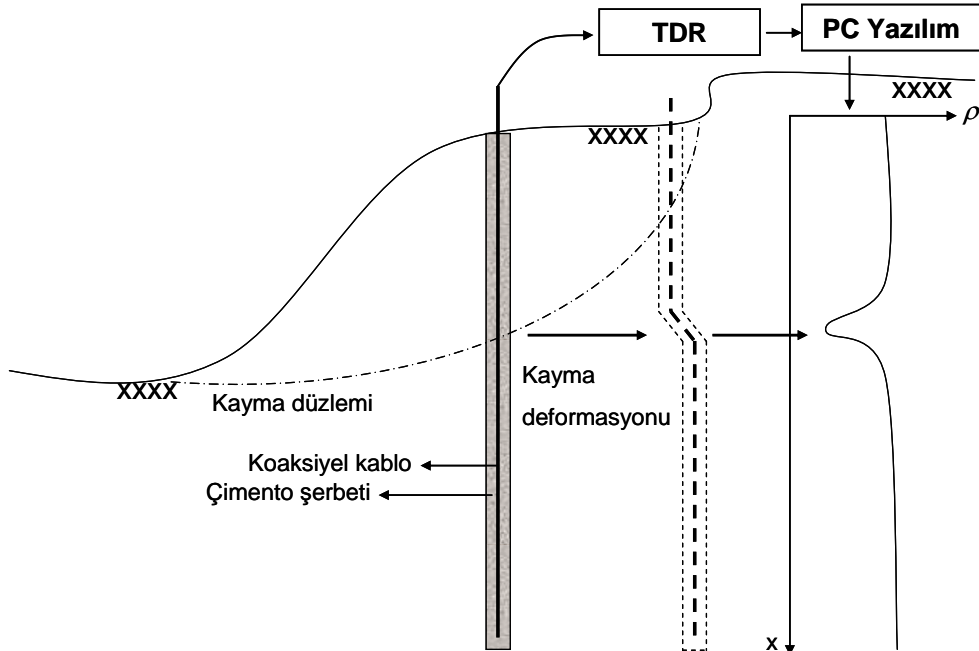
<sup>2</sup> Prof.Dr., Kocaeli Üniversitesi, samiarsoy@yahoo.com

kanallı ölçüm (multiplexing) avantajları ile ön plana çıkan TDR, zeminlerin hacimsel su içeriğinin belirlenmesi (Timlin ve Pachepsky, 1996), su altında kalan köprü ayaklarında aşınma seviyesinin izlenmesi (Yu ve Yu, 2009), yapı elemanlarına yerleştirilen sensörler ile hasarın algılanması (Chen vd., 2009) gibi inşaat mühendisliği konularında yer bulmuştur. Şekil 1'den görülebileceği üzere TDR bir hasar görüntüleme sistemi olarak yüksek frekanslı sinyal üretici, örnekleme için kullanılan osiloskop ve monitor ile ölçüm yapılacak iletim hattı bileşenlerinden oluşur.



**Şekil 1.** Ölçüm sistemi olarak TDR bileşenleri ve çalışma prensibi (Lin vd., 2003)

Yöntemin ana prensibi şevin içine gömülen koaksiyel kabloya gönderilen elektromanyetik (EM) sinyalin kablo boyunca ilerlemesinin izlenmesidir. Şevin kayması durumunda kayma düzleminde kabloda oluşan hasar, EM sinyalin bir kısmının geri yansımaya yol açar. Bu durum yansıma katsayısı ( $\rho$ ) grafiğinde bir sıçrama olarak gözlemlenir. Şekil 2'de örnek bir uygulama görülmektedir (Lin vd., 2006).

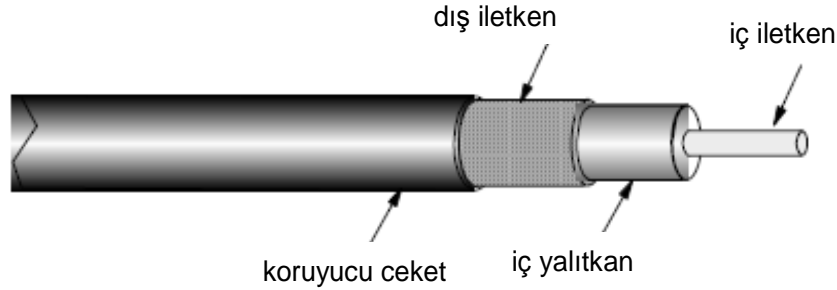


**Şekil 2.** TDR ile kayma düzleminin belirlenmesi

Çalışmada sensör olarak kullanılan koaksiyel kablo zemin kolonunun tam ortasından geçirilerek boydan boyaya yerleştirilmiş ve TDR yönteminin kayma düzleminin belirlenmesindeki işlevi araştırılmıştır. Kayma düzleminin belirli bir noktada oluşturulabilmesi için zemin kolonu içinde kum-çakıl ara kesiti oluşturulmuştur. Çalışmalar yöntemin kayma düzleminin belirlenmesinde başarılı ile uygulanabileceğini göstermiştir.

## 2. YÖNTEM

Zeminin içine bir sensör gibi yerleştirilen koaksiyel kablo iç iletken, dış iletken, bunları birbirlerinden ayıran iç yalıtkan ve tüm diğer bileşenleri sargılayan koruyucu dış yalıtkindan (ceket) oluşur. Dış iletken bazı kablolarda sargı şeklinde (%50 ile %97 arasında kaplama) bazılarında ise tam kaplama şeklinde olabilir. Sargı oranı arttıkça gürültü sebebiyle oluşan sinyal zayıflaması azalır. Polietilen, polipropilen, PVC, teflon ve neopren gibi bazı termoplastikler ile termosetler iç yalıtkan olarak kullanılan malzemelerin başında gelirler.



Şekil 3. Koaksiyel kablo yapısı (Lin vd., 2003)

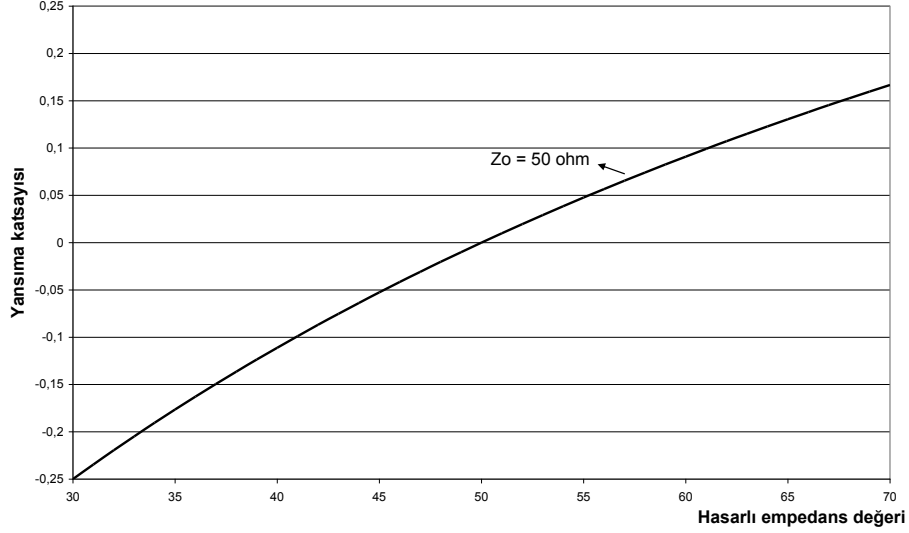
Kablonun empedansı ( $Z_0$ ), iç ve dış iletkenlerinin çapları (sırasıyla  $a$  ve  $b$ ) ile yalıtkan malzemenin dielektrik sabitine ( $\epsilon_r$ ) bağlıdır (Bağıntı 1).  $\epsilon_0$  ve  $\mu_0$  sırasıyla boşluğun dielektrik iletkenliği ve boşluğun manyetik geçirgenliği olup sabit değerlerdir (Chung, 2005).

$$Z_0 = \frac{\ln(b/a)}{2\pi} \sqrt{\frac{\mu_0}{\epsilon_0}} \sqrt{\frac{1}{\epsilon_r}} \quad (1)$$

Kablo hasar görmesi durumunda geometrisi bozulacağından hasarlı noktada yeni bir empedans değerine ( $Z_i$ ) sahip olacaktır. Hasarlı noktada yansıma katsayısı hasarlı ve hasarsız kablo empedans değerleri arasındaki ilişki Bağıntı (2) ile belirlenir. Şekil 4'te hasarsız empedansı 50 ohm olan bir kablonun hasara bağlı empedans değişimi ile yansıma katsayısı ilişkisi gösterilmiştir.

$$\rho = \frac{Z_i - Z_0}{Z_i + Z_0} \quad (2)$$

Şekil 4 incelendiğinde hasar nedeniyle kablo empedansının 30 ohm değerine düşmesiyle yansıma katsayısının -0,25 olduğu, hiç hasar olmaması durumunda yani empedansın 50 ohm kalması durumunda yansıma katsayısının sıfır olduğu görülmektedir. Hasar nedeniyle empedans değerinin, hasarsız empedans değerini aşması durumunda yansıma katsayısının pozitif değerler aldığı da Şekil 4'ten görülebilir.



**Şekil 4.** Hasar ile yansımaya oranının değişimi ( $Z_0 = 50$  ohm)

Yansımaya katsayısının referans değerden farklılaştığı hasar noktasının başlangıç noktasına olan uzaklığı olan  $x$ , (3) bağıntısı ile elde edilir.

$$x = \frac{v \cdot t}{2} \quad (3)$$

$v$ , kablo boyunca sinyal iletim hızı  $t$  ise sinyalin kablo başlangıç noktasından hasar noktasına ilerlemesi ve dönmesi için gereken toplam süredir. Sinyal iletim hızı kablonun iç yalıtkanının dielektrik iletkenliği ( $\epsilon_r$ ) ve manyetik geçirgenliğine ( $\mu_r$ ) bağlıdır. Bağıntı (4) ile bulunan iletim hızı, ışık hızının ( $c = 30$  cm/ns) yüzdesi olarak ifade edilmiştir (Örneğin  $v = 0,81$  ise kablodaki iletim hızının ışık hızının %81'i olduğu anlaşılmalıdır). Bu değer birçok kabloda 0,5 ile 0,9 arasında değişmektedir.

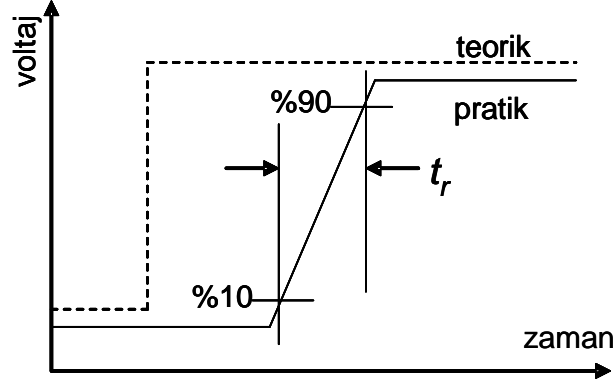
$$v = \frac{1}{\sqrt{\epsilon_r \mu_r}} \quad (4)$$

Her elektronik sistemde olduğu gibi çözünürlük, TDR yönteminin maliyet açısından önemli bir parametresidir. Yöntemde kullanılan cihazın çözünürlüğü, iki kayma düzlemini birbirinden ayırt edebilmek için doğru konumlandırabilmekle ilgilidir. İki kayma düzleminin birbirinden ayırt edilebilmesi için aralarında bulunması gereken en az mesafe ( $r$ ), yükselme süresinin ( $t_r$ ) yarısında sinyalin alabildiği mesafe olarak tanımlanmıştır (Bağıntı 5) (Agilent Technologies, 2003).

Sensöre gönderilen sinyal, fiziksel olarak sıfır yükselme süresine (rise time) sahip olamadığından  $t_r$  yükselme süresine sahiptir. Yükselme süresi, başlangıç sinyalinin sahip olması gereken genlik değerinin %10'undan %90'ına kadar yükselmesi için gerekli olan süre olarak tanımlanmaktadır (Şekil 5). Bağıntı (5) ele alındığında yükselme süresinin azalmasıyla ölçüm çözünürlüğünün arttığı görülebilir.

$$r = \frac{v \cdot t_r}{2} \quad (5)$$





Şekil 5. Yükselme süresinin tayini

Yöntemin kullanımıyla ilgili bir diğer önemli parametre ise sensör görevi gören koaksiyel kablodaki sinyal kayıplarıdır. Şevlerde kullanılacak kablonun uzunluğunun artması ile sinyal kayıpları artacağı için yansıma katsayısında azalım faktörü ( $A$ ) yardımıyla düzeltme yoluna gidilir. Eğer bu düzeltme yapılmazsa yanıltıcı sonuçlar ortaya çıkacaktır. Azalım faktörü kablonun uzunluğuna ve tipine bağlı olmakla beraber her test frekansı için Bağıntı (6) ile ayrıca belirlenmelidir (Castiglione ve Shouse, 2003).

$$\bar{\rho} = \frac{1}{A} \frac{Z_i - Z_0}{Z_i + Z_0} \quad (6)$$

### 3. DENEYSEL ÇALIŞMA

TDR yönteminin kayma düzleminin belirlenmesindeki kapasitesinin araştırılması amacıyla Tablo 1'de yapısal ve elektriksel özellikleri belirtilen RG59 tipi koaksiyel kablo zemin kolonuna sensör olarak yerleştirilmiş ve kum-çakıl ara kesiti ile oluşturulmuş kayma düzleminin hemen yanından düşey yükü zemin kayma deformasyonuna maruz bırakılmıştır. Zemin kolonu 50 cm uzunluğunda olup ilk 15 cm'si çakıl kalan kısmı ise kumdur.

Tablo 1. RG 59 Koaksiyel Kablonun Özellikleri

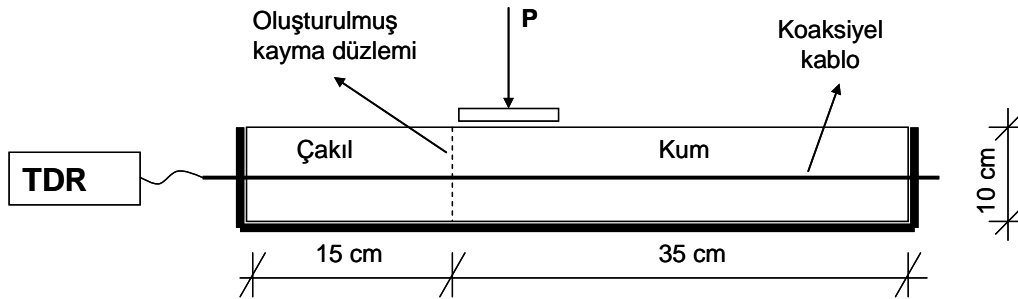
RG59 / U-6	Yapısal Özellikler	Elektriksel Özellikler
Bina içi CATV, CCTV sistemlerinde dağıtım kablosu olarak ve uydu sistemlerinde düşük zayıflama gerektiren yerlerde bağlantı kablosu olarak kullanılır	İç iletken: Bakır	Kapasitans: 57 pF/m
	İç iletken çapı: 0,80 mm	Empedans: $75 \pm 3$ ohm
	İç yalıtkan: Polietilen	İletim hızı: 0,78
	İç yalıtkan çapı: 3,70 mm	Çalışma gerilimi: 1,1 kV
	Dış iletken: Bakır örgü	Test gerilimi: 2,1 kV
	Koruyucu yalıtkan: PVC	Çalışma sıcaklığı: $-40$ °C+70°C
	Toplam çap: 6,0 mm	Zayıflama: 100 MHz için 9 dB/100 m, 1750 MHz için 40,5 dB/100 m

Şekil 6’da deneylerde kayma deformasyonunun belirlenmesi ve boyutlandırılması amacıyla sensör olarak kullanılan RG59 / U-6 koaksiyel kablo görülmektedir.



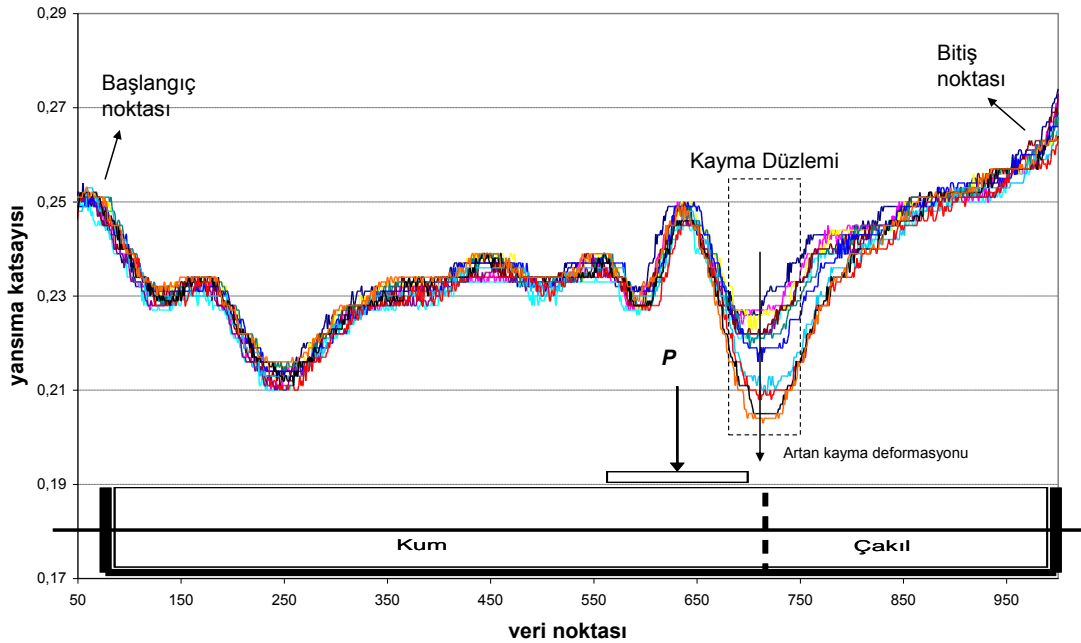
Şekil 6. Sensör kablosu

Deneylerde TDR cihazı olarak Campbell Scientific firması tarafından üretilmiş olan TDR100 kullanılmıştır. 250 mV test sinyali üreten TDR100’ün yükselme süresi 300 pikosaniyeden daha düşüktür. Bu da yaklaşık olarak iletim hızı 0,78 olan bir kablo sensörde 3,5 cm aralıklı iki kayma düzlemini ayırt edebilme şansı sağlar. Yükleme sırasında kayma deformasyonu ve yansıma katsayısı (PCTDR yazılımı ile) eş zamanlı olarak ölçülmüştür. Deney düzeneği Şekil 7’de görülmektedir.



Şekil 7. TDR ile kayma deformasyonu ölçümü

Şekil 8’de artan  $P$  kuvveti karşısında tüm zemin kolonunda (yatay yerleştirilmiş) oluşan  $P$  yönündeki deformasyonların kablo sensör tarafından algılanması sunulmaktadır. Grafik incelendiğinde, koaksiyel kablodan elde edilen sensörün kayma deformasyonu algıladığı, artan deformasyonla birlikte yansıma katsayısının orantılı bir biçimde değiştiği ve deformasyonun yerinin net biçimde belirlenebildiği görülmektedir.

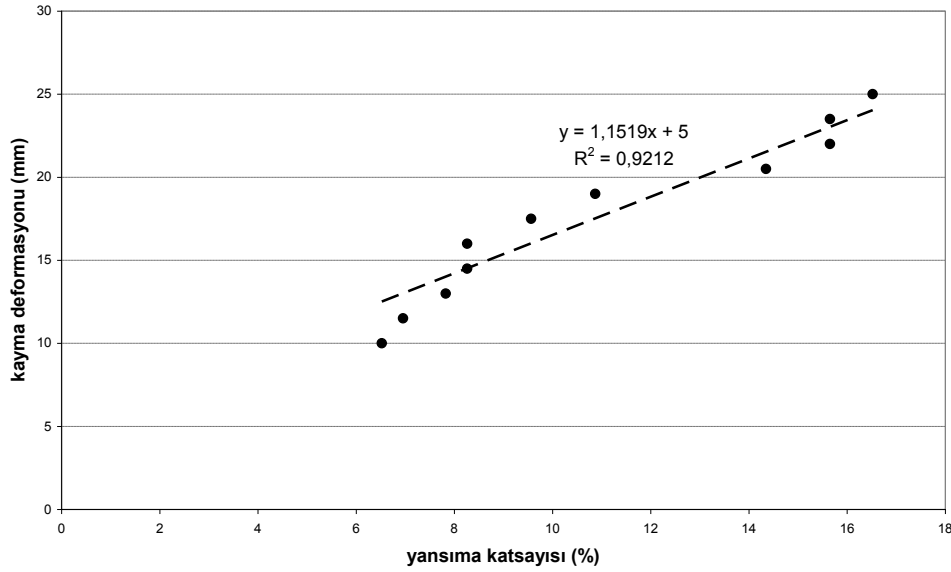


Şekil 8. Yansıma katsayısının kayma deformasyonu ile değişimi

Çalışmada kayma deformasyonunun boyutlandırılabilmesi için herhangi bir deformasyona karşılık gelen TDR ölçümü ile referans ölçümü yansıma katsayısı bakımından değerlendirilmiştir ve rölatif yansıma katsayısı Bağntı (7)'de görüldüğü gibi tanımlanmıştır. Bağntı (7)'de referans ölçüm  $P$  yükü etki ettirilmeden önce gerçekleştirilen ölçüme dayanmaktadır.

$$\rho(\%) = \frac{\text{ölçüm} - \text{referans ölçüm}}{\text{referans ölçüm}} * 100 \quad (7)$$

Şekil 9'da farklı rölatif yansıma katsayılarına karşılık gelen kayma deformasyonu değerleri görülmektedir.

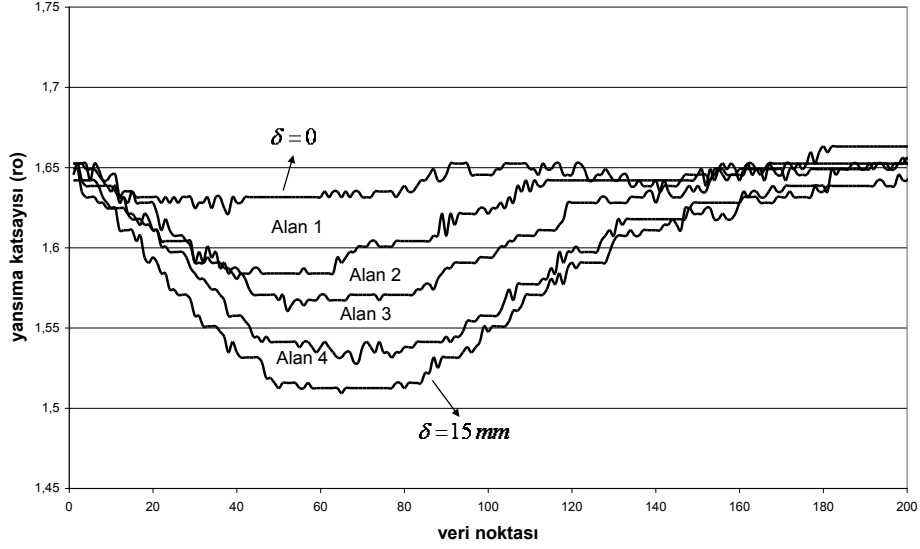


Şekil 9. Rölatif yansıma katsayısı ile kayma deformasyonu

En genel haliyle kayma deformasyonu ( $\delta$ ) için Lin vd. (2009) tarafından da önerilen (8) nolu bağntı kullanılmıştır. Bağntıda;  $\delta_0$ , kablunun kayma deformasyonunu algılayabilmesi için eşik deformasyon değeri,  $H$  ise kablunun hassasiyet değeridir. Her iki parametre de sensör olarak kullanılması düşünülen koaksiyel kabloya özgün değerlerdir. Yapısal özellikleri (malzeme, çekme dayanımı, elastisite modülü vb.) bakımından farklılık gösteren her kablo için söz konusu değerler tespit edilmelidir. Deneysel çalışmanın sonucunda kullanılan koaksiyel kablo için  $\delta_0$  5 mm,  $H$  ise 1,152 olarak belirlenmiştir.

$$\delta = \delta_0 + H \rho(\%) \quad (8)$$

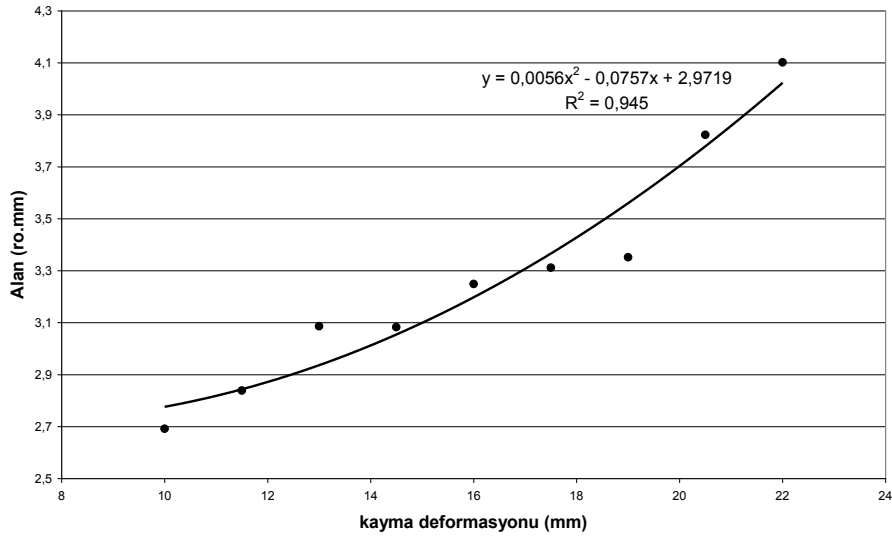
Yine kayma deformasyonunun boyutlandırılabilmesi için TDR ile elde edilen yansıma katsayısı grafiğinde kayma düzleminde oluşan sıçramaların altında kalan alanlar incelenerek deformasyonla ilişkilendirilmeye çalışılmıştır. Şekil 10'da da görülebileceği üzere kayma deformasyonunun artmasıyla referans eğrisi ile farklı deformasyonlara ait eğriler arasında kalan alanlar artmaktadır.



**Şekil 10.** Kayma düzleminde artan deformasyonla yansıma katsayısı değişimi

Sonuç olarak Şekil 10'da görülen alanlarla kayma deformasyonu arasında (9) bağıntısı elde edilmiştir. (9) bağıntısına göre kablunun kayma deformasyonunu algılayabilmesi için gerekli eşik kayma deformasyonu değeri 2,97 mm olarak belirlenmiştir. Bu değerin çalışmada kullanılan koaksiyel kablo için geçerli olduğu unutulmamalıdır.

$$\delta_i = 0,0056(\sum A_i)^2 - 0,0757(\sum A_i) + 2,97 \quad (9)$$



**Şekil 11.** Alanlar yardımıyla kayma deformasyonu

## 4. SONUÇLAR

Gerçekleştirilen deneyler sonucunda TDR ile zeminlerde kayma düzleminin belirlenebildiği ve koaksiyel kablonun bu amaca uygun bir sensör olabileceği görülmüştür. Ayrıca kayma deformasyonu ve yansıma katsayısı arasında anlamlı bir ilişkinin varlığı, TDR yönteminin kayma deformasyonunun boyutlandırılması konusunda da başarılı bir yöntem olduğunu göstermektedir.

Bunun dışında yine kayma deformasyonu ve yansıma katsayısı sıçramalarının alanları arasında anlamlı bir ilişki kurulabilmesi boyutlandırmanın farklı değerlendirmeler ile yapılabileceğini ortaya koymaktadır.

Kayma deformasyonunun rölatif yansıma katsayısı yerine alanlar yardımıyla belirlenmesi durumunda kayma deformasyonunun algılanabilmesi için gerekli eşik değerin 5 mm'den yaklaşık 3 mm düzeyine çekildiği belirlenmiştir. Bu durum daha fazla risk taşıyan zeminlerde kayma deformasyonunun, yansıma katsayısı sıçramalarının alanları yardımıyla belirlenmesi gerektiğine işaret etmektedir.

TDR ile kayma deformasyonunun algılanabilmesi için gerekli eşik değerinin 3 ile 5 mm arasında değiştiği belirlenmiş olmakla beraber bu değerler çalışmada kullanılan koaksiyel kablo için geçerlidir. Eşik değerin daha düşük olması isteniyorsa sensör olarak kullanılacak kablonun seçiminde zeminin kayma mukavemeti ve elastisite modülü gibi bazı özelliklerinin değerlendirilmesi faydalı olacaktır. Bu zemin özellikleri zemindeki kayma deformasyonunun ne kadarının sensör görevi gören kabloya iletileceğini belirleyen faktörlerden bazılarıdır.

TDR yöntemi için tasarlanmış cihazların birçoğunun gerçek zamanlı görüntüleme ve çok kanallı ölçüm gibi avantajlarının yanı sıra “bluetooth” veya modem gibi iletişim bileşenleriyle şevlerde web tabanlı erken uyarı sistemleri için uygun olduğu açıktır. Literatürde yer alan diğer yöntemlere (örneğin eğimölçerler) oranla daha ekonomik olarak yorumlanan TDR yöntemi, periyodik ölçümlerin gerçekleştirilmesi için daha az insan gücü gerektirmesi bakımından da ölçümde operatör hatalarından arınmaya yardımcı olur.

## TEŞEKKÜR

Bu çalışma TÜBİTAK 108M297 numaralı “Kazık Hasarlarının İnovatif Yaklaşımla Hızlı Belirlenmesi” projesinden sağlanan destek ile gerçekleştirilmiştir. Yazarlar desteklerinden dolayı TÜBİTAK’a teşekkürü bir borç bilirler.

## 5. KAYNAKLAR

- Timlin, D.J. ve Pachepsky Y.A., (1996), “Comparison of Three Methods to Obtain the Apparent Dielectric Constant from Time Domain Reflectometry Wave Traces”, *Soil Sci. Soc. Am. J.* 60, pp. 970–977
- Yu X. ve Yu X., (2009), “Time Domain Reflectometry Automatic Bridge Scour Measurement System: Principles and Potentials”, *Structural Health Monitoring*, vol. 8, no. 6, pp. 463–476

- Chen G., Tang F., Zhou Z., (2009), “Coaxial Cable Sensors and Sensing Instrument for Crack Detection in Bridge Structures – Phase I: Field Qualification/Validation Planning”, Missouri University of Science and Technology, Rolla, MO 65409-0710, USA
- Lin M.W., Thaduri J., Gopu V., (2003), “A Distributed Strain Sensor for Bridge Monitoring”, University Transportation Center for Alabama Report Number 02304, pp. 4-13.
- Lin C.P., Tang S.H., Chung C.C., Lin W.C., (2006), “Quantification of Localized Shear Deformation with Time Domain Reflectometry”, Proc. TDR 2006, Purdue University, West Lafayette, USA, Paper ID 18, 17 p., <https://engineering.purdue.edu/TDR/Papers>
- Chung C.C., (2005), “Improved Dielectric Characterization of Soil Using Time Domain Reflectometry”, Research Proposal, National Chiao Tung University, Taiwan.
- Agilent Technologies, (2003), “High Precision Time Domain Reflectometry”, Application Note, , 5301 Stevens Creek Blvd Santa Clara, CA 95051, USA.
- Castiglione P., Shouse P.J., (2003), “The Effect of Ohmic Cable Losses on Time-Domain Reflectometry Measurements of Electrical Conductivity”, *Soil Sci. Soc. Am. J.* 67:414–424.
- Lin C.P., Tang S.H., Lin W.C., Chung C.C., (2009), “Quantification of Cable Deformation with Time Domain Reflectometry — Implications to Landslide Monitoring”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, No. 1, January 2009, pp. 143-152

# ANKRAJ PLAKALARININ ÇEKME KAPASİTELERİNİN DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

## EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF UPLIFT BEHAVIOUR OF PLATE ANCHORS

Selçuk BİLDİK<sup>1</sup>

Mustafa LAMAN<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In this study, uplift capacity of anchor plates embedded in sand was investigated by conducting model tests. Plate anchors with different size and geometries were used in the tests. The parameters investigated for the uplift capacity of anchor plates were size, geometry and embedment ratio of the plates and density of sand. After evaluate the results of experiments studies some practical design parameters were suggested for the relevant foundation engineering applications.

**Key Words:** Plate Anchors, Uplift Capacity, Breakout Factor, Embedment Ratio

### ÖZET

Bu çalışmada, kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Ankraj plakası olarak farklı boyut ve geometride metal plakalar kullanılmıştır. Model deneylerde, temel boyutu, temel geometrisi, gömülme oranı ve kum sıklığı parametrelerinin çekme kapasitesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Elde edilen deneysel sonuçlar değerlendirilerek temel mühendisliğinde kullanılmak üzere tasarım parametreleri önerilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Ankraj Plakası, Çekme Kapasitesi, Kopma Faktörü, Gömülme Oranı

## 1. GİRİŞ

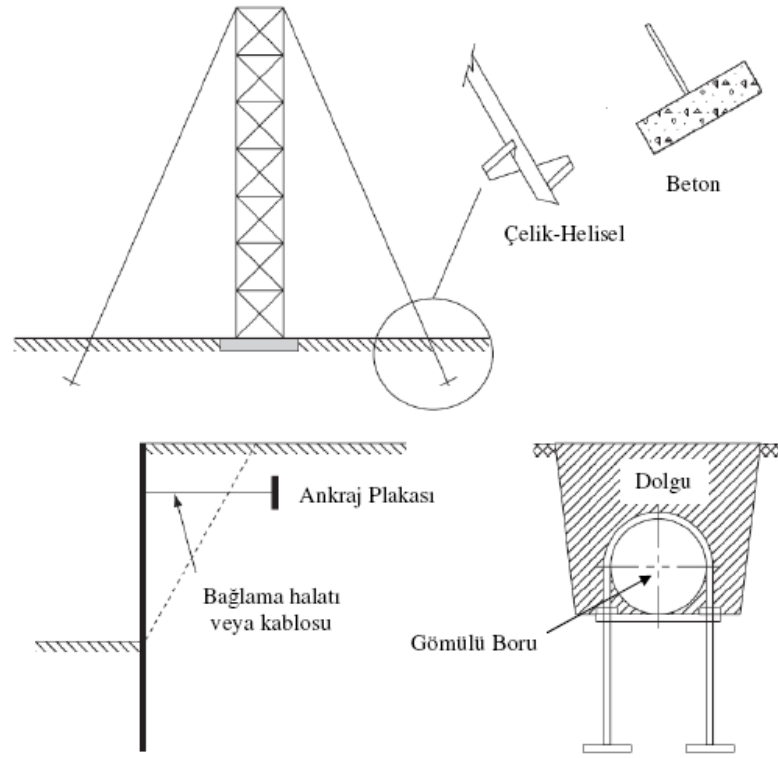
Günümüzde yapıların birçoğunda temeller basınç kuvvetlerine maruz kalırlar ve bu basınç kuvvetleri dikkate alınarak temel sistemi için çözümler yapılır. Ancak bazı durumlarda temeller çekme kuvvetlerine ve devirme momentlerine maruz kalmaktadırlar. Bu durum, özellikle deniz platformları (deniz üzerinde yapılmış rıhtım yapıları, petrol platformları, su altındaki platformlar ve dalgakıran gibi yapılar), yüksek gerilim hatları, haberleşme kuleleri (radyo ve televizyon kuleleri vb.), otopan ve demiryollarındaki işaretleme levhaları ve

<sup>1</sup> Arş. Gör., Osmaniye Korkut Ata Üni., sbildik@osmaniye.edu.tr

<sup>2</sup> Prof. Dr., Osmaniye Korkut Ata Üni., mustafalaman@osmaniye.edu.tr

reklam panolarını taşıyan direkler ve boru hatları gibi özel yapıların tasarımını yakından ilgilendirmektedir. Şekil-1'de ankraj plakalarının kullanıldığı bazı yapılar gösterilmektedir. Bu yapılar suyun kaldırma kuvveti, kablo yükleri veya rüzgar kuvvetinden kaynaklanan devirme momentleri nedeniyle çekme kuvvetine maruz kaldıklarından, yapı temelleri çekme kapasitesi açısından da tasarlanmalıdır. Ayrıca temellerin tasarımında aşağıdaki faktörler de göz önüne alınmalıdır.

- Zemin cinsi ve yer altı su seviyesi durumu,
- Yapısal gereksinimler,
- Konstruksiyon gereksinimleri,
- Arazi durumu ve çevresel şartlar,
- Ekonomi



**Şekil 1.** Ankraj Plakalarının Kullanıldığı Alanlar

Geoteknik mühendisliğinde, son yıllarda temellerin çekme kuvvetleri ile ilgili çalışmalar yapılmaktadır. Çekme kuvvetlerine maruz yapılarda ankraj, çan kazığı gibi temel sistemleri kullanılmaktadır. Bir gömülü ankraj veya çan kazığının çekme kapasitesi, genellikle temelin kendi ağırlığı, serbest yüzey boyunca sürtünme direnci ve kopma eğrisi üzerindeki serbest bölge içerisinde kalan zemin ağırlığından oluşmaktadır.

Bir çekme ankrajının davranışını, temel boyutu, gömülme derinliği, temel geometrisi ve dolgu sıkılığı gibi parametreler etkilemektedir. Bu parametrelerin ankraj davranışı üzerindeki etkileri birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Giffels ve ark. (1960), Ireland (1963) ve Adams ve Hayes (1967) yayın hattı kuleleri inşaatı için, ankraj üzerinde geniş ölçekli arazi deneyleri yapmışlardır. Ankrajların davranışlarını daha iyi anlamak amacıyla Majer (1955), Balla (1961), Downs ve Chieurzzi (1966), Baker ve Kondner (1966), Meyerhof ve Adams (1968), Hanna ve Carr (1971), Hanna ve Sparks (1973), Das



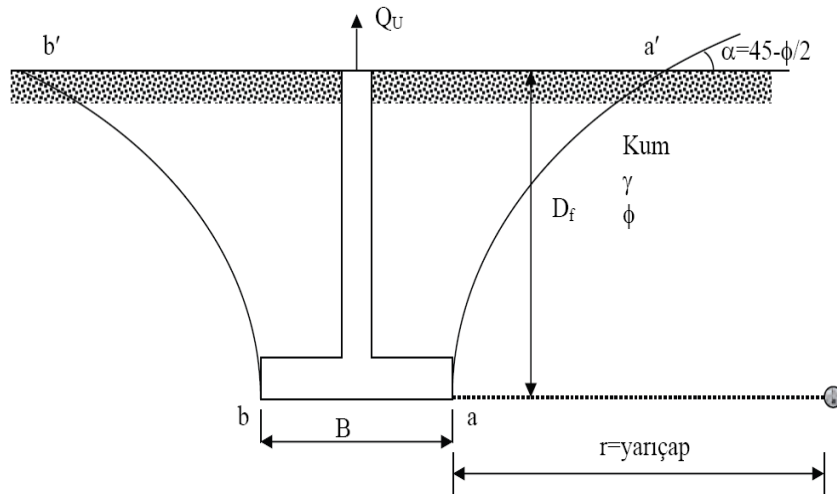
ve Seeley (1975a,b), Clemence ve Veesaert (1977), Andreadis ve ark. (1981), Sutherland ve ark. (1982), Murray ve Geddes (1987) ve Ghaly ve ark. (1991a, b) küçük ölçekli laboratuvar deneyleri yapmışlardır. Ayrıca Ovesen (1981), Tagaya ve ark. (1983, 1988), Dickin (1988) ve Dickin ve Leung (1990, 1992) santrifüj modelleme tekniğini geliştirerek tam ölçekli prototip modeller üzerinde çalışmışlardır. Vesic (1971), Chattopadhyay ve Pise (1986), Saran ve ark. (1986) ve Rowe ve Davis (1982) teorik çalışmalar yapmışlardır.

Bu çalışmada kum zemine gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi model deneyler ile araştırılmıştır. Ankraj plakaları olarak,  $D=50$  ve  $75\text{mm}$  olan daire kesitli,  $B=L=50$  ve  $75\text{mm}$  olan kare kesitli levhalar kullanılmıştır. Deneylerde temel boyutu, temel geometrisi, gömülme derinliği ve kum sıklığı parametrelerinin çekme kapasitesi üzerine etkileri araştırılmıştır.

## 2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Temeller, bazı özel koşullar altında çekme yüklerine maruz kalabilirler. Oluşması muhtemel çekme yüklerine karşı temellerin tasarımı, yeterince güvenli tarafta kalacak güvenlik faktörleri dikkate alınarak gerçekleştirilmelidir. Son 30 yıldan bu yana yapılan çalışmalarda, kum ve kil zeminler içine gömülü temellerin çekme dayanımının belirlenmesine yönelik teoriler geliştirilmiştir. Şekil 2’de genişliği  $B$ , gömülme derinliği  $D_f$  olan bir sığ temel gösterilmektedir. Temelin nihai çekme kapasitesi  $Q_u$ , yenilme yüzeyi boyunca zeminin sürtünme dayanımı ve yenilme bölgesindeki zeminin ve temelin ağırlığının toplamı olarak ifade edilmektedir.

Eğer temel, bir çekme yüküne ( $Q_u$ ) maruz kalırsa, göreceli olarak küçük  $D_f/B$  değerleriyle zemindeki yenilme yüzeyinin tipik şekli Şekil 2’deki gibi kabul edilir. Burada, zemin seviyesiyle yenilme yüzeyinin kesişimi yatayla bir  $\alpha$  açısı yapmaktadır. Ancak  $\alpha$ ’nın büyüklüğü kumlu zeminlerde sıkışma yoğunluğuna, killi zeminlerde ise kıvama bağlı olarak değişmektedir. Eğer zemindeki yenilme, çekme yükü altında zemin yüzeyine doğru uzuyorsa, bu temeller, çekme altındaki bir sığ temel olarak tanımlanır.  $D_f/B$ ’nin daha büyük değerleri için, yenilme temel etrafında oluşur ve yenilme yüzeyi zemin yüzeyine kadar uzamaz. Bu tür temeller ise, çekme altındaki derin temeller olarak adlandırılırlar. Bir temelin sığ durumdan derin duruma geçtiği andaki gömülme oranı ( $D_f/B$ ), kritik gömülme oranı ( $D_f/B$ )<sub>cr</sub> olarak ifade edilir. Kritik gömülme oranının büyüklüğü ( $D_f/B$ )<sub>cr</sub>; kumlarda 3-11 arasında, doymuş kilde ise, 3-7 arasında değişebilir (Das,1999).



Şekil 2. Çekmeye Maruz Sığ Temel (Das, 1999)

Balla (1961) sıkı kum zeminlerde yapılmış 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  $\alpha$  açısı yaptığını ve  $\alpha$  açısının büyüklüğünün ise, sıkışmadaki rölatif sıkılık 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).

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).

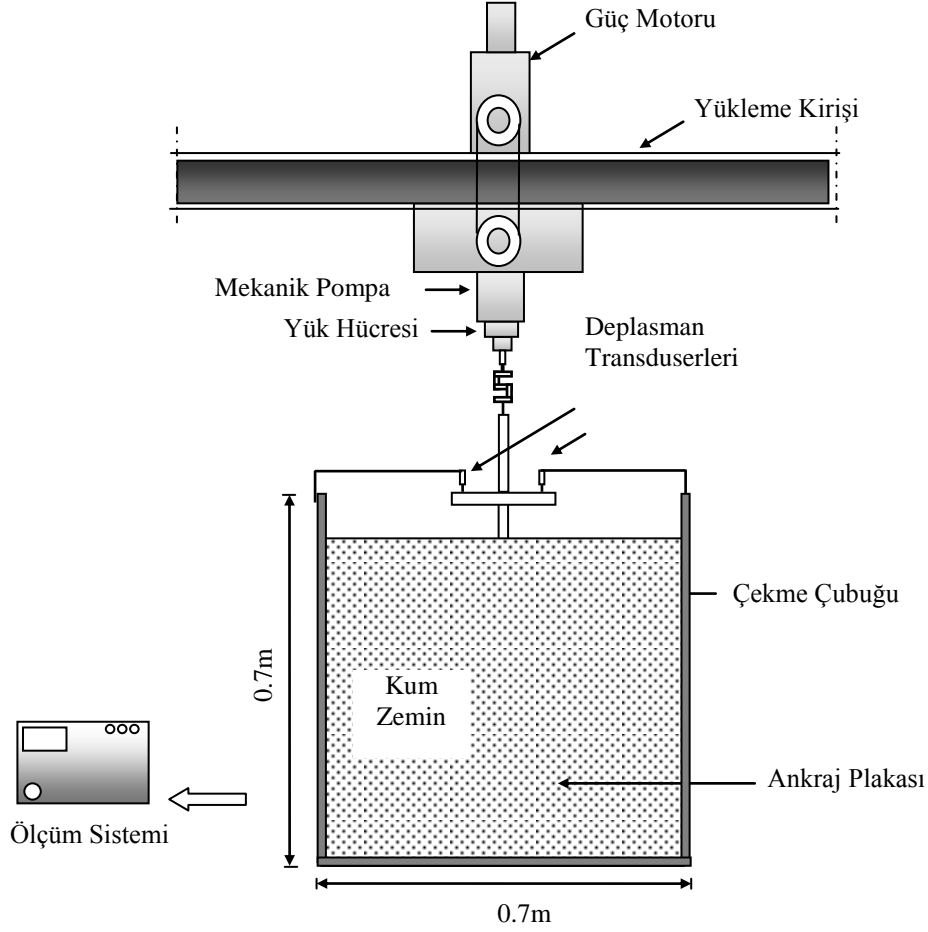
Dickin ve Leung (1990) laboratuarda yapmış oldukları santrifüj deneylerinde, kum içerisinde geniş tabanlı çan kazıklarının çekme davranışını gömülme oranı, kazık taban çapı ve kum sıkılığı etkilerini göz önünde bulundurarak araştırmışlardır. Yapılan araştırma sonucunda çan kazıklarının çekme kapasitesinin, kazığın gömülme oranından ve kumun sıkılığından önemli ölçüde etkilendiğini gözlemişlerdir. Ilamparithi 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. DENEYSEL ÇALIŞMALAR**

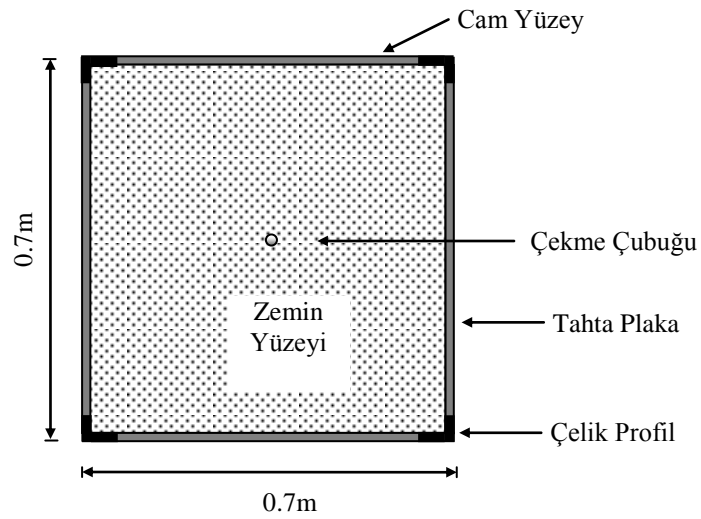
#### **3.1. Deney Düzenegi**

Deneysel çalışmalar kum zemin içerisine, farklı geometrilerdeki ankraj plakalarının, farklı gömülme derinliklerinde yerleştirilip, plakalara çekme kuvvetleri uygulanmak suretiyle gerçekleştirilmiştir. Çekme deneylerinde kare, daire ve dikdörtgen şeklindeki ankraj plakaları kullanılmıştır. Deneylerde farklı gömülme derinliklerinde ankraj boyut ve geometrisinin çekme kapasitesine etkisi araştırılmıştır.

Model ankraj plakalarının çekme kapasitelerinin araştırılması ile ilgili deneyler, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Laboratuvarında mevcut 70cm genişlik, 70cm yükseklikteki kare kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 3 ve 4). Deney kasası iskeleti çelik profilden olup, ön ve arka yüzü 8mm kalınlığında cam, yan yüzler ile alt taban ise 20mm kalınlıkta ahşap malzemeden imal edilmiştir (Yıldız, 2002).



(a) Kesit görünüşü



(b) Plan görünüşü

Şekil 3. Deney Düzeneği



**Şekil 4.** Deney Kasası (Bildik ve Laman, 2011)

Deneysel çalışmalarda model ankraj plakası geometrisi kare ve dairesel olan ankraj plakaları kullanılmıştır. Model ankrajlar 10mm kalınlıktaki rijit plakalardan elde edilmiştir. Deneyslerde 5.0 ve 7.5 cm çaplarında daire, 5cm×5cm ve 7.5cm×7.5cm boyutlarında kare plakalar olmak üzere 4 farklı ankraj plakası kullanılmıştır (Şekil 5).



**Şekil 5.** Model Ankraj Plakaları

### 3.2. Zemin Özellikleri

Deneysel çalışmalarda, Çukurova Bölgesi, Çakıt nehir yatağından getirilen kum numuneler kullanılmıştır. Kum numuneler, ASTM standartlarına göre sırasıyla 18 no'lu (1mm çaplı) ve 200 no'lu (0.074mm çaplı) eleklerden yıkanarak elenmiştir. Bu işlem sonunda No. 18 ile No. 200 arasında kalan kumlar, 105 °C'da etüvde kurutulduktan sonra geniş bir alana serilerek oda sıcaklığında havalandırılmıştır (Şekil 6). Deney kumunun endeks ve kayma mukavemeti özelliklerinin belirlenmesi amacıyla Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Zemin Mekaniği Laboratuvarında bir seri deney yapılmıştır. Kullanılan kum zeminin dane yapısı Şekil 3.11'de gösterilmiştir.

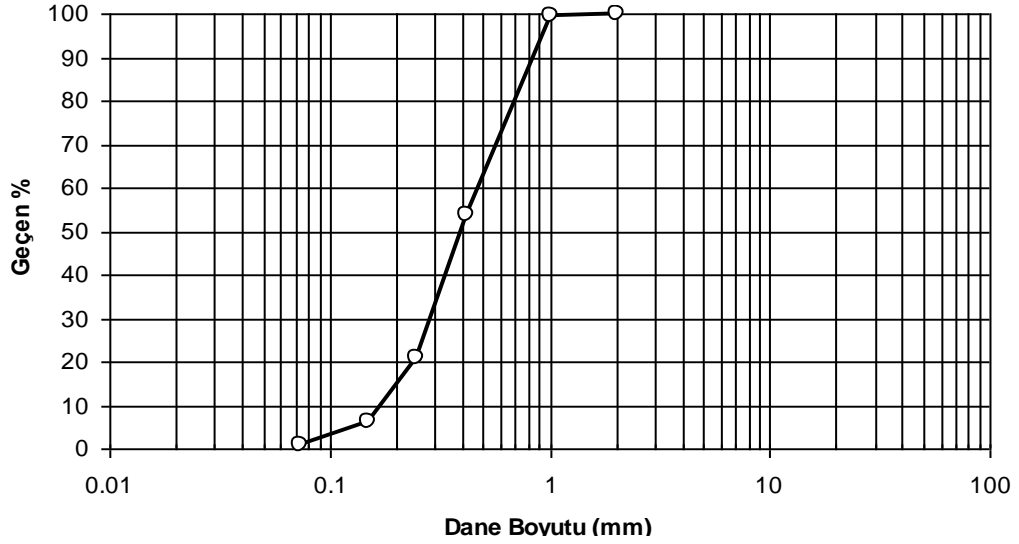
Deneysel çalışmada kullanılan kum numuneler, ASTM standartlarına göre önceden belirlenen bir seri elekten elenerek dane çapı dağılımı elde edilmiştir (Şekil 7). Dane çapı dağılım eğrisinden, zemin sınıfı, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre kötü derecelenmiş ince ve temiz kum (SP) olarak elde edilmiştir. Elek analizi deney sonuçları toplu olarak Çizelge 1'de verilmiştir.



Şekil 6. Deney Kumunun Kurutulması

Çizelge 1. Elek Analiz Sonuçları

Granülometri Parametreleri	Birim	Değer
Kaba Kum Yüzdesi	%	0.0
Orta Kum Yüzdesi	%	46.40
İnce Kum Yüzdesi	%	53.60
Efektif Dane Çapı, $D_{10}$	mm	0.18
$D_{30}$	mm	0.30
$D_{60}$	mm	0.50
Üniformluk Katsayısı, $C_u$	-	2.78
Derecelenme Katsayısı, $C_c$	-	1.00
Zemin Sınıfı	-	SP



**Şekil 7.** Deneylerde Kullanılan Kumun Dane Çapı Dağılımı

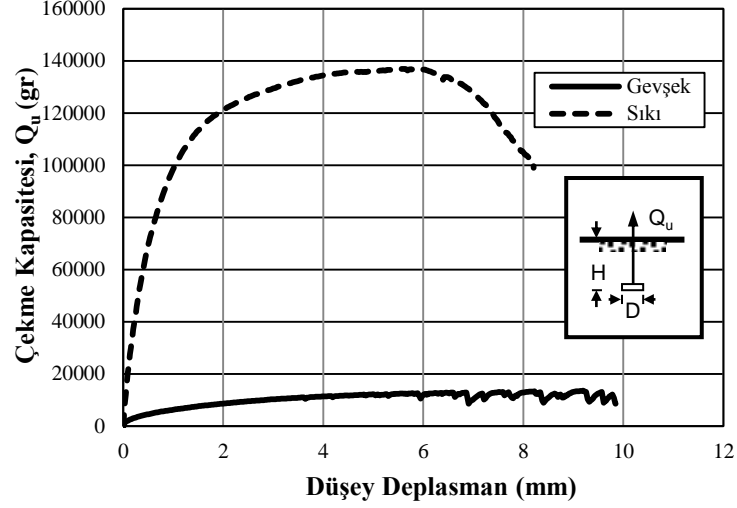
### 3.3. Deneyin Yapılışı

Deney düzeneğinin hazırlanması sırasında, öncelikle ankraj plakası, deney kasesinin merkezine gelecek şekilde farklı gömülme oranlarına bağlı olarak kasa içerisine yerleştirilmiştir. Kum numuneler, kasa içerisine 5cm'lik tabakalar halinde birim hacim ağırlığı ilk aşamada  $\gamma_k=15.03 \text{ kN/m}^3$  olacak şekilde, ikinci aşamada ise,  $\gamma_k=17.06 \text{ kN/m}^3$  olacak şekilde dinamik yöntem ile sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Bu amaçla, deney kasesinin kenarları ölçeklendirilmiş ve her tabaka için gerekli kum ağırlığı önceden hesaplanarak kontrollü bir şekilde sıkıştırma yapılmıştır. Ayrıca, her bir tabakada dolgu yüzeyinin düzgün olup olmadığı su terazisi yardımıyla kontrol edilmiştir. Bu işlem hedeflenen zemin kalınlığı elde edilinceye kadar devam ettirilmiştir. Çekme yükü, yük hücresi ile ankraj plakasına bağlı olan ara çubuk eleman vasıtasıyla gerçekleştirilmiş, yükün eksantrik olmamasına dikkat edilmiştir. Deneyler, model ankraj ile mevcut zemin arasında yenilme koşulunun oluşmasına kadar elektrik motor ile çalışan yükleme düzeneği yardımıyla gerçekleştirilmiştir. İlk etapta 3 farklı yükleme hızı ile deneyler gerçekleştirilmiş olup, yükleme hızının etkisinin olmadığı görüldüğünden, deney süresini çok arttırmamak için, deneyler ortalama bir hız değeri olan 0.41mm/dk'lık bir hızda gerçekleştirilmiştir. Her bir deneyde, model ankraj plakası taşıma kapasitesine ulaşıncaya kadar saniyede 4 okuma olacak şekilde, deplasman değerleri ve buna karşılık gelen yük değerleri bilgisayar ortamına aktarılmıştır.

## 4. DENEY SONUÇLARI

### 4.1. Sıklığın Çekme Kapasitesine Etkisi

Deneylerde iki farklı sıklıkta hazırlanmış kum zemin içerisine yerleştirilen ankraj plakalarının çekme kapasitesi araştırılmıştır. Kum zeminin gevşek durumdaki birim hacim ağırlığı  $\gamma_k=15.03 \text{ kN/m}^3$ , sıkı haldeki birim hacim ağırlığı ise  $\gamma_k=17.06 \text{ kN/m}^3$ 'tür. Kum zemin kasa içerisine 5cm'lik tabakalar halinde yerleştirilmiştir. Sıklığın ankraj plakalarının çekme kapasitesine etkisini göstermek amacıyla, dairesel ankraj plakası (D=50mm) üzerinde H/D=8 gömülme oranında yapılan deney sonuçları Şekil 8'de gösterilmiştir.

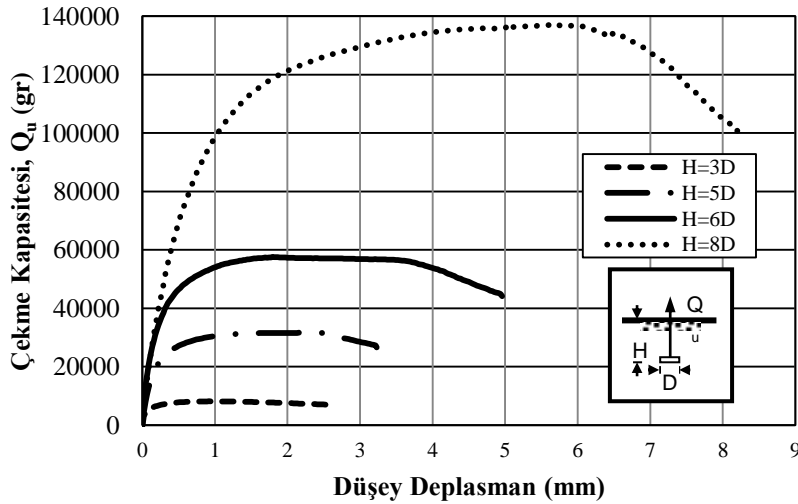


Şekil 8. Çekme Kapasitesine Sıklılığın Etkisi (D=50mm, H/D=8)

Ankraj plakasının, yük-deplasman eğrisinin asimtot yapmaya başladığı andaki yük, göçme yükü ve bu yüke karşılık gelen yer değiştirme ise, göçme anındaki deplasman olarak tanımlanmıştır. Deney sonuçlarına göre sıkı kum içerisine gömülü ankraj plakasının çekme kapasitesi, ankraj geometrisi ve gömülme oranlarına bağlı olarak değişmekte olup, sıkı kuma gömülü ankraj plakaları, gevşek kuma gömülü ankraj plakasının yaklaşık 10 katı kadar çekme kapasitesi taşıyabilmektedir.

#### 4.2. Gömülme Oranının Çekme Kapasitesine Etkisi

Ankraj plakalarının çekme kapasitesini etkileyen bir diğer faktör, ankrajın gömülü olduğu derinliktir. Gömülme oranı H/D'nin, ankraj plakaları üzerindeki etkisini göstermek amacıyla, çapı D=50mm olan dairesel ankraj plakası üzerinde farklı gömülme oranlarında bir seri deney yapılmış ve elde edilen yük-deplasman eğrileri Şekil 9'da verilmiştir. Elde edilen deney sonuçlarına göre, ankraj plakasının çekme kapasitesi, gömülme oranının artmasıyla artmaktadır.



Şekil 9. Gömülme Oranının Çekme Kapasitesine Etkisi (D=50mm, γ<sub>k</sub>=17.06kN/m<sup>3</sup>)



### 4.3. Deneysel Sonuçlarının Karşılaştırılması

Bu çalışma kapsamında, farklı geometri ve gömülme oranlarında çeşitli deneyler yapılmıştır. Deneysel sonuçlarının gösterilmesinde, boyutsuz bir parametre olan, kopma faktörü ( $F_q$ ) kullanılmıştır.

$$F_q = \frac{Q_u}{\gamma \times A \times D_f}$$

Burada;

A : Temelin Alanı

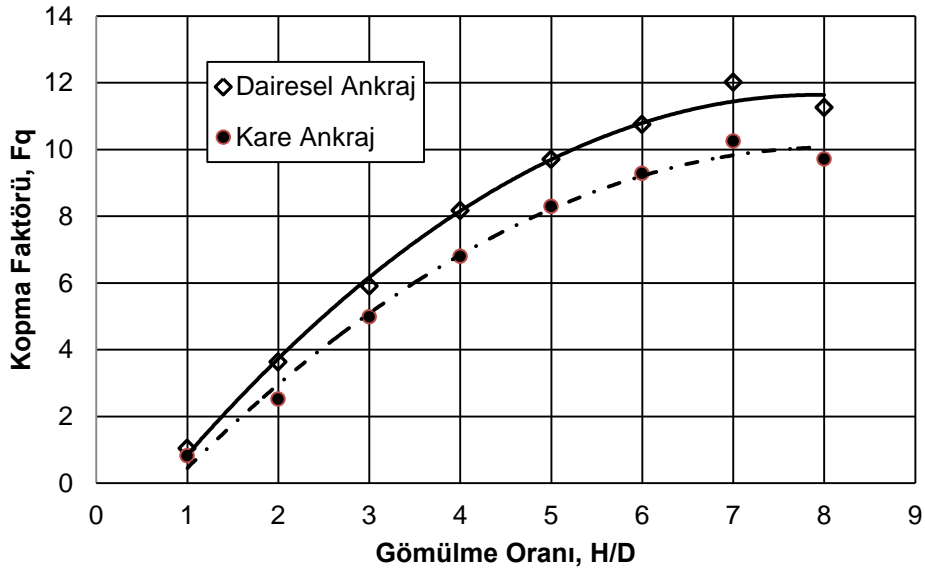
$F_q$  : Kopma Faktörü

$Q_u$  : Çekme Yüğü

$\gamma$  : Zeminin Birim Hacim Ağırlığı olarak tanımlanmaktadır.

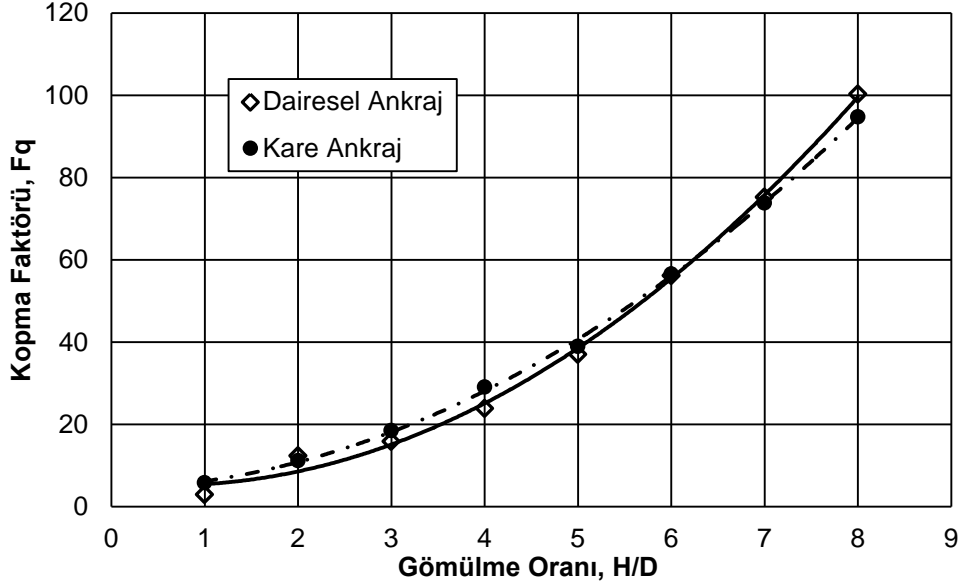
#### 4.3.1. Kare ve Dairesel Ankrajların Karşılaştırılması

Deneysel çalışmalarda, farklı sıklıktaki kum zemine gömülü, kare ve dairesel ankraj plakalarının davranışının, çekme kapasitesine etkisi incelenmiştir. Gevşek kum için elde edilen sonuçlar Şekil 10'da, sıkı kum için elde edilen sonuçlar ise Şekil 11'de gösterilmiştir. Gevşek kuma gömülü ankraj plakalarına ait kopma faktörleri sonuçlarında, dairesel ankraj plakasının, kare ankraj plakasına göre daha fazla çekme kapasitesine sahip olduğu görülmüştür. Gevşek kumda oluşan bu farklılığın, çekme hareketinin başlangıcından itibaren uygulanan çekme kuvvetine bağlı olarak, öncelikle gevşek zemin yenilme yüzeyi içerisindeki kumun sıkışmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu farklılığın kayda değer bir düzeyde olmamasından dolayı sonuçları önemli derecede etkilemediği düşünülmektedir. Sıkı durumda, çekme hareketi başladığı andan itibaren, yenilme düzlemi içerisindeki zeminin sıkı durumda olması nedeniyle ilave bir sıkışma meydana gelmemektedir. Bu sebepten, sıkı zeminde elde edilen sonuçlar birbirine daha yakın elde edilmiştir.



Şekil 10. Kare ve Dairesel Ankraj Plakalarının Kopma Faktörünün Karşılaştırılması ( $\gamma_k=15.03\text{kN/m}^3$ )





**Şekil 11.** Kare ve Dairesel Ankraj Plakalarının Kopma Faktörünün Karşılaştırılması  
( $\gamma_k=17.06\text{kN/m}^3$ )

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Model ankraj olarak, farklı geometri ve boyutlarda ankraj plakaları kullanılmıştır. Deneylerde ankraj boyutu, ankraj geometrisi, gömülme oranı ve kumun sıklık parametrelerinin çekme kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmaktadır.

1. Farklı geometri ve boyutlardaki çekme deneylerinin tamamında, kum zeminlerin sıklık oranlarının artmasıyla, çekme kapasiteleri de (göçme yükleri) artmaktadır.
2. Gevşek kumda yapılan deneylerde, gömülme oranının artmasıyla, kopma faktöründeki değişim azalmakta ve asimtota yaklaşmaktadır.
3. Sıkı kumda yapılan deneylerde, gömülme oranının artmasıyla, kopma faktörü parabolik olarak artmaktadır.
4. Yapılan deneylerde, gevşek ve sıkı kum durumlarının her ikisinde de kare plakalarda en-boy oranının artmasıyla kopma faktörü artmaktadır.
5. Model ankraj plakalarının göçme yüklerine karşılık gelen düşey deplasmanlar göz önüne alındığında, sıkı kumda görülen göçme yer değiştirmesinin gevşek kuma göre daha büyük olduğu görülmüştür.

## TEŞEKKÜR

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

## KAYNAKLAR

- ADAMS, J. K., and HAYES, D. C., 1967. The Uplift Capacity of Shallow Foundations, Ontario Hydro. Res. Quarterly, 19 (1), 1.
- 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.
- BAKER, W. H., and KONDNER, R. L., 1966. Pullout Load Capacity of a Circular Earth Anchor Buried in Sand, Highway Res. Rec. 108, National Research Council, Washington, DC, 1.
- BİLDİK, S., ve LAMAN, M., 2011. Kohezyonsuz Zeminlere Gömülü Ankraj Plakalarının Çekme Davranışının Deneysel Olarak İncelenmesi, Gazi Üniversitesi Müh-Mim. Fak. Dergisi, Cilt: 26, No: 2, 487-498.
- DAS, B.M., and SEELEY, G. R., 1975. Breakout Resistance of Horizontal Anchors, Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE, 101(9), 999.
- DAS, B. M., 1999. Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement, Chapter 8, U.S.A.
- DICKIN, E. A., 1988. Uplift Behaviour of Horizontal Anchor Plates in Sand, J Geotech Eng Div, ASCE ;114(GT11):1300-17.
- DICKIN, E. A., and LAMAN, M., 2007. Uplift Response of Strip Anchors in Cohesionless Soil, Advance in Engineering Software; 38, 618-625.
- DICKIN, E. A. and LEUNG, C. F., 1990. Performance of Piles With Enlarged Bases Subject to Uplift Forces, Canadian Geot. J., Vol. 27, pp. 546-556.
- DICKIN, E. A. and LEUNG, C. F., 1992. The Influence of Foundation Geometry on The Uplift Behaviour of Piles With Enlarged Bases. Canadian Geotech. J., Vol. 29, pp. 798-505.
- MEYERHOF, G. G., and ADAMS, J. I., 1968. The Ultimate Uplift Capacity of Foundations, Canadian Geotech. J., 5(4), 225.
- MURRAY, E.J., GEDDES, J.D., 1987. Uplift behaviour of plates in sand, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 113 (3), 202-215.
- SAEEDY, H. S., 1987. Stability of Circular Vertical Earth Anchors, Canadian Geotech. J., 24(3), 452.
- VESIC, A. S., 1971. Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Bottom, Journal of Soil Mech. Found. Div., ASCE, 97(9), 1183.
- YILDIZ, A. A., 2002. Donatılı Zemine Oturan Yüzeysel Temellerin Analizi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

## YUMUŞAK TEMEL ZEMİNLERİNİN YOL YAPIMINDA GEOSENTETİK DONATILAR KULLANILARAK İYİLEŞTİRİLME YÖNTEMLERİ

### STABILIZATION METHODS OF SOFT SUBGRADE BY GEOSYNTHETIC REINFORCEMENTS IN ROAD CONSTRUCTION

Recep YILMAZ<sup>1</sup>

Serkan GEZGİN<sup>2</sup>

Uğur Eren YURTCAN<sup>3</sup>

### ABSTRACT

There are several methods to improve the bearing capacity of a soft soil. One of these, consists of reinforcing the soil through lateral confinement of the soil particles and improved resistance to tensile stresses. The present technology, allows the use of synthetic products, specifically engineered, to obtain the same effects of lateral confinement and tensile resistance: These products are the bi-oriented geogrids and the geocells. Modern geosynthetic technology allows the use of geotextiles for separation and geonets for drainage and geocomposites for fulfilling both functions. Geosynthetics, like geogrids, geocells, geotextiles and geonets are produced with constant factory controlled characteristics which allow to incorporate their properties into an engineering design. Moreover their expected lifetime far in excess of 100 years, if properly handled and installed.

**Keywords:** Soft Soil Stabilization, Geosynthetics, Road Construction

### ÖZET

Yumuşak bir zeminin taşıma gücünü arttırabilecek pek çok yöntem mevcuttur Bunlardan biri de zemini yatay olarak içine yerleştirilen donatılar yardımıyla hareket imkânını yok edip çekme gerilmelerine direncini arttırmaktır. Mevcut teknoloji ise sentetik ürünler olan ve iki yönde çalışan geogridler ile veya geohücre elemanlar vasıtasıyla yanallı kilitlenmeyi sağlamaktadır. Modern geosentetik teknolojisi ayırıcı olarak geotekstillerin, drenaj için Geonet'in her iki fonksiyonun icrası için ise Geokompozitlerin kullanılmasını önermektedir. Geosentetik ürünlerden olan geogridler, geohücre, geotekstil ve geonetler daimi üretim kontrollü olarak fabrika şartlarında üretilmektedir. Herhangi bir mühendislik sorununun çözümü için özelliklerini süperpoze edip sergileyebilirler. Üstelik beklenen ömürleri; doğru uygulanmaları şartıyla 100 yıldan fazladır.

**Anahtar Kelimeler:** Yumuşak Zemin Stabilizasyonu, Geosentetikler, Yol Yapımı

<sup>1</sup> Doç. Dr., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı, yilmazrecep@yahoo.com

<sup>2</sup> İnş. Müh., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı, sgezgin@msn.com

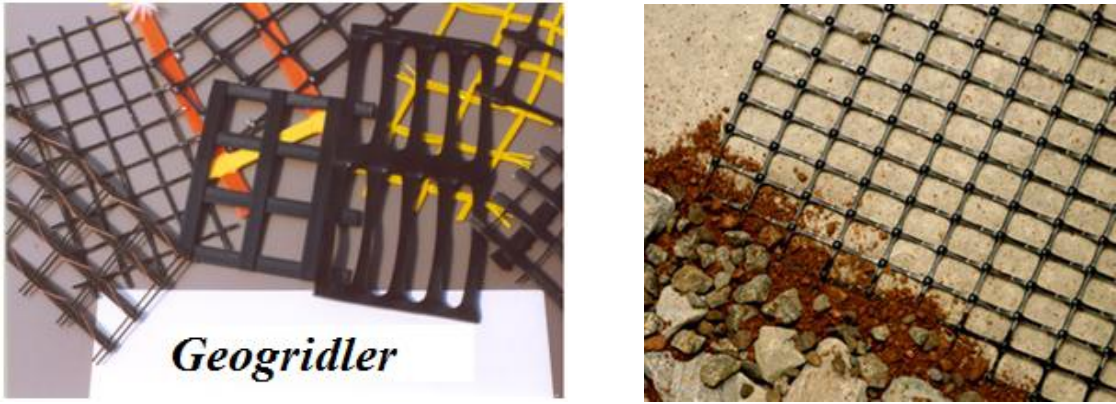
<sup>3</sup> İnş. Yük. Müh., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı, ugurereny@gmail.com

# 1. GİRİŞ

## 1.1. STABİLİZASYON AMACIYLA GELİŞTİRİLİP ÜRETİLMİŞ GEOSENTETİK MALZEMELER

### 1.1.1. Çift veya Tek yönde çalışan Geogrid ürünleri

Çift veya tek yönde çalışabilen geogridler (Şekil 1 ;a,b) polypropilenden üretilmiş, kimyasal etkisi olmayan üretim tekniği itibarı ile homogen ve üniform, sürekli dikdörtgen veya karesel boşlukları olan özel malzemelerdir. Her iki yönde de yüksek çekme gerilmesine ve çekme modülüne sahiptir. Geogridlerin bu yapısı zeminle optimal bir kilitlenme temin ederek zahiri bir kohezyon yaratır. Özellikle kohezyonsuz zeminler için uygundurlar. Asfalt ve püskürtme beton (shotcrete) malzeme içinde de kullanılırlar.

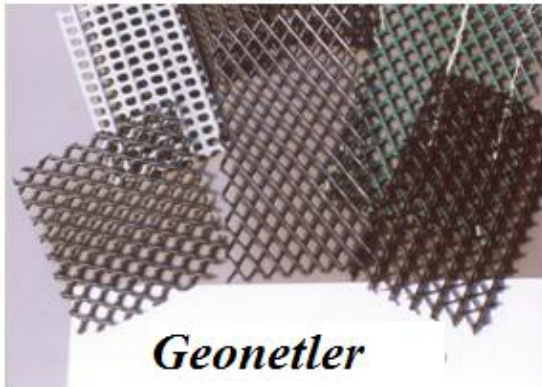


Şekil 1: a,b. Tek ve çift yönlü çalışabilen muhtelif yapıdaki Geogrid malzemeler ve uygulaması

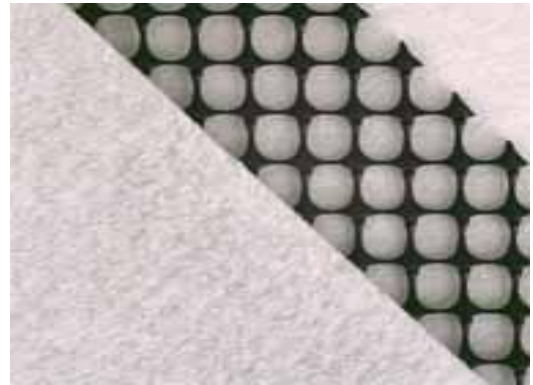
Tek ve çift yönde çalışan geogrid malzemeler arasında sol köşede(a'da) görülen özel bir çeşidi ise ince daneli zeminler için üretilmiştir.

### 1.1.2. Drenaj Amaçlı Geokompozit,Geonet ve Geotekstilller

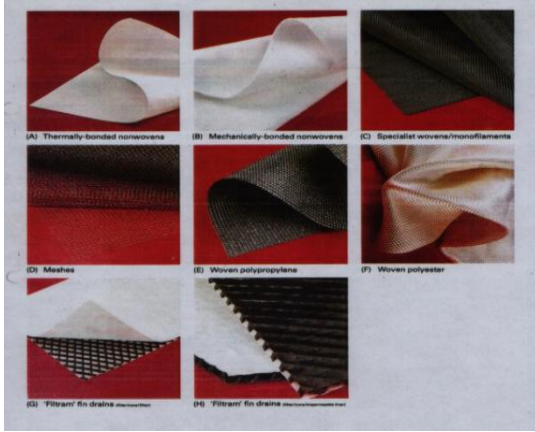
Aşağıda bu malzemeler sıra ile tanıtılmaktadır.



Şekil 2. Drenaj amaçlı Geonetler



Şekil 3. Drenaj+Filtrasyon+Donatı amaçlı geokompozitler



Şekil 4. Muhtelif Geosentetik ürünleri



Şekil 5. Geotekstilin arazi uygulaması

Geonetler Drenaj amaçlı, Geotekstiller Ayırma, Filtrasyon ve Donatı amaçlı Geokompozitler de Ayırma+Donatı amaçlı olarak aynı fonksiyonları tek ürün kullanılarak sağlamak amacıyla kullanılmaktadır.

### 1.1.3. Geohücre Elemanlar

Aşağıda ;Şekil 6 da görülen; zemin iyileştirme uygulamalarında çok kullanışlı ve pratik 3 boyutlu elemanlardır. Bu elemanlar geosentetik teknolojinin en önemli ürünleri arasına girmiş olup akordion gibi açılıp kolayca taşınabilen, doğal zemin ile bile kullanılınca önemli bir taşıma gücü desteği verebilen malzemelerdir. Erozyon kontrolü, ile şev stabilitesinin sağlanmasında kullanılabildiği gibi temel desteği amacıyla da tercih edilmektedir. Çok pratik bir kullanıma sahiptir.



Şekil 6 a. Geohücre Elemanlar



b. Şev Stabilitesini sağlama amaçlı kullanımı



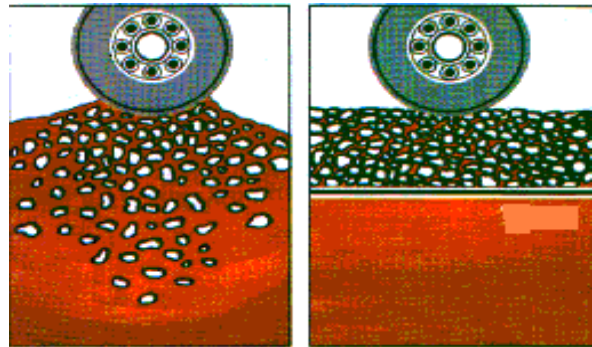
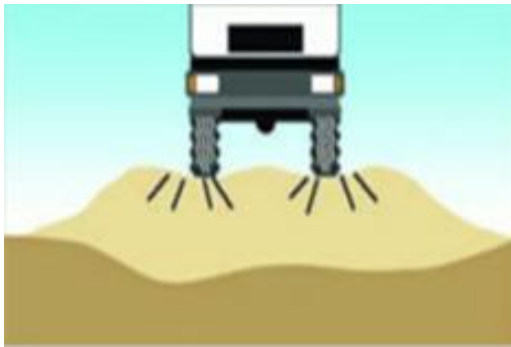
## 2. KAPLAMASIZ YOLARDA OLUŞAN PROBLEMLER VE ORTAMIN DONATILANDIRILMASI

### 2.1. Oluşan Problemin Açıklanması

Kaplamalı veya kaplamasız bir yol yumuşak veya suya duygün bir zemin ortamı üzerinde oluşturulacak ise yapım sırasında ve sonrasında trafik ile ilgili olarak; araçların hareketlerine engel olacak sorunlar oluşabilmektedir. Kum-çakıl (granüler karakterli dolgu) yumuşak zemine bataabilmekte veya dolgunun (temelin) yatay ve düşey hareketleri söz konusu olmaktadır. Bu hareketlerin sonucunda ise trafiği engelleyen derin tekerlek izleri oluşmaktadır. (Şekil 7 a,b,c,d,e) Yumşak temel zemini üzerinde yer alan granüler temel çabuk deforme olur ve yüzeyinde oluşan tekerlek izleri nedeniyle araçların hareketi güçleşir.

Bu olaydan temel zemininin taşıma gücü artırılarak veya çakıl temel in yan al hareketini (deformasyonunu) kısıtlayıp kaçınmak mümkün olabilmektedir...

Zayıf zeminlerin Taşıma gücünü arttıracak pek çok teknik çözüm mevcut olup bunlardan biri temel zeminine aktarılan yükü daha geniş bir alana dağıtarak kayma gerilmelerini azaltabilmek amacıyla temeli donatılandırmaktır. Bu yolla temel zemini daha büyük kayma gerilmelerine dayanacak hale gelmektedir.

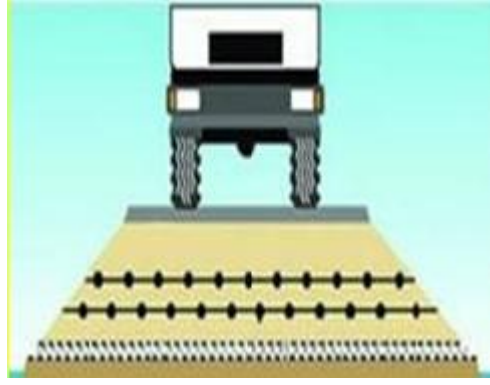


Şekil 7 a. Deforme olmuş temel tabakası

b,c Geotekstil destekli ve destektsiz durum



d.,e. Tolerans dışı teker izi oluşumu yani temelin deformasyonu durumunda taşıtların hali



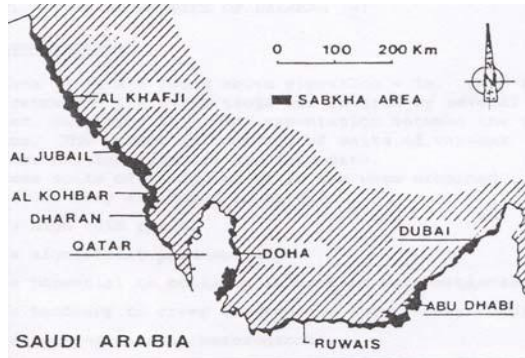
**Şekil 8:** Çözüm; bir veya daha fazla donatı (geogrid) ile doğal zemine Geokompozit serilmesidir

Şekilde görülen temel tabakası çift yönlü geogridle 2 sıra halinde donatılmıştır. Doğal zemin üzerine de Geotekstil-Geogrid (Geokompozit) malzemesi serilmiştir. Temel tabakasının kalınlığına göre Geogrid tabakası sayısı artırılabilir. Geokompozit ürün donatı ve ayırıcı olma işlevini yerine getirdiği gibi dolgu ile doğal zemin arasında varolabilecek suyun da drenajını sağlamaktadır.

Artan trafik yükü problem oluşturuyorsa agrega (temel) kalınlığını minimum yapabilecek bir çözüm de geohücre elemanlardır. Mevcut sorunlar bazen 75 mm kalınlıktaki geohücre elemanlarla bile çözülebilmektedir.

### **3. YUMUŞAK ZEMİNLERDE GEOSENTETİK MALZEME DESTEĞİ İLE ÇÖZÜMLENMİŞ UYGULAMA ÖRNEKLERİ**

Bu bildiri kapsamında uluslararası bir firmanın zemin donatılma ürün yöneticisi Sn Jan-Maarten Elias'ın Arap yarımadasını çevreleyen ve bu bölgede çok problem yaratan yumuşak karakterli Sabkha adı verilen zeminler üzerinde yapılmış olan önemli bir çalışmanın bulguları paylaşılacaktır. Aşağıda bu zeminin bulunduğu coğrafi bölgeler gösterilmektedir.



**Şekil 9.** Arap Yarımadası boyunca ,incelenen, daha çok yumuşak kil karakterli özel bir zemin olan (Muddy Sabkha) zeminlerinin rastlandığı çok geniş alanlar siyaha boyalı olarak verilmektedir.

Söz konusu zeminler esasen iki tür olup Kumlu Sabkha zeminlerinde SPT-  $N_{30}$  değerleri 30-60 Darbe/30 cm aralığında ve yüksek olduğundan geosentetik desteklerle çözümlenen Muddy Sabkha zeminleri bu çalışmaya örnek olarak seçilmiştir. Bu zeminler neticede **Yumuşak Kil** karakterini yansıtmaktadır.

Sabkha 'nın bir Arap terimi olduğu incelenen pek çok yayında da belirtilmiş olup bu zeminler Tablo 1 de de gösterildiği gibi genç kıyı sedimanlarıdır ve yüksek tuz muhtevası ile çok düşük Nihai Taşıma Gücüne sahiptir. Tabloda verilen SPT  $N_{30}$  değerleri de (0-4 aralığında) bu durumu yansıtmaktadır. Bu zemin türünün Arap yarımadasında geniş alanlarda mevcut olduğu ve yalnız Ortadoğu bölgesinde değil Hindistan, Avustralya, ABD ve Güney Afrika'da da geniş alanları kapladıkları belirtilmektedir. Bu zeminlerde karşılaşılan geoteknik problemlerin yollar ve otoyollarda en ekonomik ve uzun süreli olarak geosentetik malzemelerin desteği ile çözülebilmiş olduğu belirtilmektedir.

Bu bildiriye farklı taşıt yükü, trafik yükü ve yol yüzeyinin kaplamalı veya kaplamasız oluşu durumları ayrı ayrı dikkate alınarak standart ve tavsiye edilebilecek ilk çözümlere ulaşılmış olup bildiriye bu örnekler öğretici, yönlendirici ve önemli bir el altı bilgisi hüviyeti taşıdıkları fark edilerek örnek olarak sunulmuşlardır. Bu öneri veya çözümler benzer karakterli uzun göl ve deniz sahilleri olan her ülke için yararlı yaklaşımlar olarak kabul edilip en azından kesin olmayan ilk veya ön projelendirme amaçları ile kullanılabilir nitelikte bulunmaktadır.

### 3.1.İNCELENEN ZEMİNLERİN GENEL GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

**Tablo 1.** İyileştirilmesi planlanan zeminlerin genel geoteknik ve fiziksel parametreleri

Geoteknik Parametreler	Kil karakterli (Muddy) Sabkha zeminleri
İnce dane içeriği (%)	25-95
Tuz içeriği (%)	2-18
Su içeriği (%)	25-90
Yerinde birim hacim ağırlık ( $t/m^3$ )	1.00-1.35
İçsel sürtünme açısı ( $^{\circ}$ )	0-22
CaCO <sub>3</sub> içeriği (%)	20-90
Plastisite İndeksi (%)	0-40
Kohezyon ( $kN/m^2$ )	0-55
Sıkışma İndeksi	0.40-0.95
SPT- $N_{30}$ değer aralığı (darbe/30cm)	0-4
Statik koni direnci ( $MN/m^2$ )	0.2-2.0
Taşıma Gücü ( $kN/m^2$ )	15-30

### 3.2. UYGULANABİLECEK DİĞER STABİLİZASYON YÖNTEMLERİ

Bu bildiriye sadece geosentetik desteği ile yapılacak iyileştirmeler dikkate alınmış olmakla beraber olası diğer yöntemler de karşıt seçenek olarak aşağıda sıralanmaktadır.

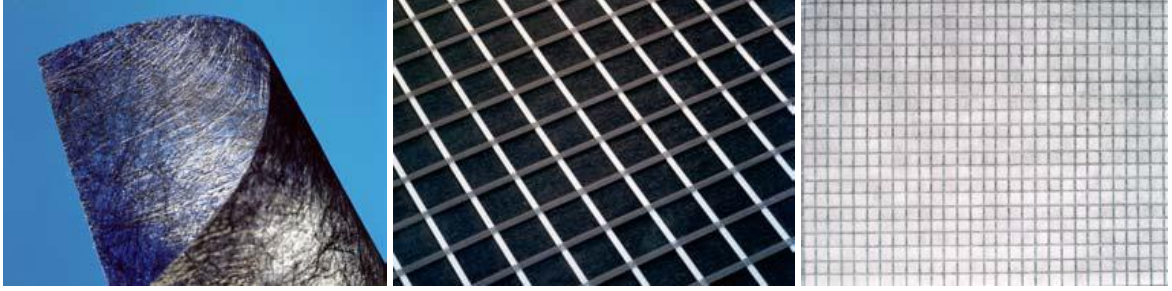


- Sabkha zeminleri içinde farklı boyutlu taşlarla, büyükler alt kısımlarda daha küçük boyutlular ise üstte kalmak üzere istenen en küçük taşıma gücüne ulaşılan kadar dolgu yapılması,
- Sedde yükü uygulayıp ön yükleme yapılması,
- Kimyasal katkı maddelerinin uygulanması,
- Vibroflotasyon, dinamik kompaksiyon, kum kazıklar vb yöntemlerin uygulanması

### 3.3 GEOSENTETİKLERLE UYGULANABİLEN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ

Bu bölgede mevcut olan ve özellikleri yukarıda verilen yumuşak zemin türleri için prensip olarak iki ana ve ayrı geosentetik ürün kullanılmaktadır.

- Geotekstilller (Düzlemsel, geçirgen, polimerik nonwoven(örgüsüz)tekstil ürünü)
- Geogridler (Düzlemsel düzgün ve açıklıklı açıklıkları uygun polimerik ürünler)
- Geokompozitler (Geogrid+geotekstil kompozit ürünleri)



Şekil 10 a. Geotekstil

b. Geogrid

c. GT-.GG-kompoziti

Aşağıdaki tabloda ise mevcut zemin türleri için projelendirmede önemli olan geosentetik parametreler ve fonksiyonları özetlenmektedir.

**Tablo 2.** Malzemeler ve ilgilenilen parametreleri

Geotekstil	(Filtrasyon+ ayırıcı)	Geogrid	Donatı	Geogrid kompozit	Donatı+filtrasyon+ayırıcı
Parametre	Birim	Parametre	Birim	Parametre	Birim
Her iki yöndeki Çekme dayanımı	kN/m	Her iki yöndeki Çekme dayanımı	kN/m	Her iki yöndeki Çekme dayanımı	kN/m
Statik yırtılma direnci	kN	Kopmada uzama	%	Kopmada uzama	%
Dinamik delinme dayanımı	mm	Sağlamlık	-	Statik yırtılma direnci	kN
Açıklık boyutu	µm			Dinamik delinme dayanımı	
Su geçirimsizliği	m/s			Açıklık boyutu	µm
Sağlamlık	-			Su geçirimsizliği	m/s
				Sağlamlık	-

## 4. ÖNERİLECEK GEOSENTETİK SİSTEMLERİN PARAMETRELERİ

Yapılmış olan çalışmalar sonucunda elde edilen veriler değerlendirilerek Taşıt dingil ağırlığı, Trafik yükü (Yoğunluğu)ve Yol üst yapısının durumu dikkate alınarak kaba bir yaklaşımla hangi geosentetik sistemin seçilmesi gerekeceğine karar verilebilmektedir.

### 4.1. AKS (Dingil) YÜKÜ ve Trafik YOĞUNLUĞU DEĞİŞKENLERİ

Aşağıda Tablo 3 ve Tablo 4 de tanımlanmıştır.

**Tablo 3.** Aks (Dingil)Yükleri (Her aks ve tekerlek için)

<50 kN	(5 ton)	<i>Küçük</i>
50kN-100 kN	(5-10 ton)	<i>Orta</i>
>100 kN	(10 ton)	<i>Yüksek</i>

**Tablo 4.** Trafik Yoğunluğu (Aks yıllık geçiş sayısı)

<100 000	<i>Küçük</i>
100 000 – 1 000 000	<i>Orta</i>
>1 000 000	<i>Yüksek</i>

## 5.GEOSENTETİK SİSTEMİN SEÇİLMESİ

Aşağıda verilen Tablo 5 Aks yükü,Trafik yükü ve yol üst yüzeyinin kaplamalı veya kaplamasız oluşuna bağlı olarak Geosentetik sistemin seçiminde rehber olarak kullanılabilir.Her seçenekle ilgili proje detayları ile gerekli açıklamalar 6. Bölümde verilecektir.

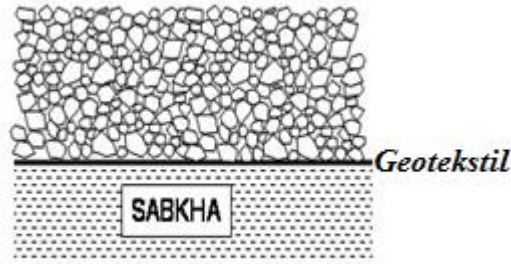
**Tablo 5.** Seçilmiş ve uygulanabilir Standart Geosentetik sistemler

GİRDİLER		ÇIKTILAR			
Aks Yükü	Trafik Yoğunluğu	Yol üst yüzeyi	Geosentetik Sistem	Tekli veya çoklu geogrid tabakası	İncelenen paragraf
Düşük	Düşük	Kaplamasız	Geotekstil	-	6.1
Düşük	Orta	Kaplamasız	Geogrid + Geotekstil	Tekli	6.2
Orta	Orta	Kaplamasız	Geogrid (Yüksek modüllü) + Geotekstil	Tekli	6.3
Orta	Orta	Kaplamalı	Geogrid + Geotekstil	Tekli	6.4
Orta	Yüksek	Kaplamalı	Geogrid + Geotekstil	Çoklu	6.5
Yüksek	Yüksek	Kaplamalı	Geogrid (Yüksek modüllü) + Geotekstil	Çoklu	6.6

## 6. SEÇİLEN GEOSENTETİK SİSTEMLERLE İLGİLİ DETAYLAR VE AÇIKLAMALAR

### 6.1. Düşük trafik ve aks yüklü kaplamasız yol

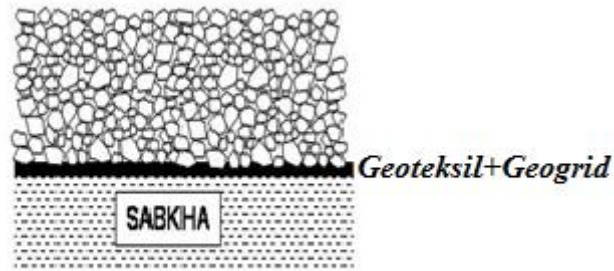
Bu projelendirme için sadece 1 Adet Geotekstil tabakasına ihtiyaç vardır. Geotekstil tabakası kaliteli çakıl tabakasının çamur tabakasına karışmasını önleyeceği gibi, çamur zeminin ince danelerinin de yukarıdaki çakıl tabakasına pompalanmasına mani olacaktır. Böylece servis ömrü boyunca proje kesitleri değişmeden kalabilecektir. Üste pompalanacak % 5 den fazla kil tabakası üst yapının taşıma gücünü önemli oranda değiştirebilmektedir. Şekil 11 proje kesitini göstermektedir. Eğer tekerlek izi oluşursa boşluklar yeniden granüler malzeme ile doldurulmaktadır.



Şekil 11. Düşük aks yüklü ve Düşük trafik kapasiteli kaplamasız yol için önerilen Geotekstil destekli kesit

### 6.2. Düşük Aks Yüklü Ancak Orta Derecede Trafik Yüküne Maruz Olan Kaplamasız Yol

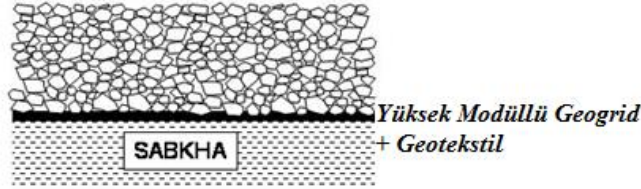
Bu durumda temelin rijitliğini arttıracak bir donatı tabakasına ihtiyaç hasıl olmaktadır. Geotekstil tabakası pompalama etkisini önlerken geogrid tabakası rijitliği arttırmaktadır. Az miktarda zararsız boyutta tekerlek izi oluşabilir. Bu da geogridin mobilize olmasını sağlar. Eğer yeniden teker izi oluşursa yeniden çakıl ilave edilmelidir (Şekil 12).



Şekil 12. Düşük aks yükü ile Orta derecede trafik yüküne maruz kaplamasız yol için önerilen geosentetik desteği

### 6.3.Orta derecede yüksek aks yükü ile Trafik yoğunluğuna sahip olan kaplamasız yollarda geosentetik destekli yol kesiti

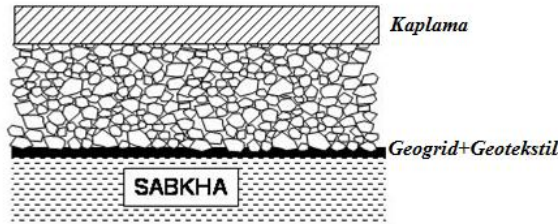
Artan trafik yükü gereken rijitliği artırır. Giderek artan dinamik yükler donatı tabakasının da daha rijit olmasını gerekli kılar. Daha önce açıklanana nazaran daha yüksek rijitlik modülü gerekli olur. Bu durum geogridin %2 deformasyon modülü ile ölçülür.(Şekil 13)



Şekil 13. Orta derecede yüksek aks yükü ile Trafik yoğunluğuna sahip olan kaplamasız yollarda geosentetik destekli yol kesiti

### 6.4. Orta Derecede Aks Yükü ile Trafik Yüküne Maruz Kalan Kaplamalı Yol

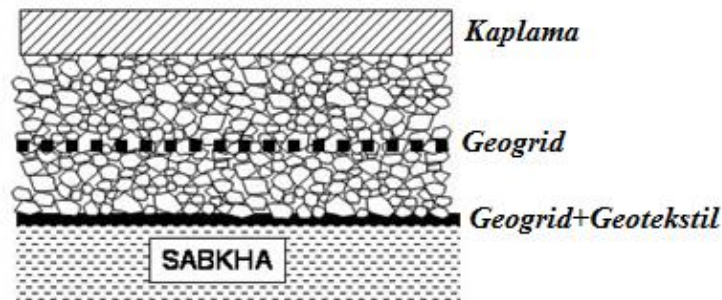
Bu durumda da donatı amaçlı Geogrid, ayırma amaçlı olarak da geotekstil birlikte kullanılmalıdır (Şekil 14).



Şekil 14. Orta derecede aks yükü ile Trafik yüküne maruz kalan kaplamalı yol

### 6.5.Orta Derecede Aks Yükü ile Yüksek Trafik Yoğunluklu Kaplamalı Yol

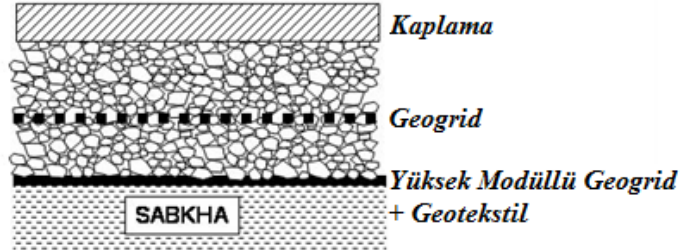
Bu durumda ikili geogrid tabakası gerekli olmaktadır. Böylece rijit bir radye oluşturulmaktadır. Üstteki geogrid tabakası yükü daha geniş bir alana yayar. Bu arada alt geogrid tabakası da yatay yükleri karşılar. Yine ve hala iki farklı zeminin karışmasını önlemek üzere bir de geotekstil tabakasına ihtiyaç olmaktadır (Şekil 15).



Şekil 15. Orta derecede aks yükü ile Yüksek Trafik yoğunluklu Kaplamalı yol

## 6.6. Yüksek Aks Yüklü ve Yüksek Yoğunlukta Trafik Yüküne Maruz Kaplamalı Yol

Bu nihai ve uç durum için yine yüksek modüllü geogrid ile Geotekstilin kombine olarak kullanılmasını gerektirir. Ayrıca yüksek aks yükleri için ilave geogrid tabakası da gerekebilir. Yükler ne kadar yayılırsa temel o kadar rijit bir platform olarak çalışır (Şekil .16).



Şekil 16. Yüksek aks yüklü ve Yüksek yoğunlukta Trafik Yüküne maruz kaplamalı yol

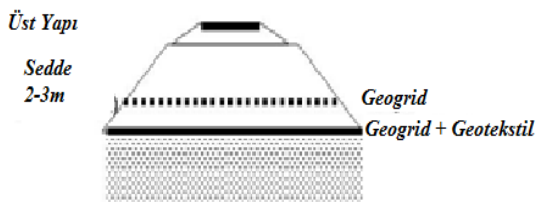
## 7. SABKHA ZEMİNLERİ ÜZERİNDE DONATILI SEDDE YAPILMASI

Ulaştırma yapıları genelde seddeler üzerine yapılır. Dinamik yükler doğal zemine dek aktarılmadıkça temele Sedde adı verilir. Burada sedde minimum kalınlığı 2.0 m kabul edilmektedir. Tüm seddeler için çoklu Geogrid uygulaması önerilmektedir. Bu sandviç benzeri oluşumun üzerine yollar inşa edilir. Aşağıdaki çizelgede farklı geosentetik sistemler açıklanmaktadır.

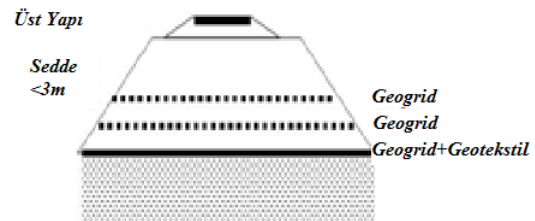
Tablo 6. Sabkha zeminleri üzerinde geosentetik donatılı seddeler.

SEDDE	GEOSENTETİK SİSTEM	TEKLİ VEYA ÇOKLU GEOGRİD TABAKALARI	ŞEKİL
2.0-3.0 m yüks.	Geogrid+Geotekstil	Çoklu	17-a
≥3.0 m yük	Geogrid+Geotekstil	Çoklu	17-b
Kazıklar üzerinde	Geogrid+Geotekstil	Çoklu	17-c

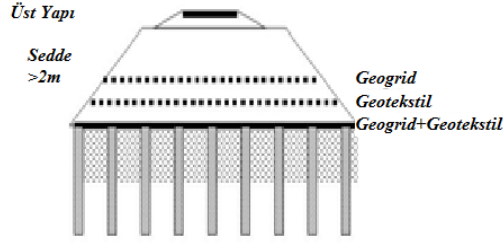
Aşağıda takdim edilen Şekil 17 de farklı yükseklikte olan yol seddeleri için (Çoklu Geogrid + Geotekstil) donatılar önerilmektedir.



Şekil 17-a. 2.0-3.0 m yüksekliğinde seddeler



Şekil 17 b. ≥3.0 m yüksekliğinde seddeler



Şekil 17 c. Kazıklar üzerindeki Seddeler

## 8. SONUÇLAR

Bu çalışmada; Arap yarımadasında, ABD, Avusturalya Hindistan ve Güney Afrika’da sıkça rastlanan Yumuşak kil karakterli ve taşıma gücü oldukça düşük bir zemin türünün iyileştirilerek üzerine Kaplamalı veya Kaplamasız yol veya 2.00 m den yüksek sedde yapımı durumunda, Geosentetik ürünlerden Geotekstil, Geogrid ve/veya Geogrid kompozit malzemeler kullanılarak iyileştirilebilmelerine yönelik olarak yapılan kapsamlı araştırmalar sonunda çözümlenip uygun bulunmuş proje örnekleri takdim edilmiştir. Bu proje önerilerinin ülkemiz kapsamında sorun oluşturabilen yani benzer dayanımda olan yumuşak kil vb. zeminlerin mevcudiyeti durumunda ekonomik ve geosentetik destekli çözümler hususunda yol gösterici ve yönlendirici olabilecekleri ümit edilmektedir.

## KAYNAKLAR

- BS 8006, “Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills”, British Standards Institution, London, UK, 1995 / 1999.
- Elias J.M. ”Building Roads on Sabkha Soils with Geosynthetic Systems” Colbond bv Arahem, The Netherlands
- Hously G.T. and Jewell R.A., “Design of Reinforced Unpaved Roads,
- Giroud J.P. (2008) “Design Methods for Geosynthetic –Reinforced Unpaved Roads” OTEC
- Giroud J.P. and Noiray L., (1981) “Geotextile-Reinforced Paved Road Design”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol.107, No. GT9, pp. 1233 – 1254
- Iban S.A., Al-Amoudi O.S.B., Ahmed I. and Al-Abdub Wahhab, (1998) “Reinforcement of a Saudi Sabkha Soil Using Geotextiles”, Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta
- Juillie Y. and Sherwood D.E., “Improvement of Sabkha Soil of the Arabian Gulf Coast”, Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki,
- Meijer N. and Elias J.M., (1999) “Design Methods for Roads Reinforced with Multifunctional Geogrid Composites for Subbase Stabilization”, Kunststoffe in der Geotechnik, Technical University Munich, Germany
- SK Ghosh & M Datta “Geosynthetics-Its Functional Properties and Potential A Tenax, Man. Technology Environment “Stabilization of Soft Soil”
- Tenax, Technical Reference TDS007 “Design of Unpaved Roads With Tenax Geogrids”

# KÖPRÜ AYAKLARININ OTURDUĞU ŞEVLERİN MİKRO KAZIKLAR VE ZEMİN ÇİVİLERİYLE STABİLİZASYONU

## THE STABILIZATION OF SLOPES ON WHICH BRIDGE ABUTMENTS ARE BUILT USING MICROPILES AND SOIL NAILS

Ferit ÇAKIR<sup>1</sup>

Temel YETİMOĞLU<sup>2</sup>

### ABSTRACT

Bridges and aqueducts are one of the most important and oldest buildings of the history of humanity. Throughout the history, these structures have been generally built between the two sides of the rivers or deep valleys and they have been linked between the lands. Many abutments, the parts of bridges and aqueducts on the lands, have been often placed on compacted or natural slopes in the riverbanks. It bears the weight of ends of the structures with its moving load and retains the embankment sustaining the roadway loading to the bridges. These stable slopes become unbalanced by the static force and the dynamic loads in the long run as well as the slopes failure and the lands slide. The slope failure is a very important issue in terms of geotechnical engineering. Thus, many projects have been enquired and many different retrofitting and strengthening methods have been developed for the slope stability. In this study, micropiles and soil nails, accepted as modern strengthening methods, are introduced and discussed. Moreover, application examples in the world are given.

**Keywords:** Micropiles, Soil Nails, Slope Stabilization

### ÖZET

Köprüler ve su kemerleri insanlık tarihinin en önemli ve en eski yapılarındandır. Tarih boyunca bu yapılar genellikle nehirlerin veya derin vadilerin iki yakasını birbirine bağlayacak şekilde inşa edilmiş ve karalar arasında bir bağlantı oluşturmuştur. Köprü ve su kemerlerinin karada olan ayaklarının (abutments) büyük bölümü, iki yakanın kenarında oluşan doğal veya sıkıştırılmış şevler üzerine inşa edilmektedirler. Köprü kemerlerinden gelen yükler bu ayaklar yardımıyla kenarlarda yer alan şevlere aktararak yapıların stabilitesi sağlanmaktadır. Yapı ayaklarının oturduğu ve statik olarak stabil olan bu şevler, zamanla statik ve dinamik yüklerin etkisi altında dengelerini kaybederler ve göçmeler meydana gelir. Şevlerin göçme problemi geoteknik mühendisliği açısından oldukça önemli bir konu olup şev stabilitesi açısından birçok iyileştirme ve güçlendirme yöntemi geliştirilmiştir. Bu çalışmada modern ve teknolojik yöntemler arasında kabul edilen ve şev stabilizasyonu problemlerinin çözümünde kullanılan mikro kazıklar (micropiles) ve zemin

<sup>1</sup> Arş. Gör., Amasya Üniversitesi, Amasya, TÜRKİYE, cakir\_ferit@hotmail.com

<sup>2</sup> Prof. Dr., Atatürk Üniversitesi, Erzurum, TÜRKİYE, yetimt@atauni.edu.tr



çivileri (soil nails) ele alınarak ve bu sistemlerin yardımıyla şevlerin stabilitesi üzerinde durulmuştur. Ayrıca bu sistemlerin şev stabilitesi açısından avantaj ve dezavantajları belirtilerek, ülkemizden ve dünyadan uygulama örnekleri verilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Mikro Kazıklar, Zemin Çivileri, Şev Stabilizasyonu

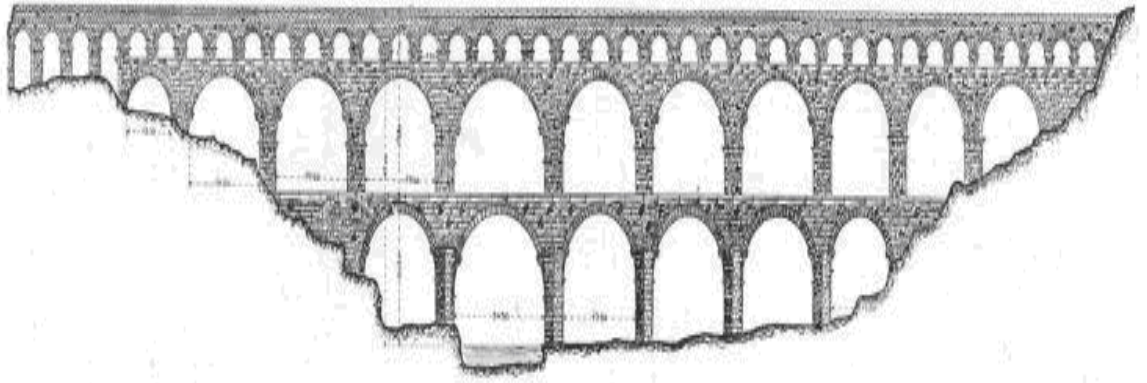
## 1. GİRİŞ

İnşaat mühendisliğinin ilk uygulama örneklerinden sayılan köprüler ve su kemerleri tarih öncesi çağlara kadar uzanan bir mühendislik geçmişe sahiptirler. Yapıldıkları dönemin yapı malzemelerini ve yapım tekniklerini yansıtan bu yapılar, genellikle zaman aşımı, kullanım fonksiyonlarındaki değişiklikler, aşırı trafik yükü ve doğal afetlerden dolayı büyük oranda hasar görmekte ve kullanım özelliklerini kaybetmektedirler. Bu nedenle mühendislik disiplinleri arasında yapılan koordineli çalışmalarla köprü mühendisliği gelişmekte ve ihtiyaçlar doğrultusunda daha modern ve daha güçlü köprüler inşa edilmektedir. Geoteknik mühendisliği açısından da oldukça önemli katkıların sağlandığı bu mühendislik yapılarının en büyük sorunlarından biri de, köprü ayaklarının oturduğu şevlerin göçme ve stabilizasyonu sorunudur.

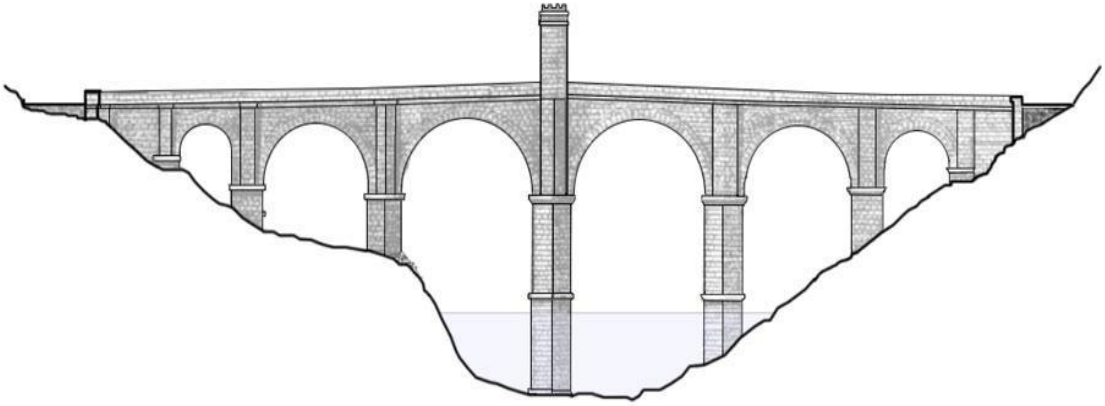
Geçmişten günümüze kadar nehir ve vadi kenarlarına yapılan birçok köprü ve su kemeri, doğal veya sıkıştırılmış şevlere oturacak şekilde inşa edilmişlerdir (Şekil 1). Köprü açıklığının son kısımlarında yer alarak şevlere oturan köprü ayakları (abutment), üst yapıdan gelen hareketli ve ölü yükleri güvenli bir şekilde şevlere aktaran bölümlerdir. Bu bölümler aynı zamanda aşırı su debisinden kaynaklanan aşınma (scour) durumunda ve deprem anında köprü stabilitesini sağlayarak yapının ayakta kalmasını sağlarlar (Çakır, 2011). Ancak yapı ayaklarının oturduğu ve statik olarak stabil olan bu şevler, zamanla statik ve dinamik yüklerin etkisi altında dengelerini kaybederler göçmeler meydana gelir. Şevlerde meydana gelen bu göçmeler, şevlere oturan köprü ayaklarının stabilitesinin bozulmasına ve köprülerin yıkılmasına neden olur.

Köprülerde meydana gelen şev problemlerinin ortadan kaldırılması amacıyla geoteknik mühendisleri tarafından birçok iyileştirme ve güçlendirme yöntemi araştırılmış ve birçok uygulama metodu geliştirilmiştir. Özellikle son yıllarda bilimsel deneyler ve modelleme yöntemleriyle farklı malzemelerle farklı uygulama metodları üzerine çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalar ve bilimsel deneyler neticesinde, birçok mühendislik probleminin çözümü olarak uygulanabilen mikro kazıklar (micropiles) ve zemin çivileri (soil nails) geliştirilmiştir. Mikro kazıklar ve zemin çivileri şevlere yatay veya yataya yakın açılarla uygulanırlar ve zeminlerde çekme dayanımını artırırılar. Bu sayede şevlerin daha stabil ve daha güçlü hale gelmelerini sağlarlar. Yatay konumda zeminin şerit donatılarla kuvvetlendirilmesi fikri (donatılı zemin) 1960 yılında Fransız mimar Henry Vidal tarafından ortaya atılmış (Koerner, 1994) ve o günden günümüze kadar birçok farklı uygulaması yapılmıştır. Donatılı zemin kavramının ortaya atılmasından yaklaşık 10 yıl önce İtalyan inşaat mühendisi Fernando Lizzi, tarihi yapı temellerinin güçlendirilmesi amacıyla mikro kazıklarla dikey donatılendirme çalışması yapmıştır (Karpe vd., 2011). 1970'lerden sonra ise zemin çivileriyle yatay güçlendirme çalışmaları yapılmaya başlanmıştır (Yeung, 2008). Günümüzde, kullanım kolaylığı ve yüksek başarı oranı ve ucuz maliyetleri nedeniyle birçok güçlendirme çalışmasında mikro kazıklar ve zemin çivileri tercih edilmekte ve zemin taşıma kapasitesinin artırılması, oturma problemi, derin kazılar yapılması, yapılara yeni katların eklenmesi, temellerin güçlendirilmesi gibi birçok mühendislik probleminde çözüm önerisi olarak sunulmaktadır (Pinto vd., 2001).

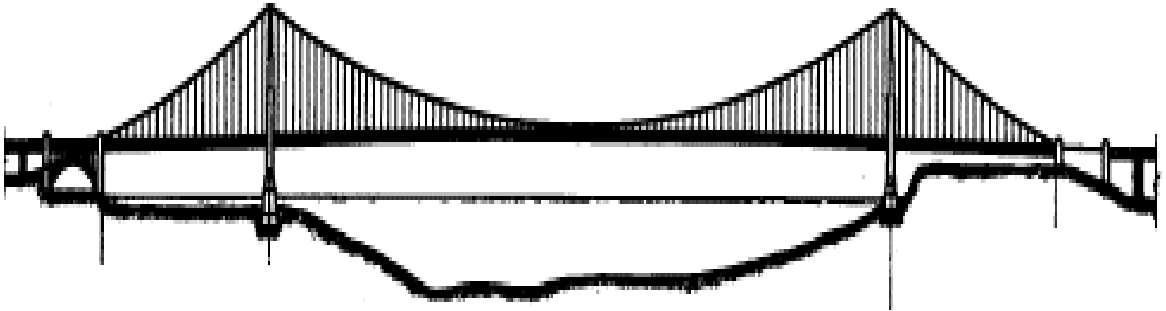




(a) Pont du Gard Su Kemerini – M.Ö 19. YY – Fransa



(b) Alcantara Köprüsü – M.S. 2. YY – İspanya

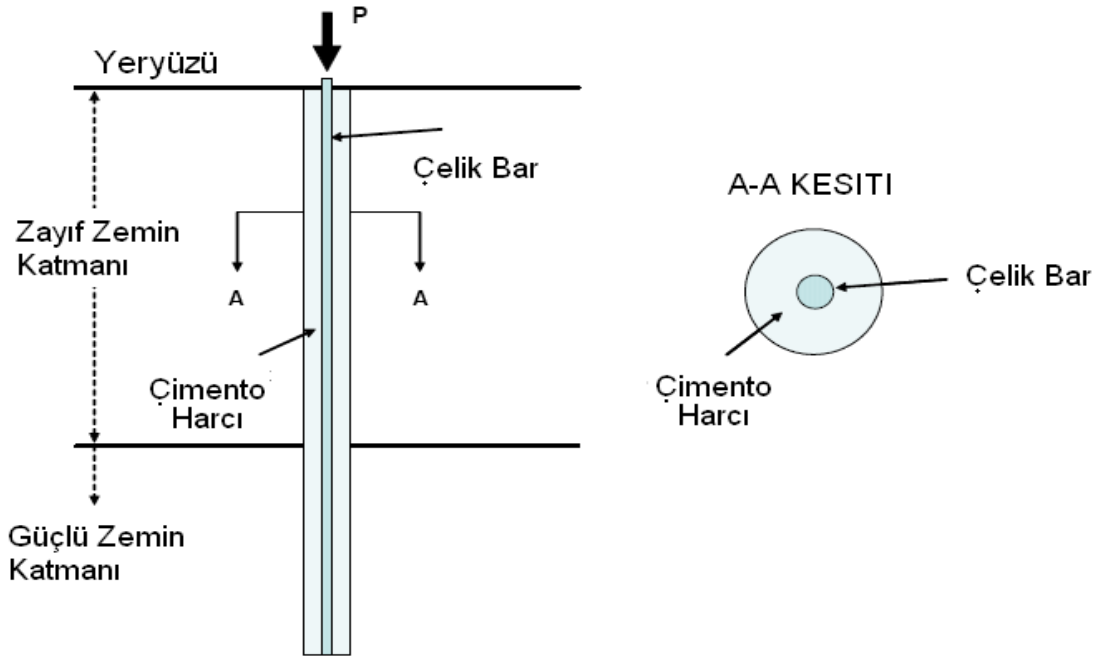


(c) Golden Gate Köprüsü – M.S. 20. YY – ABD

Şekil 1. Şev Üzerine İnşa Edilmiş Su Kemerini ve Köprü Ayakları

## 2. MİKRO KAZIKLAR (MICROPILES) VE ZEMİN ÇİVİLERİ (SOIL NAILS)

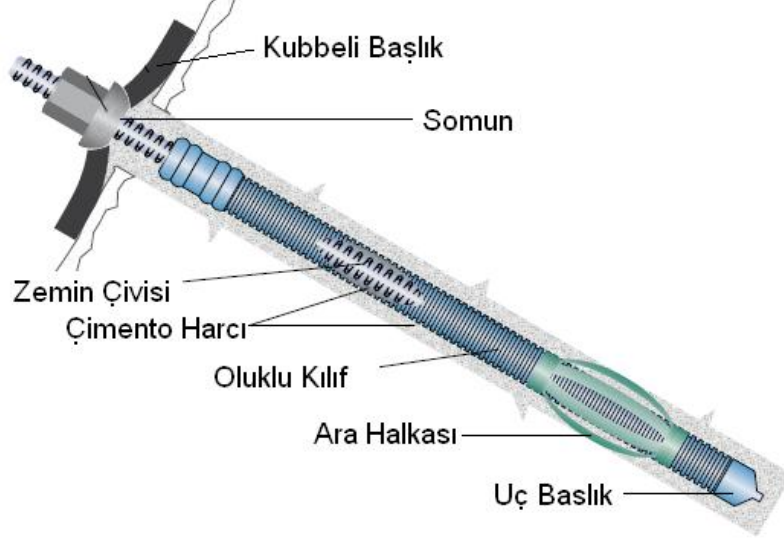
Mikro kazıklar, çapları oldukça küçük (10-35 cm) ve taşıma kapasiteleri oldukça yüksek (150 kN-2,800 kN) olan mini kazıklardır. İlk kez 1950'lerin başlarında İtalyan mühendis Fernando Lizzi tarafından tarihi yapı temellerinin güçlendirilmesi amacıyla İtalya'da uygulanan bu yöntem, günümüzde oldukça yaygın bir kullanım alanına sahiptir (Bruce vd., 1995). 1970'lerde Amerika Birleşik Devletleri'nde kullanımıyla birlikte bütün dünyaya yayılan bir yöntem olmuştur. Dünya genelinde birçok farklı uygulamasına rastlanılabilen mikro kazıklar (micropiles), genellikle çeşitli ekipmanlarla açılan deliklere küçük çaplı çelik elemanların yerleştirilmesi ve yüksek basınçta enjeksiyonla bu elemanların sağlamlaştırılması şeklinde uygulanırlar (Şekil 2). Mini kazık olarak da adlandırılan bu kazıklar, genellikle zemin içerisine farklı yönlerde ve farklı açılarda bir kazık ağı oluşturacak şekilde uygulanırlar. Günümüzde mikro kazıkları birçok alt sınıfa ayırmak mümkündür. Ancak genel olarak yapım teknikleri, bağlantı şekilleri ve kullanılan çimento enjeksiyonuna göre sınıflandırılmaları yaygındır.



Şekil 2. Mikro Kazık Uygulamasının Şematik Gösterimi (Prezzi, 2004'den uyarlanmıştır)

Zemin çivileri (soil nails) ise, genellikle derin kazılarda, yan duvarların veya şevlerin stabilizasyonu için yatay veya yataya yakın açılarla (10-20°) zemine yerleştirilen mikro kazıklardır. 1960'li yılların başlarında geliştirilmeye başlanan bu sistem, ilk kez 1972 yılında demiryolu stabilizasyonu amacıyla Fransa'da uygulanmıştır (Yeung, 2008). Genel olarak mikro kazıklarla aynı uygulama şekline sahip bu sistemler, sahip oldukları avantajlardan dolayı günümüzde birçok ülkede kullanılmaktadırlar. Genel olarak 20-30 mm çapında çelik çubukların zemine yerleştirilmeleri esasına dayanan bu sistem günümüzde birçok farklı teknik ve birçok farklı malzemelerle uygulanmaktadır. Genel olarak uygulama şekli şekil 3'de gösterilen bu sistemler günümüzde geosentetik ve fiber malzemeler kullanılarak da uygulanmaktadır (Palmeira vd., 2008).

Zemin çivileri, yumuşak killerde (drenajsız kayma dayanımı  $< 48 \text{ kN/m}^2$ ) düşük sürtünme mukavemetleri nedeniyle elverişsiz olmaları karşın, diğer zemin türlerinde oldukça geniş bir kullanım alanına sahiptirler. Zemin çivilerinin en önemli özelliği esnek ve dayanıklı sistem olmalarıdır. Bu nedenle sismik yüklere karşı mukavemet açısından oldukça önemli sistemlerdir. Zemin çivilerinde kullanılacak kazıkların boyları ise, zemin türüne ve zemin problemlerine göre değişmekle birlikte genellikle şevin kritik kayma yüzeyine göre belirlenmektedirler (Bell, 1993; Shong, 2005).



Şekil 3. Zemin Çivisinin Genel Şematik Gösterimi (Anonim, 2011a'dan uyarlanmıştır)

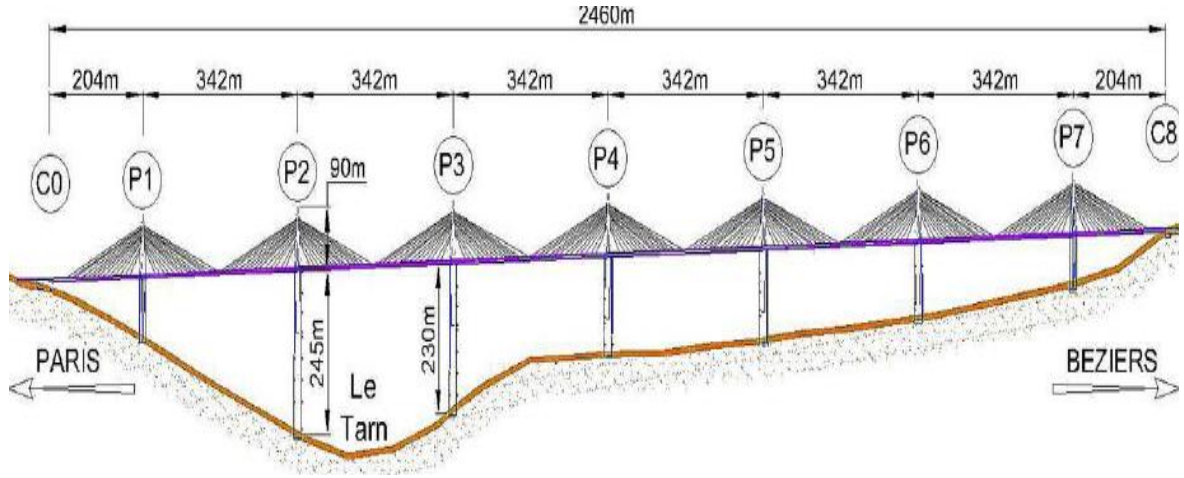
### 3. KÖPRÜ AYAKLARININ OTURDUĞU ŞEVLERİN STABİLİZASYONU VE UYGULAMADAN ÖRNEKLER

Şev kayması en önemli doğal afetlerden biri olarak kabul edilmektedir. Genel olarak şev göçmesi kütle halinde toprakların kayması veya akması olarak tanımlanabilir. Şev kayması, şevleri oluşturan malzemelerin kayma dayanımındaki düşme veya kayma basıncındaki artışlardan kaynaklanır. Kayma ve basınca karşı dayanıklı olan zeminler çekmeye karşı dayanıksız olmaları nedeniyle genellikle tekrarlı yükler altında büyük oranda zarar görürler. Bu nedenle dinamik etkiler şev stabilitesini bozan ve şevlerin göçmesine neden olan en önemli etken olarak gösterilmektedirler. Bu etkiler zeminlerde tekrarlı kayma gerilmeleri oluşturarak, zemin tabakalarındaki boşluk suyu basıncının artmasına ve zeminin kayma mukavemeti açısının azalmasına neden olurlar. Boşluk suyu basıncındaki artış ve kayma mukavemeti açısındaki azalma, zemin içinde efektif gerilmeleri azaltır ve dolayısıyla kayma mukavemeti azalır. Ayrıca dinamik etkilerden dolayı şevlerde yatay bir kuvvet oluşarak zeminde kayma gerilmelerinin artmasına neden olur. Tüm bu etkiler zeminlerin mühendislik özelliklerinin değişmesine ve uzun süreli stabilizasyonun bozularak şevlerin göçmesine sebep olurlar (Olgun ve Acar, 2009).

Mikro kazıklar ve zemin çivileri uygulandıkları zeminlerde, boşluk suyu basıncının ani artışını engelleyerek, zeminin kayma mukavemetini artırır. Ayrıca mikro kazıklar ve zemin çivileri zeminde taşıma kapasitesini artırarak üst yapıdan gelen yüklerin zemin tarafından daha kolay taşınmasını sağlarlar. Bu sistemler uygulandıkları zeminin mühendislik özelliklerini geliştirerek zemin iyileştirmesinde bulunurlar (Zhou, 2008).

Ülkemizde ve dünyada birçok mühendislik problemine çözüm olarak sunulan bu sistemler yapım kolaylıkları, düşük maliyetleri ve etkili performansları sayesinde günümüzde inşaat mühendisliği alanlarında önemini giderek artırmaktadırlar (Loehr, 2008).

Mikro kazıkların ve zemin çivilerinin farklı birçok uygulamasına rastlamak mümkündür. Avrupa’da ve Amerika’da geniş bir kullanım alanına sahip olan bu metotlar son yıllarda yapılan büyük projelerin neredeyse tamamında uygulanmaktadır. Bunun en güzel örneği dünyanın en büyük viyadük projesi olarak kabul edilen ve Fransa’da inşa edilen Millau Viyadüküdür (Şekil 4). Viyadük yapımında ayakların oturduğu şevlerde 157 – 178 mm çapında ve yatayla 20° açıyla farklı uzunluklarda mikro kazıklarla güçlendirme çalışması yapılmış ve viyadük ayakları güçlendirilen şevler üzerine oturtulmuştur (Frank, 2006).



Şekil 4. Millau Viyadükü - Fransa (Frank, 2006)

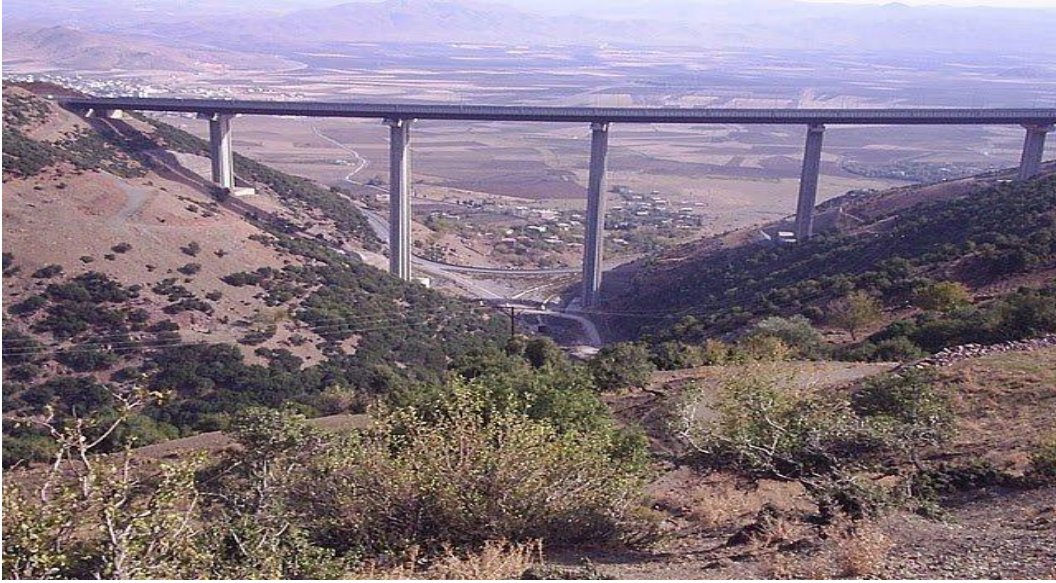
İkinci bir örnek ise İngiltere’de bulunan ve Londra’yı İngiltere’nin batısına bağlayan demiryolu üzerine kurulu olan Western Region Demiryolu Köprüsü’dür. Günde ortalama 50.000 aracın geçtiği dört şeritli köprü 1950 yılında çelik malzemelerle inşa edilmiştir (Anonim, 2011b). Kullanım ömrünü tamamlaması nedeniyle köprü, 2009 yılında geniş kapsamlı onarıma alınarak tamamına yakını yenilenmiştir. 2009 yılında yapılan bu onarım çalışmasında köprü ayaklarının oturduğu şevler farklı uzunluk ve farklı çaplarda çelik zemin çivileriyle güçlendirilerek (Şekil 5) köprü ayakları yeniden inşa edilmiştir (Anonim, 2011a).

Ülkemizde ise son 20 yılda büyük oranda kullanım alanı bulmaya başlayan mikro kazık ve zemin çivileri son yıllarda yapılan birçok köprü ve viyadük projesinde uygulanmaktadır. Bu projelerin en önemli örneklerden biri Adana – Gaziantep Otoyolu projesi kapsamında yapılan Atatürk (Nur Dağı) Viyadükü’dür. 1993 yılında yapımına başlanan viyadük, 801,5 metre uzunluğunda ve 149,5 metre yüksekliğinde inşa edilerek yapıldığı dönemde Avrupa’nın en büyük ikinci viyadükü olma unvanını kazanmıştır (Şekil 6). Heyelanlı ve dik yamaçların kenarına inşa edilen viyadükte şev stabilitesi ve güçlendirme amacıyla 310.000 metre çelik ankraj, mikro kazık ve zemin çivisi kullanılmıştır. Elverişsiz topoğrafik koşullar nedeniyle yapım aşaması oldukça zorlu geçen viyadük 1998 yılı Haziran ayında tamamlanarak trafiğe açılmıştır (TMH, 2006).





**Şekil 5.** Western Region Demiryolu Köprüsü - Zemin Çivileme İşlemleri ve Uygulama Sonrası (Anonim, 2011c)



**Şekil 6.** Atatürk (Nur Dağı) Viyadükü (TMH, 2006)

#### **4. SONUÇLAR**

Bu çalışma kapsamında geoteknik mühendisliği açısından oldukça önemli bir konu olan şevlerin stabilizasyonu ele alınarak, mikro kazıklar ve zemin çivileriyle köprü ayaklarının oturduğu doğal ve sıkıştırılmış şevlerin stabilizasyonu üzerinde durulmuştur. Ayrıca Türkiye ve dünyadan uygulama örnekleri verilerek sistemlerin uygulama aşamaları anlatılmıştır. Bilimsel bulgular ve deneysel çalışmalarla güvenilirlikleri kanıtlanmış bu metotlar, uygulandıkları zeminlerde boşluk suyu basıncının ani artışını engelleyerek zeminin kayma mukavemetinin artmasını sağlarlar. Ayrıca mikro kazıklar ve zemin çivileri, zeminlerin taşıma kapasitesini artırarak üst yapıdan gelen yüklerin zemin

tarafından daha kolay taşınmasını sağlarlar. Uygulandıkları zeminlerin mühendislik özelliklerini geliştiren ve zemin stabilizasyonu açısından önemli katkılarda bulunan bu sistemler geoteknik mühendisliği açısından ülkemizde ve dünyada önemini giderek artırmaktadır.

## **KAYNAKLAR**

- Anonim (2011a), <http://rock-bolt.com/en/product-images.html>, 10.10.2011
- Anonim (2011b), <http://www.highways.gov.uk/roads/projects/16443.aspx>, 10.10.2011
- Anonim (2011c), <http://test1.highways.gov.uk/roads/projects/30301.aspx>, 06.10.2011
- Bell, F.G. (1993), “Engineering Treatment of Soils”, First Edition, Published by E&FN Spon, London, England
- Bruce, D.A., DiMillio, A.F., Juran, I. (1995), “Introduction to Micropiles: An International Perspective”, Foundation Upgrading and Repair for Infrastructure Improvement, Published by ASCE, New York
- Cakir, F. (2011), “Assessment of Structural Integrity and Seismic Retrofit of Masonry Bridges Using Micropiles”, Master’s Thesis, Illinois Institute of Technology, Chicago, USA
- Frank, R. (2006), “The French National Project on Micropiles”, 14th Prague Geotechnical Lecture, 22nd May 2006
- Karpe, V.M., Dias, N., Sarang, P.Y. (2011), “Micropiles – An Innovative Ground Improvement Tool”, International Journal of Earth Sciences and Engineering, ISSN 0974-5904, Volume 04, No 06 SPL, October 2011, pp 11-14
- Koerner, R.M. (1994), “Designing with Geosynthetics”, Published by Prentice-Hall Inc, New Jersey, USA
- Loehr, J.E. (2008), “Design of Micropiles for Slope Stabilization”, ADSC Micropile Design and Construction Seminar, April 3-4, 2008, Las Vegas, Nevada
- Olgun, M., Acar, M.H. (2009), “Deprem Kuvvetleri Etkisi Altındaki Şevlerin Stabilitelerini Etkileyen Faktörlerin İncelenmesi”, S.Ü. Müh. - Mim. Fak. Dergisi, C.24, S.2, 2009
- Palmeira, E.M., Tatsuoka, F., Bathurst, R.J., Stevenson, P.E., Zornberg, J.G. (2008), “Advances in Geosynthetic Materials and Applications for Soil Reinforcement and Environmental Protection Works”, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Bouquet 08
- Pinto, A., Ferreira, S., Barros, V. (2001), “Underpinning Solutions of Historical Constructions”, Historical Construction, P.B. Lourenço, P. Roca (Eds.), Guimarães
- Prezzi, M. (2004), “Use of Micropiles for Foundations of Transportation Structures”, Research Study, Purdue University, USA
- Shong, L.S. (2005), “Soil Nailing for Slope Strengthening”, Geotechnical Engineering, 30-31 May 2005
- TMH (2006), “Ulastırma Yapıları / Kopruler, Viyadukler”, Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı 442-443, 2006 2-3
- Yeung, V. (2008), “Application of Soil Nailing for Slope Stability Purpose”, Bachelor Tech. Project, University of Technology, Sydney
- Zhou, W-H. (2008), “Experimental and Theoretical Study on Pullout Resistance of Grouted Soil Nails”, Ph.D. Thesis, the Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong

## SOYAK MAVİŞEHİR VAKA ANALİZİ

### SOYAK MAVİŞEHİR CASE ANALYSIS

Hüseyin YILDIRIM<sup>1</sup> Serap KAYMAKCI<sup>2</sup> İlyas EKŞİOĞLU<sup>3</sup> Ayçın MUNGAN<sup>4</sup>

#### ABSTRACT

In this study, Soyak A.Ş., İzmir 59569 m<sup>2</sup> Mavisehir an area of 26025 and 26026, covering the areas of the parcel 3.stage public housing project in the bored piles and jet grout columns were produced. Because of an alluvial soil of the study area and meet the horizontal load to ground, the area has been improved and the loads are made a part of the bored piles were transferred to the deeper layer that has been consolidated. Pile integrity test, pile continuity test, unconfined compression test and tensile tests were carried out jet grout columns are made for the research.

**Keywords:** Jet grout, bored piles, pile integrity test, lateral load capacity, soil improvement, liquefaction risk mitigation.

#### ÖZET

Bu çalışmada Soyak A.Ş.'ye ait, İzmir Mavişehir'de 59569 m<sup>2</sup> 'lik alanı kapsayan, 3.etap toplu konut projesi kapsamında parsel 26025 ve 26026 sahalarında yer alan fore kazık ve jet grout kolon imalatı yapılmıştır. İnceleme alanının alüvyonlu bir zemin olması nedeniyle ve zemine gelen yatay itkileri karşılamak amacıyla sahanın bir kısmında ıslah yapılmış ve yükler, imal edilen fore kazıklarla daha derindeki konsolide olmuş tabakaya aktarılmıştır. Araştırma için kazık yükleme, kazık süreklilik, serbest basınç ve jet grout kolon çekme testleri yapılmıştır. Jet grout kolonların taşıma yüklerinin hesabında koppejan yöntemine göre de hesaplar yapılmıştır.

**Anahtar kelimeler:** Jet grout, fore kazık, kazık yükleme testi, yatay yük kapasitesi, zemin iyileştirmesi, sıvılaşma riskini azaltma, Koppejan yöntemi.

<sup>1</sup> Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, [yildirimh@itu.edu.tr](mailto:yildirimh@itu.edu.tr)

<sup>2</sup> İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, [skaymakci@itu.edu.tr](mailto:skaymakci@itu.edu.tr)

<sup>3</sup> Geoteknik A.Ş. İstanbul – [ilyase@geoteknik.com.tr](mailto:ilyase@geoteknik.com.tr)

<sup>4</sup> Geoteknik A.Ş. İstanbul – [aycinm@geoteknik.com.tr](mailto:aycinm@geoteknik.com.tr)

## 1. GİRİŞ

Yapıların temelleri seçilirken yapının oturtulacağı zeminin geoteknik özellikleri, göz önünde bulundurulması gereken etmenlerin başında gelmektedir. Zemin şartlarının uygun olmadığı durumlarda yapının güvenliği için derin temel kullanımına gidilir. Bu şekilde, üst yapıdan gelen yükler daha derindeki sağlam tabakalara aktararak, yapının yapacağı oturmalar istenen sınırlar içerisinde tutulur. En yaygın kullanılan derin temel türü kazıklı temellerdir. Kazıklı temellerin kaç adet kazıktan oluşacağı; üst yapının statik ve dinamik yüklerine, geometrik boyutlarına, malzeme cinslerine; kazık yapım türleri ise zemin tabakalarının mukavemet parametrelerine ve buna bağlı olarak belirlenen zemine yük aktarma biçimlerine bağlıdır.

Yüzeysel temel çözümlerine göre daha pahalı olmalarına karşın kazıklı temeller, yapı güvenliği açısından bazı durumlarda öncelikli tercih edilirler. Örneğin; suyla ilişkiye geçtiğinde kabaran veya birden çökme gösteren zeminlerde, üst yapı yüklerini bu bölgenin dışına aktarmak gerekebilir. Bu ve benzeri durumlarda kazıklı temel olarak adlandırdığımız derin temelleri kullanmak esas alınır.

Kazıklı temellerin kullanıldığı durumlarda dahi zeminin ıslah edilmesi gerekebilir. Bunun için kullanılan en bilindik yöntem jet grout yöntemidir. Jet grout tekniği, zemin ıslah metodlarının en önemlilerindedir. Bu yöntemde, karıştırıcılarda hazırlanan çimento-su karışımını yüksek basınçlarda zemine enjekte ederken, belli hızlarda çekilen püskürtme borusunun yine belirli oranlarda döndürülmesi ile içeriğinin zemin ve harç olduğu kolonların (soilcrete) oluşturulması prensibine dayanmaktadır.

Jet grout tekniği, zeminin geçirgenliğini azaltırken aynı zamanda zeminin elastisite modülünü artırması nedeniyle diğer yöntemlere göre daha çok tercih edilmektedir. Bu yöntemle zeminin mukavemetinden daha fazla mukavemete sahip olan kolonlar elde edilmektedir. Bu iyileştirme aynı zamanda deprem durumunda yatay reaksiyonlara daha iyi tepki vermektedir.

Bu çalışmada inceleme alanı denizel ve karasal alüvyon olarak belirlenmiş İzmir-Mavişehir yerleşim yerinde fore kazık ve jet grout kolon imalatı yapılmıştır. Fore kazıklar karasal alüvyon altındaki çakıllı kumlu kile kadar (35m), jet grout kolonlar ise fore kazıkları çevreleyecek şekilde ilk 25m'lik kısma kadar yapılmıştır. Jet grout yapımıyla bu bölgenin ıslahı sağlanıp gelecek olan yatay itkilerin azaltılması hedeflenmiştir.

## 2. İNCELEME ALANI JEOLJİSİ VE TEKTONİĞİ

Soyak A.Ş.'nin İzmir ili, Karşıyaka ilçesi, parsel 26025 ve 26026 'da yer alan 3. etap konutları yapımı kapsamında çalışılan inceleme sahası, İzmir Körfezi'nde yer almaktadır. İzmir ili, bir çöküntü alanı olan İzmir Körfezi'nin etrafını çevrelemiştir. İnceleme alanının (bkz.Şekil.1) da içinde bulunduğu Karşıyaka ilçesi, İzmir Körfezi'nin kuzeyinde 130 m<sup>2</sup>'lik bir alandır.





**Şekil 1.** İzmir İli Bulduru Haritası

Saha, Yamanlar dağ silsilesi ile İzmir Körfezi arasındaki Gediz nehri yatağının oluşturduğu bol alüvyonlu bir ovada yer almaktadır. Ülkemizin en önemli akarsularından olan Gediz nehri çalışma sahasının kuzeyinden akmakta; dolayısıyla saha, suya doygundur. Ova, Kuvaterner yaşlı denizel ve karasal alüvyon birimiyle kaplıdır. Sahada yapılan sondajlarda alüvyoner istifin üstünde gri renkli çakıllı, killi kum ve silt tabakalarından oluşmuş denizel alüvyonun; alt kısmında ise kahve renkli, çakıllı kil ve kum tabakalarından oluşmuş karasal alüvyonun yer aldığı görülmüştür. Alüvyonel zemin altında ise geniş bir bölgede yaygın olarak görülen volkanik kayalardan Altıntepe Volkanitleri olduğu sanılmaktadır. Alüvyon malzemesi genellikle geçirimli olup, serbest akifer niteliğindedir. Bölgenin ve civarının jeolojik haritası Şekil 2’de gösterilmektedir.



**Şekil 2.** Bölgenin ve Civarının Jeolojik Haritası

Batı Anadolu ve Ege Denizi dünyanın en çok deprem olan ve en çok çalışılan yerlerinden biridir. Bir çöküntü alanı olan İzmir Körfezi’nde Batı Anadolu’da yaklaşık K-G yönlü genişleme tektoniğine bağlı olarak D-B doğrultulu Gediz, Büyük Menderes ve Küçük Menderes fayları yer almaktadır. Bu fay durumuna bağlı olarak da oldukça fazla deprem aktivitesi görülmektedir.

### 3.İNCELEME ALANI ZEMİN DURUMU

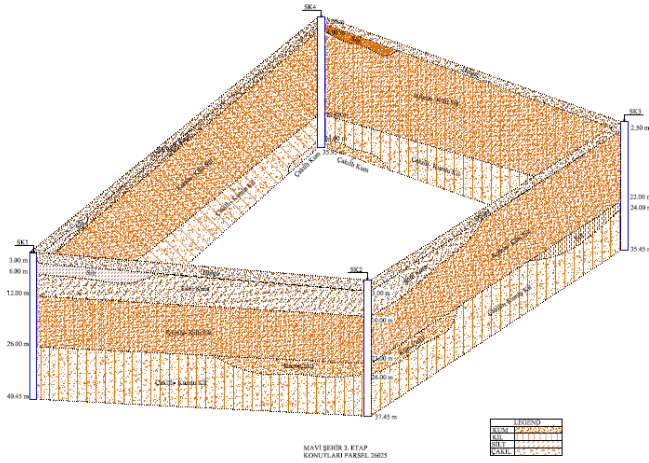
Çalışma alanında yapılan sondajlarda denizel ve karasal alüvyon birimlerinden geçilmiştir. Üstte yer alan denizel alüvyon birimi kum ve silt ağırlıklı, altta bulunan karasal alüvyon

birimi ise kumlu çakıllı kil ve çakıllı kum ağırlıklıdır. Bu tabakaların geoteknik özellikleri Tablo 1’de görülmektedir. Her iki parselin zemin profili Şekil 3 ve Şekil 4’te ayrıntılı olarak görülmektedir.

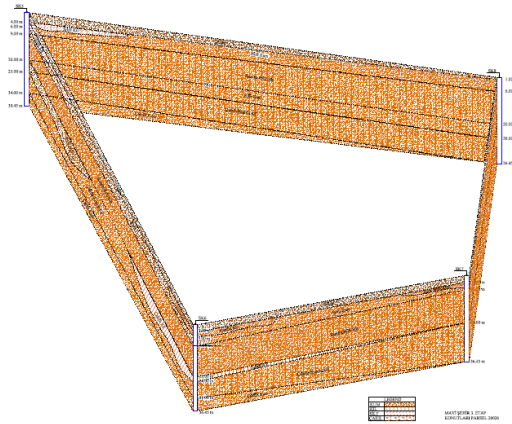
**Tablo 1.** Tabakaların Geoteknik Özellikleri

ZEMİN TÜRÜ	N <sub>30</sub>	$\gamma_n$	w <sub>n</sub>	#+4	#-200	LL	PL	PI	UNIFIED	K <sub>v</sub>	K <sub>h</sub>
		t/m <sup>3</sup>	%	%	%	%	%	%		t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>
D.A.SİLTİLİ KUM	6	1,80	35	10	20				SM	500	250
D.A.KUMLU KİLLİ SİLT	2	1,7	44			55	35	20	MH	500	250
K.A. KUMLU ÇAKILLI KİL	18	2	19			40	19	21	CL	3000	1500
K.A.ÇAKILLI KUM	20	1,85	20	37	6				SP	3000	1500

D.A: Denizel Alüvyon  
K.A: Karasal Alüvyon



**Şekil 3.** 26025 nolu Parsele Ait Zemin Profili



**Şekil 4.** 26026 nolu Parsele Ait Zemin Profili

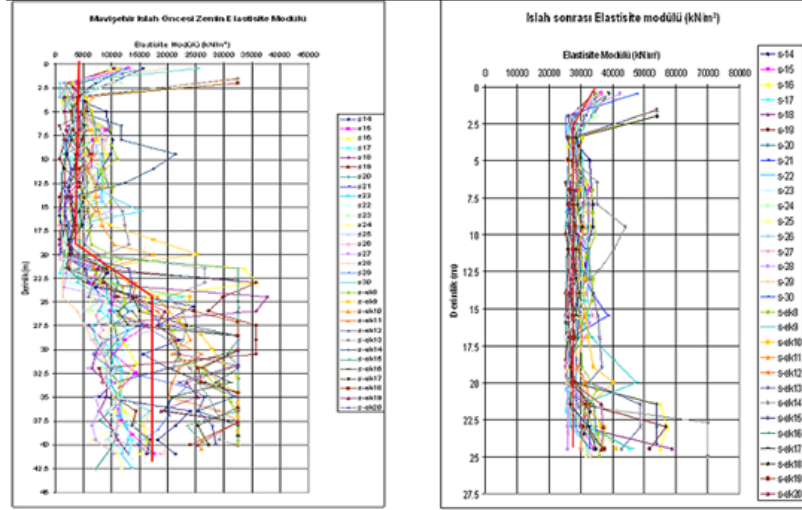
## 4. UYGULAMA

Soyak A.Ş.'nin İzmir ili, Karşıyaka ilçesi, parsel 26025 ve 26026' da yer alan 3. etap toplu konutları yapım sahası Şemikler Mahallesi batısında Mavişehir beldesinde toplam 59569 m<sup>2</sup> alanı kapsamaktadır. Projenin bütün hali Şekil 5'de verilmiştir. İnceleme sahasında yapılan sondajlar neticesinde çıkarılan zemin durumuna göre karasal alüvyonun altındaki konsolide olmuş kil birimine soketlenen fore kazık imalatı yapılmıştır. Bu şekilde üst yapıdan ve dolgudan gelen yüklerin daha derindeki sıkışma ihtimali az olan birime aktarılması tasarlanmıştır.



Şekil 5. Albayrak 3. Etap Projesi Görünümü

Sahanın ilk 25 m'lik kısmının gevşek ve yumuşak tabakadan oluşması bu bölgenin ıslah edilmesini gerektirmiştir. Bu bölgede 2,25m x 2,25m aralıklı  $\Phi 80$  çapında soilcrete kolonlar imal edilmiştir.  $\Phi 80$ 'lik fore kazıklar da 35m boylarında jet grout kolonların oluşturduğu karelajın ortasına gelecek şekilde imal edilmişlerdir. Yapılan zemin ıslahıyla gevşek ve yumuşak olan tabakanın elastisite modülü artırılmış ve sıvılaşma potansiyeli ortadan kaldırılmıştır. Başlangıçta ilk 25m'lik kısmın elastisite modülleri çok düşüktür. Elastisite modülleri ne kadar düşükse zeminde yükler altında bu oranda deformasyon beklenir. Bu durumda bu birimlerin elastisite modüllerinin arttırılması zorunlu hale gelir. Yapılan ıslah sonunda bu gevşek zeminin elastisite modülünün 5 kat arttığı gözlenmiş ve bunun sonucunda zeminin yatay yöndeki yatak katsayısı da artmıştır. Zeminin ıslah öncesi ve sonrası elastisite modülleri Şekil 6'da görülmektedir.



**Şekil 6.**İslah öncesi ve Sonrası Elastisite Modülü Değerleri

Arazide yapılan CPT verileri kullanılarak Koppejan yöntemine göre jet grout kolonlarının taşıyacakları servis yükü araştırılmıştır. Bu yöntemle göre kazığın uç bölgesinin 4D aşağısındaki ve 8D yukarısındaki bölgeler uca, kalan kısımlar sürtünmeye çalıştırılmaktadır. Yöntemde kazığın uç şekline ve kullanılan kazık tipine göre bazı parametreler kullanılmaktadır. Bu parametreler Tablo 2’de verilmektedir.

**Tablo 2.** Koppejan Yönteminde Kullanılan Parametreler

Kazık tipleri	$\alpha_p$	$\alpha_s$
Çakma kazıklar	1.0	0.010
Çelik kazıklar	1.0	0.006
Avagar	0.8	0.006
Fore kazık	0.5	0.006

Bu yöntemde jet grout kolonların hesabı yapıldığından daha güvenli tarafta kalmak için kazık sürtünme faktörü olarak ( $\alpha_s$ ) 0.007, kazık uç faktörü ( $\alpha_p$ ) olarak ise 0.9 alınmıştır. Hesaplar bu değere göre yapılmış ve CPT4 loguna göre jet grout kolonun servis taşıma yükü 163 ton olarak bulunmuştur. Araştırma kapsamında imal edilen soilcrete kolonlar Tablo 3’deki değerlere göre yapılmıştır.

Arazide yapılan CPT sonuçları kullanılarak Mavişehir bölgesinde, 80cm çapında jet grout kolonlarının ve fore kazıkların maksimum taşıyacakları servis yükü değerleri, uç mukavemetleri göz önünde tutulmaksızın hesaplanmıştır. Hesaplar Tablo 3 ve Tablo 4’te verilmiştir. Arazide yapılan kazık yükleme testlerine göre de kazık ve soilcrete kolonların taşıyacağı toplam yük tahkik edilmiştir. Yapılan kazık bütünlülük testleri sonucunda kolonların istenilen çaplarda ve boylarda imal edilmiş olduğu görülmüştür.

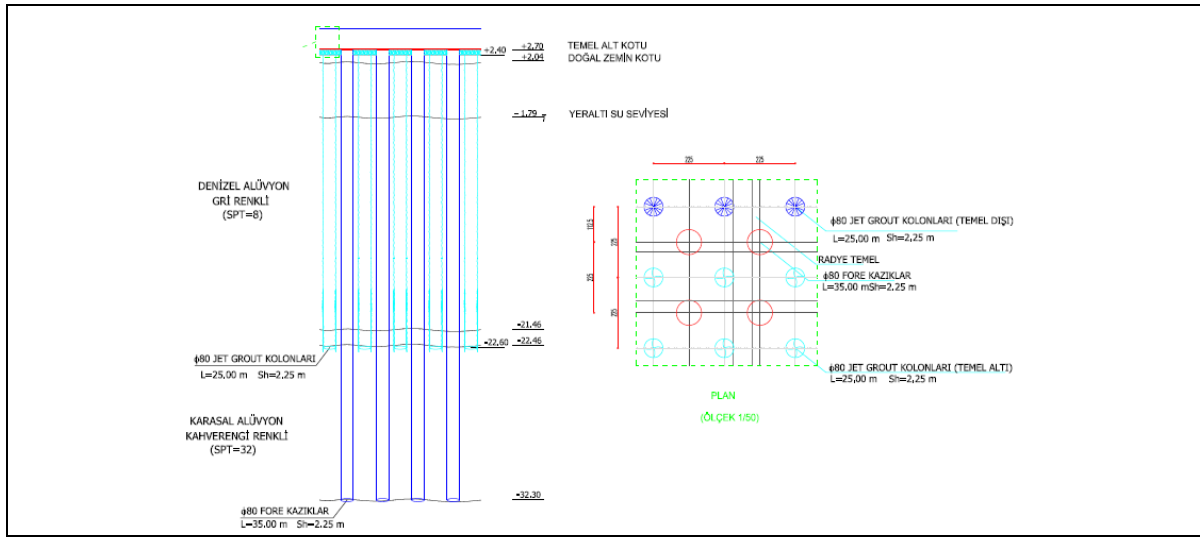
**Tablo 3.** 80 cm Çapındaki Jetgrout Servis Taşıma Yükü

ÇAP = 80 cm	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5	KABUL
<b>SERVİS YÜKÜ (ton)</b>	<b>78</b>	<b>50.5</b>	<b>60.4</b>	<b>88.7</b>	<b>62.8</b>	<b>65</b>

**Tablo 4.** 80 cm Çapındaki Fore Kazığın Servis Taşıma Yüğü

ÇAP=80cm	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5	KABUL
<b>SERVİS YÜKÜ (ton)</b>	<b>194</b>	<b>153</b>	<b>160</b>	<b>197</b>	<b>165</b>	<b>150</b>

Sahada imal edilen fore kazıklar 80cm çapında ve 35m uzunluktadırlar. Bunların çevrelerine yapılan jet grout kolonlar ise 60cm, 80cm ve 100cm çaplarında 25m uzunluklarında imal edilmişlerdir. Üst yapı yüklerinin büyük bir bölümünün 35m boyundaki fore kazıklar ile derindeki sıkışma ihtimali az olan birimlere aktarılması sağlanmıştır. Fore kazık ve jet grout kazıkların görünümü Şekil 7’de görülmektedir.



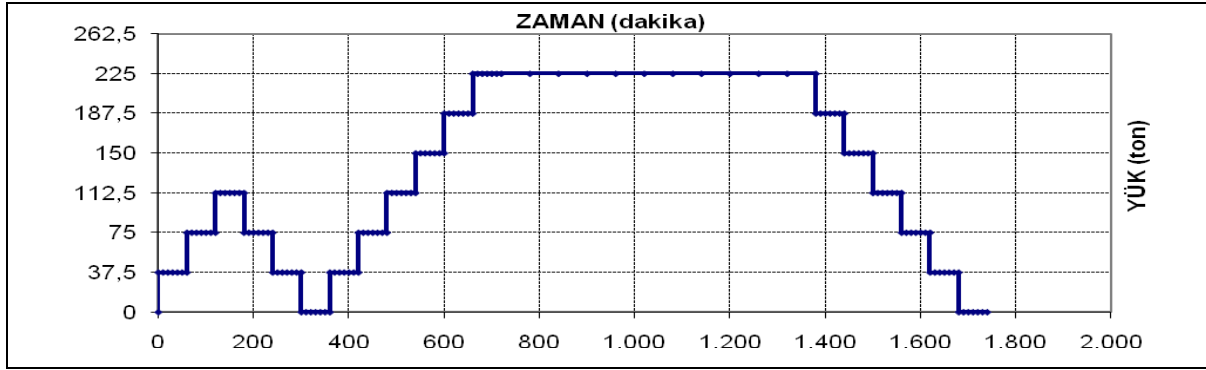
**Şekil 7.** Fore Kazıkların ve Jet Grout Kolonlarının Görünümü

İnceleme alanında C2, C5 ve D1 bloklarında yapılan kazık yükleme testleri sonucunda kazıklarda meydana gelen deformasyonlar izin verilebilir değerler içerisinde yer almaktadır. Bu testlerden C2 bloğunda yapılan kazıktaki değerler Tablo 5’te verilmiştir.

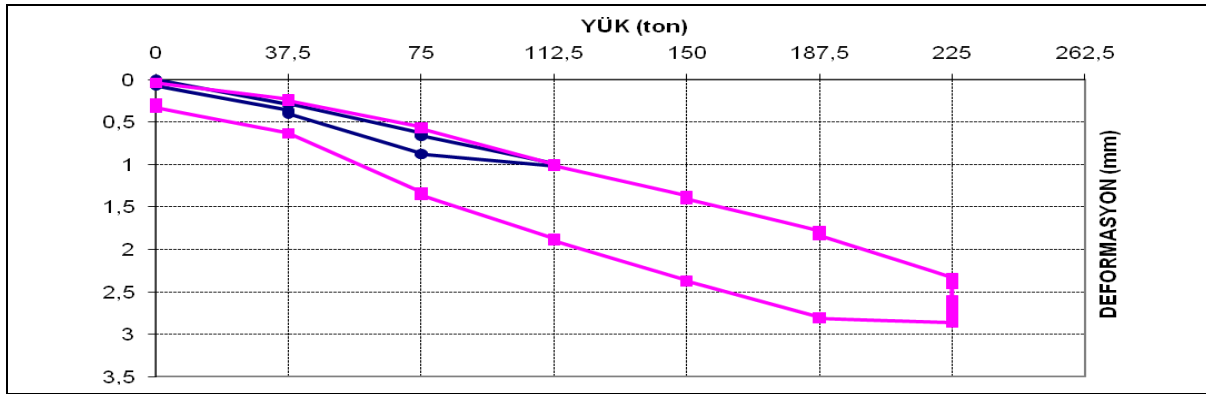
**Tablo 5.** C2 Bloğundaki K14 Nolu Kazık için Kazık Yükleme Değerleri

PROJE YÜK(%)	MANOMETRE (kg/cm <sup>2</sup> )	UYGULANAN YÜK (ton)
25	53	37.5
50	106	75
75	158	112.5
100	211	150
125	264	187.5
150	317	225

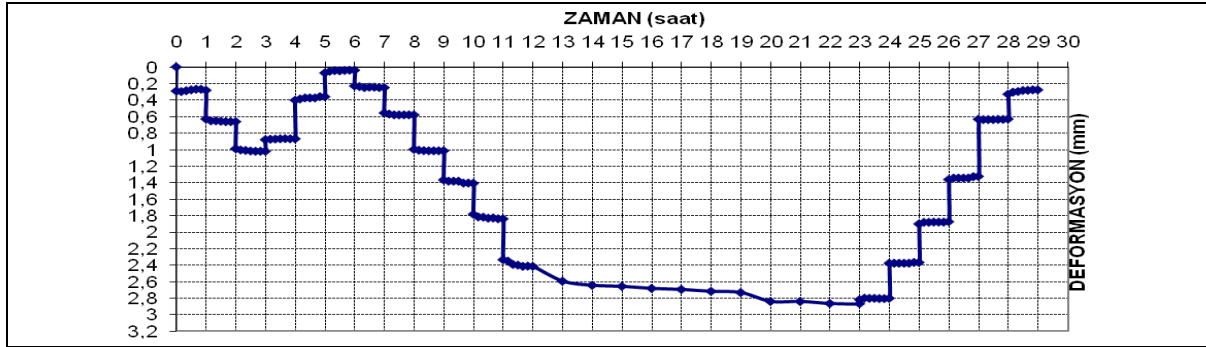
Bu test sonucunda kazıkta meydana gelen yük-zaman, yük-deformasyon ve zaman-deformasyon eğrileri Şekil 8’de, Şekil 9 ve Şekil 10’da verilmektedir.



Şekil 8. K14 nolu Kazıdaki Kazık Yükleme Testi Sonundaki Yük-Zaman İlişkisi



Şekil 9. K14 nolu Kazıdaki Kazı Yükleme Testi Sonundaki Yük-Deformasyon İlişkisi

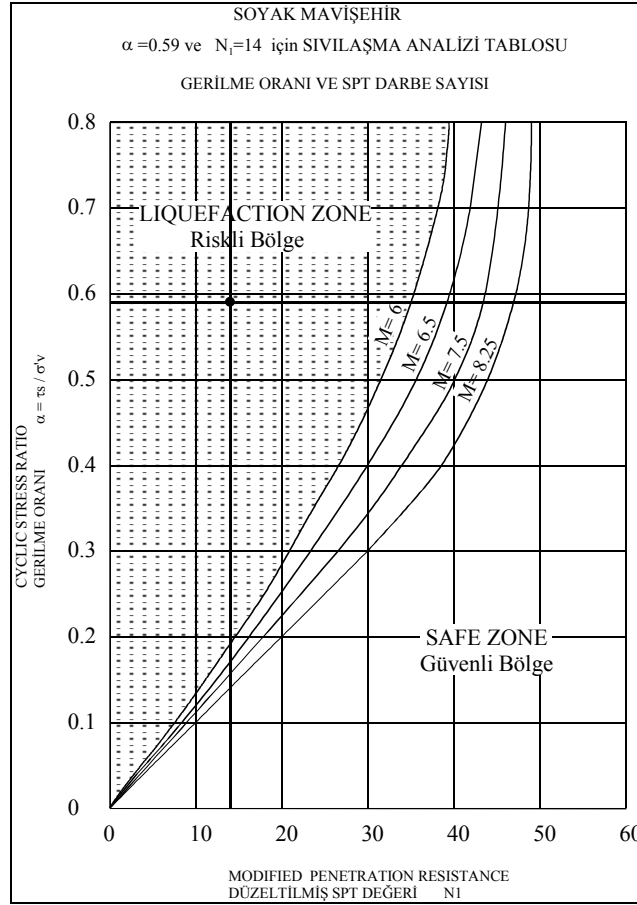


Şekil 10. K14 nolu Kazıdaki Kazı Yükleme Testi Sonundaki Zaman-Deformasyon İlişkisi

#### 4.1. Sıvılaşma Risk Durumu

Soyak – Mavişehir proje sahasında yapılan sıvılaşma hesapları, inceleme sahasında yapılan sondajlar neticesinde ortalama ilk 8m’lerdeki gevşek kum birimi için yapılmıştır. Bu birimin ortalama darbe sayısı  $N_{ort}= 6$ , ortalama doğal birim hacim ağırlığı  $\gamma_{nort}=1.80$  t/m<sup>3</sup>tür. Sıvılaşma analizi bu 8m’lik tabakanın orta noktası için yapılmıştır. Sıvılaşma analizi için gerilme oranı ( $\alpha$ ) ve düzeltilmiş SPT darbe sayısı hesaplanmış, bu değerler yardımıyla zeminin sıvılaşma durumu belirlenmiştir. Hesaplamalar sonucunda  $\alpha= 0.59$  ve

$N_1=14$  için Şekil 11'deki grafikten bu bölgede sıvılaşma riskinin olduğu belirlenmiştir. Bu sonuçlara göre zemin ıslahına karar verilmiştir.



**Şekil 11.** Gerilme oranı – SPT Darbe Sayısı Sıvılaşma Grafiği

Zeminin sıvılaşma etkilerinin önlenmesi ya da azaltılması için jet grout zemin ıslah metodu belirlenmiştir. Islah öncesi sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü ile ıslah sonrası sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü arasında

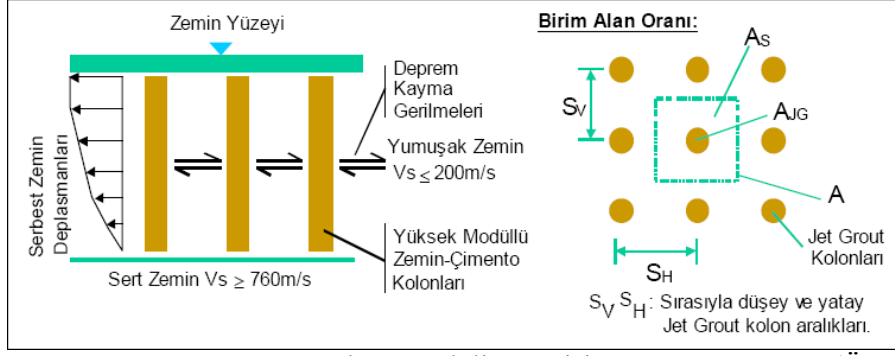
$$\overline{FS}_l = FS_l \times \frac{1}{S_R} \quad (1)$$

bağıntısı vardır. Bu bağıntı Özsoy ve Durgunoğlu (2003) tarafından açıklanmıştır. Bu hesap yönteminde 'birim hücre' tanımlaması yapılmış; uygulamaki zemin değiştirme miktarını tanımlamak için jet grout kolon kesit alanının ( $A_{JG}$ ) Şekil 12'de gösterilen birim hücre alanına (A) oranı

$$a_r = \frac{A_{JG}}{A} \quad (2)$$

olarak tanımlanmıştır. Burada

$a_r$  alan oranıdır.



Şekil 12. Deprem Kayma Dağılım Modeli Ve Birim Hücre Kavramı (Özsoy ve Durgunoğlu, 2003)

Bu hesap yöntemi deprem anında oluşacak kayma gerilmelerinin birim alan içerisinde kolonlar ve zemin arasında kayma modülleri oranında dağılıcağı kabulüne dayanmaktadır. Sıvılaşma olması muhtemel alüvyonel zeminlerde kayma dalgası hızının 200 m/s'den fazla olmayacağı düşünülürse, böyle bir zeminden elde edilen jet grout kolonların kayma modülleri farklı olacaktır. Böyle bir durumda oluşacak kayma gerilmeleri zemin yerine jet grout kolonlar üzerinde yoğunlaşacaklardır. Bu durumda zeminin taşıdığı kayma gerilmesinin ( $\tau_s$ ) oluşan toplam kayma gerilmesine ( $\tau$ ) oranı

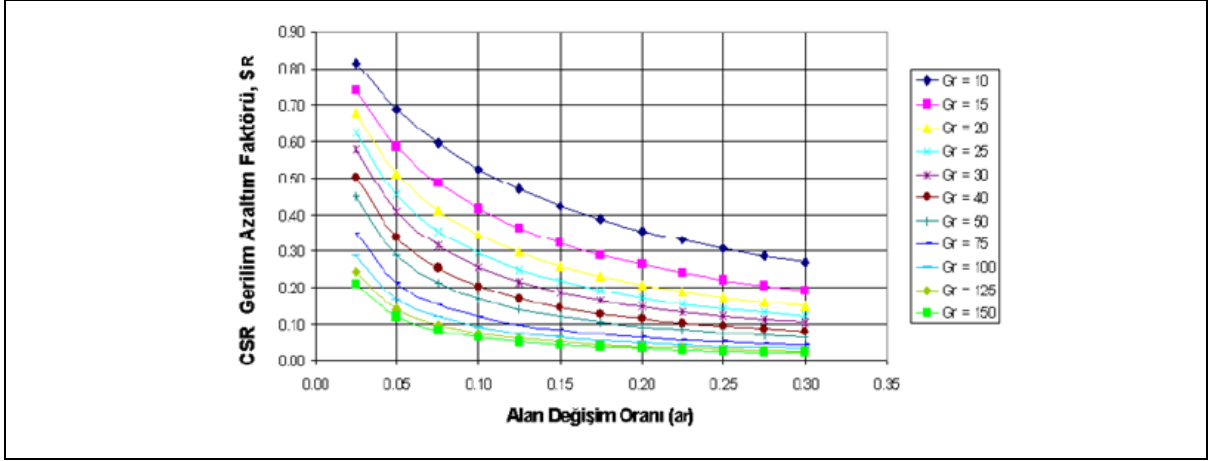
$$S_R = \frac{\tau_s}{\tau} = \frac{1}{G_r} \times \frac{1}{[a_r + \frac{1}{G_r} (1 - a_r)]} \quad (3)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. Bağıntıdaki  $G_r$  modül oranı olarak tanımlanmıştır.

$$G_r = \frac{G_{JG}}{G_s} \quad (4)$$

Bu bağıntılar ışığında, deprem anında oluşan kayma gerilmelerinin büyük bir kısmı jet grout kolonlar tarafından,  $\tau_s$  kadarlık kısmı da zemin tarafından karşılanmaktadır. Yani daha önceden belirlenen devirsel gerilme oranının (CSR)  $S_R$  faktörü ile düzeltilmesi gerekmektedir. Alan değişim oranının ve gerilim azaltım faktörü değişiminin dağılımı daha önceki tecrübeler neticesinde uygun aralıklardaki çözümleri için Şekil 13'deki eğriler oluşturulmuştur.





Şekil 13. Alan Değişim Oranı ile Gerilim Azaltım Faktörü Değişimi (Özsoy ve Durgunoğlu, 2003)

İnceleme alanında yapılan ıslah çalışması neticesinde zemindeki sıvılaşma problemi ortadan kaldırılmıştır. Böylece deprem anında oluşacak kayma gerilmelerinin büyük çoğunluğu oluşturulan jet grout kolonlar karşılanmış; dolayısıyla fore kazıklara gelecek yatay itkiler büyük oranda azaltılmıştır.

#### 4.2. Zeminin Taşıma Gücü

Yapılacak binaların temelleri, denizel alüvyonlu kum ve silt birimine oturmaktadır. Dolayısıyla taşıma gücü hesapları bu birimler için incelenmiştir. Hesaplar bu birimler için ayrı ayrı yapılmıştır. İncelemeler sonucunda denizel alüvyonun silt birimi için zemin emniyet gerilmesi  $\sigma_{emni} = 2.03 t/m^2 = 0.2 kg/cm^2$  olarak, kum birimi için ise zemin emniyet gerilmesi  $\sigma_{emni} = 1.19 kg/cm^2$  olarak bulunmuştur. Bu hesaplar 24.5mx1m'lik temel derinliği için yapılmıştır.

### 5. DEĞERLENDİRME

Soyak A.Ş.'nin İzmir ili, Karşıyaka ilçesi, parsel 26025 ve 26026' da yer alan 3. etap toplu konutları projesi kapsamında fore kazık ve jet grout imalatı yapılmıştır. İnceleme sahasının alüvyonel birimlerden oluşması dolayısıyla ilk 25'lik kısımda zemin ıslahı yapılmıştır. Burada oluşturulan jet grout kolonlar fore kazıkları saracak şekilde imal edilmişlerdir. Yapılan ıslah sonucunda ilk 25 m'lik kısımda sıvılaşma potansiyeli ortadan kalkmış ve zeminin elastisite modülünün 5 kat mertebesinde arttığı gözlenmiştir. Bunun yanında; jet grout kolon imalatı sonunda deprem anında oluşacak kayma gerilmelerinin büyük kısmının soilerete kolonlar tarafından, az bir kısmının ise soilerete kolonlar arasında kalan zemin tarafından karşılanacağı görülmüştür.

Proje sahasında imal edilen fore kazıklar üzerinde kazık yükleme ve kazık bütünlülük testleri yapılmıştır. Bu testler başarıyla yapılmış ve istenilen çaplarda ve boylarda kazıklar imal edilmiştir. Kazık yükleme sonunda kazıkta meydana gelen deformasyonlar izin verilebilir sınırlar içinde bulunmuştur.

## 6. SONUÇLAR

Soyak A.Ş.'nin İzmir ili, Karşıyaka ilçesi 3. etap toplu konutları projesi sahasında yapılan fore kazık ve jet grout uygulaması yapılmıştır. Yapılan arazi deneyleri sonucunda sıvılaşmanın olduğu tespit edilmiş ve bunun sonucunda jet grout tekniği ile sıvılaşmaya karşı direncin artırılması düşünülmüştür.

Jet grout kolonların çevrelediği Ø80 cm'lik fore kazıklar, 35m olarak imal edilmiştir. İmal edilen bu kazıklarla yapıdan gelen yükün büyük bir kısmının aşağıdaki sağlam tabakaya aktarılması sağlanmıştır. Kazıklar üzerinde kazık bütünlük ve süreklilik testleri yapılarak, kazıklarda meydana gelen deformasyon değerleri ölçülmüş ve bu değerlerin izin verilen sınırlar içerisinde kaldığı gözlenmiştir.

Sahanın ilk 25 m'lik kısmının gevşek ve yumuşak tabakadan oluşması bu bölgenin ıslah edilmesini gerektirmiştir. Bu bölgede 2,25m x 2,25m aralıklı Ø80 çapında soilcrete kolonlar imal edilmiştir. İmal edilen 25m'lik soilcrete kolonlar ile sıvılaşma ortadan kaldırılmış; aynı zamanda zeminin elastisite modülünün, kolonlar oluşturulmadan önceki elastisite modülüne göre 5 kat arttığı gözlenmiştir. Bu artışın sonunda zeminin yatay yöndeki yatak katsayısının da arttığı anlaşılmıştır. Böylece deprem anında oluşacak kayma gerilmelerinin büyük çoğunluğu oluşturulan jet grout kolonlar tarafından karşılanmış; fore kazıklara gelecek yatay itkiler de büyük oranda azaltılmıştır.

## KAYNAKLAR

- Durgunoğlu, T., (2004), "Yüksek Modüllü Kolonların Temel Mühendisliğinde Kullanımı" Altıncı Ord. Prof. Dr-Ing. Hamdi Peynircioğlu Konferansı, İ.T.Ü, İstanbul, 16-17 Eylül 2004.
- Doğu, O., (2005), "Jet Grouting Tekniğiyle Zemin Islahı", Master Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Durgunoglu, T., "Utilization of High Modulus Columns in Foundation Engineering Under Seismic Loadings."
- Geoteknik Etüd, Müşavirlik ve Mühendislik A.Ş., " Soyak İzmir Mavişehir 3. Etap Konut Projesi Geoteknik Raporu", İstanbul, Temmuz 2005
- Idriss, I.M., (2001), "Review of Field-Based Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes, ICE Meeting, London, UK".
- Idriss, I.M., Boulanger R. W., (2004), " Semi – Empirical Procedures for evaluating Liquefaction Potential during Earthquakes", The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE)
- Özsoy, B., Durgunoğlu, T., (2003), "Sıvılaşma Etkilerinin Yüksek Kayma Modüllü Zemin-Çimento Karışımı Kolonlarla Azaltılması" Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Kongresi, İstanbul, 26-30 Mayıs 2003.
- Rollins, K.M., Herbst, M., Adsero, M., Brown, D., " Jet Grouting and Soil Mixing for Increased Lateral Pile Group Resistance", GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design
- Rollins, K., M., Herbst, M., Adsero, M., Brown, D., "Jet Grouting and Soil Mixing for Increased Lateral Pile Group Resistance".

# DERİN KARIŞTIRMA KOLONLARI İLE İYİLEŞTİRİLMİŞ YUMUŞAK KİL ZEMİNİN DEFORMASYON ÖZELLİKLERİ ÜZERİNE BİR MODEL DENEY ÇALIŞMASI

## A MODEL STUDY ON THE COMPRESSION CHARACTERISTICS OF SOFT CLAY REINFORCED BY DEEP MIXED COLUMNS

Mahmut Yavuz ŞENGÖR<sup>1</sup>

Ufuk ERGUN<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In the first stage of the research effective mixture ratios and mixture types of stabilizing agents were investigated for soft clay (kaolinite) by means of unconfined compression (UC) tests on stabilized soils. The unconfined compressive strength (UCS) values were obtained for 7, 28, 90 and 365 days of curing time. In the second part of the research programme, deep mixed model columns with the three column materials and four different column spacings are formed within the large scale consolidation tanks, and the consolidation characteristics of deep mixed improved clay were investigated. Based on the results of large scale consolidation tests on deep mixed columnar improved soft clay, compressibility characteristics of improved soft clay were determined in relation to spacing of columns namely, effective replacement ratio and binder content. The cement content (also UCS) of the column material was found to be the most important parameter for the improvement effects of DMM applications. Validity of the relations for the estimation of bulk compression modulus of soilcrete were discussed. The use of constrained modulus of the soil and the column material were found to be effective in predicting the compression modulus of the soilcrete. Settlement reduction factor versus replacement ratio and cement content relations were determined which may be used for preliminary design works.

**Keywords:** Deep Mixing, Mixture Ratio, Cement Content, Unconfined Compression Strength, Settlement Reduction Factor

### ÖZET

Bu araştırmanın ilk aşamasında, iyileştirilmiş zeminler üzerinde tek eksenli basınç deneyleri yapılarak yumuşak kil zemin için (kaolen) etkili karışım oranları ve karışım tipleri araştırılmıştır. 7, 28, 90 ve 365 günlük kür süreleri sonunda tek eksenli basınç dayanım değerleri elde edilmiştir. Araştırma programının ikinci aşamasında, büyük ölçekli konsolidasyon tankları içerisinde dört farklı yerleşimde ve üç tip karışım oranında model derin karıştırma kolonları oluşturulmuş ve DMM ile iyileştirilmiş kil zeminin konsolidasyon özellikleri araştırılmıştır. Derin karıştırma kolonları ile iyileştirilmiş

<sup>1</sup> Dr., ZMG Zemin Mekaniği ve Geoteknik Ltd. Şti., mysengor@yahoo.com

<sup>2</sup> Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, eruf@metu.edu.tr

yumuşak kil zemin üzerinde yapılan büyük ölçekli konsolidasyon deneylerinin sonuçlarına göre, iyileştirilmiş yumuşak kil zeminin sıkışma özellikleri kolon parametrelerine, özellikle etkili alan oranı ve karışım malzemesi miktarına bağlı olarak belirlenmiştir. İyileştirme açısından kolon çimento miktarının (buna bağlı olarak tek eksenli basınç dayanımı, UCS) en etkili parametre olduğu tespit edilmiştir. İyileştirilmiş zeminin sıkışma modülünü belirlemek için kullanılan bağıntıların geçerliği irdelenmiştir. İyileştirilmiş zeminin sıkışma modülünün tespitinde zeminin ve kolon malzemesinin bir boyutlu sıkışma modüllerinin kullanılmasının daha iyi sonuç verdiği görülmüştür. Ön tasarım işlerinde kullanılabilecek şekilde, oturma azaltım faktörü ile alan oranı ve çimento miktarı arasındaki ilişkiler tespit edilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Derin Karıştırma, Karışım Oranı, Çimento Miktarı, Tek Eksenli Basınç Dayanımı, Oturma Azaltım Faktörü

## 1. GİRİŞ

Derin karıştırma, bu amaçla tasarlanmış karıştırıcı enjeksiyon burguları kullanılarak zemine doğrudan çimentolu veya özel formüllü solüsyonlar uygulanması işlemi ifade eder. Bu sistem esasen zemin içerisinde geçirimsizliğin azaltılmasını ve/veya dayanımın artırılmasını sağlamak amacıyla tasarlanmıştır. Uygulamaların üçte birinde amaç dolgu altındaki oturmaların azaltılmasıdır (Terashi, 2009).

Bu araştırmanın ilk aşamasında, iyileştirilmiş zeminler üzerinde serbest basınç deneyleri yapılarak yumuşak kil zeminler için (kaolen) etkili karışım oranları ve karışım tipleri araştırılmıştır. 7, 28, 90 ve 365 günlük kür süreleri sonunda serbest basınç dayanım değerleri elde edilmiştir.

Araştırma programının ikinci aşamasında, büyük ölçekli konsolidasyon tankları içerisinde dört farklı yerleşimde ve üç tip karışım oranında model derin karıştırma kolonları oluşturulmuş ve DMM ile iyileştirilmiş kil zeminin konsolidasyon özellikleri araştırılmıştır.

Derin karıştırma kolonları ile iyileştirilmiş yumuşak kil zemin üzerinde yapılan büyük ölçekli konsolidasyon deneylerinin sonuçlarına göre, iyileştirilmiş yumuşak kil zeminin sıkışma özellikleri kolon parametrelerine, özellikle etkili alan oranı ve karışım malzemesi miktarına bağlı olarak belirlenmiştir. İyileştirme açısından kolon çimento miktarının (buna bağlı olarak serbest basınç dayanımı, UCS) en etkili parametre olduğu tespit edilmiştir. İyileştirilmiş zeminin sıkışma modülünü belirlemek için kullanılan bağıntıların geçerliği irdelenmiştir. İyileştirilmiş zeminin sıkışma modülünün tespitinde zeminin ve kolon malzemesinin sıkışma modüllerinin kullanılmasının daha iyi sonuç verdiği görülmüştür. Ön tasarım işlerinde kullanılabilecek şekilde, oturma azaltım faktörü ile alan oranı ve çimento miktarı arasındaki ilişkiler tespit edilmiştir.,

## 2. DENEY DÜZENEKLERİ

Serbest basınç deneylerinde 50 mm çapında, 100 mm yüksekliğinde kalıplara zemin ve değişik yüzdelerde bağlayıcı malzeme (çimento ve uçucu kül) karışımları doldurularak, nem odasında kür süreleri sonunda standart deney prosedürü ile serbest basınç dayanım değerleri elde edilmiştir.

Büyük ölçekli deneyler için ise 41 cm çapında 40 cm yüksekliğinde metal kalıplar içerisinde kaolen  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  basınç altında konsolide edilmiş ve bu zemin içerisine değişik sayılarda (19,38,55,85) ve değişik karışım malzemeleri ile DMM kolonları oluşturulmuştur. Kolon sayıları pratik uygulamalarda kullanılan alan oranı olarak sırasıyla 0.045, 0.09, 0.13, 0.20 şeklinde ifade edilmiştir. Kolonların zemin içerisinde 28 günlük dayanımlarını kazanmasından sonra özel bir yükleme sistemi ile kademeli bir şekilde (0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3 ve  $4 \text{ kg/cm}^2$ ) konsolidasyon deneyi uygulanmıştır. Her deneyde ölçüm sonuçlarına göre kademe geçiş sürelerine karar verilmiştir. Her kademedeki deplasman ölçümleri kaydedilmiştir.



Şekil 1. Büyük Ölçekli Konsolidasyon Deney Düzenegi

## 3.SERBEST BASINÇ DENEYİ SONUÇLARI

JGS(2000) de verilen yöntemle kolon malzemesi karışımlarından serbest basınç deney numuneleri hazırlanmıştır. 7,28,90 ve 365 günlük kür süreleri sonunda farklı kolon malzemeleri üzerinde serbest basınç deneyleri uygulanmıştır. Deney sonuçlarına göre zaman-serbest basınç dayanım değeri ilişkisi Tablo 1 de verilmiştir.

Tablo 1 de görüldüğü gibi çimento oranı arttıkça dayanım değerleri beklendiği gibi artmaktadır. 28 günlük dayanımlar karşılaştırıldığında iyileştirilmiş zeminlerin serbest basınç dayanım değerleri ( $UCS_t$ ) ile iyileştirilmemiş zeminin serbest basınç değerleri ( $UCS_u$ ) arasında çimento oranına ( $a_w$ ) bağlı olarak Denklem 1'de gösterildiği gibi bir bağıntı kurulabilir. Ayrıca %5 çimento (%5Ç) hariç diğer karışımlarda 1 yıla kadar dayanım kazanımının azalarak sürdüğü görülmüştür.

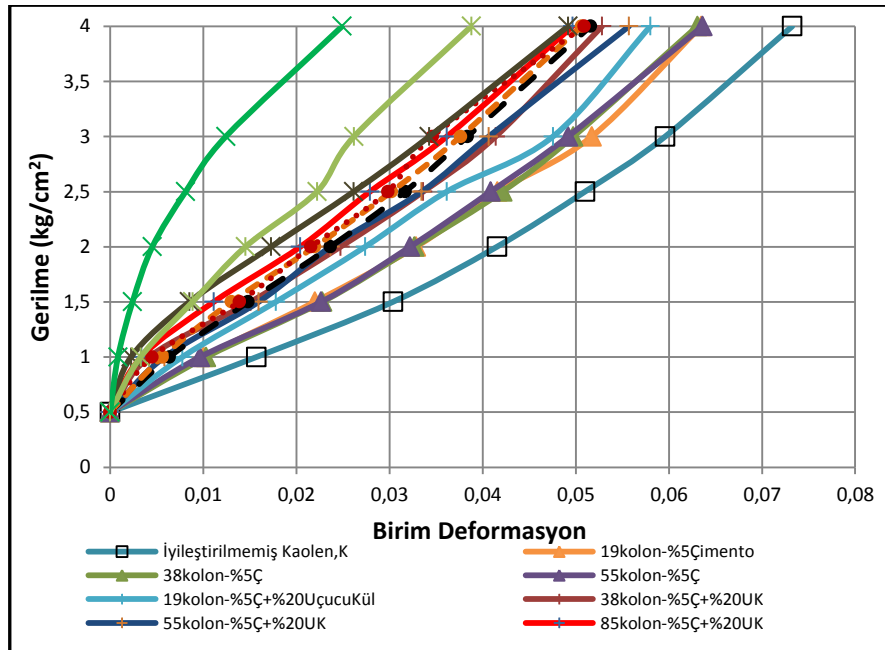
**Tablo 1. Serbest Basınç Dayanım Değerleri**

Kolon Malzemesi	Kür Süresi (Gün)	UCS (kPa)
%5Ç	7	100
	28	165
	90	220
	365	115
%5Ç+%20UçucuKül (UK)	7	108
	28	330
	90	560
	365	710
%15Ç	7	225
	28	400
	90	680
	365	755
%30Ç	7	395
	28	960
	90	1440
Tank içerisinde 0.5 kg/cm <sup>2</sup> basınç altında konsolide olmuş kaolen	28	35

$$\frac{UCS_t}{UCS_u} = 0.885.a_w \quad (1)$$

#### 4. BÜYÜK ÖLÇEKLİ KONSOLIDASYON DENEY SONUÇLARI

Büyük ölçekli konsolidasyon deney sonuçlarına göre gerilme-birim deformasyon eğrileri hazırlanmıştır (Şekil 2). Bu bağlamda kolon malzemesinin ve kolon sayısının sıkışma davranışı üzerinde belirgin etkisi olduğu görülmüştür. Kolon malzemesinin dayanımı arttıkça (çimento oranı arttıkça) kolon sayısının etkisinin daha belirgin hale geldiği tespit edilmiştir.

**Şekil 2. Gerilme-Birim Deformasyon Eğrileri**

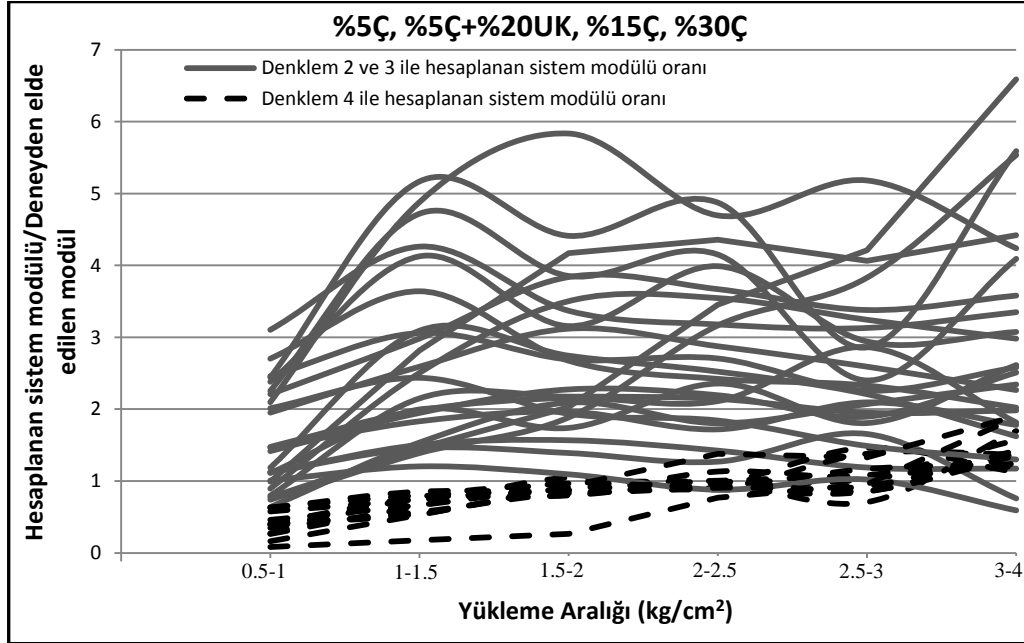
DMM kolonları ile iyileştirilmiş zeminlerin bir boyutlu modüllerini (M) belirlemede kullanılan denklemler (Baker, 2000) ile deneylerden geri hesaplanan modüller karşılaştırılmış ve bu hesaplamalarda kolon malzemesinin ve iyileştirilecek zeminin bir boyutlu konsolidasyon modüllerinin kullanılmasının (Denklem 4) daha iyi sonuç verdiği tespit edilmiştir. Bu durum Şekil 3'te açıkça görülmektedir. Buna göre 2 ve 3 nolu denklemlerle elde edilen sistem modülleri gerçek sistem modülünü 2-5 kat arasında fazla öngörmektedir. Denklem 4 ile elde edilen modüllerin gerçek modüle oranı ise 0.5-1.5 arasında değişmektedir.

$$M \cdot E_{\text{sistem}} = E_{\text{kolon}} \cdot a_s + M_{\text{zemin}} \cdot (1 - a_s) \quad (2)$$

$$E_{\text{sistem}} = E_{\text{kolon}} \cdot a_s + E_{\text{zemin}} \cdot (1 - a_s) \quad (3)$$

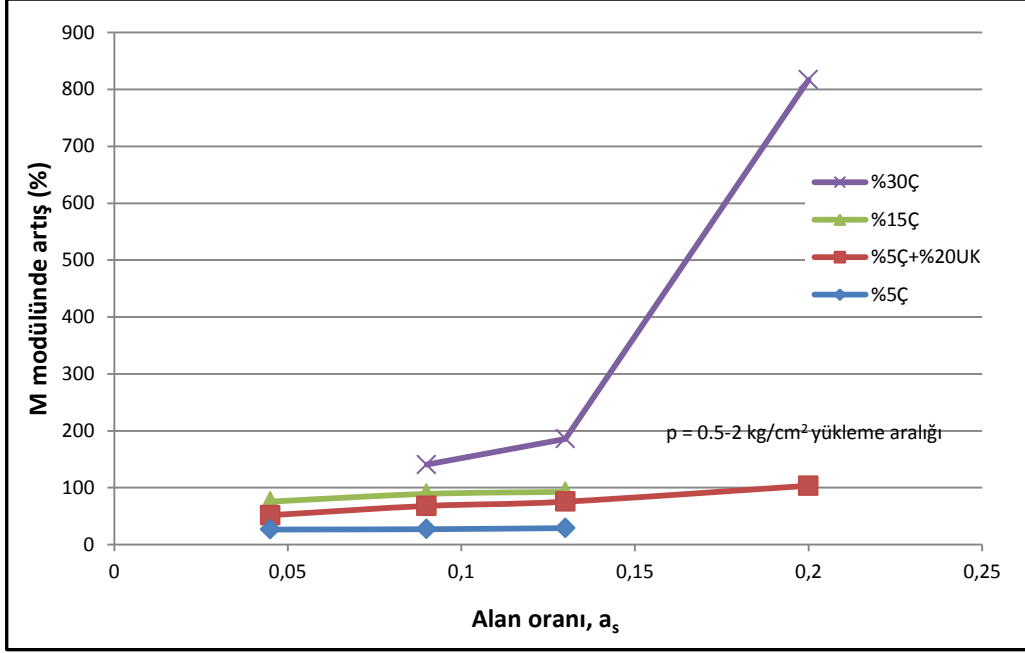
$$M_{\text{sistem}} = M_{\text{kolon}} \cdot a_s + M_{\text{zemin}} \cdot (1 - a_s) \quad (4)$$

Bu denklemlerde E; malzemelerin tek eksenli basınç deneyinden elde edilen elastik modüllerini, M; malzemelerin ödometre deneyinden elde edilen bir boyutlu sıkışma modüllerini,  $a_s$ : alan oranını (toplam kolon alanı/toplam alan) göstermektedir.



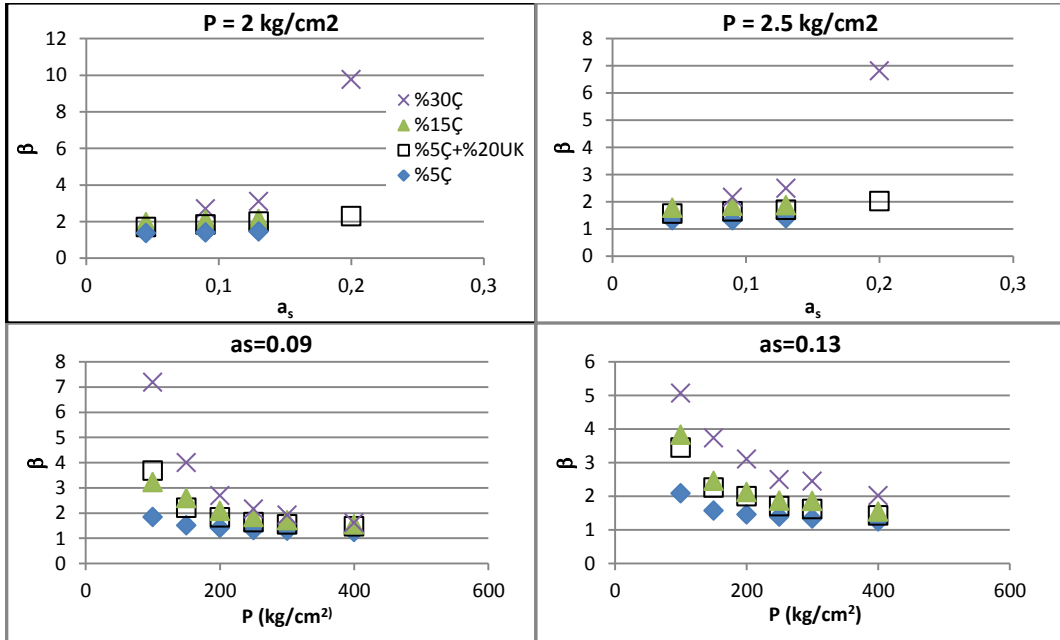
Şekil 3. Deneyden Elde Edilen Sistem Modülüne göre Denklem 2,3,4 ile Hesaplanan Sistem Modülleri

Şekil 4'te kolonlu zeminlerden elde edilen sıkışma modüllerinin iyileştirilmemiş zeminin sıkışma modülüne göre gösterdiği artışlar alan oranına bağlı olarak verilmiştir. Buna göre %30 çimentolular hariç çalışılan tüm kolon tiplerinde iyileştirilmiş zeminin bir boyutlu sıkışma modülü %30 - %100 arasında artış göstermiştir. %30 çimentolu kolonlarla iyileştirilen zeminler için ise bu oran %140-%800 arasında gerçekleşmiştir.



Şekil 4. 1-Boyutlu Sıkışma Modülünde (M) Sağlanan Artış (%)

Ayrıca deney sonuçlarından oturma azaltma faktörleri ( $\beta$ =kolonlarla iyileştirilmiş sistemin oturması/iyileştirilmemiş zeminin oturması) elde edilmiştir. Kolonlardaki çimento miktarına ve kolon sayılarına bağlı olarak oturma azaltma faktörleri için eğriler elde edilmiştir. Bu eğriler arzu edilen oturma azaltım miktarının bilinebildiği durumlarda ön tasarım çalışmalarında kullanılabilir (Bknz. Şekil 5).



Şekil 5. Konsolidasyon Basıncı (P) ve Kolon Alan Oranına ( $a_s$ ) Bağlı Olarak Oturma Azaltım Faktörleri ( $\beta$ )



## 5.SONUÇLAR

1. %5 çimento UCS değerlerini büyük ölçüde artırmamaktadır. Ancak karışım miktarı arttırılırsa veya farklı bir pozolanik karakterli karışım malzemesi ile beraber kullanılırsa etkisi artmaktadır. Beklendiği gibi %30 çimentolu karışım en yüksek UCS değerlerini göstermektedir.
2. Çimento/çimento-uçucu kül kolonları ile iyileştirilmiş yumuşak kilin oturma özellikleri kolon sayısına (alan oranına,  $a_s$ ) ve kolon malzemesine bağlı olarak değişmektedir. Bu bağlamda kolon sayısı arttıkça ve kolon malzemesinin dayanımı arttıkça oturma modülleri artmakta ve oturma miktarları düşmektedir.
3. Büyük ölçekli deney sonuçlarına göre iyileştirilmiş zemin modüllerinin hesaplanmasında yumuşak kilin ve kolon malzemesinin bir boyutlu sıkışma modüllerinin kullanılmasının en iyi sonuçları verdiği görülmüştür. Yumuşak kilin veya kolon malzemesinin elastik modüllerinin bu hesaplamalarda kullanılması sonucu iyileştirilmiş zeminin gerçek sıkışma modülleri 2-5 kat arasında fazla hesaplanmaktadır.
4. %30 çimentolular hariç çalışılan tüm kolon tiplerinde iyileştirilmiş zeminin bir boyutlu sıkışma modülü %30-%100 arasında artış göstermiştir. %30 çimentolu kolonlarla iyileştirilen zeminler için ise bu oran %140-%800 arasında gerçekleşmiştir.
5. İstenen iyileştirme miktarına (oturma azaltma faktörü) bağlı olarak, çimento yüzdesi ve kolonların alan oranı (kolon sayısı) için ön tasarım çalışmalarında ilgili eğriler (Şekil 5) kullanılabilir.

## KAYNAKLAR

- Baker, S. (2000), "Deformation behaviour of Lime/cement column stabilized clay- Ph.D.Thesis"Swedish Deep Stabilization Research Center Report No. 7, 203 pages.
- Japanese Geotechnical Society JGS, (2000), "Practice for making and curing stabilized soil specimens without compaction", JGS T 0821-2000, Japanese Geotechnical Society.
- Terashi, M. (2009), "Keynote lecture: Current practice and future perspective of QA/QC for Deep-Mixed ground", Okinawa Deep Mixing Symposium 2009.

# ÜST GEÇİT KÖPRÜSÜ & YAKLAŞIM DOLGULARI TEMEL ZEMİNLERİNİN İYİLEŞTİRİLMESİNDE DARBELİ KIRMATAŞ KOLON (DKK) UYGULAMASI

## IMPLEMENTATION OF RAMMED AGGREGATE PIERS (RAP) FOR THE SOIL IMPROVEMENT OF OVERPASS BRIDGE AND ITS APPROACH EMBANKMENTS

Mavi AKYÜZOĞLU<sup>1</sup> Sina KIZIROĞLU<sup>2</sup> Ece KURT<sup>3</sup>

### ABSTRACT

The purpose of this project is to improve the foundation soil of Balmahmut overpass bridge and its approach embankments construction between kilometers 0+000 and 0+300 located at Usak – Afyon State Highway between kilometers 33+570 and 890+880 with Rammed Aggregate Piers (RAP). The load tests were performed on 8 of the constructed piers. As a case history, the performance of RAP columns installed beneath mat foundation of 11.0 m x 31.4 m overpass bridge and 0.0 m to 9.0 m high embankment will be assessed comparatively with the predictions of theoretical solutions. The paper explains the comparison of RAP bearing capacity and deformation behavior which were obtained from theoretical analysis with the results of loading tests. Site investigations revealed that the underlying soil profile is composed medium stiff sandy, silty clay layers up to 2.7 m depth. Below this layer, there exist soft to stiff gravelly, sandy, silty clay layer extending to a depth of 15.5 m. Below 15.5 meters, loose to dense gravelly, clayey, silty sand layer was located. According to preliminary assessment, under pressures of maximum 9 m embankment, expected consolidation settlements would be 70 cm; therefore there is a need to improve the soil with Impact Pier system. After the installation of 8 m to 16 m long and 50 cm diameter RAP columns with 1.0 m x 1.0 m to 1.7 m x 1.7 m square pattern under overpass bridge and embankment, settlements were estimated to be reduced to consecutively 5 cm and 10 cm. In consistence with theoretical calculations, field RAP load tests revealed that under service loads, the observed settlements will be about 5 to 10cm.

**Keywords:** Soil Improvement, Embankment, Theoretical solutions

### ÖZET

Uşak – Afyon Devlet Yolu (Antalya Ayrım – 2. Bölge Hududu Arası) Km: 33+570,890+880 Balmahmut Üst Geçit Köprüsü ve Yaklaşım Dolguları (Km: 0+000 - Km: 0+300) projesi kapsamında, temel zemininin Darbeli Kırmataş Kolonlar (DKK) ile

<sup>1</sup> İnş. Müh., Karayolları Genel Müdürlüğü – Zemin Mekaniği ve Tüneller Şubesi Müdürlüğü, makyuzoglu@kgm.gov.tr

<sup>2</sup> İnş. Yük. Müh., Karayolları Genel Müdürlüğü – Zemin Mekaniği ve Tüneller Şubesi Müdürlüğü, skiziroglu@kgm.gov.tr

<sup>3</sup> İnş. Yük. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat Yazılım Sanayi ve Tic. Ltd. Şirk., ekurt@sentezinsaat.com.tr

iyileştirilmesi hedeflenmiş, imal edilen DKK elemanlarından sekizi üzerinde yükleme deneyleri yapılmıştır. Seçilen vaka örneği kapsamında, 11.0 m x 31.4 m boyutlarındaki menfez tipi üst geçit köprüsü ile 0.0 m'den başlayarak 9.0 m yüksekliğe ulaşan yaklaşım dolgularının temelleri altında mevcut teorik analiz yöntemleri ile belirlenen tekil DKK kapasite ve deformasyon davranışının kalite kontrol amaçlı yükleme deneyi (proof test) sonuçları ile karşılaştırılması ve kalibrasyonu hedeflenmiştir. Temel zemin profilinin belirlenmesine yönelik olarak gerçekleştirilen zemin araştırma çalışmaları sonrası, 2.7 m derinliğe kadar orta katı kıvamda, 15.5 m derinliklere kadar ise yumuşak/orta katı/katı kıvamda olduğu anlaşılan kumlu, siltli kil tabakası geçilmiştir. Bu tabakaların devamında ise gevşek/orta sıkı/sıkı, az çakıllı, killi, siltli kum tabakası yer almaktadır. Yapılan ilk değerlendirmeler ışığında maksimum 9.0 m yüksekliğindeki dolgu altında yaklaşık 70 cm konsolidasyon oturması olabileceği anlaşıldığından zeminin iyileştirilmesi ihtiyacı ortaya çıkmış ve DKK imalatına karar verilmiştir. Üst geçit köprüsü ve dolgu temeli altında 8 – 16 m boylarında ve 1.0 m x 1.0 m ile 1.7 m x 1.7 m arasında değişen kare patern ile 50 cm çaplı DKK uygulaması sonrası oturmaların 5 – 10 cm mertebelerine ineceği öngörülmüş, ve sahada yapılan ölçümler sonucunda bu ön hesaplamalarla uyumlu olarak oturmalar servis yükleri altında öngörülen aralığın üst sınırlarına yakın olarak 5 – 10 cm mertebelerinde gerçekleşmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Zemin İyileştirmesi, Dolgu, Teorik Çözümler

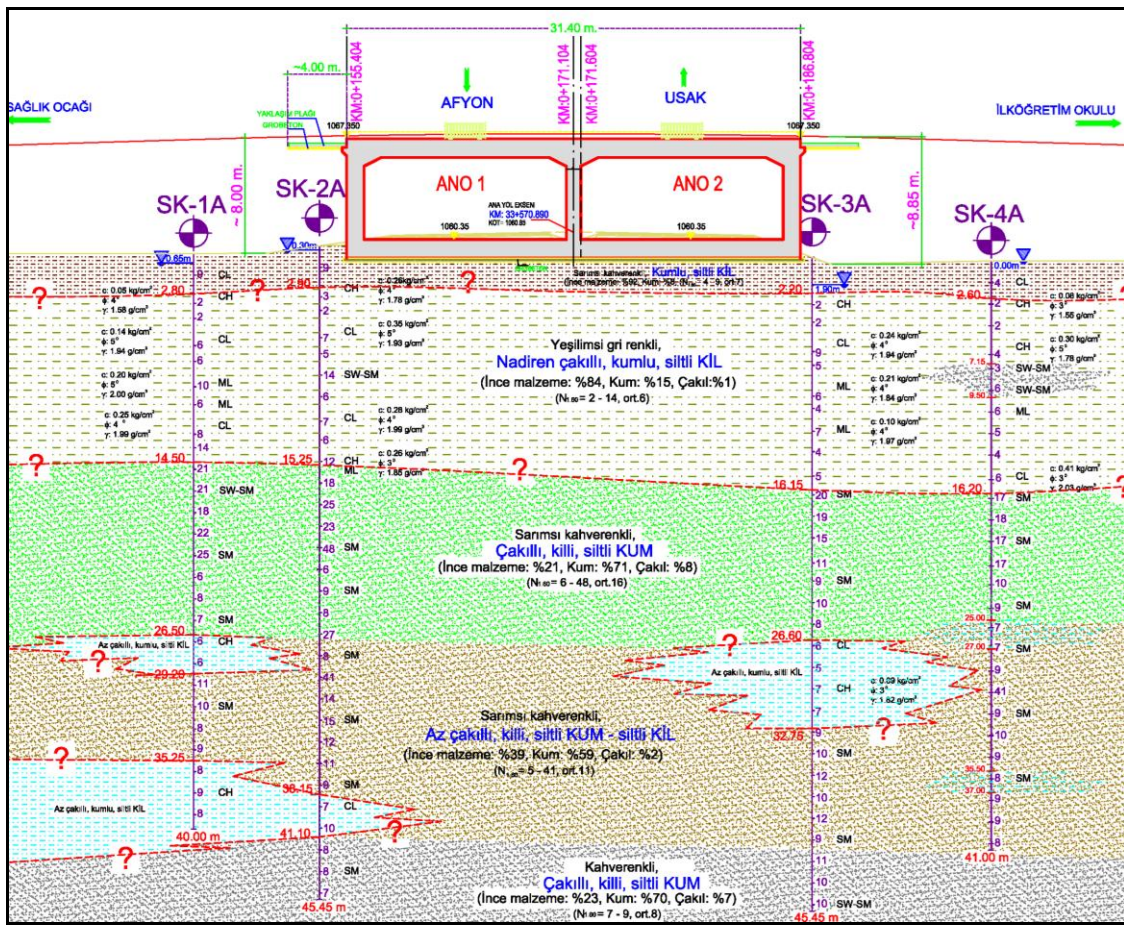
## 1. GİRİŞ

İnşaat mühendisliği projelerinde gevşek veya yumuşak zeminler üzerine inşa edilecek yapı ve dolgu temelleri altında çeşitli iyileştirme yöntemleri ile zeminin güçlendirilmesine ihtiyaç duyulmaktadır. İstenilen özelliklere sahip olmayan zeminin kaldırılarak yerine uygun nitelikli malzeme doldurulması bu yöntemlerin en eskilerinden biri olarak bilinir. Bu düşünceden hareketle 1980' li yıllarda Amerika' da Dr. Fox tarafından geliştirilen Darbeli Kırmataş Kolonlar (DKK) ile oturmaların uygun seviyelere indirilmesi ve temel altındaki yumuşak zeminlerin taşıma kapasitesinin artırılması hedeflenmektedir (Lawton ve Fox, 1994; Lawton ve diğ., 1994; Wissmann ve diğ., 2001). Elverişsiz bir zeminin güçlendirilmesinde uygulama kolaylığı ve geniş kapsamlı ekonomi sağlaması sebebi ile yurdumuzda da son 6 yıldır kullanılmaktadır. Bu çalışma kapsamında, Balmahmut üst geçit köprüsü ve yaklaşım dolguları temel zeminlerinin iyileştirilmesine yönelik olarak imal edilen DKK elemanlarından sekizi üzerinde uygulanan yükleme deneyleri konu edilmiş ve deney sonuçlarının tasarım varsayımları ile karşılaştırılmasını takiben saha gözlem ve ölçümler ile imalat sonrası yapı davranışı incelenmiştir.

## 2. PROJE TANITIMI VE ZEMİN YAPISI

Uşak – Afyon Devlet Yolu (Antalya Ayrım – 2. Bölge Hududu Arası) Km: 33+570,890+880 Balmahmut Üst Geçit Köprüsü ve Yaklaşım Dolguları Km: 0+000 - Km: 0+300 kesimi temel zeminlerinin iyileştirilmesi işi; 11.0 m x 31.4 m boyutlarındaki menfez tipi üst geçit köprüsü ile 0.0 m 'den başlayarak 9.0 m yüksekliğe ulaşan köprü yaklaşım dolgularını içermekte olup, köprü giriş ve çıkışlarında yaklaşım dolgularının boyu yaklaşık 300 m' ye uzanmaktadır. Temel zemin profilinin belirlenmesine yönelik olarak zemin araştırma çalışmaları kapsamında 4 noktada 41.0 – 45.5 m derinlikler arasında gerçekleştirilen sondaj delgisinde SPT deneyleri uygulanmış, elde edilen

örülenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde sınıflandırma deneylerine ek olarak zemin mukavemet ve deformasyon davranışının anlaşılmasına yönelik olarak üç eksenli konsolidasyonsuz drenajsız basınç deneyleri ile odometre deneyleri gerçekleştirilmiştir. Özetle, söz konusu üst geçit köprüsü ve yaklaşım dolguları altında 2.7 m derinliğe kadar orta katı kıvamda olduğu anlaşılan az kumlu, siltli kil tabakası yer almaktadır. Bu tabaka içinde SPT  $N_{60}$  verilerinin 4-9 aralığında değiştiği ve PI değerlerinin ise % 20 civarında olduğu görülmüştür. Bu tabakayı takiben 15.5 m derinliklere kadar yumuşak/orta katı/katı ( $N_{60}=2-14$ ) kıvamda, az çakıllı, kumlu, siltli kil tabakası geçilmiş olup, bu tabaka içinde PI değerlerinin % 8-38 arasında değiştiği görülmüştür. Bu tabakanın devamında ise gevşek/orta sıkı/sıkı ( $N_{60}=5-48$ ), az çakıllı, killi, siltli kum tabakası yer almaktadır. Yeraltı su seviyesi sondaj kuyuları içinde 0.0 m ile 1.9 m derinliklerde ölçülmüş olup, yapılan analizlerde YASS zemin yüzeyinde kabul edilmiştir. Temsili zemin profili Şekil 1’de gösterilmiş olup, analizlerde kullanılan geoteknik parametreler Tablo 1’de verilmiştir.



Şekil 1. Temsili Zemin Profili

Yapılan ilk değerlendirmeler ışığında 1.0 - 9.0 m yüksekliğindeki dolgu tabanı altında yaklaşık 11.5 – 70 cm ve üzeri mertebelerde konsolidasyon oturmasının oluşacağı anlaşıldığından zeminin iyileştirilmesi ihtiyacı ortaya çıkmıştır. Zemin iyileştirme yöntemi olarak; hem temel taşıma gücünün artırılması hem de oturmaların sınırlandırılması amaçlarına yönelik olarak Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) imalatına karar verilmiştir. Ayrıca, teşkil edilecek DKK elemanları ile drenaj yolu kısaltılarak konsolidasyon oturmalarının dolgu inşaatı sırasında tamamlanması veya hızlandırılması türünden ek faydalar da sağlanabileceği düşünülmüştür.



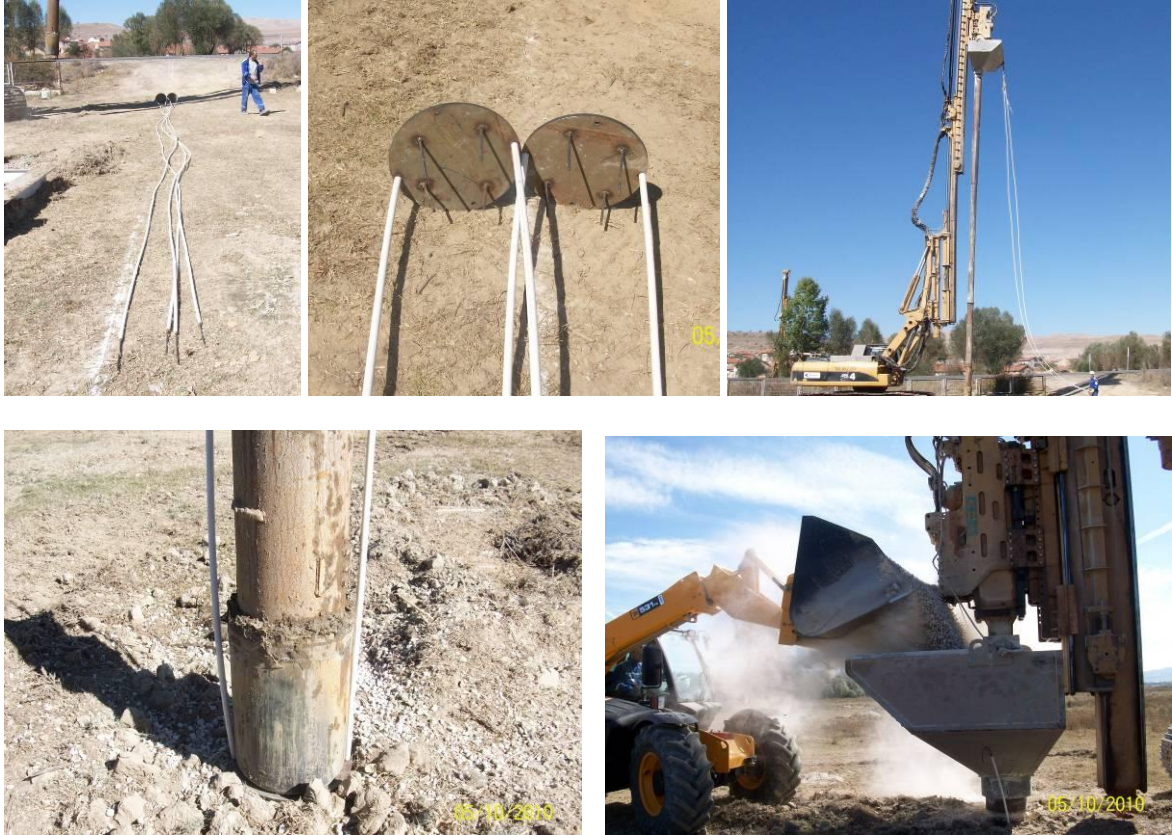
**Tablo 1.** Sahadaki Temsili Zemin Profili için Geoteknik Parametreler

Derinlik (m)	Birim	$\gamma^{(1)}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi^{(2)}$ ( <sup>o</sup> )	$c_u^{(3)}$ (kPa)	E <sup>(4)</sup> (Mpa)
0.00 – 2.70	az kumlu, siltli KİL <b>CL</b>	18	0	40	5.0
2.70 – 15.5	az çakıllı, kumlu, siltli KİL <b>CH</b>	18.5	0	30	4.2
15.5 – 26.0	az çakıllı, killi siltli KUM <b>SM-SW</b>	19	25	0	16.0
26.0 – 41.0	az çakıllı, killi, siltli KUM – siltli KİL <b>SM / CL-CH</b>	18	20	30	11.0
41.0 – 45.0	çakıllı, killi, siltli KUM <b>SM</b>	19	30	0	8.0

<sup>(1)</sup> Birim Hacim Ağırlık, <sup>(2)</sup> Etkif Sürtünme, <sup>(3)</sup> Drenajsız Kayma Mukavemeti, <sup>(4)</sup> Elastisite Modülü

### 3. DARBELİ KIRMATAŞ KOLON (DKK) İMALATI

Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) elemanları ile zemin iyileştirilmesi kavramı 1980'lerin ortalarında Dr. Fox tarafından geliştirilmeye başlanmıştır. İlk olarak geliştirilen ve 'Geopier Sistemi' olarak adlandırılan teknolojiye zeminde burğu ile ön delgi yapılmakta, daha sonra tabana uniform dane boyutlu (5-15 cm) taş yerleştirilip pahlı bir plakanın vurulması ile sıkıştırılmış taban soğanı elde edilmektedir. Kolon gövdesi için kullanılan agrega iyi derecelenmiş çakıl (taş), sıkıştırılmış kalınlığı 30 cm olan tabakalar halinde etrafındaki zemine doğru itilerek kolon çevresinde yanal gerilmeleri arttırmaktadır.



**Şekil 2.** Darbeli Kırmataş Kolon İmalatı (Impact Sistemi)

Yanal gerilmelerin artırılması daha sonraki yüzey yüklemeleri için taşıma gücünü arttırmakta, oturmaları azaltmaktadır. Darbeli Kırmataş Kolon yöntemlerinden bir diğeri olan ve 'Impact Sistemi' olarak adlandırılan yer değiştirmeli yöntemde ise alt ucuna sac bir sarf plakası yerleştirilen mandrel ve 36 cm çapındaki pahlı tokmak, itme kuvveti ve darbeyle tasarım derinliğine kadar indirilir. Sarf plakası kolonun alt ucunda kalacak şekilde mandrel kırmataş ile doldurulduktan sonra 1.0 metre yukarıya kaldırılır ve aşağı itme kuvveti ile 67 cm indirilerek, 33 cm'lik sıkıştırılmış 50 cm çapında bir tabaka oluşturulur. Kolonun üst kotuna kadar oluşturulacak tabakalar ise bu prosedür doğrultusunda yapılır. Sıkıştırma; statik kuvvet ve vibratörün dinamik enerjisi ile gerçekleştirilir. Darbe tokmağı, kırmataşı düşey yönde ve çevredeki zemini de yatay yönde sıkıştırır. Bu çift yönlü sıkıştırma ile; zeminin sağlamlığı artar ve oturmalar kontrol altına alınır. Söz konusu üst geçit köprüsü ve yaklaşım dolguları için, DKK elemanlarının tasarımında ve imalatında **Impact Sistemi** (Şekil 2) kullanılmıştır.

#### 4. DARBELİ KIRMATAŞ KOLON (DKK) TASARIMI

Temel iyileştirmesi yöntemi olarak Impact Sistemi ile Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) imalatı seçilmiş olup, çalışma alanı 0.0 m ile 9.0 m arasında değişim gösteren dolgu yüksekliklerine göre beş bölgeye ayrılarak incelenmiştir. Bu bölgeler için 8 – 16 m değişen boylarda Impact DKK teşkil edilmesi halinde az çakıllı, kumlu, siltli kil tabakası ile az çakıllı, killi, siltli kum tabakasına kadar yer alan birimlerin iyileştirilmesi sağlanmıştır. Bu kapsamda, DKK elemanları ile iyileştirilmiş bölgenin oturması; üst bölge ( $S_{UZ}$ ), iyileştirilmiş tabakaların altında kalan zemin tabakalarının oturması ise; alt bölge ( $S_{LZ}$ ) oturması olarak incelenmiştir. Oturma miktar ve süre kriterlerinin sağlanması için mevcut haline kıyasla zemin rijitliğinin 2-3 kat artırılması ve konsolidasyon drenaj boylarının azaltılması gerekliliği aşıkardır. Bu amaçla Tablo 2'de de gösterildiği üzere 1.0 m x 1.0 m, 1.1 m x 1.1 m, 1.3 m x 1.3 m ve 1.7 m x 1.7 m paternler seçilmiş, böylelikle bir kolonun etki alanının sırasıyla  $\sim 1.0 \text{ m}^2$ ,  $1.2 \text{ m}^2$ ,  $1.7 \text{ m}^2$ ,  $2.9 \text{ m}^2$  olması sağlanmıştır. Zemin türü ve zemindeki SPT  $N_{60}$  sayılarına göre kolon için hücre taşıma kapasitesi,  $Q_{cell}$ , 180 kN ve DKK rijitlik modülü,  $k_g$ ,  $27 \text{ MN/m}^3$  olarak seçilmiştir (Fox ve Cowell, 1998). İyileştirilmemiş zeminde 63 – 189 kPa gerilme altında yaklaşık 24 – 70 cm mertebelerinde konsolidasyon oturması beklendiğinden, matris zemin rijitlik modülü,  $k_m$ ,  $2.7 \text{ MN/m}^3$  olarak elde edilmiştir. Dolgu yükseklikleri dikkate alınarak DKK elemanında ve DKK elemanını çevreleyen zeminde beklenen oturmaların yaklaşık mertebelerde eşitlenmesi için ihtiyaç duyulan DKK uygulama paternleri için üst bölge oturmalarının  $\leq 5 - 10 \text{ cm}$  mertebelerinde olacağı ve DKK uygulaması sonrasında bu oturmalarının radyal drenaj nedeniyle ivedilikle tamamlanacağı projelendirilmiştir.

**Tablo 2.** Teşkili Önerilen Impact DKK Boy ve Paternleri

Bölge No	5	4	3	2	1
$H_{dolgu}$ (m)	9.0	7.0	5.0	3.0	1.0
$q_{max}$ (kPa)	189	147	105	63	Müsade edilmeyen oturma miktarı; proje süresi (2 ay) içinde tamamlanacağından, bu bölgede Impact DKK uygulanmamıştır
DKK Çapı (cm)	50	50	50	50	
DKK Paterni (mxm)	1.0 x 1.0	1.1 x 1.1	1.3 x 1.3	1.7 x 1.7	
DKK Boyu (m)	16	12	11	8	

Ayrıca, dolgu imalatı sonrasında iyileştirilmemiş alt bölge için oturma kriteri göz önünde bulundurulduğunda (köprü giriş ve çıkışına olan mesafesi  $\leq 30$  m olan bölgeler için;  $\leq 5$  cm, köprü giriş ve çıkışına olan mesafesi  $\geq 30$  m olan bölgeler için ise  $\leq 10$  cm) Impact DKK boylarının 8 – 16 m arasında teşkil edilmesi ile gerekli kriterlerin sağlandığı görülmüştür. Ayrıca, 14.5 m ile 16 m derinliklere kadar yer alan az çakıllı, kumlu, siltli kil birimlerin 8 - 16 m boylarındaki DKK elemanları ile iyileştirileceği ve bu derinliklerden sonra 45 m derinliklere kadar devam eden az çakıllı, killi siltli kum birimlerde 12 cm – 30 cm mertebelerinde ani oturmaların bekleneceği ve bu oturmaların inşaat sırasında tamamlanacağı rapor edilmiştir. Yapılan değerlendirmeler sonucunda, DKK elemanlarının çevre taşıma kapasitesi 298 kN olarak elde edilmiştir. 1.0m x 1.0m – 1.7m x 1.7m arasında değişen paternler ile imal edilecek DKK üzerine gelen yük ise 77 – 135 kN olduğundan, kolon taşıma gücü açısından herhangi bir problem söz konusu olmayacağı sonucuna ulaşılmıştır.

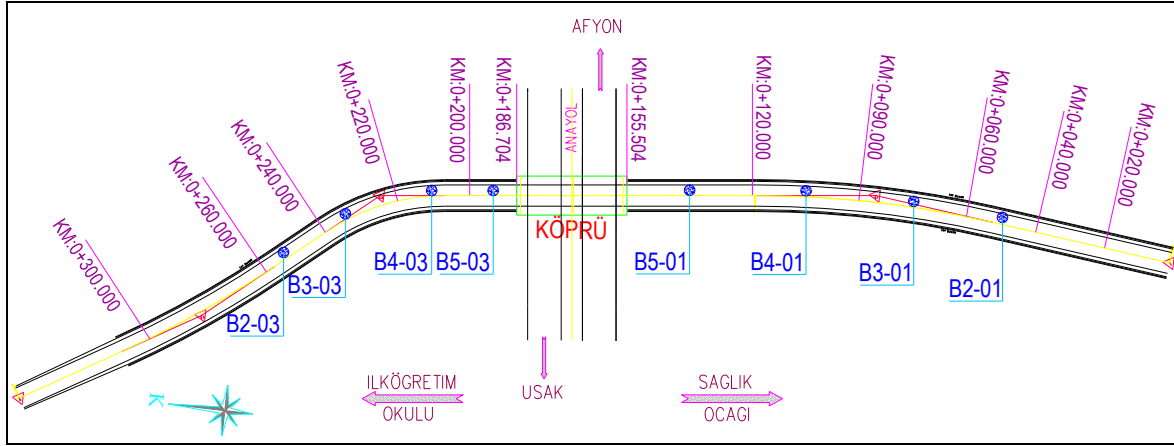
## 5. YÜKLEME DENEYLERİ

Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) yükleme deneyleri, kazıkların basınç yükü altındaki davranışını inceleyen deneylere benzer bir düzenek ile yapılmaktadır (ASTM D-1143). Yük ölçümü sıkıştırılmış DKK elemanının üstünde yapılmakta olup, gerilmenin büyüklüğü manometresi kalibre edilmiş hidrolik kriko ile kontrol edilmiştir. Bu yükleme deneylerinde karşı ağırlık olarak dört adet 8 ton kapasiteli, 12 m boylarında helisel ankrajlar kullanılmıştır. Deformasyon enine kirişe bağlanmış beş adet komparatör ile ölçülmüş olup, bu komparatörlerden ikisi DKK alt taban kotunda oluşacak deformasyonu ölçebilme amacıyla kullanılan Tell-Tale üzerine yerleştirilmiştir.



Şekil 3. Darbeli Kırmataş Kolon Yükleme Deneyi

Afyon Yolu ve Uşak Yolu kesimlerinde dörder adet olmak üzere toplamda sekiz adet yükleme deneyi yapılmıştır. Deney kolonlarına ait yerleşim planı Şekil 4'te gösterilmiş, imalat ve yükleme deneyi bilgileri ise Tablo 3' de özetlenmiştir.



Şekil 4. Deney Kolonlarına Ait Yerleşim Planı

Deney kolonları tasarım yükünün %150' sine kadar yüklenmiştir. Yükleme okumalarına; oturma hızı, 0,254 mm/saat veya 0,064 mm/15dakika' nın altına düşmediği sürece önerilen maksimum süreye kadar beklenerek devam edilmiştir. Deney kolonları için belirlenen yük artışları Tablo 4' de gösterilmiştir.

Tablo 3. Deney Kolonlarına Ait İmalat ve Yükleme Deneyi Bilgileri

Bölge	KM	Deney Kolon No	H <sub>dotolgu</sub> (m)	İmalat Tarihi	Deney Tarihi	İmalat Yöntemi	DKK Boyu (m)	DKK Çapı (cm)	
Afyon Yolu	2	0+040.000 - 0+060.000	B2-01	3	02.10.2010	100 cm yukarı / 67 cm aşağı	8	50	
	3	0+060.000 - 0+090.000	B3-01	5	03.10.2010		11		
	4	0+090.000 - 0+120.000	B4-01	7	03.10.2010		12		
	5	0+120.000 - 0+155.400	B5-01	9	04.10.2010		15.10.2010		16
Uşak Yolu	5	0+186.800 - 0+200.000	B5-03	9	27.10.2010		08.11.2010		16
	4	0+200.000 - 0+220.000	B4-03	7	27.10.2010		08.11.2010		11.6
	3	0+220.000 - 0+240.000	B3-03	5	05.10.2010		18.10.2010		11
	2	0+240.000 - 0+260.000	B2-03	3	05.10.2010		18.10.2010		8



**Tablo 4.** Çalışma Yüküne Göre Deney Kolonları Üzerine Uygulanan Yük Miktarları

No	Çalışma Yükü (%)	Kriko Yükü (ton)			
		5. Bölge	4. Bölge	3. Bölge	2. Bölge
0	5	0.75	0.68	0.60	0.48
1	16	2.40	2.16	1.92	1.52
2	33	4.95	4.46	3.96	3.14
3	50	7.50	6.75	6.00	4.75
4	66	9.90	8.91	7.92	6.27
5	83	12.45	11.21	9.96	7.89
6	100	15.00	13.50	12.00	9.50
7	116	17.40	15.66	13.92	11.02
8	133	19.95	17.96	15.96	12.64
9	150	22.50	20.25	18.00	14.25
10	100	15.00	13.50	12.00	9.50
11	66	9.90	8.91	7.92	6.27
12	33	4.95	4.46	3.96	3.14
13	0	0.00	0.00	0.00	0.00
14	100	15.00	13.50	12.00	9.50
15	0	0.00	0.00	0.00	0.00

## 6. DEĞERLENDİRME

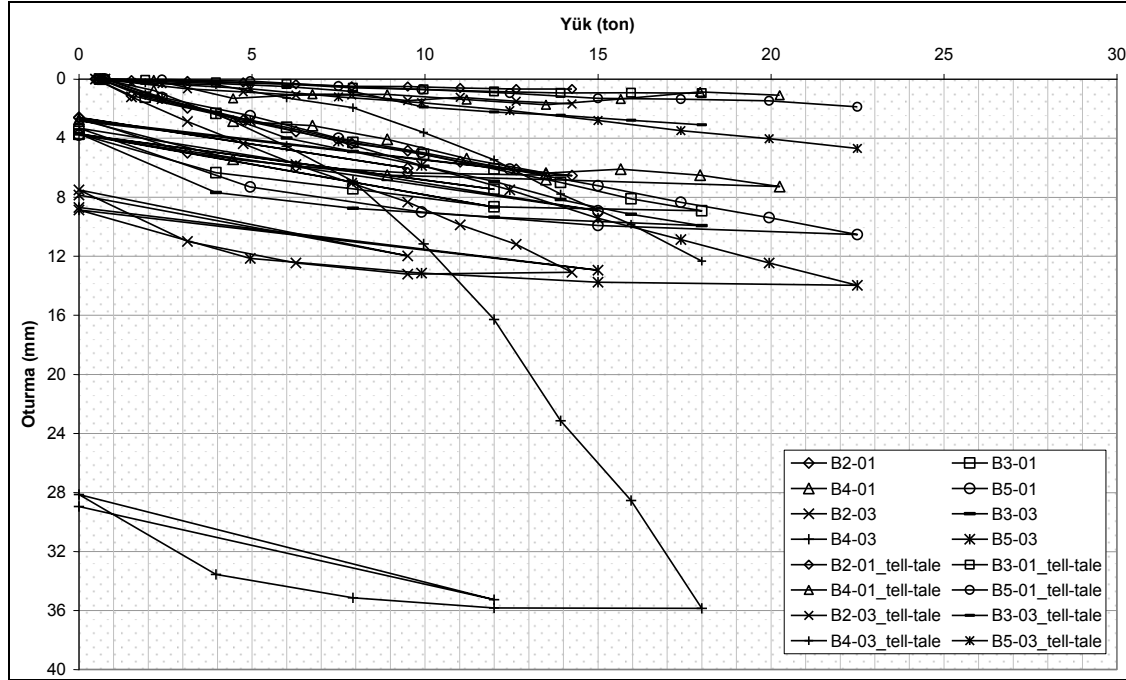
Şekil 5’de gösterildiği gibi, tasarımda belirlenen ve 8 ton ile 13.5 ton arasında olan DKK üstündeki yük değerlerinde, ölçülen deformasyon 9 mm’den azdır. Ayrıca, Tablo 5’de gösterildiği gibi elde edilen rijitlik modülü değerinin, Uşak Yolu Kesimi / 2. Bölge ve 4. Bölge için tasarımda belirlenen değer ile uyumlu, diğer bölgelerde ise yaklaşık 2.0 - 2.5 katı olduğu görülmüştür. Ölçülen rijitlik modülünün tasarımda kullanılan değerden yüksek olması DKK imalatı sırasında sıkıştırma işleminin kalitesine ve saha zemin koşullarının beklenenden bir parça daha mukavim yapısına işaret etmektedir.

**Tablo 5.** Yükleme Deneyi Sonuçları

Bölge	KM	Deney Kolon No	Tasarım Yükünün %100 (kN)	Tasarım Yükünde Oluşan Deformasyon (mm)	Rijitlik Modülü (MN/m <sup>3</sup> )	
Afyon Yolu	2	0+040.000 - 0+060.000	B2-01	80	< 7.0	73
	3	0+060.000 - 0+090.000	B3-01	100	< 5.0	70
	4	0+090.000 - 0+120.000	B4-01	120	< 5.0	72
	5	0+120.000 - 0+155.400	B5-01	135	< 5.0	74
Uşak Yolu	5	0+186.800 - 0+200.000	B5-03	135	< 9.0	54
	4	0+200.000 - 0+220.000	B4-03	120	< 16	22
	3	0+220.000 - 0+240.000	B3-03	100	< 6.0	60
	2	0+240.000 - 0+260.000	B2-03	80	< 8.0	39

(\*) Tasarım rijitlik modülü ise;  $kg = 27 \text{ MN/m}^3$  (Fox ve Cowell, 1998)

Ayrıca hatırlanması gereken diğer bir husus da tasarımda kullanılan rijitlik değerlerinin 0.5-1 inç ( 1.5-2.5 cm) aralığında oturma değerleri için belirlenmiş olduğu ve deneyler sırasında 9 mm'den daha az oturmaların gerçekleşmesi sebebi ile ölçülen rijitlik değerinin tasarımda kullanılan değerden zeminin doğrusal olmayan davranışı sebebi ile daha yüksek olmasının normal olduğudur. B3-03 nolu deney kolonunda ise tasarım yükünde ölçülen oturma miktarı < 6 mm, DKK rijitlik modülü,  $k_g$  ise,  $60 \text{ MN/m}^3$  olarak elde edilmiş olup, bu değer tasarım aşamasında kabul edilen değer 2.0 katıdır. Bu bölgede yapılan yükleme deneyi sonucuna göre DKK alt kotuna yerleştirilen oturma çubuklarında (Tell-Tale) ölçülen deplasman yaklaşık 3 mm olup, bu oturma DKK üst kotunda meydana gelen oturmanın % 50'si civarındadır.

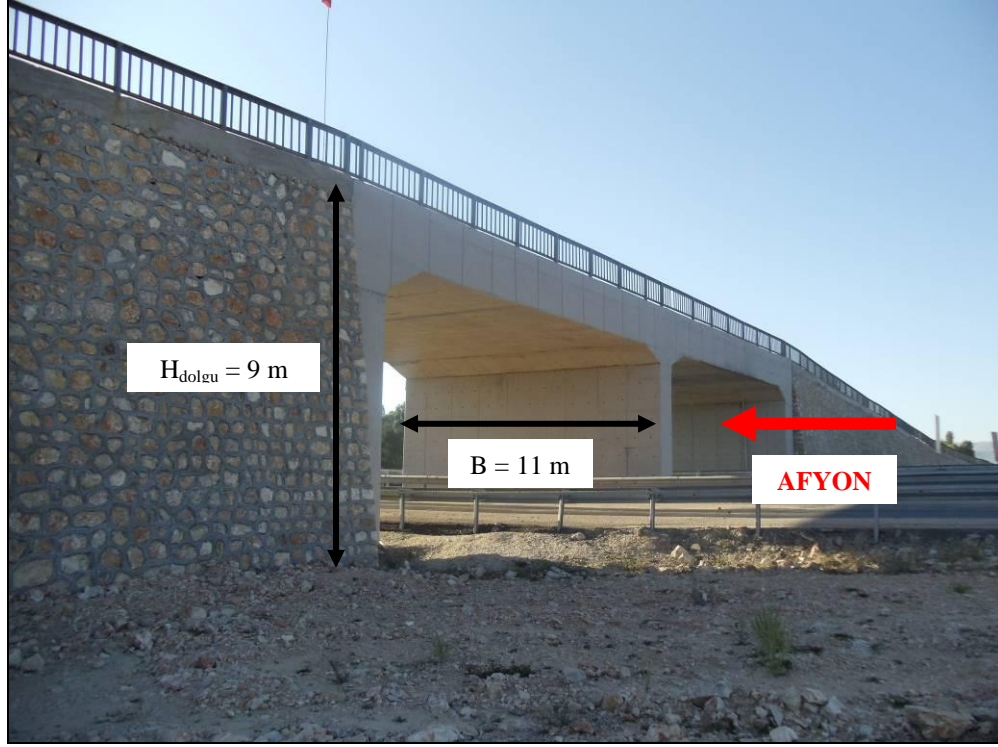


Şekil 5. Yükleme Deneyleri Basınç-Oturma Grafiği

B4-03 nolu deney kolonunda ise tasarım yükünde ölçülen oturma miktarı < 17 mm, DKK rijitlik modülü ise  $22 \text{ MN/m}^3$  olarak elde edilmiş olup, bu değer tasarım aşamasında kabul edilen değer 18'i mertebelerindedir. Ayrıca, DKK alt kotunda (Tell-Tale) meydana gelen oturma yaklaşık 13 mm olup, bu oturma DKK üst kotunda meydana gelen oturmanın % 75'i civarındadır. Dere yatağı kesiminde yer almakta olan bu bölge, DKK imalatına çalışma platformu oluşturulabilmesi amacıyla yaklaşık 3 m kadar kumlu-bloklü dolgu malzemesi ile örtülmüştür. Bu dolgu tabakası üst kotundan 14 m derinliğe kadar DKK imalatı yapılmış olup, imalattan sonra 2.4 m derinliklere kadar kazı yapılarak 240 cm yüksekliğindeki başlık betonu üzerinden yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir. Yapılan kazı sonrası yükleme deneyine tabi tutulan DKK boyu 14 m yerine 11.6 m'ye düşmüştür. Bu sebepten dolayı, test edilen DKK elemanının kapasitesinde tasarımda kullanılan değere kıyasla bir düşüş olması olağandır. Bu düşüncüyü destekler mahiyette kısalan DKK boyu sebebiyle kolon uç bölgesinde de kapasitenin %75'i mertebelerinde gerilmelerin olduğu yerleştirilen Tell-Tale ile tespit edilmiştir. Yüze yerleştirilen 3 m kalınlığındaki dolgunun, killi tabakalarda elastik ve konsolidasyon oturmalarına sebep olması ve yerleştirilen DKK elemanlarının kapasitesini azaltıcı negatif çevre sürtünmesi yaratması da olasıdır. Tüm bu olumsuzluklara rağmen test kapasitesi ile tasarım kapasitesi farkı % 18 mertebelerindedir.

## 7. SAHA ÖLÇÜMLERİ

Eylül, 2010 tarihinde projelendirilmesi gerçekleştirilmiş olan Uşak – Afyon Devlet Yolu (Antalya Ayrım – 2. Bölge Hududu Arası) Km: 33+570,890+880 Balmahmut Üst Geçit Köprüsü ve Yaklaşım Dolguları Km: 0+000 - Km: 0+300 kesimindeki imalatlar Ocak, 2011 tarihi itibari ile tamamlanmış olup (Şekil 6), Ağustos, 2011 tarihinde gerçekleştirilen saha ziyareti sırasında köprü ve yaklaşım dolguları için oturma ölçümleri yapılmıştır.



Şekil 6. Balmahmut Üst Geçit Köprüsü & Yaklaşım Dolguları

Projelendirme aşamasında oturma sorununun bertaraf edilmesine yönelik olarak 40 - 45 m derinliklere kadar uzanan kazıklı sistem çözümleri alternatif olarak değerlendirilmiş ancak daha ekonomik çözüm olan Impact DKK sistemi tercih edilerek, gevşek/orta sıkı/yer yer sıkı özellikle olan kum tabakalarının sebep olacağı elastik (ani) oturmaların kabul edilmesi prensibi esas alınmıştır. Üst geçit yapısı temelleri altında 14.5 m ile 16 m derinliklere kadar yer alan az çakıllı, kumlu, siltli kil birimlerin 16 m boyundaki DKK elemanları ile iyileştirileceği ve bu derinliklerden sonra 45 m derinliklere kadar devam eden az çakıllı, killi siltli kum birimlerde ani oturmaların bekleneceği rapor edilmiştir. Saha ölçümleri, Uşak yolu üzerinde mevcut dere yatağı için dolgu altından uzatılan menfezin dilatasyon kesiminde oluşan oturmaların 10 cm ve altında olduğunu işaret etmekte olup, bu değer ön hesaplamalarda beklenen ani oturma miktarları ile uyumlu olduğu görülmüştür.

## 8. SONUÇ

Uşak – Afyon Devlet Yolu (Antalya Ayrım – 2. Bölge Hududu Arası) Km: 33+570,890+880 Balmahmut Üst Geçit Köprüsü ve Yaklaşım Dolguları Km: 0+000 - Km: 0+300 kesimi temel zeminlerinin iyileştirilmesi amacıyla Impact Pier patentli Darbeli Kırmataş Kolon elemanları uygulanmıştır. Yükleme deneyi sonuçları; DKK elemanlarının

zemininin rijitlik modülünü arttırdığını ve kalite kontrol deneyini geçtiğini göstermektedir. Ayrıca, geniş dolgu yükleri altında kompozit malzemede oluşacak oturmaların 10 cm mertebelerinde olduğu ve bu oturmaların dolguların imalatı sırasında ivedilikle tamamlanacağı rapor edilmiş ve bu sonuç saha ölçümleri ile de desteklenmiştir. Sonuç olarak teorik hesap yöntemleri ile hesaplanan DKK kapasite ve oturma değerleri ile uyumlu gerçekleşen yükleme deney sonuçları da teyit edildiği üzere, 8 – 16 m değişen boylardaki DKK elemanların, imalat sırasındaki yoğun sıkıştırma sebebi ile 8 – 13.5 ton servis yükleri altında yüksek rijitlikte imal edilebileceği görülmüştür. Tüm bu değerlendirmelerde tekil yükleme deneyi verileri esas alınmış olup, özellikle dolgu yükleri altında DKK grup davranışının nasıl teşkil edileceğinin belirlenmesi gerekliliği önem taşımaktadır. Bu bildiri kapsamında DKK grup davranışının detaylarına girilmemiş olup, sadece genel fikir vermesi bakımından önemli bazı hususlara vurgu yapılmıştır. Tekil DKK davranışına kıyasla dolgu yükleri altındaki DKK grupları esnek dolgu yükleri sebebi ile i) daha yüksek yatay gerilmelere ( $\sigma_h$  veya  $\sigma_3$ ) maruz kalırlar.  $\sigma_h$  değerindeki artış doğal olarak DKK taşıma kapasitelerinde artışa sebep olur ii) özellikle de dolgunun eğimli teşkili DKK ve zemin elemanlarında makaslama gerilmeleri üretir, literatürde yanal yayılma (lateral spreading, Barksdale and Bachus, 1983) olarak adlandırılan bu davranış DKK elemanlarının göbeklenmesi (bulging) ve dolgu ağırlığı altında artış gösteren yatay gerilmelerin azalmasına sebep olur. Yukarıda tariflenen bu iki farklı etkinin birbirini nötürlediği ve grup kapasitelerinin genel olarak tekil DKK kapasiteleri mertebesinde veya bir parça üzerinde olduğu yönünde görüşleri ortaya çıkarmıştır (Barksdale and Bachus, 1983). Bu bildiri kapsamında sunulan değerlendirme ve ölçümler bu sonucu destekler mahiyette olmakla birlikte, grup davranışının dolgu yükü, geometrisi, temel zemin ve DKK mukavemet ve rijitlik parametreleri ve paterni gibi etkenlerce belirlendiği hatırlandığında basit genellemelerin ötesinde modellemeler ve yerinde ölçüm sistemleri ile performans teyidi gerekmektedir. Ayrıca yine literatürde grup etkileri altında beklenen dolgu temel oturmalarının tekil DKK deneyleri tarafından işaret edilen değerlerin üzerinde oluşması da yine literatürde sıkça tartışılmış bir husustur (örneğin: Goughnour ve Bayuk, 1979). Ölçülen oturma değerlerinin hesaplanan aralığın üst sınırlarında oluşması da bu değerlendirmeyi destekler mahiyette bulunmuştur.

## 9. KAYNAKLAR

- Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. (1983), 'Design and Construction of Stone Columns' Volume I, FHWA/RD-83/026, Federal Highway Administration, U.S.A.
- Fox, N.S and M.J. Cowell (1998), 'Geopier Foundation and Soil Reinforcement Manual' Geopier Foundation Company Inc. Scottsdale. AZ
- Goughnour, R. R., Bayuk, A. A. (1979). 'Analysis of Stone Column-Soil Matrix Interaction under Vertical Load' C.R. Colloque int. sur le reinforcement des sols: Terre armée et autres méthodes. Paris, Vol. I, pp. 271-277.
- Handy, R.L., and Spangler, M.G. (2007), 'Geotechnical Engineering Soil and Foundation Principles and Practice', Mc Graw Hill, USA
- Lawton, E.C., and Fox, N.S. (1994), 'Settlement of Structures Supporte on Marginal or Inadequate Soils Stiffened With Short Aggregate Piers' Proc., Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Geotechnical Special Publication No.40, ASCE, College Station, Tex., Vol. 2, 962-974.
- Lawton, E.C., Fox, N.S., and Handy, R.L. (1994), 'Control of Settlement and Uplift Structures Using Short Aggregate Piers' Proc., In-Situ Deep Soil Improvement, Geotechnical Special Publication No.40, ASCE, Atlanta, 121-132.

- Sentez (2010), 'Uşak – Afyon Devlet Yolu - Balmahmut Üstgeçit Köprüsü (Km: 33+570,890) Impact Darbeli Kırmataş Kolon (DKK) Ön Tasarım Raporu & Yükleme Testi Değerlendirme Raporu', Sentez İnşaat Yazılım Sanayi ve Ticaret Ltd. Şirketi, İstanbul
- Wissmann, K. J., Moser, K., and Pando, M. (2001), 'Reducing Settlement Risks in Residual Piedmont Soil Using Rammed Aggregate Pier Elements' Proc., Foundations and Ground Improvement, Geotechnical Special Publication No.113, ASCE, Blacksburg, Va, 943-957.

# YURTDIŞINDA HIZLI TREN DEMİRYOLU DOLGULARININ TASARIMI

## DESIGN OF HIGH SPEED RAILWAY FILLS IN ABROAD

İsfendiyar EGELİ<sup>1</sup>

### ABSTRACT

Design of high speed railway fills worldwide vary, due to different technical specifications, standards and material properties adopted. This difference becomes first apparent in fill's lateral and longitudinal sections. In lateral section; 2 top layers used are: 'ballast' and 'subballast' in Europe/Turkey, while using 'slab track' and 'bearing base' layers in Japan/China/Korea/Taiwan. Below these, 3 layers used are: 'Prepared subgrade', 'Subgrade' and 'Natural subgrade' or 'bedrock' layers. Rigidity of these layers, measured by the modulus of the Plate load test performed on top of each layer, increases from the bottom upwards. In lateral section, there are limits for long-term allowable maximum total-differential settlements and for the rails as 2mm. In longitudinal section, one strictly enforced limit is for the maximum allowable total settlement for any 20m length as 10 mm. Longitudinal section also shows extension of layers along the fill length and their construction sequence. All these, are recorded by the 'quality control' tests done by the subconsultants employed by the construction co., as well as by the 'quality assessment tests' done by the subconsultants engaged by the client and reported accordingly.

**Keywords:** High Speed Train Fill Design, Railway Embankment Design, Transportation-Structure Approach Fill.

### ÖZET

Hızlı tren demiryolu dolgularının dünya genelindeki tasarımı, bu projelerde kullanılan teknik şartname, standartlar ve malzeme özellikleri değişiklik gösterdiğinden farklıdır. Bu fark, dolgu enine ve boyuna kesitlerinde barizleşir. Enine kesitte; en üstte beton traverslerin altında Avrupa ve Türkiye'deki 'balast' ve 'balast-altı' tabakaları yerine, Uzakdoğu'da genellikle donatısız 'beton kaplama' ve 'taşıyıcı taban' tabakaları bulunur. Diğer 3 tabaka ise özellikleri itibariyle hem Avrupa'da, hem de Uzakdoğu'da aynıdır. Bunlar; 'hazırlanmış zemin', 'zemin' ve 'tabii zemin' veya 'anakaya' tabakalarıdır. Bu tabakaların herbirinin üstünde plaka yükleme deneyi modülü ile ölçülen rijitlikleri,

---

<sup>1</sup> Doç. Dr. İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü-İnşaat Müh.Bölümü Öğr. Üyesi ([isfendiyaregeli@iyte.edu.tr](mailto:isfendiyaregeli@iyte.edu.tr))  
Urla-İzmir; Taiwan Hızlı Tren İnşaatı Projesi- eski teknik danışmanı, Taipei,Taiwan, ROC ([www.thsrc.com](http://www.thsrc.com)).

aşağıdan yukarıya doğru artış gösterir. Ayrıca, dolgularda uzun vadede izin verilebilir en çok toplam ve farklı oturmalar için limitler vardır. Enine kesitte izin verilebilir en çok toplam ve farklı oturmalar (2 ray arası dahil) limit 2 mm'dir. Boyuna kesitte, dolgunun herhangi bir 20m.uzunluğunda izin verilebilir en çok toplam oturma 10 mm'dir. Boyuna kesit ayrıca, tabakaların dolgu uzunluğu boyunca nasıl uzadığını ve inşaat sırasını gösterir. Tüm bunlar, inşaatçı firmanın tuttuğu kalite kontrol ekibinin yaptığı 'kalite-kontrol' deneyleriyle ve müşterinin tuttuğu fakat danışmana bağlı çalışan taşeron firmaca yapılan 'kalite-durum tespiti' deneyleriyle raporlanarak kayıt altına alınır.

**Anahtar Kelimeler:** Hızlı Tren Dolgu Tasarımı, Demiryolu Dolgu Tasarımı, Ulaştırma Yapısı Yaklaşım Dolgusu.

## 1. GİRİŞ

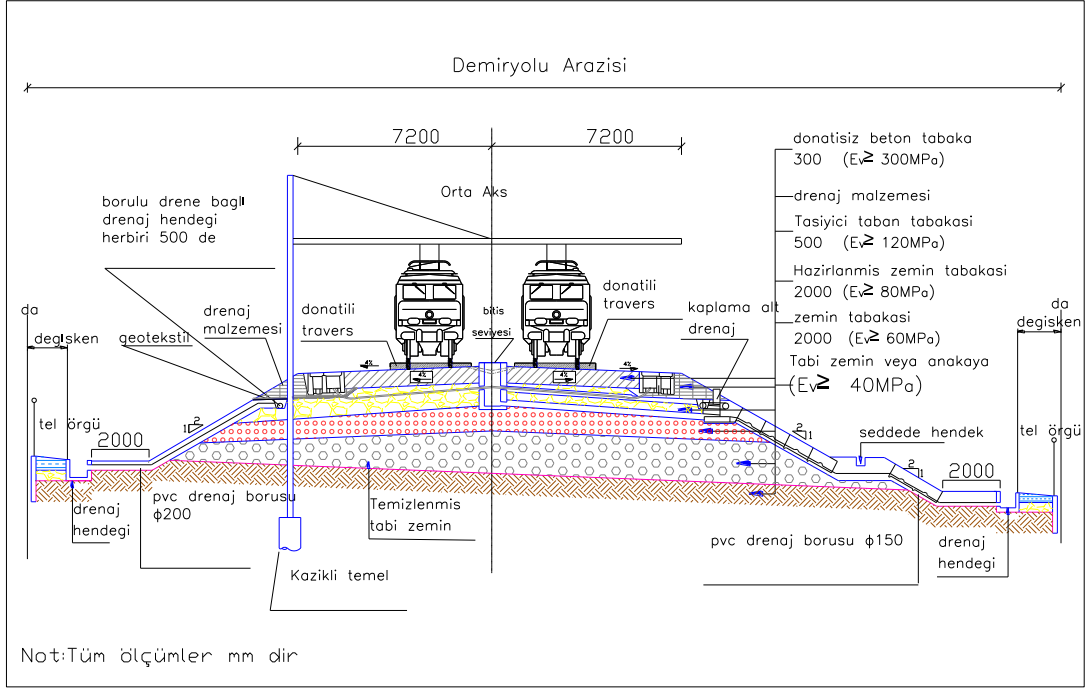
Japonya, Çin, Hong Kong, Taywan gibi bazı Uzakdoğu ülkelerinde hızlı-tren demiryolu (HTD) demek, asgari tasarım hızı 350-400 km/saat olan demiryolu demektir. Operasyonel hız bunun biraz altında olabilir, ancak tasarım hızından fazla olamaz [1]. Bizdeki yüksek hızlı tren demiryolu (YHT) terimi ise, tasarım hızı yaklaşık 200 km/saat olan demiryolu demektir. Her ikisinin dolgu tasarımları, hem normal tren dolgusuna göre, hem de birbirine göre farklıdır. Burada Uzakdoğu uygulaması incelenecektir.

Bu çalışmada; tasarımı yaklaşık 10 yıl önce bitmiş olan, inşaatı da yaklaşık 5 yıl önce bitip işletmeye açılan ve tasarım hızı 400 km/saat olan Taiwan Hızlı Tren Demiryolu İnşaatı Projesi'nden verilen örneklerle, Taiwan ve Japonya gibi ülkelerde hızlı tren dolgusu (HTD) tasarımı ve inşaatı için yapılan uygulama ve arazi deneyleri özetlenmiş, minimum kurp yarıçapı (9 km) olan HTD için dolgudaki müsaade edilebilir maksimum toplam ve farklı oturmalar için uygulanan kriterler ortaya konmuş, oturma hesapları için alınan statik tren yükleri ve standartları belirtilmiştir. Yurdumuzda ise, uygulaması gittikçe yaygınlaşan Yüksek Hızlı Tren Dolgusu (YHTD) kesitindeki tabakaların daha az sayıda oluşu, tasarım hızının (250 km/saat) ve minimum kurp yarıçapının (3.5 km) olması gibi farkların yanında, yetişen genç mühendislere bir fikir vermesi bakımından sunulan bilgilerin faydalı olacağı düşünülmüştür

## 2. HIZLI TREN DOLGUSU ENİNE-KESİTİ

Uzakdoğu tasarım uygulamasına göre yapılan bir hızlı tren demiryolu (HTD) dolgusunun enine kesiti şekil 1' dedir [2].





**Şekil 1** Uzakdoğu’da kullanılan donatısız beton üst-tabakalı tipik bir Hızlı Tren Demiryolu dolgusunun enine-kesiti [2].

Uzakdoğu tasarım uygulamasına göre yapılan bir hızlı tren dolgusunun (HTD) enine-kesitinin en önemli özellikleri şunlardır;

En üstte beton traverslerin altında Avrupa’da ve Türkiye’de kullanılan ‘balast tabakası’ yerine ‘donatısız-beton kaplama’ tabakası vardır. Onun altında ‘taşıyıcı taban’ tabakası, onun altında ‘hazırlanmış zemin tabakası, daha altta ‘zemin’ tabakası ve enaltta ise ‘tabii zemin’ veya ‘anakaya’ tabakası vardır. Bu tabakaların plaka yükleme deneyi [3] modülü ile ölçülen rijitlikleri, aşağıdan yukarıya doğru artış gösterir. Ayrıca, enine kesitte maksimum toplam oturma ve 2-ray arası için maksimum farkı oturma limiti (2 mm) dir [4].

### 3. HIZLI TREN DOLGUSU BOYUNA-KESİTİ

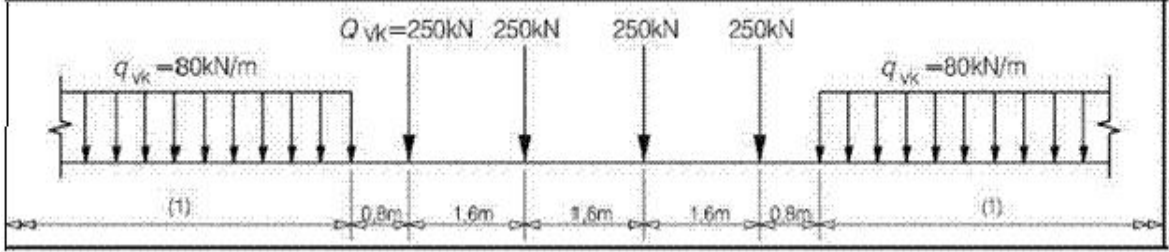
Uzakdoğu hızlı tren demiryolu (HTD) dolgusunun boyuna-kesit tasarımının en önemli özellikleri şunlardır;

- 1) Dolgu tabakalarının boyuna kesit boyunca nasıl uzandığını ve bazı minimum uzaklıkların bulunduğunu gösterir olması,
- 2) Herbir tabakanın rijitliğine dair arazide sağlanacak değerlerin verilmiş olması ve bu rijitliklerin en alt tabakadan, en üst tabakaya doğru gidildikçe artması,
- 3) Bazı tabakalar arasında inşaat arayüzünü (sırasını) gösterici ibareler bulunması,
- 4) Dolgu-köprü, dolgu-viyadük ve dolgu-tünel geçişlerinde, oluşabilecek önemli toplam oturma farkından dolayı tren dengesini etkileyebilecek önlemler alınması (mesela; dolgu üstüne, üstü yapı ile aynı seviyede olan, genişliği dolgu genişliğine eşit, uzunluğu en az 2m olan, 50 mm kalınlıktaki paslanmaz çelik-levha kaplamalar kullanılması),
- 5) Boyuna kesitte (dolgunun herhangi bir 20m.si için) maksimum toplam oturma limiti bulunması, ( $dS < 10\text{mm}$ ) dir.

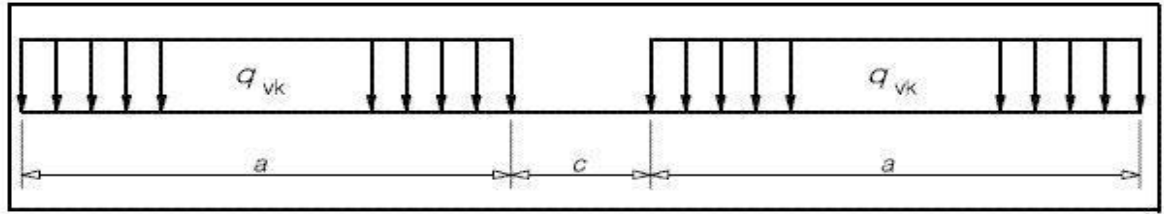


#### 4. DOLGU OTURMA HESAPLARI İÇİN HAREKETLİ YÜKLER

Statik şartlardaki oturma hesapları için sonlu elemanlar metodu (SEM) içeren programlar kullanılır. Hareketli yükler için Şekiller 3 veya 4 kullanılır [5].



Şekil 3 Yük Modeli 71 için boyuna kesitte düşey yük dağılımı [5].



Şekil 4 Yük Modeli SW/0 için boyuna kesitte düşey yük dağılımı [5].

Şekil 3 ve 4'teki özel değerleri Tablo 2 vermektedir [5].

Tablo 2 Yük Modelleri SW/0 ve 71 için özel değerler [5].

Yük Modeli	$q_{vk}$ [kN/m]	$a$ [m]	$c$ [m]	(1) [m]
SW/0 veya 71	133	15.0	5.3	16.7

#### 5. ARAZİDEKİ KALİTE KOTROLLARI VE RAPORLAMA

Arazideki tüm imalat, inşaatçı firmanın kalite kontrol ekibinin sürekli yaptığı 'kalite-kontrol' deneyleriyle ve tasarım danışmanına bağlı çalışan taşeron firmaca yapılan 'kalite-durum tespiti' deneyleriyle raporlanarak kayıt altına alınır. Deney neticeleri arasında işin teknik şartnamesinin yerine getirilip getirilmediğine dair farklılaşma görülürse, deneyler tekrarlanır. Yine tasarım şartlarının sağlanmadığı tespit edilirse, imalat inşaatçı firmaca sökülür, yeni imalat ve deneyleri yeniden yapılır. Tasarımda bulunan herbir kriterin, arazi deneyleriyle yerine getirildiği hususu, inşaatçı firma ve tasarımcı firma tarafından imzalanarak onanır ve raporlanır. Bu raporları işin sahibi muhafaza eder, o da onları istenirse işin sigortacısına gösterir.

#### 6. SONUÇLAR

Uzakdoğu ülkelerinin hızlı tren demiryolu (HTD) dolgularının tasarımı, bu projelerde kullanılan teknik şartname, standartlar ve malzeme özellikleri, normal tren dolgularına göre değişiklik gösterdiğinden, farklı yapılıdır. Bu tasarım, bizdeki yüksek hızlı tren (YHT) demiryolu dolgularında kullanılan dolgu tasarımına göre de farklıdır. En başta, dolgu

enine ve boyuna kesiti farklıdır. Bu tasarım özellikleri inşaatçı firmanın kalite kontrol ekibinin sürekli yaptığı 'kalite-kontrol' deneyleriyle ile müşterinin tuttuğu fakat danışmana bağlı çalışan bir taşeron firmaca yapılan 'kalite-durum tespiti' deneyleriyle raporlanarak kayıt altına alınır.

## **7. KAYNAKLAR**

- UIC. (2007), "High Speed Principles and Advantages", International Union of Railway, Paris, France, ([www.uic.org](http://www.uic.org)).
- Egeli, I. (2003), "Design and Construction Aspects of High-Speed Train Railway Embankments-An Overview", Design Consultancy Report, Technical Consultancy-Taiwan High Speed Railway Construction Project, Taiwan, ROC.
- ASTM D 1196-93 (2004), "Standard Test Method for Non-repetitive Static Plate Load Test of Soils and Flexible Pavement Components, for use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements", ASTM Standards, Vol.4(03), USA. ([www.astm.org](http://www.astm.org)).
- UIC Code-719R, (1994), "Earthworks and track-bed layers for railway lines", International Union of Railway, Paris, France, ([www.uic.org](http://www.uic.org)).
- EN 1991-2, (1991), "Eurocode 1: Actions on Structures – Part 2: Traffic Loads on Bridges", European Standards: CEN-Cenelec', Brussels-Belgium, ([www.cenelec.eu](http://www.cenelec.eu)).

# ŞİŞEN ZEMİNLER: NEDEN OLDUĞU HASARLAR, ALINABİLECEK YAPISAL ÖNLEMLER VE VAKA ANALİZLERİ

## EXPANSİVE SOİLS: STRUCTURAL DAMAGES, MEASURES AND CASE STUDİES

Uğur Eren YURTCAN<sup>1</sup>

Recep YILMAZ<sup>2</sup>

Serkan GEZGİN<sup>3</sup>

### ABSTRACT

Swelling of soils is a well known but not emphasized topic. Most of geotechnical engineers are unready about this problem which is less encountered than others. There is not any direct quantative or qualitative measurement method for swelling problem. Evaluating of swelling potential of soils is much rather evaluating of test datas with practices and experiences. This state promotes necessity of identify the swelling soils.

This paper aims to well identify swelling soils, the swelling mechanism because of increase of water content, breafly determining of swelling potential and identify damages that are caused by swelling problem and measures. At the end, problems that is caused by swelling soils will be analysed.

**Keywords:** Swelling Soils, Waster Content, Damages

### ÖZET

Zeminlerin şişmesi oldukça bilinen ancak yeterince üzerinde durulmayan bir konudur. Birçok geoteknik mühendisi diğer sorunlara kıyasla az da olsa mutlaka karşılaştığı bu sorunla nispeten daha hazırlıksız karşılaşmaktadır. Dünya literatüründe de şişme sorununun doğrudan ölçülebildiği net bir nicel ya da nitel ölçüm yoktur. Şişen zeminlerin potansiyelinin değerlendirilmesi, daha ziyade deney verileri ile elde edilen sonuçların tecrübeler ışığında değerlendirilmesi ile yapılmaktadır. Bu durum da şişebilen zeminlerin tanınması gerekliliğini bir kat daha artırmaktadır.

<sup>1</sup> İnş.Yük.Müh., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı, ugurereny@gmail.com

<sup>2</sup> Doç.Dr., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı, yilmazrecep@yahoo.com

<sup>3</sup> İnş.Müh., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı, sgezgin@msn.com

Bu yazı kapsamında ise, şişen zeminleri daha iyi tanıyabilmek adına şişebilen karakterli zeminlerin su içeriğinin artması nedeniyle oluşan şişme olayının ve şişme potansiyelinin belirlenmesinin kısaca tanıtılması; ardından şişen zeminlerin neden olabileceği hasarların ve alınabilecek tedbirlerin tanıtılması hedeflenmiştir. Yazının sonunda ise şişen zeminlerin neden olduğu sorunlar detaylı vaka analizleriyle irdelenmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Şişen Zeminler, Su İçeriği, Hasarlar

## 1. GİRİŞ

Modern zemin mekaniğinin kurucusu Karl Von Terzaghi'nin efektif gerilme prensibini ilk ortaya koyduğu 1923 tarihli yazısında belirtmiş olduğu gibi "Eğer zeminin içindeki suyun varlığı söz konusu olmasaydı, mutlak bir mühendislik disiplini olan zemin mekaniği de olamayacaktı". Dolayısıyla bir geoteknik mühendisinin en büyük sorununun su ile zeminin etkileşimi olduğunu söylemek yerinde olacaktır. Şişen zeminler sorunu da bu kapsamda incelenmesi gereken önemli sorunlardan biridir. Bir geoteknik mühendisinin diğer meslekî sorunlara kıyasla daha az karşılaşması ve genellikle neden olduğu zararların maddî düzeyde olması bu sorunun daha az gündemde kalmasına neden olmaktadır.

Şişen zeminler, yapısal özellikleri nedeniyle doymun olmadıkları hallerde su ile temas ettiklerinde hacimlerini arttırmak eğilimindedirler. Ve ne kadar az doymunlarsa o kadar hacimlerini arttırma eğiliminde olacaktırlar. Kurak bir mevsimin sonunda yağmurla veya çatlak bir su borusundan sızan su ile veya çimlerine fazla özen gösteren bir bahçıvanın bahçesini fazla sulaması veya akla hiç gelmeyen görülmez olaylarla su ile temasa geçen zemin, hızla şişerek mevcut ya da inşa edilmekte olan bir yapının, betonarme elemanlarına yapacağı basınçla çatlamasına neden olabilecektir. Bir diğer ihtimalse düzensiz bir ıslanma sonucu yapının belli bir kısmının fazla yükselmesiyle, tıpkı farklı oturma sorununda olduğu gibi, yapıda çatlaklar oluşmasına neden olabilecektir.

Şu halde şişen zeminlerle ilgili sorunların en aza indirilebilmesi için bir geoteknik mühendisinin öncelikle şişen zemini iyi tanıması, varlığını ve karakteristik özelliklerini doğru tespit etmesi ve mevcut koşullar dâhilinde doğru önlemleri alması, gerekli tasarım esaslarını uygulaması gerekmektedir. Bu yazı kapsamında amaçlanan ise şişen zeminlerin tanımının ve davranış mekanizmasının; tanımlanabilmesi yöntemlerinin ve hasar oluşum tiplerinin özet bilgileri verilecek ve ağırlıklı olarak alınabilecek tedbirler incelenerek vaka analizleriyle desteklenecektir.

## 2. ŞİŞEN ZEMİNLERİN TANIMI VE TANIMLANMASI

### 2.1. Tanım ve Mekanizma

Şişen zeminler denildiğinde ilk akla gelen killer ve yüksek su tutma kapasiteleridir. Killeri diğer zemin tiplerinden (siltler, kumlar, çakıllar) ayıran en büyük özelliği ise tanelerinin çok küçük boyutlu olmaları dolayısıyla büyük yüzey alanı ve doğasında olan elektriksel yükleriyle

suyla moleküler düzeyde etkileşebilmeleridir. Doğada birkaç çeşit kil minerali bulunur. En yaygın olanları kaolinit, illit ve montmorillonittir. Şişme, suyun taneler arasına ve içine girdiği zaman tanelerin birbirlerinden uzaklaşmasına neden olmaktadır. Tam tersi duruma ise büzülme denmektedir (Şekil 1). Bu iki mekanizma genellikle şişme-büzülme olarak birlikte anılmaktadır. Bu kil minerallerinden montmorilionit, en çok su tutma kapasitesine sahip olan türdür. Şişme yönünden en sorunlu zeminler ise yüksek montmorilionit içeren zeminlerdir. Bu mekanizmanın en önemli özelliği suyunu kaybeden kilin tanelerinin birbirine yaklaşmasıdır. Tıpkı kurulan bir yay gibi büzülen zemin, suyla karşılaştığında suya ilgisiyle(affinity) orantılı olarak hızla taneleri arasına su alarak hızla şişecektir. Dolayısıyla kilin suya ilgisi, oluşacak olan şişme basıncının o derece yüksek olmasına neden olacaktır.



Şekil 1. (A)Şişen Bir Kilin Başlangıç Görünümü, (B) Az Bir Miktar Su Eklendikten Sonra, (C) 48 saat sonrası (www.usinspect.com)

## 2.2. Deneyler ve Sınıflandırma:

Zeminin şişme potansiyelini belirlemek için en yaygın kullanılan ve oranla daha çok yapılan deneyler aşağıdaki gibi sıralanabilir. Zeminin şişme özelliği doğrudan ölçülerek belirlenebilen bir özellik değildir. Daha ziyade, zeminin şişme özelliğinin belli açılardan irdelendiği deney verilerinin, saha gözlemleri ve tecrübe ile ortak değerlendirilmesi sonucu belirlenen bir olgudur.

Aşağıdaki çizelge fikir vermesi amacıyla farklı yazarların ortaya koyduğu değerlendirme kriterlerini içermektedir.

- **Niteliksel Deneyler:** Doğrudan rakamsal verilerden, zeminin şişme özelliğinin yüksek, düşük gibi ifadelerle ampirik bağıntılar ve gözlemlere dayalı olarak sınıflandırılabilirdiği deneylerdir.
  - *Zemin Sınıflandırma Deneyleri:* Atterberg limitleri, kolloid oranı, kil yüzdesi, birim hacim ağırlıkları, başlangıç su içeriği vb indeks deney verileri zeminlerin şişme özelliklerinin belirlenmesine yardımcı verilerdir.
- **Niceliksel Deneyler:** Deneyin şişme potansiyelinin yüzde veya basınç gibi niceliksel verilerle ifade edilebildiği deneylerdir.
  - *Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR):* 152cm çapındaki CBR deney silindirisinin içine farklı su içeriğinde ve sıklıkta yerleştirilen numunelerin belirli bir sürşarj yükü altında 4 gün su içerisinde bırakılan zeminin, sonrasında arazide maruz kalacağı sürşarj yükü altında yaptığı şişme incelenir. Ve ilk ve son hacmi arasındaki değişim % olarak ifade edilir.
  - *Serbest Şişme:* Belirli miktardaki zeminin su dolu ölçekli bir kap içerisine konarak hacimsel değişiminin gözlemlendiği bir deneydir. Hacimdeki değişimin ilk hacme oranının yüzde olarak ifadesidir.

- *Potansiyel Hacim Değişirme Deneyi (PVC)*: Yoğrulmuş zemin numunesi modifiye proktor sıklığında ödometre halkasına yerleştirilir. Sonrasında ıslatılan zeminin halkaya doğru şişmesine izin verilir. Halkada oluşan gerilme şişme indisi olarak belirlenmektedir.
- *Doğrusal Genişleyebilirlik Katsayısı (COLE) Deneyi*: Bir büzülme deneyidir. Örselenmemiş numune, nem alış verişine izin verecek şekilde kaplanır ancak su almasına izin verilmez. Daha sonra 1/3 barlık (33kPa) kapiler gerilme altında ağırlık ve hacmi belirlenerek, fırında kurutulmuş numunenin ağırlık ve hacmiyle karşılaştırılır. ( $COLE = \Delta L / L_d = [(V_d / V_m)^{0,33}] - 1$ )

**Çizelge 1. Şişme Potansiyelinin Tanımlanması için Bazı Kriterlerin Özeti (DAS 1994)**

Referans	Kriter	Yorumlar
<b>Holtz (1959)</b>	CC>28, PI>35 ve SL<11 (çok yüksek) 20≤CC≤31, 25≤PI≤41 ve 7≤SL≤12 (yüksek) 13≤CC≤23, 15≤PI≤28 ve 10≤SL≤16 (orta) CC≤15, PI≤18 ve 15≤SL (düşük)	CC, PI ve SL'ye dayalı
<b>Altmeyer (1955)</b>	LS>5, SL>12 ve PS<5 (kritik değil) 5≤LS≤8, 10≤SL≤12 ve 0,5≤PS≤1,5 (sınırdaki) LS>8, SL<10 ve PS>1,5 (kritik)	LS, SL ve PS'ye dayalı Yoğrulmuş numune (p <sub>d,max</sub> ve w <sub>opt</sub> ) 6,9kPa sürşarj altında doymuş hale getirilmiştir.
<b>Raman (1967)</b>	PI>32 ve SI<40 (çok yüksek) 23≤PI≤32 ve 30≤SI≤40 (yüksek) 12≤PI≤23 ve 15≤SI≤30 (orta) PI<12 ve SI<15 (düşük)	PI ve SI'ya dayalı
<b>Sowers and Sowers (1970)</b>	SL<10 ve PI>30 (yüksek) 10≤SI≤12 ve 15≤PI≤30 (orta) SL>12 ve PI<15 (düşük)	Doğal zeminin doğal su içeriği LI'nin 0,25'i olduğunda az bir şişme olacaktır.
<b>Uniform Building Code, 1968</b>	EI>130 (çok yüksek) 91≤EI≤130 (yüksek) 51≤EI≤90 (orta) 21≤EI≤50 (düşük) 0≤EI≤20 (çok düşük)	%50'ye yakın doymuşluk derecesine ve 6,9kPa sürşarj yüküne sahip sıkıştırılmış numunede yapılan ödometre deneyine dayanır.
<b>Snethen (1984)</b>	LL>60, PI>35, τ <sub>nat</sub> >4 ve SP>1,5 (yüksek) 30≤LL≤60, 25≤PI≤35, 1,5≤τ <sub>nat</sub> ≤4 ve 0,5≤SP≤1,5 (orta) LL<30, PI<25, τ <sub>nat</sub> <1,5 ve SP<0,5 (düşük)	Saha koşullarını temsil etmekte olan PS, τ <sub>nat</sub> olmaksızın kullanılabilir ancak sonucun doğruluğu azalır.
<b>Chen (1988)</b>	PI≥35 (çok yüksek) 20≤PI≤55 (yüksek) 10≤PI≤35 (orta) 15≤PI (düşük)	PI'ne dayalı
<b>Vijayvergia and Ghazzaly (1973)</b>	logSP=(1/12)(0,44LL- w <sub>o</sub> + 5,5)	Ampirik denklem
<b>Nayak and Christensen (1974)</b>	SP=(0,00229PI)(1,45c)/w <sub>o</sub> +6,38	Ampirik denklem
<b>Weston (1980)</b>	SP=0,00411(LL <sub>w</sub> ) <sup>4,17</sup> q <sup>-3,86</sup> w <sub>o</sub> <sup>-2,33</sup>	Ampirik denklem
<b>Not:</b>		
c : kil (%)	q : Sürşarj	
CC : koloid içeriği (%)	SI : Rötire indisi (%)	
EI : Şişme indisi = 100 x şişme yüzdesi x -No4%	SL : Rötire limiti (%)	
LI : Likidite indisi (%)	SP : Şişme potansiyeli (%)	
LL : Likit limit (%)	w <sub>o</sub> : Doğal ne içeriği	
LL <sub>w</sub> : ağırlıklı likit limit (%)	w <sub>opt</sub> : Optimum su içeriği (%)	
LS : Doğrusal büzülme (%)	τ <sub>nat</sub> : Zeminin doğal emmesi (tsf)	
PI : Plastisite indisi (%)	p <sub>d,max</sub> : Maks. kuru yoğrulmuşluk	
PS : Olası şişme (%)		



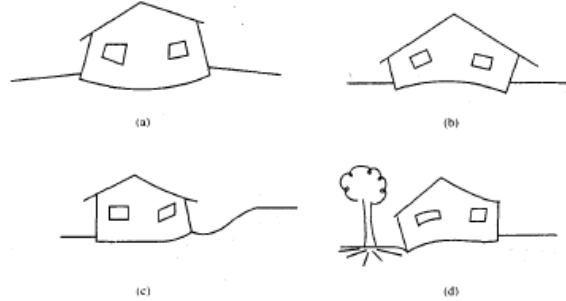
**Çizelge 2.** PVC ve COLE Deneyi Sonuçlarına Bağlı Şişme-Büzülme Potansiyeli Sınıflandırması (Demir ve Kılıç 2010)

Şişme Basıncı (kPa) PVC deneyi	COLE	Şişme – Büzülme Potansiyeli
<81	<0,03	Düşük
81-153	0,03-0,06	Orta
153-225	0,06-0,09	Yüksek
>225	≥0,09	Çok Yüksek

### 3. İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ VE TASARIM ESASLARI

#### 3.1. Kabaran zeminin neden olduğu hasar tipleri:

Zemin kabarması birçok değişkene bağlı olduğundan kabarma nedenli oluşan hasarların kesin bir şekli yoktur. Mesela kurak bir iklimde bulunan kuru bir şişen zemin, ilk suyla temas ettiğinde suyla temas halinde bulunduğu bölgeye de bağlı olarak dışbükey bir şekilde hızla kabarmaktadır. Bu durum da su kaynağının yerini ve zemine nasıl ulaştığını önemli kılmaktadır. Örneğin şiddetli bir yağış zeminin tamamının kabarmasına neden olurken, çatlak bir su borusundan sızan su sadece belli bir bölgenin kabarmasına neden olacaktır. Nemli bir iklimde bulunan şişebilen zeminin herhangi bir sebeple kurumması ise çökme nedenli hasarlara neden olabilecektir (Şekil 2).



**Şekil 2.** Zemin Kabarmalarının Neden Olduğu Hasar Tipleri. (A) Kenarın Fazla Kabarması, (B) Ortanın Fazla Kabarması, (C) Drenaj Problemlerinin Neden Olduğu Kısmi Islanma Nedenli Kabarma, (D) Ağaç Köklerinin (Su Emerek) Neden Olduğu Kabarma. (Coduto, 2001)

#### 3.2. Alınabilecek Tedbirler:

*Yüzey Drenajı:* Suyu yapının oturduğu zeminden uzak tutmak için alınan bir tedbirdir. Bu başlık kapsamında yapı etrafındaki arazinin yapıdan uzağa doğru meyillendirilmesi düşünülebilir. Çıplak alanlar en az %2; bitkilendirilmiş alanlar ise en az %5 eğime sahip olmalıdır. Bunun yanı sıra suyu uzaklaştırmak için oluk sistemleri kurulabilir.

*Bodrum ve Temel Altı Dolguları:* Seçilecek dolgunun şişebilen malzemeden olmamasına dikkat edilmelidir.

*Yapı Çevresindeki Bitkiler:* Eğer yapınız şişebilen bir zemin üzerinde oturuyorsa, yapınıza yakın bölgelerde bitki ve ağaç yetiştirmemeye özen göstermeniz gerekecektir. Şayet fazla sulanan çimlerden ötürü kabarma sorunlarının görülebildiği bilinmektedir. Bunun yanı sıra yapıya yakın bulunan ağaçların kökleri, ulaştığı yerlerdeki suyu kurutarak zeminin çökmesine neden olabilmektedir.

*Yer altı Hatları:* Su, kanalizasyon hatları gibi yer altı hatları farklı şişen killerin etkisiyle hasar görebilmektedir. Sonraki aşamada bu hatlardan sızan su zeminin daha çok şişmesine neden olabilmektedir. Tedbir olarak, esnek boru malzemeleri kullanılması, kayma gerilmesi oluşmayacak şekilde boruların yerleştirilmesi, üst yapıdaki hareketin azaltılması sayılabilir.

### **3.3. Önleyici Tasarım Esasları:**

*Şişen Zemin Tabakasının Kaldırılması:* Yapının üzerine oturduğu şişebilen zemin tabakasının dar olması durumlarında kullanılabilir. Şişme potansiyeli olan zemin tabakası kaldırılarak yerine nitelikli dolgu yapılması uygulamasıdır. Kaldırılacak tabaka kalınlığı seçiminde aktif zon derinliği (Su içeriğinin dalgalanmalar gösterdiği zemin katmanı. Şişme – büzülme mekanizması için olumsuz etkiye sahiptir) önemli bir etkidir.

*Kireçle Stabilizasyon:* Kireç, kil ile karışığında kimyasal reaksiyon girerek, zeminin şişme potansiyelini azaltır, kayma dayanımını artırır ve su muhtevasını azaltır.

*Ön İslatma:* Bu uygulamadaki temel amaç, zeminin suyla kontrollü olarak doyurularak şişme potansiyelini azaltmaktır. Ancak zemini ıslatmak yeterli gelmeyecektir. Aynı zamanda zeminin nem içeriğinin dalgalanmasını da önlemek gerekecektir. Yahut nem içeriğindeki dalgalanmaların düşük olacağına emin olmak gerekmektedir.

*Nem Bariyerleri:* Nem bariyerlerinin kullanımındaki amaç da zemindeki nem dalgalanmalarını azaltmaktır. Suyun geçişini engelleyen bu membranlar ister yatay ister düşey amaca uygun şekilde istenildiği gibi kullanılabilir.

*Sıkıştırma (Kompaksiyon):* Şişebilen zemin, optimum nem içeriği sınırında daha düşük birim hacim ağırlıklara sıkıştırıldığında daha düşük kabarma potansiyeline sahip olacaktırlar.

*Şişen Kil Tabakasını Geçme:* Bu uygulamadaki temel amaç, yapı yükünü aktif zonun altında kalan ya da şişmeyen zemin tabakalarına iletmektir. Bu yöntem, şişebilen zemin tabakasının nispeten ince ve altında şişmeyen zemin olduğu durumlarda daha etkilidir.

- *Derinleştirilen Temeller:* Hafif şişen zeminler üzerine yapı inşa edilirken, yapının zemin yüzeyinden 0,5m kadar aşağı indirilebilir. Bu derinlik genellikle aktif zonun altında olacaktır. Şişmenin tamamen ortadan kalkması beklenmese de uygun seviyede azalacaktır. Ancak bu durum tasarım esnasında mutlaka göz önüne alınmalıdır.
- *Kazıklı Temeller:* Yüksek şişme potansiyeline sahip zeminlerde sadece temel derinliğini arttırmak yeterli olmayacaktır. Temel mantık, şişmeyen zemin tabakalarına indirilen kazıklarla yapının ankre edilmesi ve/veya yapı altında bırakılan boşluklarla yapının serbest şişmesine izin verilmesidir. Bu yöntemde dikkat edilmesi gereken husus, şişen zeminin kazıklar üzerinde yukarı yönde bir sürtünme etkisi oluşturmaktır. Bu durum iki şekilde engellenmektedir: ya kazıklar üzerinde oluşan sürtünme kuvveti hesaplanarak ona göre tasarım yapılmakta ya da

şişen zemin dâhilinde kalan kazık bölgesi kılıf içine alınarak sürtünme engellenir. Birim yukarı sürtünme aşağıdaki formülle hesaplanabilmektedir.

$$f_s = \alpha \sigma_{hs} \tan \varphi_r$$

$f_s$  : birim yukarı kaldırma kenar sürtünmesi

$\alpha$  : ampirik bir katsayı (önerilen değer, 1,3)

$\sigma_{hs}$  : yatay şişme basıncı (deney verisi)

$\varphi_r$  : kilin efektif rezidüel sürtünme açısı (önerilen değer, 5~10°)

*Yapı Hareket Toleransı:* Tasarım tedbirleriyle yapının kabarma sonucu oluşacak deformasyonlara karşı daha toleranslı olması sağlanarak yapının daha dayanıklı olması sağlanabilmektedir. Yapı bu amaçla duruma ihtiyaca göre daha esnek ya da daha rijit tasarlanabilir.

## 4. VAKA ANALİZLERİ

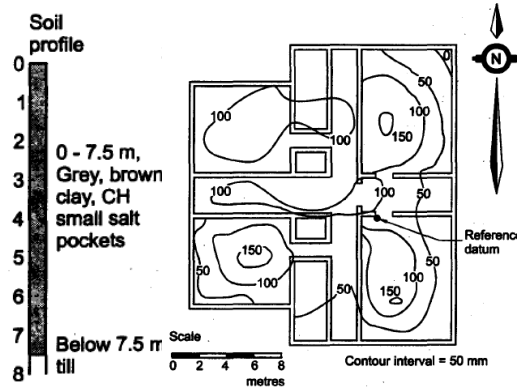
Şişme sorunu 3 adet detaylı vaka analiziyle irdelenmektedir. Bu vaka analizleri dünyanın farklı ülkelerinden derlenmiş olup şişen zeminlerin farklı tip yapılarda neden olduğu sorunlar sebep sonuç ilişkisi içerisinde alınan tedbirlerle birlikte incelenerek irdelenmiştir.

### 4.1. Saskatchewan'ın Eston Bölgesi – KANADA (Ching and Fredlund 1984)

Batı Kanada'nın büyük kısmı 'eston kili' adı verilen şişen kil depozitleriyle kaplıdır. Kuraklık ve yapılaşmanın neden olduğu çevresel değişikliklerden dolayı zemin doymun değildir. Zaman içinde, zeminin nem içeriği artarak doymunluk derecesine ulaşmış ve yapısal hasarlara neden olmuştur. Bölgenin iklimi yarı-kurak olarak sınıflandırılmaktadır. Bölge maksimum yağışı, Haziran-Temmuz aylarında ortalama 55mm kadar almaktadır. Zeminin karakteristik özellikleri aşağıdaki çizelgede özetlenmektedir.

**Çizelge 3.** Eston kilinin deney sonuçları özeti (Ching and Fredlund 1984)

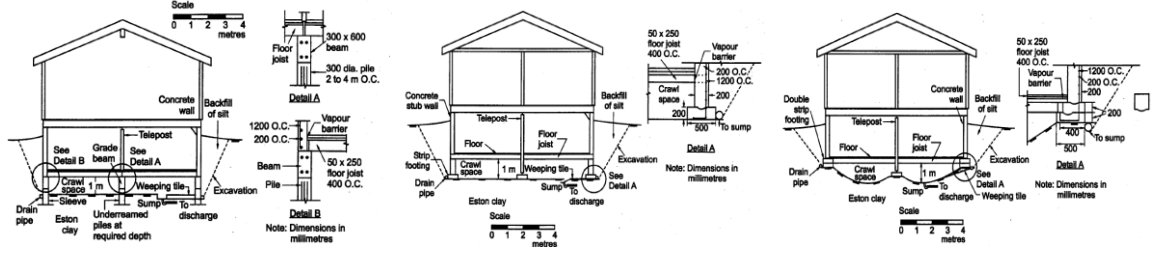
Deney	Sonuç
<b>Atterberg limitleri</b>	
LL	% 94
PL	% 31
PI	% 63
<b>Dane Çapı Dağılımı</b>	
Kum	% 2
Silt	% 8
Kil	% 90
<b>Sabit hacimli ödometre deneyi</b>	
Şişme indisi	0.19
Düzeltilmiş şişme basıncı	400-1500 kPa (ort 950kPa)
<b>Filtre kâğıdı kullanılarak emme basıncı ölçümü</b>	2000-6000 kPa



**Şekil 3.** İdealize Zemin Profili (Solda) - Eski Eston Okul Binasındaki Taban Kabarmasının Eş Yükselti Eğrileriyle Gösterimi (Sağda) (Ching And Fredlund 1984)

Yukarıdaki verilere ilaveten zemin aşırı konsolide olarak sınıflandırılmıştır. Veriler incelendiğinde zeminin şişme potansiyeli yüksek olarak tanımlanmış. Çizelge 3 'deki kriterle kıyaslayınca da varılan sonucun mantıklı olduğu görülmektedir. Ortalama şişme basıncının 950kPa ( $=95t/m^2=9,5kg/cm^2$ ) olması, çoğu zaman 2,0 kg/cm<sup>2</sup>'lik bir zemin emniyet gerilmesini makul kabul ettiğimizi göz önüne alırsak oldukça yüksek bir gerilme olduğu daha rahat anlaşılabilir. Ayrıca zemin incelemelerinde yer altı suyuna rastlanmamış olması bir diğer önemli husustur. Vaka analizinin konu aldığı yapı ise Eston eski okul binasıdır. Yapı ile ilgili bildirimlerde yapı döşemesinin inşa edildiğinden itibaren sürekli şiştiği belirtilmiştir. Bu yapının, şişen zeminler üzerine Kanada'da yürütülen bir çalışma kapsamında incelenmiş olması, döşemenin şekil 3'de de görülen ayrıntılı kabarma verilerinin sunulmuş olmasını izah etmektedir. 1960 yılında yapılan bu ölçümlerde farklı şişmenin 150mm, toplam şişmenin ise 600~800mm aralığında olduğu belirtilmiştir. Zeminin şişmesine karşı önlem olarak şişen tabakanın kaldırılması tercih edilmiş. Mevcut döşeme kaldırılmış, zeminin 300mm'lik bir kısmı kaldırılmış ve böylece zeminin serbestçe şişip büzülmesine imkân sağlanmış. Bu uygulama yapının 1969 yılında yıkılmasına kadar 2 kere tekrarlanmış.

Vaka analizi kapsamında ayrıca Kanada'da kullanılan şişen zeminlere karşı kullanılan imalat yöntemlerinden de bahsedilmiştir. Döşeme altına konan teneke kutusu, lastikler ve saman balyalarının son derece olumsuz sonuçlar verdiğini belirtmiş. Bunun yanı sıra aşağıdaki şekilde detaylarının da belirtildiği en başarılı uygulamaların kabarma boşluğu bırakılmış kazıklı ve sığ temel sistemlerinin kullanımı olduğu ve bu iki metodun maliyetinin hafif yapılar için yakın olduğu belirtilmiştir.



**Şekil 4.** Kanada’da Şişen Zemin Üzerine İnşa Edilen Hafif Yapılar İçin Temel İmalat Detayları, Derin Temel Uygulaması (Üst-Sol), Su Basman Duvarı İle İnşaat (Üst-Sağ) Ve Çift Tekil Temel İle İnşaat (Alt) (Ching And Fredlund 1984)

#### 4.2. İnemenas Bölgesi – CEZAYİR (Derriche and Iguechtal)

İmenas Bölgesi, deniz seviyesinden 561m yüksekte oldukça düz bir ovadır. Kısa yağışlı ve uzun kurak mevsimlerin hâkim olduğu; kışların soğuk ve kuru; yazların ise oldukça sıcak ve rüzgârın etkin olduğu kurak bir bölgedir. Yağış çok düşük ve yıldan yıla değişken olduğu belirtilmiştir. 1975-1984 yılları arasında ortalama yağış 29mm olarak ölçülmüş. Bölgedeki genel zemin profili 180m derinliğinde ağırlıklı olarak kırmızı renkli olmak üzere leylak, sarı, mavi ve yeşil renkli derin kil tabakalarından oluşmaktadır. Kil zemin genellikle ince bir kum tabakasının altında yahut yüzeyde, 1m’ye kadar varabilen derin çatlaklı kuru bir yapıya sahiptir. Zeminin karakteristik özelliklerini belirlemek için yapılan deneylerin sonuçları aşağıdaki çizelgede görülmektedir (çizelge 4). Aşağıdaki verilere ilaveten kilin %80’inin yüksek plastik olduğu ve şişme potansiyelinin yüksek olduğu belirtilmiştir.

**Çizelge 4.** Kilinin Deney Sonuçları Özeti (Derriche and Iguechtal)

Deney	Sonuç
<b>Atterberg limitleri</b>	
LL	%30~85
PI	%20~60
$w_n$	%2~8
<b>Dane Çapı Dağılımı</b>	
Kum	Çok az yahut yok
Silt	Nispeten yüksek miktarda
Kil	%25~60
<b>Özgül ağırlık (<math>\rho</math>)</b>	2,75



**Şekil 5.** Şişen Zeminin Yapılarda Neden Olduğu Hasar (Solda) ve Zeminin Şişme Etkisiyle Yukarı Doğru Bükülmesi (Sağda) (Derriche and Iguechtal)

Vaka analizine konu olan yapılar ise hafif, tek katlı, stüdyo tipi yapılardır. Zemin-döşeme arasında 60cm'lik bir boşluk bırakılmıştır. Yapılar tekil temel üzerine oturmaktadır ve temel derinliği 1,5m 'dir. 1980 yılında yapılar ilk inşa edildiğinde küçük çatlaklar görülmüş. Duvar kaplamalarında görülen bu çatlakların genişliği 4-5mm değerlerinin üzerindeymiş. 1981'de birçok kanalizasyon yapısında zemin kabarmasından ötürü ciddi sızıntılar gözlemlenmiş. Aynı tarihte çatlaklar cm mertebelerine yükselirken taşıyıcı elemanlarda da çatlaklar gözlemlenmeye başlamış. 1982'de duvar kaplamalarındaki hızla oluşan çatlaklar ve yapısal elemanlarda oluşan çatlaklar düzenli olarak genişleşmiş. Ve zeminin kabarak yapıya doğru meyletmesi gözlemlenebilmektedir (Şekil 5). 1983'te 15 adet yapı boşaltılıp tecrit edilmiş. Ve son olarak 1985'te bu yapılar tamamen çökmüş. 1988'de gözlenen yapılar üzerinde yürütülen gözlem çalışmalarından rapor edilenler şöyle,

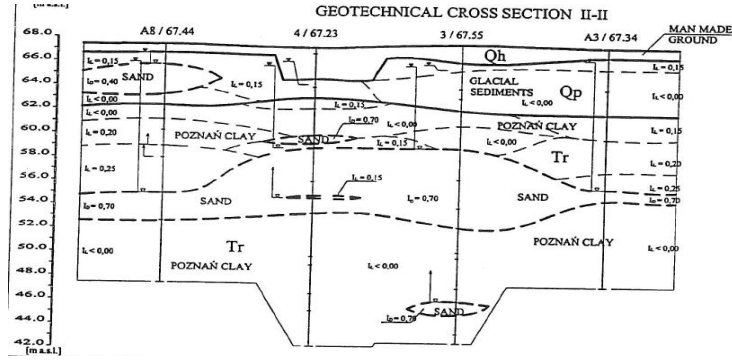
- Mevcut tüm dış duvarlarda 10cm'nin üzerinde ve birkaç düşey ve yatay çatlakla beraber çoğunlukla 45° eğimli geniş çatlaklar görülmektedir.
- Şişme boşluğu bırakmak için kullanılan tüm kolonlarda ağır çatlaklar mevcuttur. Ve bazıları tamamen parçalanmıştır.
- Zemin döşemesi kirişleri özellikle hasarlı kolonlarla bağlantılı olanlarında çatlaklar mevcuttur.
- Ayrıca boşluk oluşturmak için kullanılan betonarme elemanların betonları elle parçalanabilecek derecede kötüdür.

Yapılarda hasarların oluşmasına neden olan faktörlerden öne çıkanları ise şöyle özetlenebilir. Arazinin son derece düz olması suyun drene olmasına olanak vermemektedir. Uzun süren kuru iklim kilin büzüşerek şişme potansiyeli biriktirmesini sağlamaktadır. Kısa süren yağışlı mevsimlerde de olsa aniden ıslanan kil hızla şişerek yapılarda hasarlara neden olmuştur. Son olarak zeminin tuzlu yapısı zeminle temas halinde olan betonarme yapıları olumsuz etkileyerek dayanımının düşmesine neden olmuştur.

#### **4.5. Wielkopolska Bölgesi – POLONYA (Wojtasik and Troc, 2001)**

Vakaya konu olan yapının inşa edildiği arazi, Warta Nehri'nin 500m kadar yakınındadır. Aylık yağış değerleri 25~55mm aralığında değişmektedir. Bölgede karasal iklim hâkimdir. Bölgede şişme potansiyeli yüksek olan ve adını bölgeden alan 'Poznan Kili' oldukça

yaygındır. Bu kil türünün şişme potansiyeli %25~45; şişme basıncı ise 60~120kPa mertebelerindedir.



Şekil 6. Yapının İnşa Edildiği Zeminin İdealize Profili. (Wojtasik and Troc, 2001)

Yapının inşa edildiği zeminin kesiti şekil 6'da görülmektedir. Kesitin karmaşıklığı ve düzensiz tabakalanması oldukça zorlu koşullar sunmaktadır. Yapılan incelemelerde yer altı su seviyesinin 1,2~3,9m seviyelerinde olduğu belirlenmiştir. Zeminin diğer teknik özellikleri aşağıdaki çizelgede özetlenmiştir (çizelge 5).

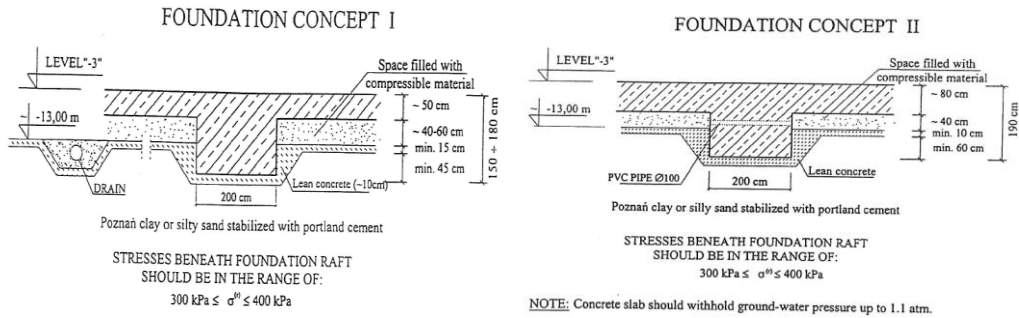
Çizelge 5. Zemin Tabakalarının Teknik Özellikleri Özeti (Wojtasik And Troc, 2001)

Tabaka	Zemin Tipi	Zemin Durumu		Kohezyon $c_u$ (kPa)	İçsel Sürtünme Açısı $\phi$ (°)	Ödometrik Parametreler	
		Yoğunluk İndisi $I_D$	Likidite İndisi $I_L$			Birincil Sıkışma İndisi $M_o$ (kPa)	Sıkışma İndisi $M$ (kPa)
<b>1. Tabaka</b>		Yapay Dolgu					
<b>2. Tabaka</b>	Kumlu Kil	-	0,30	35	20	35000	38800
	Killi Ku	-	0,15	42	22	55000	61000
	Kumlu Kil	-	<0,0	50	25	80000	88000
	Kumlu Kil ile Silt	-	<0,0	50	25	80000	88000
	İnce Kum	0,4	-	-	30	55000	68700
	Kil + Kumlu Kil	-	0,15	52	11	27500	34350
	Kil + Kumlu Kil	-	<0,0	60	13	40000	50000
	İnce Kum	0,7	-	-	31,5	87000	108700
	Kumlu Silt, Silt	-	0,15	35	19	44000	58600
	Kumlu Kil + Kum	-	0,25	30	17	34000	45300
<b>3. Tabaka</b>	Killi Silt	-	<0,0	32	18	36000	48000
	Killi Silt	-	<0,0	40	22	65000	86600
	Kumlu Kil ile Silt, Killi Silt	-	0,10	36	20	47500	63300
	Kumlu Kil ile Silt	-	<0,0	40	22	65000	86600
	Kil	-	0,15	53	11	27500	34350
	Kil	-	<0,0	60	13	40000	50000
	Kil	-	<<0,0	60	13	40000	50000
	Kil	-	<<0,0	60	13	40000	50000

Yapı, 11 katlı betonarme çerçevesi ve 3 kat bodruma sahip ve 4500m<sup>2</sup> lik bir alana oturmaktadır. Yapının temel derinliği 13m. Bodrum duvarları için diyafram slurry duvarı uygulanmıştır. Alt yapı inşa kademeleri aşağıdaki gibidir:

- Diyafram slurry duvarı inşası (19m)
- Su seviyesinin ve zeminin ilk 6m'sinin düşürülmesi.
- -6m seviyesinde daha ileri çalışmalar için boşluklar içeren 80cmlik betonarme strat (destek) plaklarının inşası
- Yer altı suyunun ve kazının -13m seviyesine kadar düşürülmesi
- Betonarme iksa duvarlarına ankre edilmiş iki yönlü kiriş ve döşemeden oluşan radyenin inşası

Bodrumun hidrolik iletkenliği düşük olan ( $k=3,66 \times 10^{-6} \sim 27 \times 10^{-6} \text{m/s}$ ) iletkenliğe sahip kil içerisine soketlenmiş olması sızdırmazlık açısından düşünülmüş yapılmıştır. Ancak hem kesitin karmaşıklığı hem de kilin şişebilir olması durumu zora sokmaktadır. Nitekim inşaat sırasında kazı içi ve dışına yerleştirilen piyezometrelerden elde edilen veriler, kazı sahası içine doğru bir akış olduğunu gösterdiği belirtilmektedir. İlk akla gelen şey sızdırmazlık amaçlı yapılan diyafram duvarın görevini tam yapmamasıdır. Ancak diğer bir ihtimal ise zeminin karmaşıklığı dolayısıyla gözden kaçmış bir tabaka yahut süreksizlik boyunca sızması da söz konusu olabileceği düşünülmektedir. Bu durum, temel tasarımının şişme basıncını ve saptanan maksimum hidrostatik basıncı ( $1,1 \text{ atm} = 1,14 \text{ kg/cm}^2$ ) hesaba katacak şekilde modifiye edilmesi zorunluluğunu ortaya çıkarmaktadır. Şekil 7'de temel tasarımının ilk ve son hali görülmektedir. Görüldüğü üzere şişme basıncına karşı radye temelin kesit boyutları arttırılmış ve boşluk suyu basıncı için ilave drenaj önlemleri alınmıştır. Ve yapının yerin altında kalan kısımları tamamlanana kadar suyun radye altından pompalanarak uzaklaştırılması için ilave önlemler alınmıştır.



Şekil 7. Radye temelin sızma sorunu öncesi(solda) ve sonrası (sağda) kesitleri.

## 5. SONUÇ

Vaka analizlerini de göz önüne aldığımızda şişen zeminlerin tüm dünyada karşılaşılan bir geoteknik sorun olduğu ortadadır. Ve doğru analiz edildiğinde kaçınılabilecek bir sorun olduğu da ortadadır. Şişen zeminlerle ilgili öne çıkan bir diğer önemli konu ise, birincil hedefinin hafif ve sığ temelli yapılar olduğunu söylenebilir. Neden olduğu sorunların maddi



düzeide olması da şişen zeminler sorununun bir başka boyutudur. Bu durum şişen zeminler sorununun diğere geoteknik problemler kadar çok ön plana çıkmamasına neden olmaktadır. Fakat yapımızın ağır olması ya da çok derine oturuyor olması asla şişen zeminlerle ilgili sorun yaşamayacağımız anlamına gelmemektedir. *Wielkopolska Bölgesi*'nde inşa edilen 11 katlı yapının konu edildiğı vaka analizi de bu ifadeyi doğru kılmaktadır. Doğru tasarım yöntemi ve tedbirlerin kullanılabilmesi konusu da sorunun doğru tanımlanması gerekliliğini ortaya koymaktadır. Doğru teşhis ise deney yöntemlerinin doğru bilinmesi ve daha önemlisi gözlem ve deneyimlere dayanmaktadır. Bu husus da sorunu bir kademe daha zorlaştırmaktadır. Son söz olarak, şişen zeminlerin tespiti ve ıslahı konusuna daha çok önem verilmeli ve bu konudaki tecrübeler paylaşılarak daha bilinçli yaklaşım sergilenebilmesi sağlanmalıdır.

## **KAYNAKLAR**

- Ching, R.K.H. and Fredlund, D.G. (1984) "A Smaal Saskatchewan Town Copes With Swelling Clay Problems" 5th International Conference on Expansive Soils, Edelaide, South Australia, 21-23 May. pp. 306-310, 1984.
- Coduto, D.P. (2001), "Foundation Design Principle and Practices 2nd Ed." Prentice-Hall, New Jersey, USA
- Das, B.M, (1994) "Principals of Foundation Engineering 3rd Ed." PWS Publishing Company
- Demir, S. ve Kılıç, M (2010), "Şişen Zeminlerin Tanımlanması ve Zemin İyileştirme Yöntemleri" GOÜ Ziraat Fakültesi Dergisi, 2010, 27(1), 95-104
- Derriche, Z. and Iguechtal L. "Damage Due To Swelling Soils In The Region Of Inamenas: Algeria" ([http://lib.hpu.edu.cn/comp\\_meeting/.../PAPERS/ES/ES0582.PDF](http://lib.hpu.edu.cn/comp_meeting/.../PAPERS/ES/ES0582.PDF))
- Wojtasik, A. and Troc,M., (2001) "Case Study of a Deep Raf Foundation in Expansive Clay" 5th International Conference on Deep Foundation Practice incorporating Piletalk: 4-6 April 2001, Singapore

# SİLTİLİ ARAZİLERDE KONSOLİDASYON KARAKTERLERİNİN CPT PENETRASYON DİRENCİNE ETKİSİ

## EFFECTS OF CONSOLIDATION CHARACTERISTICS ON CPT PENETRATION RESISTANCE IN SILTY SOIL SITES

Nurhan ECEMİŞ<sup>1</sup>

### ABSTRACT

It has been observed that sands and silty sand mixtures show similar stress-strain characteristics at the same equivalent void ratio. Even if both soils compared at the same equivalent void ratio, hydraulic conductivity and coefficient of consolidation values are significantly different due to their different silt content. This has significant implications on the measured cone penetration resistance. Eventhough sands and silty sands have the same equivalent void ratio their penetration resistance is expected to be different due to their different hydraulic conductivity and coefficient of consolidation. In this study series of field tests conducted at silty sand sites to find the effects of coefficient characteristics on cone penetration resistance. At many different non and low plastic silty sites in Izmir piezocone penetration tests, dissipation tests and permeability tests have conducted. As a result, a correlation between normalized cone penetration resistance and equivalent void ratio is presented for many different normalized cone penetration ratio  $T(=vd/c_h)$ .

**Keywords:** Piezocone Penetration Test, Cone Penetration Resistance, Coefficient Of Consolidation, Dissipation Test, Silty Sand

### ÖZET (14 PUNTO)

Kum ve kum-silt karışımları aynı eşdeğer daneler arası boşluk oranı ile karşılaştırıldığında benzer gerilme-birim deformasyon karakterlerine sahip olduğu gözlemlenmiştir. Ancak aynı eşdeğer daneler arası boşluk oranında karşılaştırılırsalar dahi kum ve kum-silt karışımlarının hidrolik iletkenlik ve konsolidasyon katsayısı değerleri silt muhtevsındaki farklılıklardan dolayı aynı değildir. Bunun koni penetrasyon direnci üzerinde çok önemli etkileri vardır. Tıpatıp aynı eşdeğer daneler arası boşluk oranında ancak farklı geçirimsizlik ve konsolidasyon katsayısı olan iki zeminin penetrasyon direncinin farklı olması beklenir. Bu çalışma ile konsolidasyon karakterlerinin koni penetrasyon direncine etkisini anlayabilmek için siltli kum zeminlerde bir seri arazi çalışması yapılmıştır. İzmir’de farklı derinliklerde plastik olmayan ve düşük plastisiteli siltli kumlarda piezokonik penetrasyon deneyi (CPTu), sönmülleme ve geçirimsizlik deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bunun sonucunda normalleştirilmiş penetrasyon direnci ile eşdeğer daneler arası boşluk oranı

<sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr., İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, nurhanecemis@iyte.edu.tr

arasındaki değişim farklı normalleştirilmiş penetrasyon oranı,  $T(=vd/c_h)$  değerleri için elde edilmiştir.

**Anahter Kelimeler:** Piyezokonik Penetrasyon Deneyi, Koni Penetrasyon Direnci, Konsolidasyon Katsayısı, Sönümlenme Deneyi, Siltli Kum

## 1. GİRİŞ

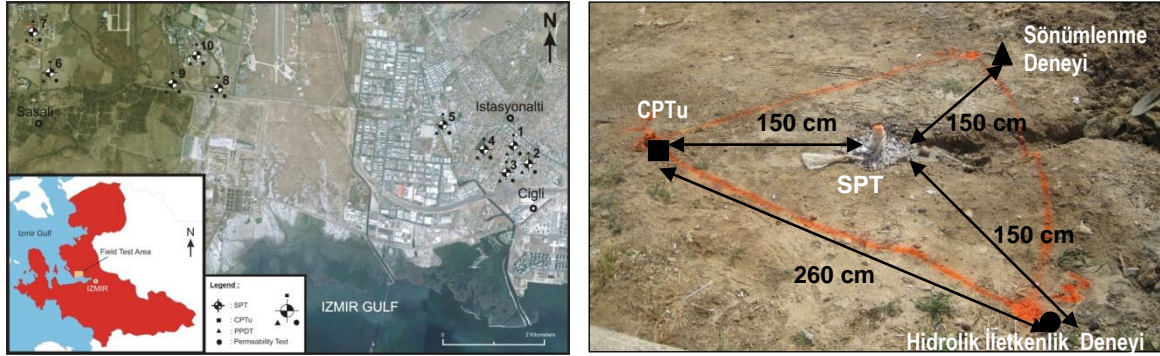
Sıvılaşıma potansiyelinin belirlenmesinde koni penetrasyon deneyinin (CPT) tercih edilen bir arazi deneyi olmasının temel nedeni bu deneyler ile derinlik boyunca veri elde edilebilmesi, hızlı, tekrar edilebilir ve az maliyetli olmasıdır (Lunne vd., 1997). Buna rağmen kumlu ve siltli kumlarda koni penetrasyon direnci ile sıvılaşıma direnci arasındaki bağıntı tam olarak anlaşılmış değildir. Roberson ve Wride'ın 1998'de geliştirdiği CPT'ye dayalı sıvılaşıma taraması metodu bugün kullanılan ve kabul edilen en son yöntemdir. Bu metod normalleştirilmiş penetrasyon direnci ( $q_{c1N}$ ) ile depremler tarafından teşvik edilmiş çevrimli gerilme oranı ( $CSR=\tau/\sigma_{vo}'$ ) arasında belgelenmiş eğrilerden oluşmaktadır. Bu eğriler temiz kumların sıvılaşıma direnci üzerine yapılan kapsamlı laboratuvar çalışmaları (dinamik kesme, dinamik üç eksenli ve dinamik burulmalı kesme) ve son depremlerde gözlenen arazi performansları değerlendirmelerine dayanmaktadır (NCEER, 1997). Zemin davranış tipi indeksinden ( $I_c$ ) yola çıkılarak farklı silt muhtevası içeren zeminler için CPT'ye dayalı eşdeğer CRR- $q_{c1N}$  eğrileri oluşturulmuştur ve bu eğriler  $I_c=1.64$  ( $FC\leq\%5$ ),  $I_c =2.07$  ( $FC=\%15$ ) ve  $I_c =2.59$  ( $FC=\%35$ ) olarak belirlenmiştir. Aynı penetrasyon direncindeki iki ayrı siltli kumda, silt muhtevası fazla olan zemin daha yüksek sıvılaşıma direnci göstermektedir. Bu eğrilerin farklı zemin tipleri için başarıyla uygulanması, gözlemlenen olayı anlamaya ve olası değişikliklerin yapılmasıyla ancak mümkün olabilir. Dolayısıyla düşük plastisiteli siltlerin koni penetrasyon direncine etkisinin anlaşılmasına ihtiyaç vardır.

CPT konisi suya doygun temiz kuma veya siltli kuma penetre edildiğinde, koni ucu etrafındaki zeminde yüklere ve kayma direncine sebep olur. Koni ucu etrafında oluşan kayma direnci ve boşluk suyu basıncı fazlasıyla değişkendir. Penetrasyon hızı ( $v$ ), penetre edilen cismin çapı ( $d$ ), gerilme-deformasyon ( $\sigma-\epsilon$ ) ve konsolidasyon karakterlerine ( $c_h$ ) bağlı olarak koni ucu etrafındaki zeminde farklı derecede kısmi boşluk suyu basıncı sönümlenmesi ve konsolidasyon oluşabilir. Bundan ötürü, tıpatıp aynı gerilme-deformasyon karakterlerine sahip ancak farklı boşluk suyu basıncı sönümlenmesinden dolayısıyla farklı geçirimsizlik ve konsolidasyon katsayısına sahip olan iki zeminin penetrasyon direncinin farklı olması beklenir. Eğer kum ve siltli kumda gerilme-deformasyon karakterleri aynı ve penetrasyon oranı yeteri kadar hızlı ise (bu penetrasyonun tamamen drenajlı olması demektir) veya yeteri kadar yavaş ise (bu penetrasyonun tamamen drenajsız olması demektir) penetrasyon direncinin bu iki zeminde birebir aynı olması beklenir. Ancak, gerçekte gerilme-deformasyon karakterleri ve penetrasyon hızı aynı olsa dahi, konsolidasyon katsayısındaki çok büyük farklılıklardan dolayı sonda etrafındaki zeminde drenaj derecesi aynı değildir. Dolayısıyla penetrasyon direnci de farklıdır. Bu çalışma ile İzmir körfezi kıyılarında düşük plastisiteli siltli zemine sahip birçok arazide piezokonik penetrasyon deneyleri (CPTu), hidrolik iletkenlik deneyleri ve boşluk suyu basıncı sönümlenmesi deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu deney sonuçları ile kısmi drenajdan drenajsız duruma geçiş, boyutsuz bir parametre olan normalleştirilmiş penetrasyon oranına ( $T=vd/c_h$ ) bağlı olarak bulunmuş ve konsolidasyon katsayısının koni penetrasyon direncine etkisine bakılmıştır.

## 2. ARAZİ DENEYLERİ

İzmir körfezi kuzey kıyıları içerisinde 1984-2006 yılları arasında yapılan geoteknik çalışmalarda toplam 461 sondaj verisi toplanmış ve İzmir körfezi kuzey kıyılarının zemin özellikleri belirlenmiştir (Eskişar 2008). Bu çalışmalardan ve bilgi birikiminden faydalanılarak İzmir körfezi kuzey kıyılarında farklı oranlarda silt muhtevası içerdiği düşünülen 10 ayrı nokta tespit edilmiştir. Bu noktalarda ilk olarak her 1.5m’de bir yaklaşık 15m derinliğe kadar standard penetrasyon deneyleri (SPT) gerçekleştirilmiştir. Şekil 1’de sondaj yapılmış noktaların konumunu gösteren harita verilmiştir. SPT kaşığındaki örselenmiş numuneler ve SPT deneylerinin yapılmadığı derinlikler boyunca alınan karotlar laboratuvarında fiziksel özelliklerinin belirlenmesi için toplanmıştır.

SPT deneylerinin ve sondajların yapıldığı noktaların yaklaşık 1.5m çevresinde yaklaşık 15m derinliğe kadar sadece düşük plastisiteli zeminlerde durularak (1) Piyezokonik penetrasyon (CPTu), (2) boşluk suyu basıncı sönümlenmesi ve (3) hidrolik iletkenlik deneyleri gerçekleştirilmiştir. Şekil 1’de deneylerin konumunu gösteren harita verilmiştir. Deneylerin yapıldığı noktalarda yer altı su seviyesi zemin yüzeyine çok yakın, yaklaşık 1.0m ile 3.5m arasında değişmektedir.



**Şekil 1.** İzmir Körfezi Kuzey Kıyılarındaki Arazi Deneyleri (SPT, CPTu, Sönümlenme ve Hidrolik İletkenlik Deneyleri)

**CPTu:** Kesit alanı  $10\text{cm}^2$  (koni çap=35.7mm) ve uç açısı  $60^\circ$  olan koni  $v=2\text{cm/sec}$  (ASTM) hız ile penetre edildikçe boşluk suyu basıncı ( $u$ ), koni penetrasyon direnci ( $q_c$ ) ve sürtünme direnci ( $f_s$ ) değerleri derinlik boyunca ölçülmüştür. Boşluk suyu basıncı ölçmek için kullanılan filtre koninin hemen arkasında sürtünme gömleğinin altına yerleştirilmiştir. Şekil 2’de verilen logda tek bir kuyudan ( $N_o=6$ ) derinlik boyunca elde edilen  $q_c$ ,  $f_s$  ve  $u$  değerleri kaydedilmiştir. Bu şekilde aynı zamanda Robertson (1990) ve USCS sınıflandırmaları karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

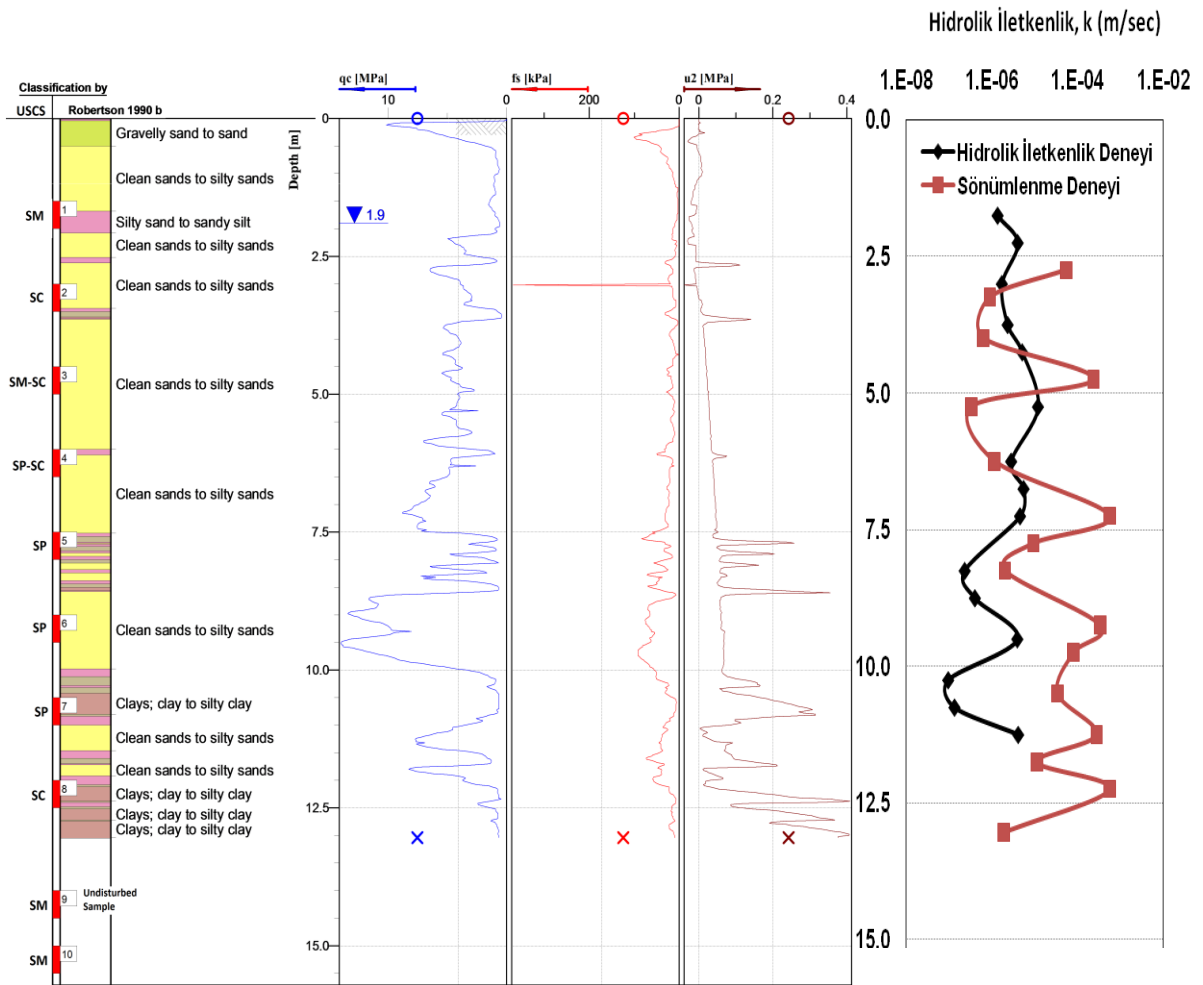
**Sönümlenme Deneyleri:** Koni yüzeyinde ölçülen boşluk suyu sönümlenmesi,  $\Delta u$ , konsolidasyon katsayısı ve hidrolik iletkenlik değerleri sönümlenme deneyleri sonucunda elde edilmiştir. Konsolidasyon katsayısı, Teh ve Houlsby (1991) ve hidrolik iletkenlik Parez ve Fauriel (1988) tarafından geliştirilmiş formüller kullanılarak belirlenmiştir:

$$c_h = \frac{T_{50} \left( \frac{d}{2} \right)^2}{t_{50}} \sqrt{I_r} \quad (1)$$

$$k = \frac{1}{(251 \cdot t_{50})^{1.25}} (cm/sec) \quad (2)$$

$I_r (=15\ln(q_T)+39)$  rijitlik indisi,  $T_{50}$ =boyutsuz zaman faktörü,  $t_{50}$ =%50 sönümlenme için gerekli zaman,  $d$ =koni çapıdır.

**Hidrolik İletkenlik Deneyleri:** Derinlik boyunca arazide doğrudan zeminin hidrolik iletkenliği belirlenmiş ve boşluk suyu sönümlenmesi deneylerinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Şekil 2’de sönümlenme ve CPTu deney sonuçları karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Derinlik boyunca hidrolik iletkenlik değişimi değerleri kısmen uyumludur. Bir sonraki kısımda farklı boşluk oranlarındaki zeminlerin hidrolik iletkenliğinin ve konsolidasyon katsayısının silt muhtevası ile değişimi verilmiştir. Burada kullanılan hidrolik iletkenlik değerleri için sönümlenme ve hidrolik iletkenlik deneylerinden elde edilen verilerin ortalaması alınmıştır.



Şekil 2. CPTu, Sönümlenme ve Hidrolik İletkenlik Test Verileri (Test No.6)

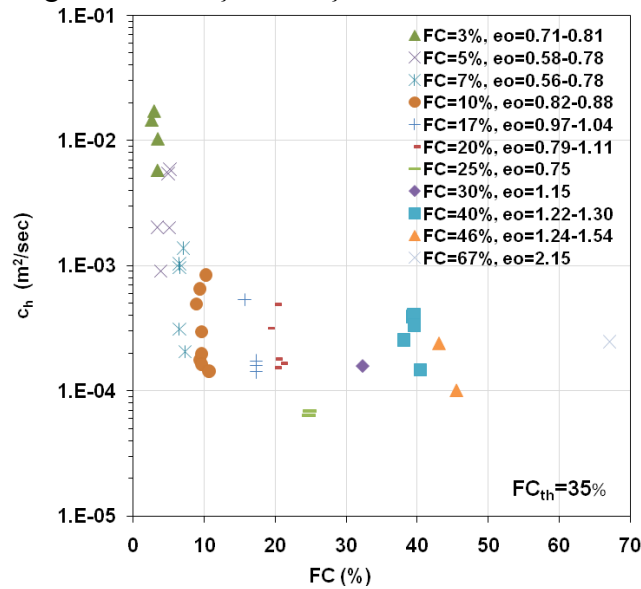
## 2. SİLT MUHTEVASININ KONSOLİDASYON KARAKTERLERİNE ETKİSİ

Farklı boşluk oranlarındaki (e) siltli kumlarda hidrolik iletkenliğinin ve konsolidasyon katsayısının silt muhtevasına bağlı olarak değişimi İzmir körfezi kuzey kıyılarında

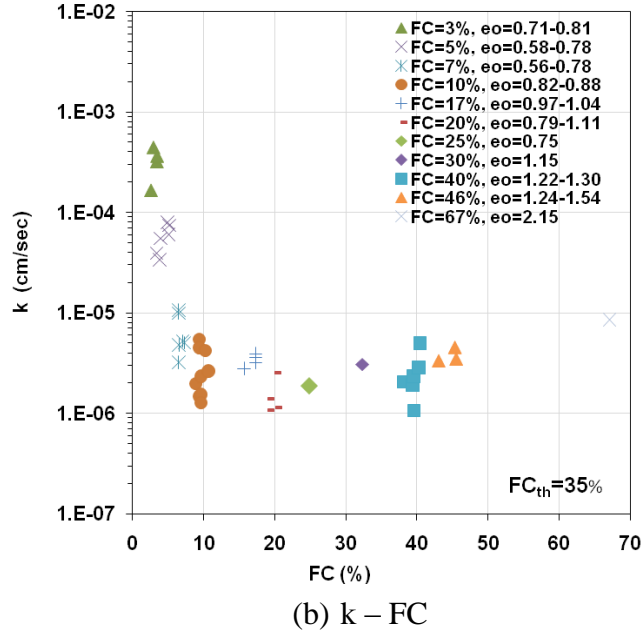
gerçekleştirilen boşluk suyu basıncı sönümlenmesi ve hidrolik iletkenlik deneyleri sonucunda elde edilmiştir. İzmir’de deneylerin yapıldığı plastik olmayan veya düşük plastisiteli siltli kumlu arazilerde silt oranı büyük oranda %50’den daha az olarak bulunmuştur. Şekil 3a-b’de verilen notasyonlarda ‘FC=10, e=0.82-0.88’ %10 silt muhtevası içeren siltli kumun boşluk oranı değişiminin 0.82-0.88 aralığında olduğunu belirtmektedir. Aynı ince dane muhtevasında konsolidasyon katsayısı değişimi ile (Şekil 3a) hidrolik iletkenlik değişimi (Şekil 3b) yaklaşık aynı oranlardadır. Bunun nedeni, zeminin sıkışabilirliğinin silt muhtevasından fazla etkilenmemesinden dolayıdır. Şekil 3a ve 3b’den beş önemli sonuç çıkartılabilir:

- (i) Eşik ince dane muhtevası ( $FC_{th}$ ) %35 olarak bulunmuştur.
- (ii) İnce dane muhtevası  $FC_{th}=\%35$ ’den daha az olan kumlu siltli zeminler aynı global boşluk oranına ve ince dane muhtevasına sahip olsalar dahi konsolidasyon katsayısında ve hidrolik iletkenlik değerlerinde çok büyük farklılıklar olduğu gözlemlenmiştir. Silt danelerinin ikincil etkisini göz önüne alarak Thevanayagam (2003) ince dane muhtevasının eşik ince dane muhtevasından az olduğu durumlar için global boşluk oranı ve ince dane muhtevasını içeren eşdeğer daneler arası boşluk oranını önermiştir:  $(e_c)_{eq}=[(e+(1-b)f_c)/(1-(1-b)f_c)]$ . Burada  $b$ =ince daneler için katkı faktörü ( $0 \leq b \leq 1$ ),  $e$ =global boşluk oranı ve  $f_c=FC/100$ ’dir. Konsolidasyon katsayısının ve hidrolik iletkenliğin eşdeğer daneler arası boşluk oranı ile bağlantılı olmadığı bulunmuştur.
- (iii) Konsolidasyon katsayısı, fazla boşluk suyu basıncının sönümlenmesi hızı için gerekli bir parametredir. %35 ince dane muhtevasına kadar sönümlenme zamanı hızlıca artmakta ve dolayısıyla hidrolik iletkenlik ve konsolidasyon katsayısı azalmaktadır.
- (iv) İnce dane muhtevası %35’e ulaştığında iri daneler arasındaki boşluklar tamamen ince daneler ile dolmuş ve konsolidasyon parametreleri en küçük değerlerine ulaşmıştır ancak iri daneler hala birbiri ile temas halindedir.
- (v) %35 ince dane muhtevasından sonra sönümlenme zamanında çok az bir azalma olmuştur ve dolayısıyla konsolidasyon parametrelerinde çok az bir artış gözlemlenmiştir. Bu artışın nedeni olarak daneler arasındaki boşluk oranının 1.22’den 2.15’e artması gösterilebilir.

Literatürde, farklı boşluk oranındaki Ottawa kum-silt karışımları üzerinde yapılan deneylerle de benzer sonuçlar elde edilmiştir (Thevanayagam vd., 2003). Hidrolik iletkenlik ve konsolidasyon katsayısının penetrasyon direnci üzerinde çok büyük etkisi olduğu bulunmuş ve diğer kısımda açıklanmıştır.



(a)  $c_h$  - FC



Şekil 3. Düşük Plastisiteli Silt Muhtevasının Konsolidasyon Karakterlerine Etkisi

### 3. KONSOLİDASYON KATSAYISININ KONİ PENETRASYON DİRENCİNE ETKİSİ

İzmir körfezi kuzey kıyılarında yapılan CPTu deneyleri sonucunda koni ucundan elde edilen normalleştirilmiş koni penetrasyon direnci,  $q_{c1N}$  ile normalleştirilmiş penetrasyon oranı,  $T(=vd/c_h)$  arasındaki bağıntı farklı  $(e_c)_{eq}$  değerleri için Şekil 4’de verilmiştir. Şekilde verilen eğrilerin her biri farklı bir eşdeğer daneler arası boşluk oranına tekabül etmektedir. Tüm CPTu deneylerinde koni hız ve çapı sabit tutulmuş ve zeminin hidrolik iletkenliği ve konsolidasyon katsayısı değiştiğinde  $T(=vd/c_h)$  değeri farklılık göstermiştir. Şekilden dört önemli sonuç çıkartılabilir:

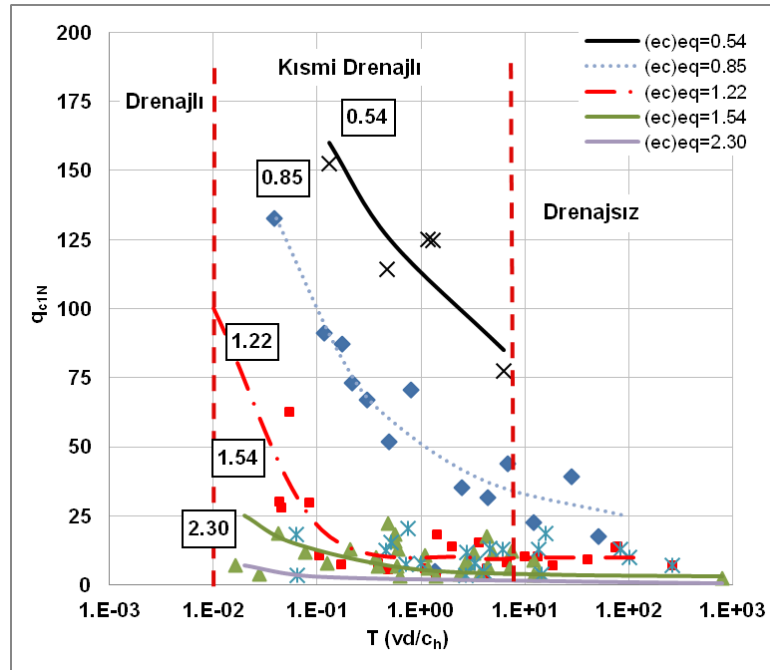
(i) Kum ve kum-silt karışımları aynı eşdeğer daneler arası boşluk oranı ile karşılaştırıldığında benzer gerilme-birim deformasyon karakterlerine sahip olduğu literatürde gözlemlenmiştir. Ancak aynı eşdeğer daneler arası boşluk oranında karşılaştırıldıklarında kum ve kum-silt karışımlarının hidrolik iletkenlik, konsolidasyon katsayısı değerleri ve dolayısıyla penetrasyon dirençleri silt muhtevastaki farklılıklardan dolayı aynı değildir. Şekilde de verildiği üzere aynı eşdeğer daneler arası boşluk oranında ancak farklı konsolidasyon katsayısındaki zeminlerin penetrasyon dirençleri farklı olmaktadır.

(ii) Aynı eşdeğer daneler arası boşluk oranında düşük konsolidasyon katsayısına sahip siltli kumlar (veya yüksek  $T$  değeri) için elde edilen  $q_{c1N}$ , yüksek konsolidasyon katsayısına sahip temiz kumlar (veya düşük  $T$  değeri) için elde edilen  $q_{c1N}$ ’dan küçük çıkmıştır. Bu farklılık zeminin ince dane muhtevası içermesinden kaynaklanmaktadır. İnce dane muhtevası siltli kumlarda penetrasyon sırasında sönmelenme zamanının artmasına, geçirimsizliğin azalmasına ve drenajsız veya kısmi drenajlı konumun oluşmasına sebep olmaktadır ve bu da siltli kumlarda koni uç direncinin yüksek geçirimsizliğe sahip temiz kumlardakinden daha düşük olmasına neden olmaktadır.



(iii) T değerinin artmasıyla (veya zemindeki konsolidasyon katsayısının azalmasıyla) koni ucu etrafındaki zeminde elde edilen  $q_{c1N}$  değeri yavaşça azalmaktadır. Her bir  $(e_c)_{eq}$  değerinde, T değerinin yaklaşık 10'dan büyük olduğu durumdan sonra koni uç direnci düşük bir değere ulaşmakta ve T'nin daha fazla artmasıyla (veya zemindeki konsolidasyon katsayısının daha fazla azalmasıyla) çok az etkilenmektedir. Bu da zeminin kısmi drenajlı durumdan drenajsız duruma geçtiğini göstermektedir. Finnie ve Randolph (1994) laboratuvar deneyleri sonucunda kısmi drenajdan drenajsız duruma geçişteki T değerini yaklaşık 30, House vd. (2001) 10 ve Ecemiş (2008) sayısal simülasyonlar sonucunda 5 ile 10 arasında olduğunu belirtmiştir. Bu çalışma sonucunda bulunan veriler de literatürdeki çalışmalarla benzerlik göstermektedir. Kısmi drenajdan drenajlı duruma geçişteki T değerini belirleyebilmek için düşük ve az plastisiteli siltli zeminlerde daha fazla arazi çalışması yapılması planlanmaktadır.

(iv) Farklı geçirimsizlik ve konsolidasyon katsayısı olan zeminlerde eşdeğer daneler arası boşluk oranının yaklaşık olarak 1.54'den daha büyük olduğu durumlarda  $q_{c1N}$  değerinde fazla bir değişim olmamıştır.



Şekil 4. T ve  $(e_c)_{eq}$ 'un  $q_{c1N}$ 'a Etkisi (Düşük Plastisiteli Siltli Kum)

#### 4. SONUÇLAR

Aynı eşdeğer daneler arası boşluk oranında karşılaştırılsalar dahi kum ve kum-silt karışımlarının hidrolik iletkenlik, konsolidasyon katsayısı değerleri ve dolayısıyla penetrasyon dirençleri silt muhtevastındaki farklılıklardan dolayı aynı değildir. Koni penetrasyon direnci konsolidasyon katsayısına bağlı olarak değişir. İzmir'de farklı derinliklerde düşük plastisiteli siltli kumlarda CPTu, boşluk suyu basıncı sönümlenmesi ve hidrolik iletkenlik deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bunun sonucunda normalleştirilmiş penetrasyon direnci ( $q_{c1N}$ ) ile eşdeğer daneler arası boşluk oranı arasındaki değişim farklı normalleştirilmiş penetrasyon oranı,  $T(=vd/c_h)$  değerleri için elde edilmiştir. Arazideki zemin farklılıklarından dolayı boyutsuz bir parametre olan T değerinde sadece



konsolidasyon katsayısı değiştirilmiş, penetrasyon hızı ve koni çapı sabit tutulmuştur. Çok dūřuk konsolidasyon katsayısında (ok yūksok T değerlerinde) siltli kum karışımında boşluk suyu basıncı sōnūmlenmesi zamanı uzundur ve bu da koni ucunda dūřuk etkin gerilmenin ve drenajsız durumun oluşmasına sebep olur. Drenajsız durumun oluşmasının asıl nedeni siltli kumlarda ince dane muhtevasının artmasıyla konsolidasyon katsayısı ve hidrolik iletkenliğin azalmasından kaynaklanmaktadır. Zeminin drenajlı durumdan kısmi drenajlı duruma geçişinin belirlenmesi için daha fazla arazi ve laboratuvar alışmasına gereksinim vardır.

## **KAYNAKLAR**

- ASTM D 5778-95, (2000), "Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils." American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA.
- Ecemis, N., (2008), "Effects of Permeability and Compressibility on Liquefaction Screening using Cone Penetration Resistance." Ph.D. Dissertation, Department of Civil Structural and Env. Eng., State University of New York at Buffalo, 282p.
- Eskiřar, T., (2008), İzmir Kōrfezi Kuzey Kıyılarının Zemin Őzelliklerinin ve Geoteknik Sorunlarının İncelenmesi, Doktora Tezi, Ege Őniversitesi, İnařat Mūhendislięi Bōlūmū, 390 sayfa.
- Finnie, I. M. S. and Randolph, M. F., (1994) "Punch-through and Liquefaction Induced Failure of Shallow Foundations on Calcareous Sediments." Proc. Int. Conf. on Behaviour of Offshore Structures, Boston, pp. 217-230.
- House, A. R., Oliveira, J. R. M. S, and Randolph, M. F., (2001), "Evaluating the Coefficient of Consolidation Using Penetration Tests." Int. J. of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 1, No.3, pp. 17-25.
- Lee, D. S., Elsworth, D., and Hryciw, R., (2008), "Hydraulic Conductivity Measurement from On-the-Fly uCPT Sounding and from VicCPT." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 1720-1729.
- Teh, C. I. and Houlsby, G.T., (1991), "An Analytical Study of the Cone Penetration Test in Clay" Geotechnique 41, No. 1, pp: 17-34.
- Thevanayagam, S., Kanagalingam, T. and Shenthan, T., (2003), "Intergrain friction, contact density, and cyclic resistance of sands." Proc. of Pacific Conf. on Earthquake Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Robertson, P. K., (1990), "Soil classification using the cone penetration test." Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27(1), 151-8.
- Robertson, P. K. and Wride, C. E., (1998), "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test." Canadian Geotech. J., Vol. 35(3), pp. 442-459.
- Lunne, T., Robertson, P. K., Powell, J. J. M., (1997), "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice." Blackie Academic, E & FN Spon/Routledge, New York.

# YUMUŞAK KİL ZEMİNLERİN MÜHENDİSLİK DAVRANIŞININ İLERİ DÜZEY ZEMİN MODELLERİ İLE İNCELENMESİ

## INVESTIGATION OF ENGINEERING BEHAVIOR OF SOFT SOIL BY CONSTITUTIVE SOIL MODELS

Firdevs UYSAL<sup>1</sup>      Abdulazim YILDIZ<sup>2</sup>

### ABSTRACT

Advanced geotechnical design on soft clays has often been based on finite-element analyses using isotropic elasto-plastic modified cam clay model. Natural clays, however, exhibit anisotropy and the effect of bonding between particles. These features are very important in modelling the stress strain behaviour of soft clays. Therefore, there is a need for a constitutive model that can adequately account for fundamental features of soil, such as anisotropy, destructuration, and creep in a relatively simple manner. Two recently proposed constitutive models are namely S-CLAY1 which accounts for initial and plastic strain induced anisotropy, and its extension, called S-CLAY1S which accounts, additionally, for interparticle bonding and degradation of bonds. However, the application of these models to practical geotechnical design is not common, because the determination of the model input parameters is often cumbersome, and it may even require nonstandard laboratory tests. In this study, S-CLAY1 and S-CLAY1S models are applied to represent the soft clay in Kayisli village in Cukurova Region. The model parameters were determined from the results of standard laboratory tests by using well-defined methodologies. Furthermore, the models have been successfully validated against experimental data simulating consolidation tests. For comparison, the tests is also analysed with the isotropic modified cam clay model.

**Key Words:** Soil Models, Numerical Simulation, Soft Clay

### ÖZET

Yumuşak kil zeminlerde sonlu elemanlar yöntemine dayalı ileri düzey geoteknik tasarımlarda genellikle izotropik elasto-plastik Modifiye Cam Kili modeli kullanılır. Bununla birlikte doğal killerde dokusal anizotropi ve yapı önemli iki özelliktir. Yumuşak killerin gerilme deformasyon davranışının modellenmesinde bu özellikler çok önemli bir yere sahiptir. Bu nedenle anizotropi, yapısal bağ bozulması ve krip gibi killerin temel

<sup>1</sup> Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, E-mail: fuysal@cu.edu.tr

<sup>2</sup> Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, E-mail: azim@cu.edu.tr

özelliklerini anlaşılır bir tarzda modelleyebilen ileri düzey zemin modellerine ihtiyaç vardır. S-CLAY1 ve S-CLAY1S son yıllarda geliştirilmiş ileri düzey zemin modelleridir. S-CLAY1 zemin modeli plastik anizotropiyi dikkate alırken S-CLAY1S zemin modeli ise, plastik anizotropiye ilave olarak killerdeki bağ kuvvetlerinin bozulması ile oluşan etkileri dikkate almaktadır. Bununla birlikte bu modeller için gerekli parametrelerin belirlenmesinde yaşanan zorluklar ve bazı parametreler için özel deneylere ihtiyaç duyulması nedeniyle bu modellerin geoteknik tasarımlarda kullanımı çok yaygın değildir. Bu çalışmada her iki S-CLAY modelinin Çukurova bölgesinde yer alan Kayışlı Köyü'ndeki yumuşak kil zeminlerin modellenmesindeki kullanımı araştırılmıştır. Model parametreleri modeller için önerilen yöntemler kullanılarak standart laboratuvar deneylerinden belirlenmiştir. Konsolidasyon deneylerinin sayısal analizi yapılarak modellerin geçerliliği araştırılmıştır. Karşılaştırma için izotropik Modifiye Cam Kili modeli ile de analizler gerçekleştirilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Zemin Modelleri, Sayısal Analiz, Yumuşak Kil

## 1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinde, farklı zemin tipi davranışlarının (sıkı, orta-sıkı kum, sert kil, yumuşak kil gibi) gerçeğe daha yakın bir şekilde modellenebilmesi için çeşitli zemin modelleri (Modifiye Cam Kili, Hiperbolik Zemin Modeli, Pekleşme Zemin Modeli, S-CLAY1 vb.) geliştirilmiştir. Bu modellerde genellikle zeminin elasto-plastik davranışı dikkate alınmakta olup gerekli zemin parametrelerinin deneysel olarak belirlenmesi ve analizler sırasında arazi koşullarının dikkate alınması son derece önem arz etmektedir. Özellikle yumuşak karakterdeki kil zeminlerin modellenmesi geoteknik mühendisliğinin en zor ve en karmaşık problemlerinden birisidir. Bunun nedeni yumuşak killerin sıkışabilirliğinin yüksek olması ve yük etkisinde oluşan deformasyonların zamana bağlı değişim göstermesidir. Ayrıca, yumuşak kil zeminlerin kendine has doku ve yapısal özellikleri onun davranışı üzerinde önemli rol oynar. Kil danelerinin plaka şeklinde olması ve killerin oluşumu sırasında çökme ve onu izleyen konsolidasyon koşulları, killerin önemli ölçüde anizotropik özellik göstermesine neden olur. Bir diğer önemli özellik ise, killerin yapısal özellikleridir. Yapı (structure), doku ile birlikte daneler arası bağ kuvvetlerinin oluşturduğu kombinasyondur. Çökme ortamının jeolojik şartları, bunu izleyen jeolojik ve gerilme tarihçesi, çevre koşullarındaki değişimler, çökme sırasında meydana gelen geo-kimyasal olaylar, daneler arasında bağ kuvvetlerinin oluşmasına neden olur. Bu kuvvetler, kil zeminlere ilave dayanım kazandırır ve killerin akmaya karşı direncini artırır. Fakat, yük etkisiyle oluşan plastik deformasyonlar nedeniyle daneler arasındaki bu bağ kuvvetleri çözülür ya da bu kuvvetler tamamen kaybolur. Bu durum yapısal bozulma (destruction) olarak adlandırılır (Yıldız ve ark. 2006). Literatürde son yıllarda kil zeminlerdeki dokusal anizotropiyi ve yapı bozulmasını dikkate alan ve kritik zemin mekaniği çerçevesinde geliştirilmiş çeşitli elasto-plastik zemin modelleri mevcuttur (Banerjee ve Yousif 1986; Dafalias 1987; Nova 1988; Kavvadas ve Amorosi 2000; Wheeler ve ark. 2003).

Bu çalışmada, yumuşak kil zeminler için son yıllarda geliştirilen ileri düzey zemin modelleri (SCLAY1 ve S-CLAY1S) incelenmiştir. Bu modeller PLAXIS bilgisayar programına kullanıcı tanımlı modeller olarak eklenmiştir. Çalışmanın ilk bölümünde S-CLAY1 ve S-CLAY1S zemin modellerinin parametrelerinin belirlenmesinde uygulanan yöntemler detaylı olarak araştırılmıştır. Bu amaçla, Çukurova Bölgesinde yer alan Kayışlı Köyü'nden alınan zemin örnekleri üzerinde model parametrelerinin belirlenmesine yönelik

deneysel çalışmalar yapılmış ve gerekli model parametreleri belirlenmiştir. Bildirinin son bölümünde ise, PLAXIS bilgisayar programı kullanılarak laboratuvar konsolidasyon deneyi sayısal olarak analiz edilmiş ve bu modellerin zemin davranışını hangi ölçüde temsil ettiği araştırılmıştır.

## 2. İLERİ DÜZEY ZEMİN MODELLERİ

### 2.1. Modifiye Cam Kili (MCC) Zemin Modeli

Roscoe ve Burland (1968) tarafından geliştirilen model, yumuşak kil zemin davranışını tanımlamak için kritik durum teorisi çerçevesinde geliştirilen ilk modeldir. Model parametreleri  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\nu$ ,  $e$  ve  $M$  olup, parametreler klasik laboratuvar deneylerinden elde edilmektedir. Bu parametrelerin hangi deneylerden elde edileceği Çizelge 1'de verilmektedir. İlave olarak  $\nu$  parametresi Poisson oranı olup zeminler için tipik değerleri 0.15-0.50 arasındadır. Modifiye Cam Kili modeli yumuşak kil zeminler için kritik durum teorisini esas alınarak geliştirilen ilk zemin modeli olduğu için S-CLAY modelleri için de temel oluşturmaktadır. Bu nedenle MCC ile S-CLAY modellerinde bazı zemin parametreleri ortaktır.

### 2.2. S-CLAY1 Zemin Modeli

S-CLAY1 zemin modeli plastik deformasyonların önemli rol oynadığı normal veya az aşırı konsolide killer için geliştirilmiştir (Wheeler ve ark, 2003). Başlangıç anizotropiyi ve plastik deformasyonlardan kaynaklanan anizotropideki değişimleri dikkate almaktadır. Kritik durum zemin mekaniği çerçevesinde geliştirilmiş olan model, eğrisel bir akma yüzeyini esas alır (Şekil 1a). Plastik deformasyonlar nedeniyle dokusal anizotropinin gelişmesini veya kaybolmasını dönele pekleşme (rotational hardening) kuralı ile modellenmektedir. S-CLAY1 model için akma eğrisi, Dafalias (1987), Korhonen ve Lojander (1987) tarafından ileri sürülen kesilmiş bir elips şeklindedir ve akma yüzeyi Eşitlik (1) ile tanımlanır.

$$f = (q - \alpha p')^2 - (M^2 - \alpha^2)(p'_m - p')p' = 0 \quad (1)$$

Bu eşitlikte;

$M$  :  $\eta = q/p'$  gerilme oranının göçme anındaki değerini,

$p'_m$  : Akma eğrisinin boyutunu,

$\alpha$  : Zeminlerdeki plastik anizotropinin derecesinin ölçüsünü ifade eder. Yani akma yüzeyinin eğriliğini temsil eder. İzotropik durumda  $\alpha=0$  değerini alır. Bu durumda S-CLAY1 modeli akma eğrisinin şekli elipse ve dolayısıyla izotropik MCC modeline dönüşür.

MCC modelinde olduğu gibi akma yüzeyi içerisinde malzemenin elastik ve izotropik davranış gösterdiği kabul edilmiştir. Bu nedenle, hacimsel ve kayma deformasyonlarındaki elastik artımlar aşağıdaki bağıntılarla hesaplanır.

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa dp'}{\nu p'} \quad d\varepsilon_d^e = \frac{dq}{3G'} \quad (2)$$

Eşitlik (2)'de yer alan parametreler aşağıda sunulmaktadır.

$\kappa$  : Kabarma eğrisinin eğimi,  
 $G$  : Elastik kayma modülü,  
 $p'$  : Ortalama efektif gerilme,  
 $q$  : Deviator gerilme.

S-CLAY1 modelinde iki pekleşme kuralı kullanılır. Birincisi, akma eğrisinin boyutundaki değişimi açıklar ve MCC modelindeki ile benzerdir.

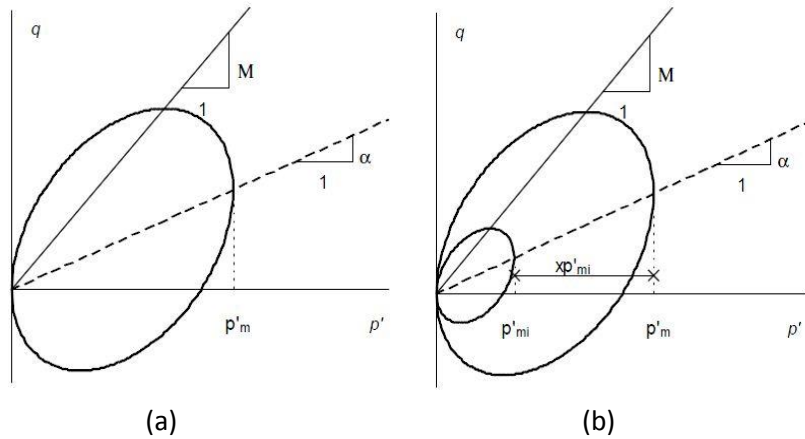
$$dp'_m = \frac{gp'_m d\varepsilon_v^p}{\lambda - \kappa} \quad (3)$$

İkinci pekleşme kuralı ise, plastik deformasyonlar nedeniyle akma eğrisinin eğimindeki değişimi açıklar.

$$d\alpha = \mu \left[ \left( \frac{3\eta}{4} - \alpha \right) \langle d\varepsilon_v^p \rangle + \beta \left( \frac{\eta}{3} - \alpha \right) |d\varepsilon_d^p| \right] \quad (4)$$

$\mu$  : Anizotropideki değişimi yani akma eğrisinin eğimini kontrol eder ( $\approx 10..20/\lambda$ ).  
 $\beta$  : Eğrisel akma eğrisindeki plastik hacimsel deformasyon ile plastik kayma deformasyonları arasındaki relatif etkinliği kontrol eder (Eşitlik (5)).

$$\beta = \frac{3(M^2 - \eta_{KO}^2 - 3\eta_{KO}/4)}{2(\eta_{KO}^2 - M^2 + 2\eta_{KO})} \quad (5)$$



Şekil 1. S-CLAY1 ve S-CLAY1S Modelleri İçin Akma Eğrileri

### 2.3. S-CLAY1S Zemin Modeli

S-CLAY1S modeli, S-CLAY1 zemin modelinin uzantısı olup anizotropik davranışa ilave olarak daneler arasındaki bağ kuvvetlerini dikkate alır. Bağ kuvvetleri nedeniyle zeminin kazandığı ilave dayanım, içsel akma eğrisi kavramı (bağ kuvvetleri tamamen kaybolmuş) ile açıklanır. İçsel akma eğrisinin şekli ve eğimi, doğal zeminin akma eğrisi ile aynıdır. Fakat, içsel akma eğrisinin boyutunu gösteren  $P'_{mi}$ , doğal zeminin akma eğrisinin boyutunu gösteren  $P'_m$ 'den daha küçüktür ve aşağıdaki bağıntı ile ifade edilir:

$$p'_m = (1 + \chi_0) p'_{mi} \quad (6)$$

$\chi_0$  terimi bağı kuvvetlerinin büyüklüğünü ifade eder. S-CLAY1S modeli de S-CLAY1'de olduğu gibi aynı pekleşme kurallarını kullanır. Fakat burada,  $P'_m$ 'nin yerini  $P'_{mi}$  ve doğal sıkışma eğrisinin eğimi  $\lambda$ 'nın yerini ise,  $\lambda_i$  alır. Ayrıca, modelde kullanılan üçüncü pekleşme kuralı ise, bağı kuvvetlerinin kademeli olarak bozulması ile ilgilidir:

$$dx = -ax \left[ \left| d\varepsilon_v^p \right| + b \left| d\varepsilon_d^p \right| \right] \quad (7)$$

a : Yük etkisinde çözülme eğiliminde olan bağı kuvvetlerinin bozulma hızını kontrol eder (genellikle 8-11) ( $\xi$ ).

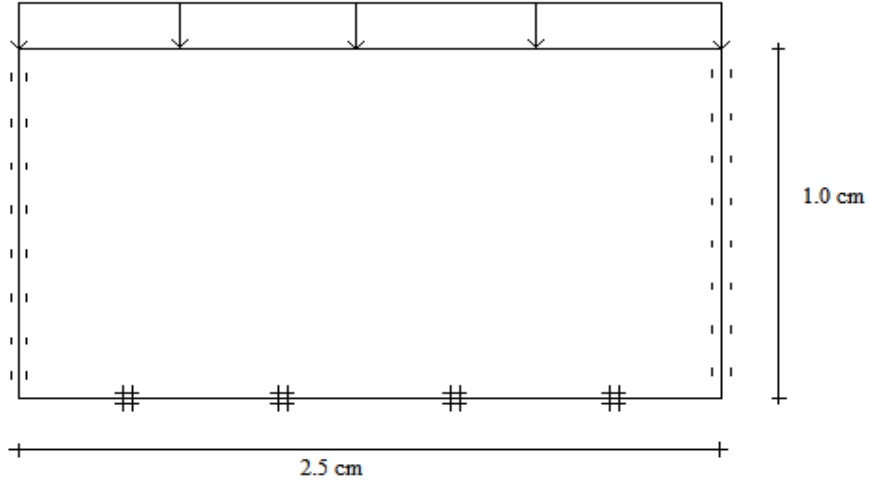
b : Yapının bozulması sırasında plastik hacimsel ve kayma deformasyonları arasındaki relatif etkinliği kontrol eder (çoğu killer için 0.2-0.3) ( $\xi_d$ ).

$\chi_0$  parametresinin doğrudan belirlenmesi zordur. Bu nedenle killerin sensitivite değeri ( $S_t$ ) yardımıyla aşağıdaki bağıntıdan belirlenmesi önerilmektedir.

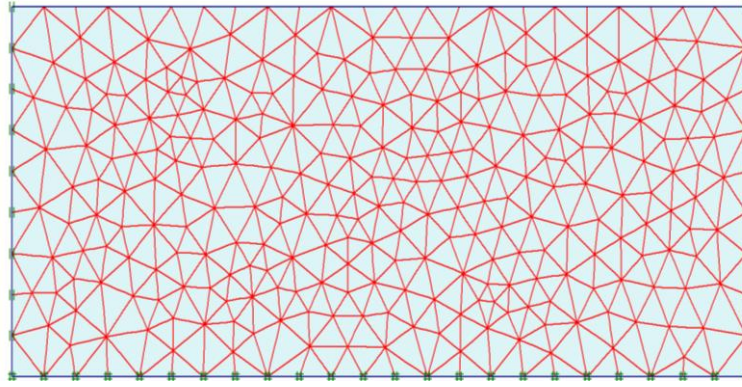
$$\chi_0 \approx S_t - 1 \quad (8)$$

### 3. SAYISAL ANALİZLER

Bu bölümde konsolidasyon deneyi sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak PLAXIS V8.6 (Brinkgreve ve Vermeer, 1998) bilgisayar programı ile iki boyutlu koşullarda analiz edilmiştir. Sayısal analizlerde farklı zemin modelleri kullanılarak elde edilen sonuçlar deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Konsolidasyon deney modelinde drenaj, sınır ve yükleme koşulları gerçek deney koşullarına uygun olarak modellenmiştir (Şekil 2). Analizler iki boyutlu aksel simetrik koşullarda ve 15 düğüm noktalı üçgen elemanlar kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Deney numunesinin simetrik olması nedeniyle dörtte biri modellenmiştir (1.0cm x 2.5cm). Sınır koşulları belirlenirken yanal yüzeylerde yatay yönde hareketin tutulu olduğu kabul edilmiş ve zeminin sadece düşey yönde hareketine serbest olarak izin verilmiştir ( $u_x=0$ ,  $u_y \neq 0$ ). Modelin alt yüzü ise her iki yönde tamamen tutulu olarak tanımlanmıştır. Yükleme aşamasında sadece düşey yönde yük ( $\sigma_1$ ) uygulanmıştır. Gerçek deney koşullarına uygun şekilde yüklemeler kademeli olarak tanımlanmış ve her yük kademesindeki analizler iki aşamada gerçekleştirilmiştir. Birinci aşamada yük drenajsız koşullarda plastik analiz şeklinde tanımlanmıştır. İkinci kademe ise numune 1 günlük konsolidasyona bırakılmıştır.



**Şekil 2.** Ödometre Deneyinin Geometrik Modeli



**Şekil 3.** Sonlu Elemanlar Ağı

### 3.1. Model Parametreleri

S-CLAY1 zemin modelinin MCC modeli ile ortak beş parametresi vardır. Bu parametreler standart laboratuvar deneylerinden elde edilmekte olup  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\nu$ ,  $e$  ve  $M$  parametreleridir. S-CLAY1 zemin modeli, MCC modelinden farklı olarak ilave parametrelere sahiptir. Bunlar,  $\alpha$ ,  $\mu$  ve  $\beta$ 'dir.  $\alpha$  parametresi zeminlerdeki plastik anizotropinin derecesinin bir ölçüsüdür ve akma yüzeyinin eğriliğini temsil eder.  $\alpha=0$  değeri izotropik durumu temsil eder. Bu durumda akma eğrisi elips şekline dönüşür. Parametrenin elde edilmesi Eşitlik (8)'de verilmektedir.  $\mu$  parametresi akma eğrisinin eğimini kontrol eder.  $\mu$  değerini doğrudan ve basitçe belirlemek oldukça zordur.  $\mu$  değerini belirlemek için model simülasyonlarının yapılması önerilmektedir (Wheeler ve ark., 2003). Genellikle çoğu zeminde  $10/\lambda-15/\lambda$  arasında değer almaktadır.  $\beta$ , parametresi ise, dönen akma eğrisindeki plastik hacimsel deformasyon ile plastik kayma deformasyonları arasındaki rölatif etkinliği kontrol eden parametredir. Eşitlik (5)'te parametrenin nasıl elde edileceği verilmektedir.

Anizotropik davranışa ilave olarak daneler arasındaki bağ kuvvetlerini de dikkate alan S-CLAY1S zemin modeli, S-CLAY1 modelden farklı olarak  $P'_m$ 'nin yerini  $P'_{mi}$  ve  $\lambda'$ 'nin yerine ise  $\lambda_i$  alır. İlave edilen diğer parametreler ise, bağ kuvvetlerinin bozulmasını temsil eden  $a$ ,  $b$  ve  $x_0$  parametreleridir. Eğer modelde  $a=0$ ,  $b=0$  ve  $x_0=0$  olması durumunda model S-CLAY1 zemin modeline indirgenmiş olur.  $a$  parametresi yük etkisinde bozulma eğiliminde olan yapısal bağların çözülme hızını kontrol eder. Killer için tipik değerleri 8-11 arasındadır.  $b$  parametresi yapının bozulması sırasında plastik hacimsel ve kayma

deformasyonları arasındaki rölâtif etkinliği kontrol eder. Çoğu killer için 0.2-0.3 arasında değerler alır.  $x_0$  parametresi zeminlerin başlangıç bağ kuvvetlerinin derecesini gösterir ve zeminlerin hassasiyeti ile ilgilidir ( $x_0 \approx s_r - 1$ ). Dolayısıyla yük etkisinde yapısal bağların çözülmesini temsil eder. Çizelge 1'de S-CLAY1 ve S-CLAY1-S modeli zemin parametreleri ve bu parametrelerin nasıl elde edildiği verilmektedir.

**Çizelge 1. Model Parametreleri**

<b>Modifiye Cam kili modeli parametreleri</b>		
Parametreler	Tanımı	Belirlenmesi
$\sigma'_{p0}$	Ön konsolidasyon basıncı	Odömetre deneyinden elde edilir
$e_0$	Başlangıç boşluk oranı	Odömetre deneyinden elde edilir
$\nu'$	Poisson oranı	Gerilme-deformasyon eğrisinin başlangıç bölümünden elde edilir Genellikle 0.15-0.35 aralığında değer alır
$\kappa$	Şişme eğrisinin eğimi	Bir boyutlu veya izotropik Konsolidasyon deneyinden elde edilir
$\lambda_i$	İçsel sıkışma eğrisinin eğimi	Bir boyutlu konsolidasyon deneyinden elde edilir
$M_c$	Üç eksenli sıkışmada kritik durum hattının eğimi	Üç eksenli basınç deneylerinden CU ve CD deneyinden elde edilir
<b>Anizotropi Parametreleri</b>		
$\alpha_0$	Başlangıç anizotropisi	$K_0$ koşullarında Eşitlik (9) ile elde edilir.
$\omega$	Akma yüzeyi dönüşü mutlak oranı	Denklem Eşitlik (10) ile elde edilir.
<b>Yapısal Bozulma (Destruction) Parametreleri</b>		
$\chi_0 (=x_0)$	Başlangıç bağlanma (bonding) miktarı	Odömetre deneyinden Eşitlik (13) ile veya sensitivite yolu ile elde edilir.
$\xi (=a)$	Bağ kuvvetlerinin çözülme hızı	Konsolidasyon deneyinden İki farklı gerilme oranı ( $\eta=q/p'$ ) ile elde edilir.
$\xi_0 (=b)$	Bağ kuvvetlerinin çözülmesi ile oluşan plastik hacimsel ve kayma deformasyonları arasındaki rölâtif oran	Örneğin odömetre ve konsolidasyon deneylerinden Eşitlik (14) ile elde edilir.

$$\alpha_o = \alpha_{KO} = \eta_{KO} - \frac{M_c^2 - \eta_{KO}^2}{3} \quad \eta_{KO} = \frac{3M_c}{6 - M_c} \quad (9)$$

$$\omega = \frac{1 + e_0}{\lambda_i - \kappa} \ln \frac{10M_c^2 - 2\alpha_{KO}\omega_d}{M_c^2 - 2\alpha_{KO}\omega_d} \quad (10)$$

$$\omega_d = \frac{3(4M_c^2 - 4\eta_{KO}^2 - 3\eta_{KO})}{8(\eta_{KO}^2 + 2\eta_{KO} - M_c^2)} \quad (11)$$



$$\chi_0 = S_t - 1 \quad (\text{vane deneyinden}) \quad (12)$$

veya

$$\chi_0 = \frac{\sigma_{p0}'}{\sigma_{pi0}'} - 1 \quad (\text{ödometre deneyinden}) \quad (13)$$

Çalışma arazisinde derinlik boyunca MCC model parametreleri, S-CLAY1 ve S-CLAY1S zemin modelleri için gerekli ilave parametreler hesaplanarak Çizelge 2 ve 3'de sunulmuştur (UYSAL, 2011).

**Çizelge 2. MCC Model Parametreleri**

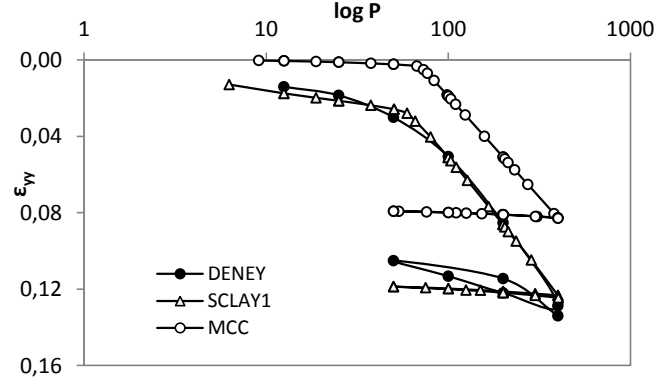
Derinlik(m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\nu$	$\phi'$	$e_o$	$\kappa$	$\lambda$	<b>M</b>	POP(kN/m <sup>2</sup> )
1.5	16.54	0.20	24	1.89	0.017	0.136	0.94	25
2.5	16.61	0.20	24	1.25	0.010	0.089	0.94	14
5.5	16.50	0.20	24	1.11	0.012	0.110	0.94	4
9.0	18.28	0.20	24	1.08	0.003	0.060	0.94	7

**Çizelge 3. S-CLAY1 ve SCLAY1S İlave Model Parametreleri**

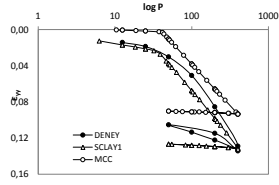
Derinlik(m)	$\eta$	$\alpha$	$\beta$	$\mu$	$a$	$b$	$x_o$
1.5	0.56	0.37	0.43	73	8	0.2	1.7
2.5	0.56	0.37	0.43	112	8	0.2	1.7
5.5	0.56	0.37	0.43	91	8	0.2	1.7
9.0	0.56	0.37	0.43	167	8	0.2	1.7

### 3.2. Sayısal Analiz Sonuçları

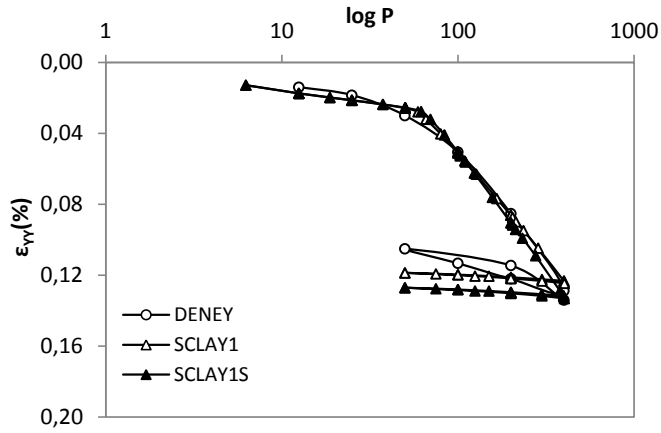
Farklı derinliklerde yapılan konsolidasyon deneyleri sayısal olarak analiz edilmiştir. Sayısal analizlerde MCC ve S-CLAY1 zemin modelleri ile hesaplanan gerilme-deformasyon ilişkisi konsolidasyon deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Şekil 4 ve 5'te 1.5m ve 2.5m derinliklerindeki sayısal analiz ve deney sonuçları karşılaştırılmıştır. S-CLAY1 zemin modeli ile hesaplanan deformasyonların deney sonuçları ile daha iyi uyum gösterdiği, MCC ile hesaplanan deformasyonların ise daha küçük kaldığı görülmektedir. Şekil 6 ve 7'de ise 1.5m ve 9.0m derinliklerinde S-CLAY1 ve S-CLAY1S modelleri ile hesaplanan deformasyonlar deney sonuçları karşılaştırılmıştır. Her iki model ile hesaplanan deformasyonların deney sonuçları ile uyum içerisinde olduğu görülmektedir. Her iki S-CLAY modeli ile hesaplanan deformasyonların birbirine yakın çıkmasının nedeni kayışlı köyü mevkiindeki killerin hassaslık derecelerinin küçük olmasıdır.



Şekil 4. Z=1.5m'de Yapılan Konsolidasyon Deneyi, MCC ve SCLAY1 İle Yapılan Sayısal Analizlerin Karşılaştırılması



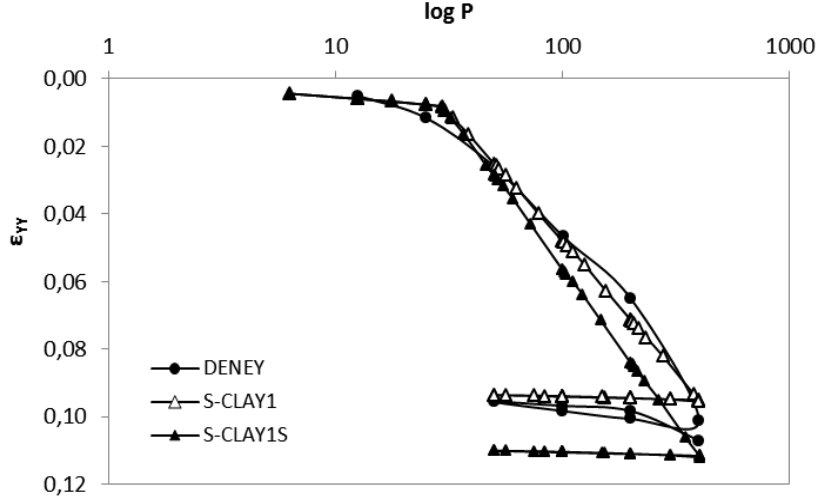
Şekil 5. Z=2.5m'de Yapılan Konsolidasyon Deneyi, MCC ve SCLAY1 ile Yapılan Sayısal Analizlerin Karşılaştırılması



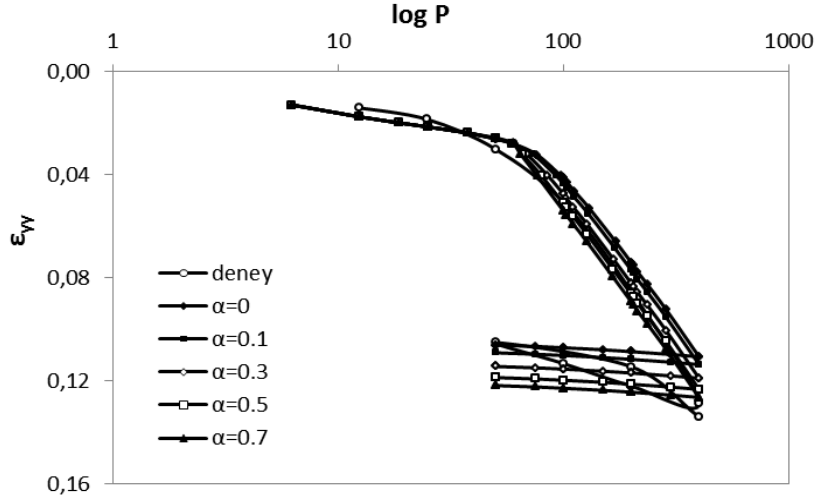
Şekil 6. Z=1.5m'de Ödometre Deneyi ile S-CLAY1 ve S-CLAY1S Sonuçlarının Karşılaştırılması

### 3.3. Parametrik Çalışmalar

S-CLAY1 ve S-CLAY1S modelleri ile gerçekleştirilen analizlerde bazı parametrelerin sonuçlar üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Bu parametrelerin değiştirilmesi ile analiz sonuçlarındaki değişim incelenmiştir. Parametrik çalışmalarda 1.5m derinlikte yapılan konsolidasyon deneyi esas alınmıştır.



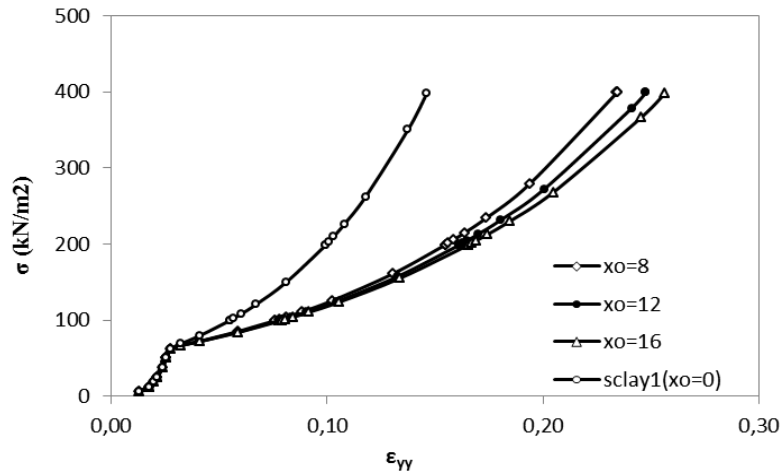
Şekil 7. Z=9.0m'de Ödometre Deneyi ile S-CLAY1 ve S-CLAY1S Sonuçlarının Karşılaştırılması



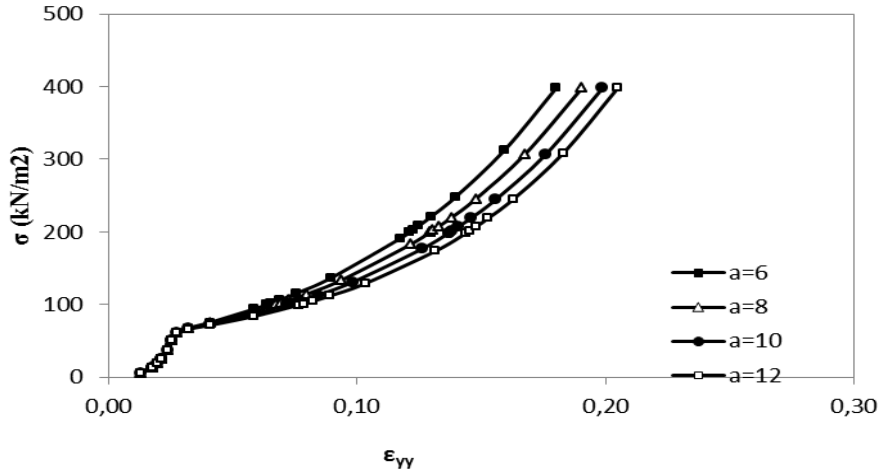
Şekil 8.  $\alpha$  Parametresinin Etkisi

Şekil 8'de plastik anizotropi derecesinin bir ölçüsü olan ve akma yüzeyinin eğriliğini temsil eden  $\alpha$  parametresindeki değişimin ödometre eğrisi üzerindeki etkisi görülmektedir.  $\alpha=0$  olması durumunda model izotropik MCC modeline indirgenmiş olur.  $\alpha$  değerinin artması akma yüzeyindeki eğriliğin artması anlamına gelmektedir ve eğriliğin artmasıyla deformasyonların da arttığı görülmektedir. Şekil 9'da ise hassaslık derecesinin bir ölçüsü olan  $x_0$  parametresinin deformasyonlar üzerindeki etkisi görülmektedir.  $x_0=0$  olması S-CLAY1S modelinin S-CLAY1 modeline indirgenmesi ve bağ kuvvetlerinin etkisinin ihmal edilmesi anlamına gelmektedir.  $x_0$  parametresi arttırıldığında ise deformasyonların da arttığı görülmektedir. Şekil 10'da ise yük etkisinde çözülmeye başlayan bağ kuvvetlerinin

çözülme hızını kontrol eden  $a$  parametresinin sonuçlar üzerindeki etkisi görülmektedir. Bağ kuvvetlerindeki çözülme hızının artması ile deformasyonların da arttığı açıkça görülmektedir.



Şekil 9.  $x_0$  Değerinin Etkisi



Şekil 10.  $a$  Parametresinin Etkisi

#### 4. SONUÇLAR

Bu araştırma sonucunda elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- Bu bildiriye yeni geliştirilen S-CLAY zemin modelleri ve model parametrelerinin belirlenmesi ile ilgili yöntemler araştırılmıştır.
- Çukurova Bölgesindeki Kayışlı Köyü mevkiindeki kil zeminlerin derinlik boyunca S-CLAY zemin model parametreleri belirlenmiştir. Farklı derinliklerde yapılan konsolidasyon deneyleri sayısal olarak analiz edilmiş ve S-CLAY zemin modelleri ile deney sonuçları karşılaştırılmıştır.
- S-CLAY1 ve S-CLAY1S modellerinin tek boyutlu sıkışma koşullarındaki ödometre deney eğrisi ile uyumları oldukça iyidir.
- İzotropik MCC zemin modeli ile hesaplanan düşey deformasyonlar S-CLAY modellerine göre daha düşük kalmaktadır.
- Anizotropiye ilave olarak bağ kuvvetlerini ve yapısal bağların çözülmesini dikkate alan S-CLAY1S zemin modelinde deformasyonlar daha fazla hesaplanmaktadır.

- Çukurova bölgesindeki kil zeminlerin hassasiyet derecesinin düşük olması nedeniyle her iki S-CLAY1 model sonuçları birbirine yakın çıkmaktadır.
- Özellikle hassalık derecesi yüksek killerde bağ kuvvetlerin derecesi ve bağ kuvvetlerinin çözülme hızının sonuçlar üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Bu nedenle sayısal analizlerde kil zeminlerin modellenmesinde dokusal anizotropinin ve daneler arasındaki bağ kuvvetlerinin dikkate alınması gereklidir.

## TEŞEKKÜR

Bu bildiri, Çukurova Üniversitesi, Bilimsel Araştırma Proje Birimi (Proje No: MMF2010BAP11) tarafından desteklenmiştir.

## KAYNAKLAR

- BANERJEE, P.K., YOUSIF, N.B., 1986. A Plasticity Model for the Mechanical Behavior of Anisotropically Consolidated Clay. *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 10, pp. 521-541.
- BRINKGREVE, R.B.J., VERMEER, P.A., 1998. "Plaxis Reference Manual (Version 8)" University of Stuttgart, Germany A.A. Balkema/Rotterdam/ Brookfield.
- DAFALIAS, Y.F., 1987. An Anisotropic Critical State Soil Plasticity Model, *Mech. Res. Commun.* 13, No. 6, 341-347.
- KAVVADAS, M., AMOROSI, A., 2000. A Constitutive Model for Structured Soils. *Géotechnique* 50(3): 263-274.
- KORHONEN, K.H., LOJANDER, M., 1987. Yielding of Perno Clay. In *Proc. 2nd Int. Conf. on Constitutive Laws for Engineering Materials*, Tucson. Vol. 2: 1249-1255. Elsevier.
- NOVA, R., 1988. Sinfonietta Classica: An Exercise on Classical Soil Modelling. In A. Saada & G. Bianchini (Eds) *Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils*; Proc. Intern. Symp., Cleveland: 501-519. Rotterdam: Balkema.
- ROSCOE, K.H., BURLAND, J.B., 1968. On the Generalized Stress-strain Behaviour of Wet Clay. In *Engineering Plasticity*, eds. J. Heyman and F.A. Leckie, 535-609. Cambridge, England: Cambridge University Press
- UYSAL, F., 2011. 'Çukurova Bölgesindeki Yumuşak Killerin Mühendislik Davranışının İleri Düzey Zemin Modelleri İle İncelenmesi'. Yüksek lisans tezi, Çukurova Üniversitesi, ADANA.
- WHEELER, S. J., NÄÄTÄNEN, A., KARSTUNEN, M., and LOJANDER, M., 2003. "An Anisotropic Elasto Plastic Model for Soft Clays." *Can. Geotech. J.*, 40, 403-418.
- YILDIZ, A., KARSTUNEN M., KRENN H., 2006. "Yumuşak Zeminler Üzerine İnşa Edilen Dolguların Davranışına Anizotropi ve Yapısal Bozulmanın Etkisi " *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi Trabzon/Türkiye* 231-240.

# KOVANCILAR 2010 DEPREMİNDE HASAR GÖREN KERPİÇ YAPILARIN MALZEME ÖZELLİKLERİ

## MATERIAL PROPERTIES OF COLLAPSED ADOBE BUILDINGS AT 2010 KOVANCILAR EARTHQUAKE

Hüseyin Suha AKSOY<sup>1</sup>

Öznur CANA<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In 8 March 2010 a earthquake, magnitude is 5.9, occurred. Four villages especially affected from this earthquake. In this study, properties of adobe bricks which taken from this villages are determined. Consistency limits tests, sieve analysis tests conducted on these samples. It is concluded that, low plasticity soil are used to produce adobe bricks. These soils generally are predominantly silt size materials. Amount of organic materials also determined. Organic materials are eliminated by burning of the adobe samples. After burning of the samples, Consistency limits tests performed again.

**Keywords:** Adobe, Consistency limits, Sieve analysis, Organic materials

### ÖZET

Yapılan çalışmada 8 Mart 2010 tarihinde Elazığ'da meydana gelen 5,9 şiddetindeki depremde en çok etkilenen dört farklı köyden kerpiç numuneler alınmıştır. Kerpiç numuneler üzerinde kıvam limitleri, elek analizi deneyleri yapılarak zeminin özellikleri belirlenmiştir. Kerpiç yapımında düşük plastisiteli zeminlerin kullanıldığı görülmüştür. Kullanılan zeminlerde, silt boyutundaki malzemenin ağırlıklı olduğu belirlenmiştir. Ayrıca zemindeki organik madde miktarları bulunmuştur ve organik madde yakılarak tekrar zeminin özellikleri ve zeminde meydana gelen değişiklikler incelenmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Kerpiç, Kıvam limitleri, Elek analizi, Organik Madde

---

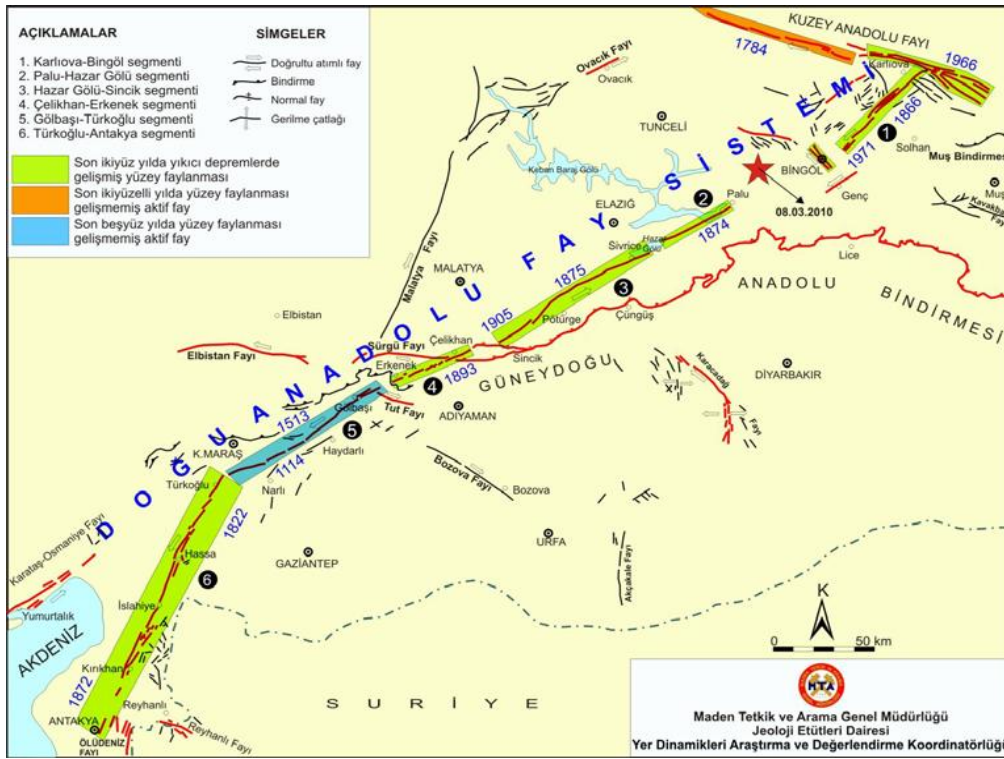
<sup>1</sup> Y.Doç.Dr., Fırat Üniversitesi, aksoy.suha@gmail.com

<sup>2</sup> Müh., Fırat Üniversitesi, oznurcana@gmail.com

# 1. GİRİŞ

Dünyada ve ülkemizde günümüze kadar birçok yıkıcı deprem olmuş ve çok sayıda can ve mal kaybı meydana gelmiştir. Ülkemiz dünyanın en etken deprem kuşaklarından biri üzerindedir. Türkiye yüzölçümünün % 90'ı deprem bölgesi içinde olup, nüfusun % 92'si bu bölge içinde yaşamaktadır(Gürdal vd 1999).

Doğu Anadolu Fay Sistemi (DAFS) ülkemizdeki en aktif fay sistemlerinden biridir. DAFS üzerinde yapılan çalışmalarda bu fay sistemi üzerinde yoğun enerji birikiminin olduğu belirlenmiştir (Nalbant ve diğ. 2002). Şekil 1'de verilen DAFS üzerinde 8 Mart 2010 tarihinde Türkiye saati ile 04:32:30'da büyüklüğü  $M_L=5.8$ , odak derinliği 5.0 km, dış merkez koordinatları (38.7665K- 40.0712D) olan bir deprem meydana gelmiştir. Aynı gün sabah 09.47'de Elazığ'ın Palu ilçesinde büyüklüğü  $M_L=5.6$ , odak derinliği 5.0 km ve dış merkez koordinatları (38.7355K, 40.0090D) olan ikinci bir deprem ile bölge bir daha sarsılmıştır (Deprem Dairesi Başkanlığı Elazığ Depremi Değerlendirme Raporu, 2010).



Şekil 1. Doğu Anadolu Fay Sistemi Üzerindeki Segmentler, Tarihsel Depremler ve Sismik Boşluklar (MTA Elazığ Depremi Değerlendirme Raporu, 2010)

Deprem bölgesindeki yapı stokunu ve hasarın nedenlerini incelemek için depremden bir hafta sonra bölgede yapılan saha çalışmaları neticesinde 8 Mart 2010 tarihinde meydana gelen orta büyüklükteki iki depremin özellikle Kovancılar ve Karakoçan İlçelerine bağlı bazı köylerde ve mezralarda büyük ölçekli hasarlara ve yıkımlara neden olduğu görülmüştür. Deprem bölgesinde yıkılan kerpiç yapılar, bölgeden alınan zeminlerle ve herhangi bir katkı maddesi kullanılmadan bölgede yaşayan halk tarafından yapılmıştır.

Kerpiç, killi ve uygun nitelikli toprağın içine saman veya diğer katkı maddeleri karıştırılarak su ile yoğrulup kalıplara dökülmesi ve şekillendirilmesi sonucu açık havada kurutularak elde edilen kompozit bir yapı malzemesidir. Kerpiç, insanoğluna yapı malzemesi olarak çok uzun süre hizmet etmiştir. Anadolu'da tarihin ilk dönemlerinden beri

hammadesi toprak olan “kerpiç” ile oluşturulan yapılar vardır. Anadolu’da ilk yerleşmelerden bu yana yapılarda kerpiç malzeme kullanılmıştır. Yapılarda kerpiç kullanımı oldukça eski zamanlara dayanmaktadır. Örneğin tarihi 9 bin yıl öncesine uzanan Konya yakınlarındaki Çatalhöyük’teki yapılar kerpiçten yapılmıştır. İçinde yaklaşık 10 bin kişiyi barındırdığı düşünülen Çatalhöyük’teki yapılar, sıkıştırılmış balçık sıva ve kerpiçten oluşturulmuş bilinen en eski yapılardır. Kerpiçten yapılmış kaleler bile günümüze ulaşmış durumda. Buna verilecek en güzel örnek Van Kalesi’dir.

Dünya’nın en büyük kerpiç yapıları arasında yer alan ve günümüzde halen kullanılmakta olan yapılardan biri Djenne Camisi’dir. Djenne Cami, temeli 1280’de atılan ama bugünkü haline 1907’de ulaşılmış olan, Mali’de Bani Nehri kıyısında kurulu dünyanın en büyük kerpiç camisi’dir. “Büyük Djenne Camii” UNESCO’nun Kültür Mirası Listesi’nde yer almaktadır. Djenne Büyük Cami’si dünyanın en büyük kerpiçten yapılmış ve birçok mimar tarafından Sahel-Sudenez mimarisinin en büyük başarılarından biri olarak adlandırılmış olan, İslami mimarinin de en gözde örneklerinden birisi olarak kabul edilen birisi olarak kabul edilen bir sembol olarak Mali’yi tanıtmaya devam etmektedir. Büyük Djenne Camisi şehrin ortasında yükselmektedir. Şekil 2. de görüldüğü gibi 3 minaresi, 60 metre eniyle içi ve avlularında 50 bin kişinin aynı anda namaz kıldığı, tümü topraktan inşa edilmiş bir Camii’dir. Her sene yağmur mevsiminden sonra dört bin gönüllü, çok büyük bir bölümü yağmurda eriyen Djenne Cami’sini yeniden inşa etmektedir. Şekildeki resimlerde Djenne Camisi ile ilgili fotoğraflarda görülmektedir. Bu güzel yapı ile ilgili birçok araştırma yapılmıştır.



**Şekil 2.** Djenne Camisi İle İlgili Görüntü

Unesco Dünya Kültür mirası kapsamına alınan Yemendeki Shibam kenti yaklaşık yarım kilometrekarelik bir alanda, sayıları 500 ü bulan, 5-11 katlı kerpiç yapılardan oluşmaktadır. (Şekil 3.) Bu yapıların çoğu 16. Yüzyıldan kalma yapılardır. Ahşap iskeletin çamur ile sıvanması ile yapılan evler taş temelin üzerine oturmaktadır. Bu yapılarda önemli olan evin dışındaki koruyucu sıvadır. Bu sıvanın içine katılan çeşitli kaya tozları ve sönmüş kireç, binayı yağmura ve rüzgara karşı korumaktadır. Shibam çölün Manhattan’ı olarak anılmaktadır. Bu yapıların etrafındaki büyük surlarda kerpiçten yapılmıştır.





Şekil 3. Yemen-Shibam' da ki Kerpiç Yapılar

### 1.1. Çalışmaların Amacı ve Kapsamı

Geleneksel bir malzeme olan kerpiç, üretim aşamasından kullanım ve tüketim aşamasına kadar en az enerji ihtiyacı gerektiren çevreye duyarlı ekolojik bir yapı malzemesidir. Enerji tasarrufu açısından bir karşılaştırma yapmak gerekirse, 1 m<sup>3</sup> beton üretimi için harcanan enerji ile 100 m<sup>3</sup>' ten fazla kerpiç üretilebileceği (Lucas 1982) bilinmektedir. Hatta dolu tuğla karşısında bu oran 1 e karşı 250 düzeyine çıkmaktadır. Kerpiç, bağlayıcısı doğadan elde edilen killi toprak olan gerek taşıyıcı malzeme, gerekse sıvama malzemesi olarak kullanılabilen ekonomik bir malzemedir. Kullanımı en eski çağlardan günümüze kadar gelebilen özellikle kırsal bölgeler için vazgeçilmez, maliyeti en az, üretimi tesis kurulmasını gerektirmeyen bununla birlikte ısı yalıtım değeri yüksek bir malzemedir. Her mevsimde bina içindeki kullanıcıya en uygun yaşam koşullarını sağlar(Acun vd 2003)

Dünya nüfusunun 1/3'ü hala kerpiç yapılarda yaşamaktadır. Türkiye'de kırsal yapıların %28'i ve tarihi yapıların bir bölümü de kerpiçten yapılmıştır (Işık, 2000). Kerpiçin bu kadar yaygın olarak kullanılması doğal ortamda kolay temin edilmesi ve fazla enerji kullanılmadan elde edilen bir malzeme olmasından kaynaklanmaktadır (Goodhew ve Griffiths, 2005)

Kerpiç malzemesinin yapımında kullanılan killi toprağın her yörede bulunması, uygulama tekniğinin kolaylığı, kırsal alanlarda yaşayanların tarımsal etkinlik dışında kullanılmayan emeklerin değerlendirilmesi, ekonomikliği gibi nedenlerle halen yaygın olarak kullanılmaktadır.

Kerpiç imalatında kullanılan zemin özellikleri her bölgede farklı olmaktadır. Bu nedenle deprem gibi etkilerle kerpiç yapıların gösterdiği davranışlar birbirinden çok farklı olabilmektedir. Literatürde kerpiç yapımı için pek çok katkı maddeleri önerilmektedir. (Işık, 2000) Ancak pratikte bu tür katkı malzemelerinin, kırsal bölgelerde kullanılması mümkün olmamıştır. Bu çalışmada, Elazığ yöresinde kerpiç imalatında kullanılan zeminler ve özellikleri incelenerek ideal kerpiç karışımının nasıl olması gerektiği belirlenmeye çalışılmıştır.

Kerpiç malzeme üzerine yapılan araştırmalar ve deneysel çalışmalar genellikle, deprem etkileri ve kerpiç yapıları sağlamlaştırmaya yönelik çalışmalardır. Kerpiç yapıları sağlamlaştırmak için uçucu kül, silis dumanı, alçılı kerpiç, ferrokrom cürufu v.b malzemeler kullanılarak daha sağlam kerpiç yapılar elde edilmeye çalışılmıştır.

Yetgin vd. (2008) yaptıkları çalışmada kerpilerdeki doğal lif oranı ile tek eksenli basınç dayanımının değişimini incelemişlerdir. Bu çalışmada beş farklı kerpiç karışımı için basınç ve çekme deneyleri yapılmıştır. Yapılan deneylerde sadece bir kerpiç numunesinde ince daneli zemin kullanılmıştır. Diğerlerinde ise kaba daneli zemin kullanılmıştır. Yazarlar, bu çalışmada, Basınç dayanımının lif oranı artması ile giderek azaldığını belirlemişlerdir. Daire kesitli içi boş yapı olan lifler (samanlar) yükler altında kolayca esnek davranış göstermektedir. Yazarlara göre kerpiç karışımında ağırlıkça %13-17 oranında kil içeriği olmalıdır. Normal kerpiç karışımları için ağırlıkça maksimum %0,5 lif içeriği olmalıdır. Rötre oranı kil ve su içeriğinin artması ile artmaktadır. Lif içeriği arttıkça rötre azalmaktadır. Çekme dayanımı, artan lif ieriğisiyle artmaktadır.

Pratikte kerpiç yapılar yapılırken ince daneli zeminler kullanılmakta ve kerpiçler sıkıştırılmadan imal edilmektedir. Bu kaynakta yazarlar deneylerinde daha çok kaba daneli malzeme kullanmıştır. Kaba daneli malzeme kullanılan numuneler proktor deney aleti kullanılarak sıkıştırılmıştır. Deney sırasında zeminin içinde bulunan lifler zeminin sıkışmasına engel olduğu ve bu nedenle lif oranı arttıkça dayanımın azaldığı tahmin edilmektedir.

## 2. DENEYSEL ALIşMALAR

Yaptığımız deneysel çalışmalarda, 8 Mart 2010 da Elazığ'da meydana gelen 5.9 şiddetindeki depremden sonra Bayramyazı Okçular, Tabanözü ve Yalnızçam köylerindeki hasarlı evlerden numuneler alınmıştır. Bu numuneler üzerinde kıvam limitleri deneyi, elek analizi deneyi yapılmıştır. Böylece zemin sınıfları belirlenmeye çalışılmıştır. Bu sırada numuneler içindeki saman miktarları belirlenmiştir. Ayrıca numune içindeki organik madde uzaklaştırılarak (yakılarak) zeminde meydana gelen değişiklikler ile organik madde uzaklaştırılmadan önce bulunan değerler karşılaştırılarak bir sonuca varılmıştır. Depremde en çok can ve mal kaybı Okçular köyünde olmuştur. En az hasarlar ise Bayramyazı ve Tabanznde olmuştur. şekildeki resimlerde kerpiç yapılar da hasarlar açıkça görülmektedir.



şekil 4. Depremden Sonra Okçular Köyünde Yıkılan Kerpiç Yapı



**Şekil 5.** Depremden Sonra Yalnızçam Köyünde Yıkılan Kerpiç Yapı



**Şekil 6.** Depremden Sonra Bayramyazı Köyünde Hasar Gören Kerpiç Yapı



**Şekil 7.** Depremden Sonra Tabanözü Köyünde Hasar Gören Kerpiç Yapı



## 2.1. Saman Miktarının Belirlenmesi

Köylerden getirilen numunelerden belirli bir miktar alınıp tartılmıştır. Tartılan numuneler 105°C lik etüvde 1 gün bekletilerek kuru ağırlıkları bulunmuştur. Etüvden çıkartılan numuneler plastik kaplara bırakılarak üzerine su ilave edilmiştir. Numuneler su içerisinde tamamen eriyene kadar bekletilmiştir. Belirli aralıklarla zemin-su-saman heterojen karışımları karıştırılarak numuneler içindeki samanların su yüzeyine çıkması sağlanmıştır. Şekilde görüldüğü gibi su yüzeyine çıkan samanlar süzgeç yardımıyla alınmıştır. (Şekil 2.5) Süzgeç yardımıyla alınan samanlar başka bir kaba aktarılmıştır. Bu işleme samanlar su yüzeyine çıkmayana kadar devam edilmiştir.

Kile yapışık olan ve karıştırma ile su yüzeyine çıkmayan samanları ayırmak için 200 nolu elekler kullanılmıştır. Kerpiç numuneler 200 nolu eleklerde yıkanmıştır. Yıkanan numuneler etüvde kurutulmuştur. Etüvden çıkartılan numuneler tekrar su içerisine bırakılmıştır. Numuneler içinde ince malzeme olmadığı için samanların tekrar su yüzeyine çıktığı görülmüştür. Süzgeç yardımıyla su yüzeyine çıkan samanlar alınmıştır. Saman ile zemini ayırdıktan sonra numuneler içindeki su süzülerek etüve bırakılmıştır. Bu numunelere elek analizi yapılmıştır. Yıkama esnasında elekten geçen ince malzemeden bir miktar alınarak etüvde kurutulmuştur. Bu numunelere de kıvam limitleri deneyi yapılmıştır.



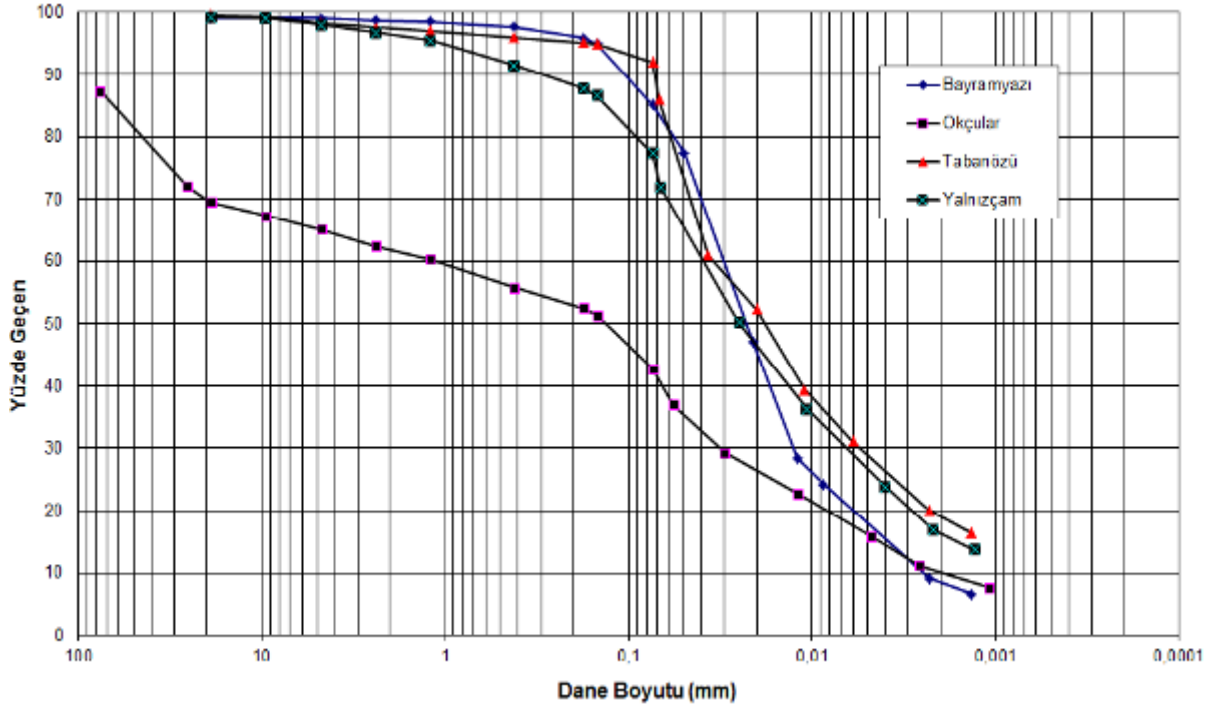
Şekil 8. Süzgeç ile Samanların Alınması ve Saman ile Zeminin Ayrışmış Hali

Tablo 1. Saman Ağırlıklarının Bulunması

	Kuru Zemin Ağırlığı(gr)	Saman Ağırlığı(gr)	Saman Oranı(%)
Bayramyazı	8230,00	230,00	2,72
Okçular	7014,98	105,02	1,57
Tabanözü	7007,75	322,25	4,40
Yalnızçam	6852,08	197,92	2,81

## 2.2. Zemin Sınıflarının Belirlenmesi

Elek analizi deney sonuçları kullanılarak Şekil 9'daki granülometri eğrileri belirlenmiştir.



Şekil 9. Granülometri Eğrisi

Tablo 2. Numunelerdeki Çakıl, Kum, Kil, Silt yüzdeleri

	Çakıl (%)	Kum (%)	Silt (%)	Kil (%)
Bayramyazı	0.95	13.91	76.02	9.12
Okçular	34.82	22.40	33.08	9.70
Tabanözü	1.60	6.37	72.01	20.02
Yalnızçam	1.92	20.77	60.35	16.96

## 2.3. Organik Madde Miktarı Tayini

Kıvam limitleri deneyinde kullanılan malzemeden alınarak organik madde miktarı tayin edilmiştir. Numuneler 105°C'lık etüvde kurutulduktan sonra ağırlığı belirlenmiş ve 400 °C sıcaklığında yakılmıştır. Numuneler etüvden çıkartıldıktan hemen sonra ağırlıkları alınmıştır ve bu değerler kullanılarak organik madde tayin edilmiştir [ Uzuner, 2005].

Tablo 3. Organik Madde Miktarı Tayini

	Numune (105°C ) (gr)	Numune (400°C) (gr)	Organik Madde Oranı (%)
Bayramyazı	177,19	175,16	1,15
Okçular	144,69	139,33	3,70
Tabanözü	146,51	143,06	2,35
Yalnızçam	144,5	140,66	2,66

## 2.4. Organik Madde Yakıldıktan Sonra Yapılan Kıvam Limitleri Deneyi Sonuçları

400 °C de organik maddesi yanan numunelere tekrar kıvam limitleri deneyi yapılarak malzemelerde meydana gelen değişimler belirlenmiştir.

**Tablo 4.** Organik Madde Yakılmadan Önce ve Yakıldıktan Sonra Bulunan Değerler

	Organik Madde Mikt.(%)	Organik Madde Yakılmadan Önce			Organik Madde Yakılmadan Sonra		
		PL	LL	Zemin Sınıfı	PL	LL	Zemin Sınıfı
Bayramyazı	1,15	22	34	ML-OL	20	28	CL
Okçular	3,70	31	44	SM	26	35	SM
Tabanözü	2,35	23	44	CL	23	32	ML-OL
Yalnızçam	2,66	24	46	ML-OL	22	35	CL

## 3.SONUÇLAR

Depremde en çok hasar gören köy Okçular sonra Yalnızçamdır. Bayramyazı ve Tabanözü köylerinde ise hasar yok denecek kadar azdır. En fazla hasar olan Okçular köyünde ince malzeme miktarı diğer köylere göre az, kaba malzeme miktarı fazla ve saman miktarı azdır. Tablo 4.'de verilen zemin sınıfları incelendiğinde, sadece Okçular köyünde kullanılan zeminin kaba daneli zemin (SM) olduğu, diğer köylerde ise ince daneli zeminlerin kullanıldığı anlaşılmaktadır. En az hasar gören Bayramyazı ve Tabanözü köylerinde ise ince malzeme miktarı diğer köyler göre fazla, kaba malzeme miktarı az ve saman miktarı fazladır. Bu bilgiye dayanarak kerpiç yapılarda en az %10 kil olması gerektiği ve zeminin genellikle silt ve kumdan oluşması gerektiği belirlenmiştir. Silt oranının fazlalığı plastisiteyi düşüreceğinden işlenebilirliği artırmaktadır. Ağırlıkça saman oranının ise %3-4 civarında kullanılması gerektiği görülmüştür.

Okçular köyünde organik madde miktarı diğer köylere oranla çok fazladır. Organik maddelerin rötre ve şişme gibi problemleri artırıp dayanımı düşürdüğü bilindiğinden üretilen kerpicin de dayanımını olumsuz etkilemesi kaçınılmazdır.

Yukarıda bulunan deneylerin sonuçları karşılaştırıldığında, organik madde zeminden uzaklaştırıldığında zeminin plastik ve likit limit değerlerinde azalma olduğunu, zemin cinsinin ve renginin değiştiğini söyleyebiliriz.

## KAYNAKLAR

Deprem Dairesi Başkanlığı Elazığ Depremi Değerlendirme Raporu, 2010.

Gürdal, E., Koçu N., (1999), “Kerpiç ve Kerpiçte Eskime Yenileme Sorunları, Konya Alaeddin Köşkü Örneği”, Yapı, Sayı:142, ss. 78-82, İstanbul.

Lucas G., Lehmarhitektur Rückblick – Ausblick, GATE, Eschborn, 1982.

Acun, S., Gürdal E., (2003), “Yenilenebilir Bir Malzeme: Kerpiç ve Alçılı Kerpiç”, Türkiye Mühendislik Haberleri, Yıl:48, Sayı:427, ss. 71-77, Ankara

- Işık, B., 2000, Türkiye’de Kerpiç Yapı Kültürü Ve Alçı İle Stabilize Edilen Kerpiç, Alker Yapılar, İii.Ulusal Alçı Kongresi, Maden Teknik Arama Genel Müdürlüğü, Ankara 2-3 Kasım 2000
- Goodhew, S., Griffiths, R., (2005), “Sustainable Earth Walls To Meet The Building” Regulations, Energy And Buildings, Volume: 37, Issue:5, Pages: 451-459
- Kafesçioğlu, R., Gürdal E., (1985), Çaðdař Yapı Malzemesi “Alçılı Kerpiç” (ALKER), Enerji ve Tabii Bakanlığı, Enerji Dairesi Bşk. Yayını Ankara,
- Aruntaş, H. Y., (2006), “ Uçucu Küllerin İnaaat Sektöründe Kullanım Potansiyeli” Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. Dergisi Cilt21, No 1, 193-200,
- Can, ., (2008), “Ferrokrom Crfunun Kerpicin Mühendislik zerine Etkisi” Selçuk Üniversitesi Teknik Bilimler Meslek Yüksekokulu Teknik-Online Dergi, Cilt 7, Sayı:2
- Yetgin, ř., Çavdar, ., Çavdar, A., (2008), “The effects of the fiber contents on mechanic properties of the adobes” Karadeniz Teknik Üniversitesi, ScienceDirect, Construction and Building Materials 22, 222–227
- Uzuner, B., A.,(2005), “Temel Zemin Mekaniği” Derya Kitabevi, Trabzon,

# SIKIŞTIRILMIŞ DOLGULARDA MEYDANA GELEN OTURMALARIN SONLU ELEMANLAR ANALİZİ İLE TAHMİNİ

## ESTIMATION of SETTLEMENTS in COMPACTED FILLS USING FINITE ELEMENT ANALYSIS

Volkan KALPAKCI<sup>1</sup> M. Yener ÖZKAN<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In this study, the settlement of a compacted fill with variable depth is calculated by finite element analysis. The detailed analysis and estimation of the total and differential settlements is critical since it is planned to build a structure at the fill site. Also, the fact that the total settlement will be equal to the sum of the settlement of the fill and that of base soil makes the mechanism more complex and consequently the conventional methods seem not to be a good candidate to analyze the behavior. The results of the study is compared with the ranges given in the literature and it is seen that the calculated values are within the limits.

**Keywords:** Finite Element Analysis, Settlement, Compacted Fills

### ÖZET

Bu çalışmada, yüksekliği değişkenlik gösteren bir sıkıştırılmış dolgunun oturması sonlu elemanlar yöntemi ile hesaplanmıştır. Çalışmaya konu olan kontrollü dolgu sahasının üzerine bir yapı inşaa edilecek olması dolguda meydana gelecek toplam ve farklı oturmaların detaylı analizini daha da önemli kılmaktadır. Ayrıca, dolguda görülecek oturmaların, dolgunun oturması ile saha zemininde oluşan oturmaların bileşkesi şeklinde meydana gelecek olması karmaşık bir mekanizma meydana getirmekte ve oturma analizi için konvansiyonel yöntemlerin kullanımını pratik kılmamaktadır. Analiz sonuçları, literatürde verilen değerlerle karşılaştırılmış ve sonuçların uyumlu olduğu görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Sonlu Elemanlar Analizi, Oturma, Sıkıştırılmış Dolgular

<sup>1</sup> Araş. Gör., O.D.T.U., [kvolkan@metu.edu.tr](mailto:kvolkan@metu.edu.tr)



## 1. GİRİŞ

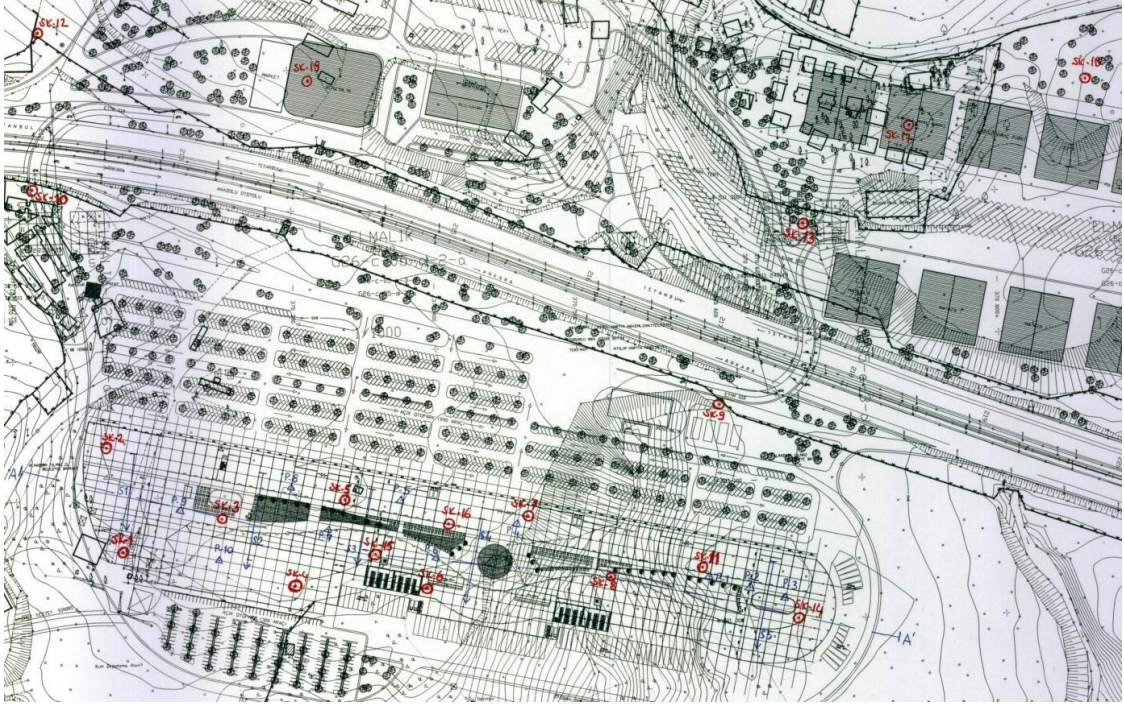
Son yıllarda, ulaşım alanında yeni güzergah ve yol genişletme talepleri artarak devam etmektedir. Bunun sonucunda ulaştırma projelerinde oldukça derin yarmalar ile yüksek dolgulara sıklıkla rastlanılmaktadır. Ancak, çoğunlukla homojen zemin koşulları ve/veya sadece dolgu oturması dikkate alınarak geliştirilmiş konvansiyonel yöntemler ile deplasman kontrolü yapılamayan, genel stabilite hesabına yönelik limit-denge yöntemleri, kimi zaman karşılaşılan karmaşık mekanizmaları çözmekte yetersiz kalabilmektedir. Meydana gelecek oturmaların tahmininin önem kazandığı durumlarda, analizlerin sonlu elemanlar yöntemi ile yapılması daha hassas bir değerlendirme yapılmasını mümkün kılmaktadır. Bu çalışmada, derin kil tabakalarından oluşan zemin profili üzerinde oluşturulacak olan bir kontrollü dolguda meydana gelecek oturmalar tahmin edilmeye çalışılmıştır. Bu amaçla, Plaxis programı kullanılarak, dolgu kesiti düzlemsel olarak analiz edilmiştir.

Doldurulacak olan vadi kesiti incelendiğinde, oluşturulacak dolgu yüksekliğinin yaklaşık 5 m ile 25 m arasında değiştiği gözlemlenmektedir. Dolgu yüksekliğinin kesit boyunca değişmesi, dolgu yüzeyinde farklı oturmaların oluşumunu kaçınılmaz kılmaktadır. Dolgu üzerine 2 katlı bir yapı yapılacak olması (yapıdan kaynaklanan net sürşarj yükü dolgu oturmalarını etkileyecek mertebelerde olmadığından analizlerde dikkate alınmamıştır), oluşacak farklı oturmaların doğru tahmininin önemini artırmaktadır. Kesitler ve dolgu yüksekliklerinin değişken olması durumun klasik yöntemlerle gerçekçi olarak analiz edilmesine imkan vermemektedir.

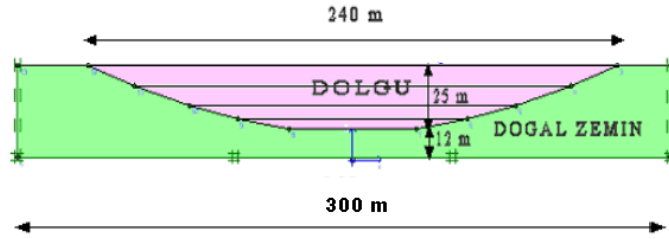
## 1. ZEMİN PROFİLİ

Analizlere esas olarak kabul edilen zemin profilinin belirlenmesinde, sahada yapılan sondajlardan yararlanılmıştır (Şekil.1). Farklı kotlarda ve farklı derinliklerde yapılan sondaj çalışmalarının tamamında kil tabaka içerisinde kalınmıştır. Bu durum göstermektedir ki, mevcut saha çok derin bir kil tabakası üzerindedir ve yapılacak dolgu bu derin kil tabakası üzerine oturacaktır.

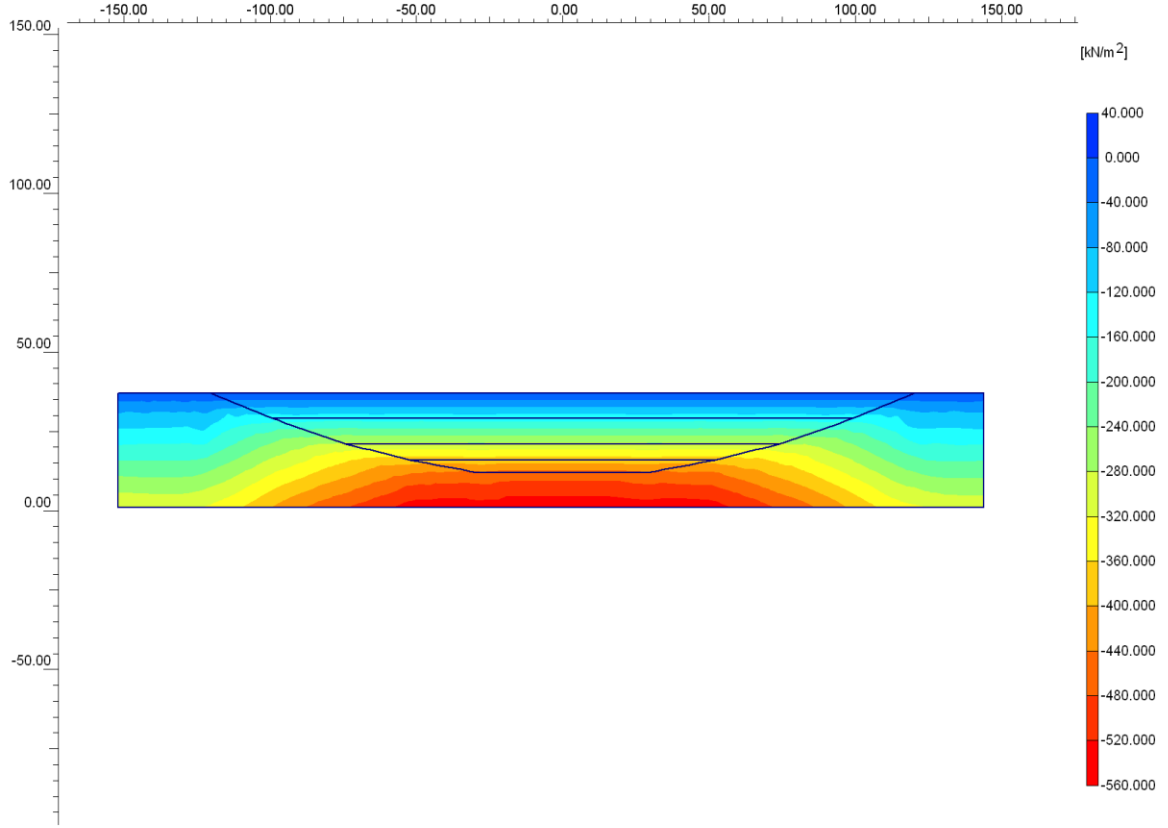
Killi zeminden alınan örnekler üzerinde yapılan deneylerde likit limit değerleri büyük çoğunlukla  $LL=45-65$ , plastisite indisi değerleri ise  $PI=20-35$  arasında elde edilmiştir. Bu sonuçlara göre zemin çoğunlukla CH, yer yer CL sınıfına girmektedir. Öte yandan, vadi tabanına yakın yapılan sondajlarda 10-13 m derinliklerden sonra SPT-N değerlerinin gözle görülür şekilde arttığı gözlemlenmiştir. Analizlerde, tabii zeminin vadi taban kotundan itibaren sıkışabilir tabaka kalınlığı  $H=12m$  olarak kabul edilmiştir (Şekil.2). Analizlerde kullanılan model boyutlarının, sınır koşullarının analiz sonuçlarına etkisini minimize etmek için yeterli olduğu Şekil.3'de verilen düşey efektif gerilme konturlarının sınırlara yaklaştıkça yatayda stabilize olmasından anlaşılabilmektedir. Model boyutlarının yatayda daha fazla büyütülmesi halinde model ağı elemanlarının en-boy oranı olumsuz etkilenmektedir. Ayrıca, yapılan analizlerde sahanın oldukça değişken yeraltı suyu durumu göz önünde bulundurulmuş ve sondajlardan elde edilen verilerin ortalamasını yansıtan bir su tablası vadi tabii zemininde modellenmiştir.



Şekil 1. Sondaj Vaziyet Planı



Şekil 2. Analizlerde Kullanılan İdealize Zemin Profili ve Vadi Kesiti



Şekil 3. Düşey Efektif Gerilme Konturları

## 2. ZEMİN PARAMETRELERİ

Zemin parametrelerinin belirlenmesi esnasında, saha için hazırlanmış olan zemin etüd raporunda verilen sondaj logları ile tüm laboratuvar deney sonuçları incelenmiştir.

Yapılan değerlendirmeler sonucunda, vadi tabanındaki tabii zemin için düzeltilmiş ortalama SPT- $N_{60}$  değerinin 15 alınabileceği kabul edilmiştir.  $N_{1,60} = 15$  ve Stroud (1974) tarafından ortalama PI = 25% için önerilen  $f_1 = 5$  değeri kullanılarak vadi tabii zemini için drenajsız kayma mukavemeti,  $c_u$ ; denklem (1)'de verilen formül kullanılarak  $c_u = 15 \times 5 = 75$  kPa olarak hesaplanmıştır.

$$c_u = f_1 \times N \quad (1)$$

Presiyometre deneylerinde bulunan limit basınç değerleri,  $P_L = 400-1000$  kPa arasındadır. Zemin kohezyonu, presiyometre limit basıncı ile, Baguelin vd. (1978) tarafından önerilen denklem (2) kullanılarak, tahmin edilmiş ve " $c_u$ " değerinin 54 kPa ile 178 kPa aralığında değiştiği görülmüştür. Bahsi geçen değerlerin ortalamasını yansıtmak amacıyla bu zemin için  $c_u = 90$  kPa alınmıştır.

$$c_u = [0.135-0.178] P_L \quad (2)$$

Analizlerde vadi tabii zemini için uzun dönem parametreleri Carter ve Bentley (1991) tarafından önerilen abaklardan yararlanılarak  $c' = 7$  kPa ve  $\Phi' = 30^\circ$  olarak belirlenmiştir.

Vadi içerisinde yapılacak maksimum 25m derinliğindeki kontrollü dolgunun zemin parametreleri, sahada yapılan gözlemlerden ve literatürde verilen değerlerden yararlanılarak,  $c' = 5$  kPa ve  $\Phi' = 30^0$  olarak alınmıştır. Analizlerde yer verilen zemin tabakalarının modellenmesinde Mohr-Coulomb yenilme kriteri kullanılmıştır. Ayrıca dolgu ve tabii zemin için uzun dönem deformasyon modülleri Stroud vd. (1975) tarafından verilen değer aralıkları kullanılarak ve güvenli yönde kalınarak sırasıyla  $E' = 35000$  kPa ve  $E' = 25000$  kPa alınmıştır.

Konsolidasyon analizlerinde kullanılmak amacıyla geçirimsizlik katsayıları sıkıştırılmış dolgu için  $k = 1E-9$  m/s, tabii zemin için ise  $1E-7$ m/s olarak alınmıştır.

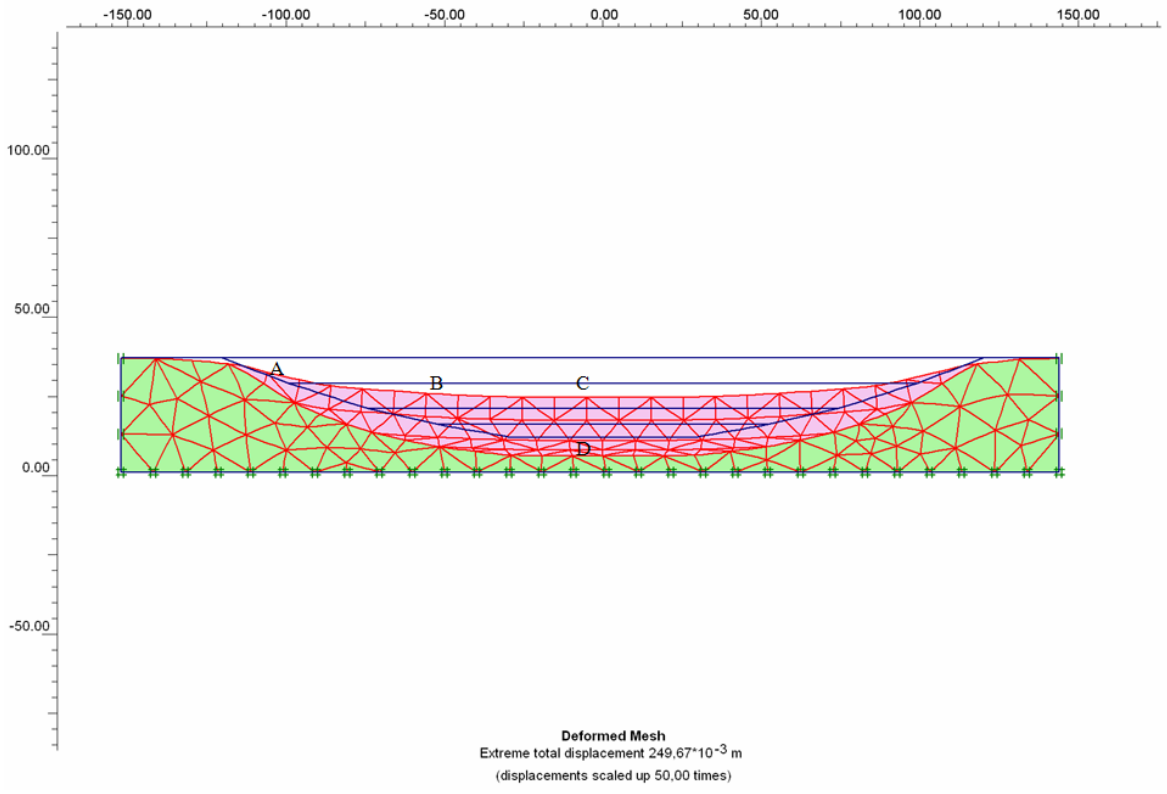
### 3. ANALİZLER

Yapılacak olan sıkıştırılmış dolgu kil zemine oturduğu için, zaman içinde meydana gelecek oturmanın bir kısmı kontrollü dolgunun kendi ağırlığı altındaki oturmasından, diğer kısmı ise dolgu altında kalan kil zeminin oturmasından kaynaklanmaktadır. Dolguların kademeli yapımı ve dolgu yapımının tamamlanmasını takiben oluşan konsolidasyon oturmaları dikkate alınarak yapılan analizlerde (dolgular sahada beklenilmeden inşa edileceğinden sadece yapım aşamalarını simüle etmek amacı ile model geometrisi ile uyumlu olacak şekilde dolgu 4 kademeye bölünmüş ve son dolgu kademesinin tamamlanmasını müteakip konsolidasyon hesapları yapılmıştır), dolgu kalınlığının en fazla olduğu bölgede dolgu yüzeyinde yaklaşık 25 cm bir oturma olabileceği tahmin edilmiştir (Şekil.4).

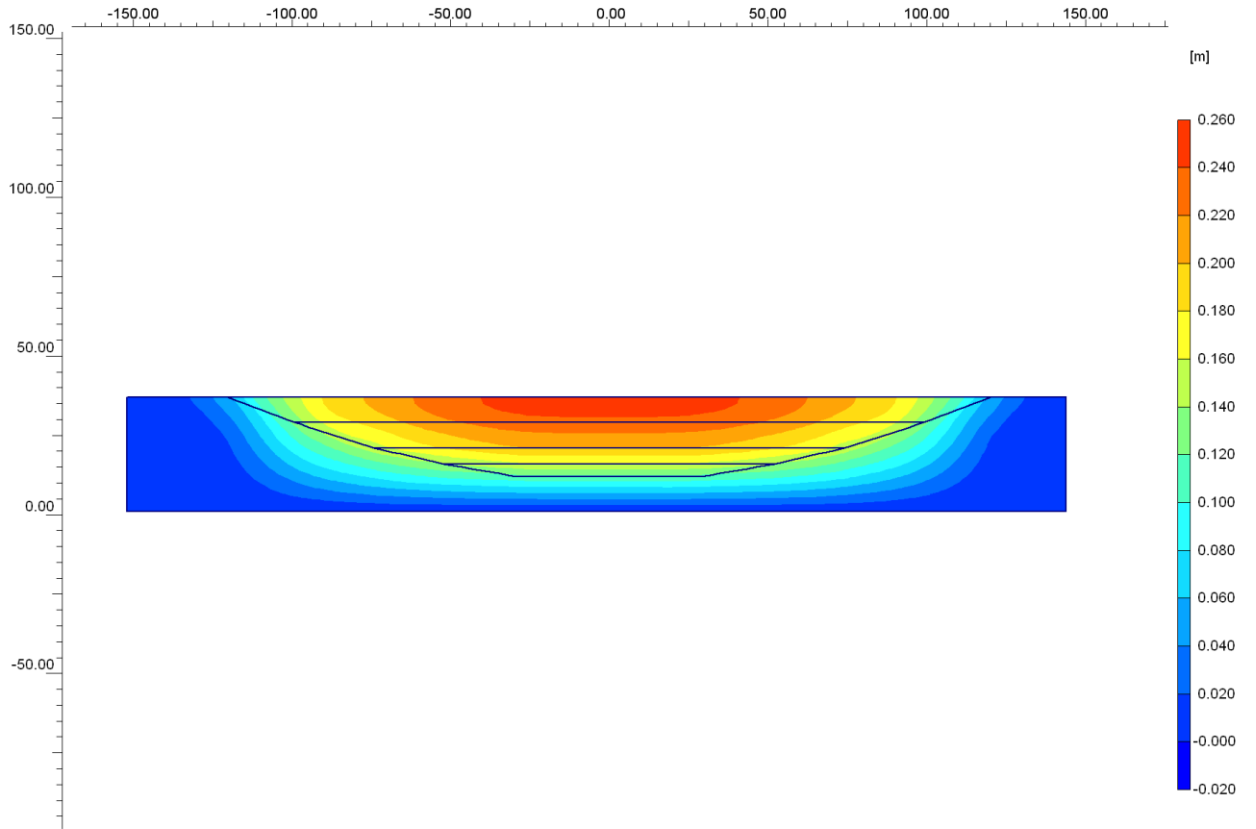
Analiz sonuçlarına göre, 25m'lik dolguda kendi ağırlığından dolayı meydana gelen maksimum oturmanın, Şekil.5'de verilen C ve D noktalarına ait oturmaların farkından, 13-14 cm, dolgu altında kalan kil tabakasının maksimum oturmasının ise (Şekil.5, D Noktası) 11-12 cm olabileceği tahmin edilmiştir. Buradan hareketle, dolgunun kendi ağırlığı altında dolgu yüksekliğinin yaklaşık %0.52-%0.56'sı kadar oturacağı hesaplanmıştır. Bu değer literatürde verilen % 0.5-1 aralığı içerisinde kalmaktadır, (Hausmann, 1990). Şekil.6'da verilen düşey birim deformasyon dağılımından dolgu kesiti boyunca birim deformasyonların 0 – 1% arasında değiştiği ve ortalama olarak 0.5% olarak alınabileceği ayrıca görülmektedir.

Ayrıca dolgu yüzeyinde, vadi kenarlarında yer alan noktalarda (Şekil.4.a, A Noktası) meydana gelen oturma yaklaşık 8-9 cm olarak hesaplanmıştır. Böylece dolgu yüzeyinde oluşacak farklı oturmalar (A ve C noktaları arasındaki oturma farkından) 16-17 cm olarak tahmin edilmiştir.

Öte yandan, Şekil.4 ve Şekil.5'de görüldüğü üzere, vadi ortasında kontrollü dolgunun oturması (C noktası), aynı bölge için vadii doğal zeminin oturmasının (D noktası) tamamlanmasından çok daha sonra tamamlanmaktadır. Bununla birlikte sistemde meydana gelen oturmaların tamamlanmasının yaklaşık 2000 gün ( $\approx 5.5$  yıl) sürebileceği anlaşılmaktadır.

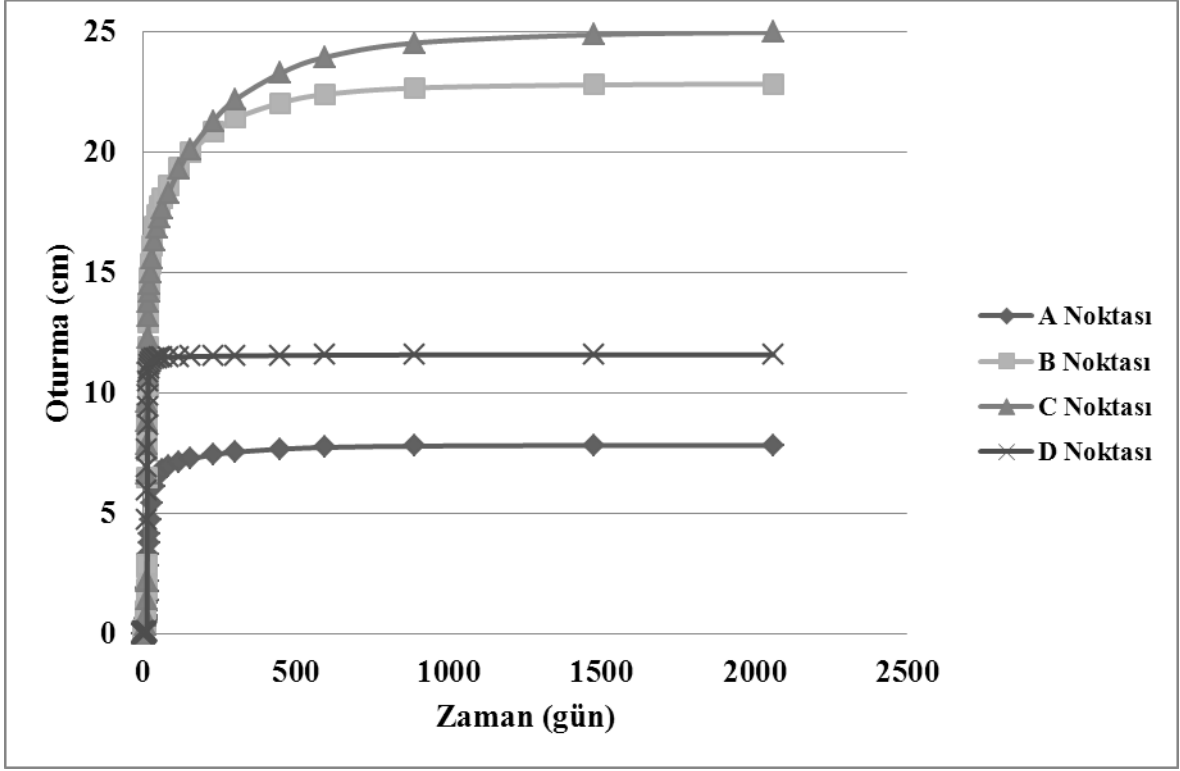


**(a) Model Deformasyonu**

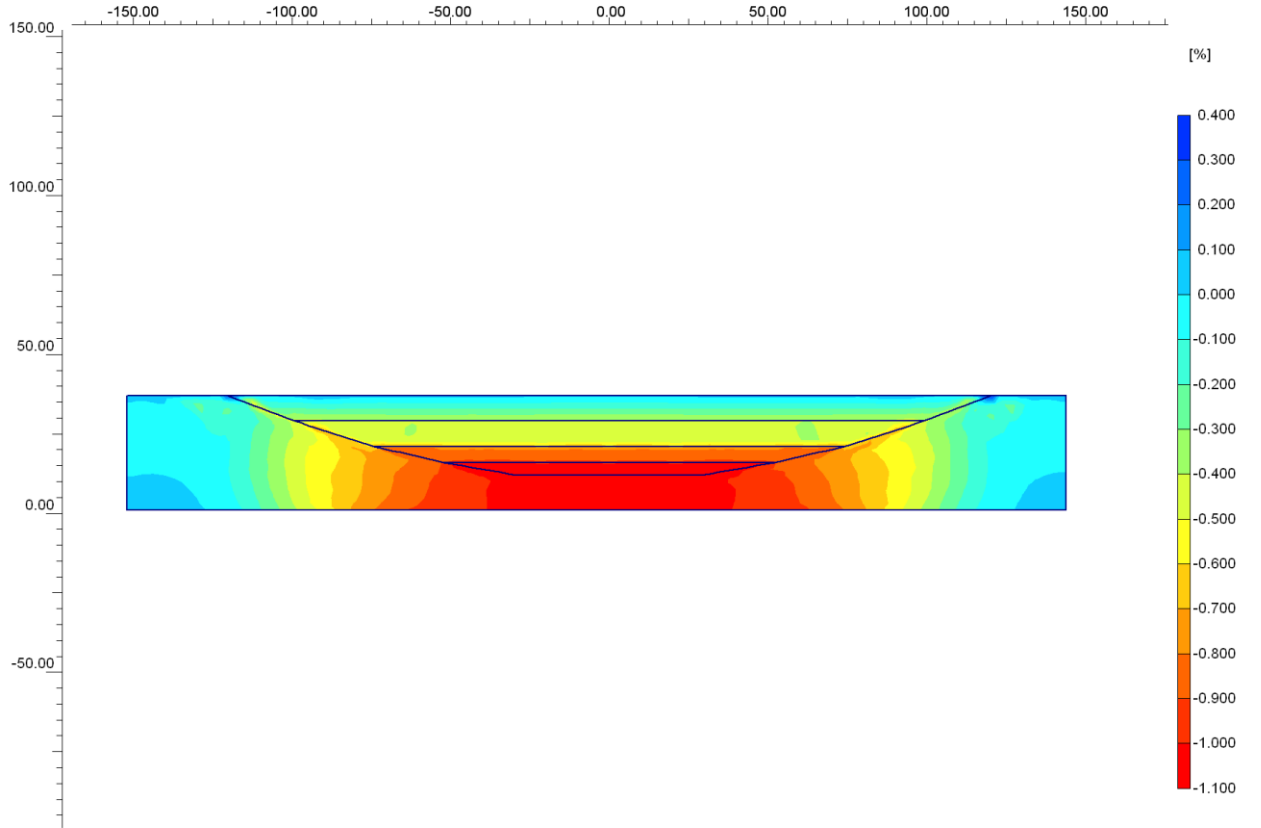


**(b) Deformasyon Konturları**

**Şekil 4. Dolgu Oturma Analizi**



Şekil 5. Dolgu ve Tabii Zeminin Zamana Bağlı Oturması



Şekil 6. Düşey Birim Deformasyon Dağılımı

## 4. SONUÇLAR

- Klasik yöntemlerle analiz edilmesi pratik ve gerçekçi olmayan değişken tabii zemin ve dolgu yüksekliğine sahip bir kontrollü dolgunun, yapılan sonlu elemanlar analizleri ile, çeşitli noktalarında meydana gelecek oturmalar hesaplanmıştır.
- Meydana gelen oturmaların bir kısmı dolgunun oturmasından, bir kısmı ise tabii zeminde yer alan kil tabakalarının oturmasından kaynaklanmaktadır.
- Yapılan analizler sonucunda, dolguda meydana gelen maksimum oturmanın 25 cm civarında olduğu ve bu oturmanın yaklaşık %54'ünü dolgunun kendi ağırlığı altındaki oturmasının, kalanını ise tabii zeminin oturmasının oluşturduğu görülmüştür.
- Ayrıca, dolgunun kendi ağırlığı altında dolgu yüksekliğinin yaklaşık %0.52-0.56'sı kadar oturacağı hesaplanmıştır. Bu değer literatürde verilen % 0.5-1 aralığı içerisinde kalmaktadır.
- Vadi ortasında kontrollü dolgunun oturması, aynı bölge için vadi doğal zeminin oturmasının tamamlanmasından çok daha sonra tamamlanmaktadır.

## KAYNAKLAR

- Baguelin, F., Jezeguel, J.F. ve Shields, D.H. (1978), "The Pressuremeter and Foundation Engineering", Trans Tech Publications.
- Carter, M. ve Bentley, S.P. (1991), "Correlations of Soil Properties", Pentech Press, London
- Hausmann, M.R. (1990), "Engineering Principles of Ground Modification", McGRAW-HILL International Editions.
- Stroud, M.A. (1974), "The standard penetration test in insensitive clays and soft rock", Proceedings of European Symposium on Penetration Resistance, National Swedish Institute for Building Research, Stockholm, Sweden, 2.2, 367-375.
- Stroud, M.A. ve Butler, F.G. (1975), "The standard penetration test and the engineering properties of glacial materials", Proceedings of the Symposium on Engineering Properties of Glacial Materials, Midlands, U.K.

# KUMUL ZEMİNLERİN FARKLI MALZEMELER KULLANILARAK STABİLİZE EDİLMESİ

## STABILIZATION OF DUNE BY USING VARIOUS MATERIALS

H.Suha AKSOY<sup>1</sup>

Mesut GÖR<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In this investigation, sand dunes properties are stabilized by using Portland cement, fly ash and silica fume. In order to find out which additive caused maximum dry density, soil samples were prepared by using four different replacement amounts of 0%, 3%, 5% and 10% by weight of soil. Maximum dry densities and optimum water contents are determined for each mixtures. It is concluded that dune samples have adequate density when compacted with 10% silica fume.

**Keywords:** Dune, Cement, Fly Ash, Silica Fume, Stabilization.

### ÖZET

Bu çalışmada; kumullar farklı katkı maddeleri kullanılarak stabilize edilmeye çalışılmıştır. Kuru birim hacim ağırlığı (KBHA) değerinin, hangi katkı maddesi kullanılarak en büyük değerine ulaşacağını belirlemek için laboratuarda kumulların granülometrisine benzer granülometride elde edilen zemine ağırlıkça %0- %3- %5- %10 oranında Portland Çimentosu (PÇ), silis dumanı (SD) ve uçucu kül (UK) ayrı ayrı ilave edilerek uygun karışımlar hazırlanmış ve stabilize edilmiştir. Stabilizasyon için yapılan proktor deneyleri sonucunda bu karışımların optimum su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlıkları bulunmuştur. Tüm karışımlar sonucunda %10 silis dumanı katılarak elde edilen karışımın en yüksek değerinde kuru birim hacim ağırlığına sahip olduğu görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Kumul, Çimento, Uçucu Kül, Silis Dumanı, Stabilizasyon

## 1. GİRİŞ

Kumullar; çöl gibi geniş ve kum örtüsüyle kaplı, kuru ve çıplak alanlarda rüzgarın etkisi ile bir yerde yığılan, sanki devinimi durmuş dalgalı deniz yüzünü andıran, kendilerine özgü biçimleri olan kum tepelikleri olarak ifade edilebilir. Ülkemizde ise kumulun anlamı bir çok bilim insanı tarafından ifade edilmiştir. Örneğin; Acatay (1959)'a göre; içerisinde humus, kil gibi bağlayıcı maddeleri az, taneleri çok küçük ve kuru halde iken üstünde bir koruyucu

<sup>1</sup> Y.Doç.Dr. Fırat Üniversitesi, aksoy.suha@gmail.com

<sup>2</sup> Arş.Gör. Fırat Üniversitesi, mesutgor@gmail.com



toprak örtüsü bulunmaması durumunda rüzgar vasıtası ile harekete geçerek bir yerden diğer bir yere taşınan kumlardır. Irmak (1943), yürür kumullar tabirini kullanmakta ve bunların hareketi için bitki örtüsünden yoksun olmaları ve rüzgar etkisine açık olmaları gerektiğini bildirmektedir. Tavşanoğlu (1954), denizlerden dalgalarla kıyılara atılarak hakim rüzgarlarla karalar içerisine taşınmakta olan kum kitleleri olarak vasıflandırır. Tüm bu ifadelerin ortak noktası kumulların asli unsurunun kum olduğu bağlayıcı maddelerden yoksun ve rüzgar ile kolaylıkla ilerlediğidir. Kumulu oluşturan kumun kaynağına göre kumulları ikiye ayırmak mümkündür. Kumulun kaynağı deniz ise bu kumula "Kıyı Kumulu", iç kısımlarda ayrılmış kayalarsa buna da "iç Kumul" denir (Acatay, 1959). Sahil rüzgarları, dalgalar, özellikle nehirlerin denize açıldığı yerlerde kumu nehirlerden alıp civardaki alçak sahillere, koylara yığarlar. Medcezir olayı ile deniz çekilince kumun yüzeyi oldukça kısa bir zamanda kurduğundan, bu kumlar rüzgarlarla içerilere taşınır. Dalgalarla kıyıya atılan kumların sadece nehirlerle taşınan kum olduğu iddia edilemez. Dalgaların mekanik etkisi ile parçalanmış kıyılar, buzullarla denizlere sürüklenmiş kumlar da söz konusudur (George, 1934). Ülkemizde de kumulların bu oluş ve izah sekline uygun şekillerde meydana geldiği tahmin edilmektedir. Dünyada yoğunluklu olarak sıcak ekvator kuşağında, Avrupa'nın ve Afrika'nın Atlas Okyanusu'na bakan kıyılarında yüksek kumullara rastlanmakla beraber ülkemizdeki örneklerinden bazıları şunlardır;

Akyatan kumulları, Orta kumluk mevki (Turan Emeksiz Ormanı tesis alanı) kumulu, Silifke kumulu, Side-Sorkun, Serik kumul serisi ve Finike kumulu, Demre Kumulu, Kalkan (Ovaelmiş)-Fethiye (Kumluova) kumulu, Terkos-Ağaçlı-Kilyos ve Sile-Ağva kumul serisi, Karasu- Acarlar kumulu, Sinop Sarıkumköyü kumulu (Atmaca ve Yılmaz, 2006).

Kumulların meydana gelmesi için ortamda kumun olması ve çevrede kapalı bir bitki örtüsünün bulunması gerekir. Rüzgarların taşıdığı kumlar belli bir engel ile karşılaştığında hızları kesilerek buralarda birikirler ve kumullar meydana gelir. Kumullar genellikle çöllerde ve okyanus yada denizlerin rüzgara açık kısımlarında oluşmaktadır. Yapı olarak gevşek olan kumullar sürekli hareket halinde olup çöllerde yükseklikleri 5-6 metre ile 200 metre arasında değişebilmektedir. Örneğin Büyük Sahra Çölünde yüksekliği 200 metreyi aşan kumullara rastlanmaktadır (Şekil 1).

Çöllerdeki kumulların hareketleri henüz tam anlaşılmamış olup bazı tepeler hiç hareket etmiyormuş gibi dururken bazıları ise çok çabuk yer değiştirebilmektedir. Kumullar oluşum şekillerine göre farklı türlerde meydana gelebilmektedir. Bu oluşumlarda rüzgarın yönü ve harekete son veren engeller önemli rol oynamaktadır (Şekil 2).

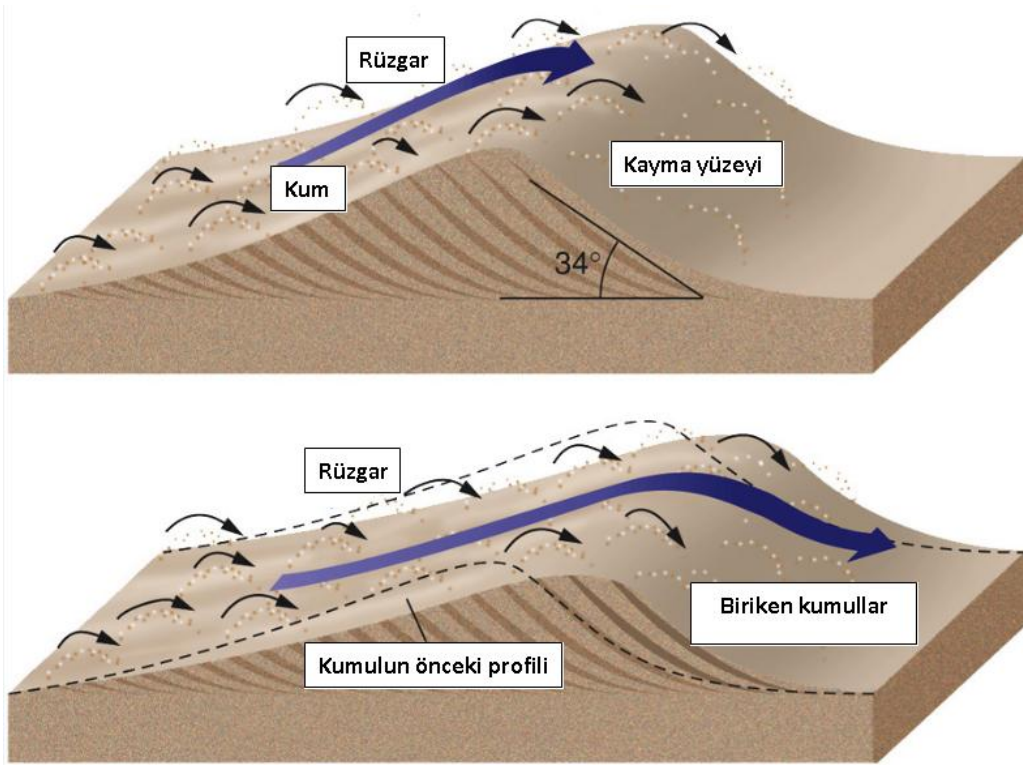
Bu oluşumlara göre kumullar;

- Hilal şeklinde (barchan) kumullar
- Parabolik kumullar
- Enine (transverse) kumullar
- Boyuna (longitudinal) kumullar
- Yıldız kumullar

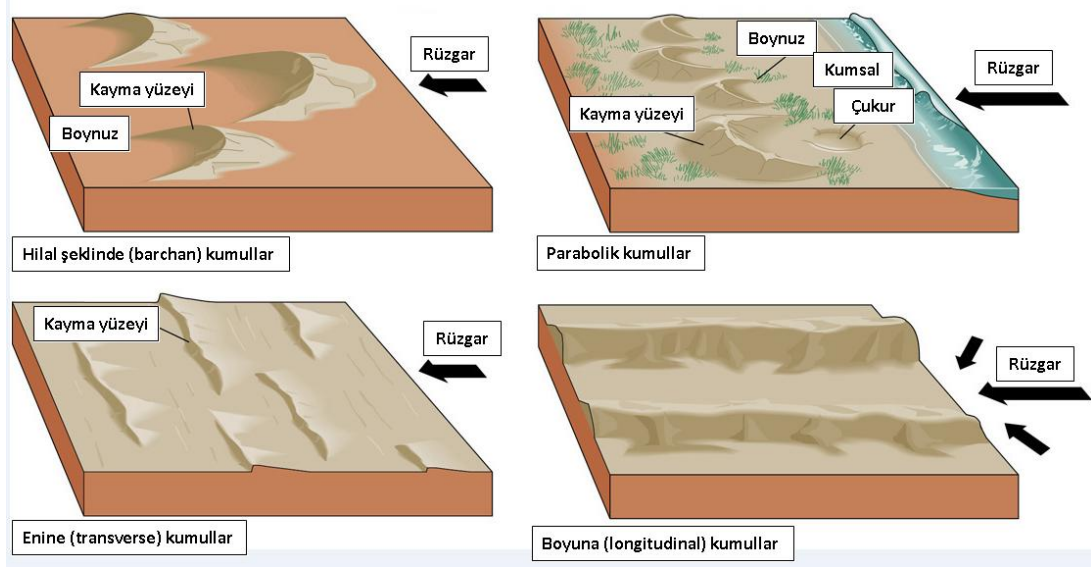
şeklinde sınıflandırılabilirler (Şekil 3-4) (Orhan, 1999).



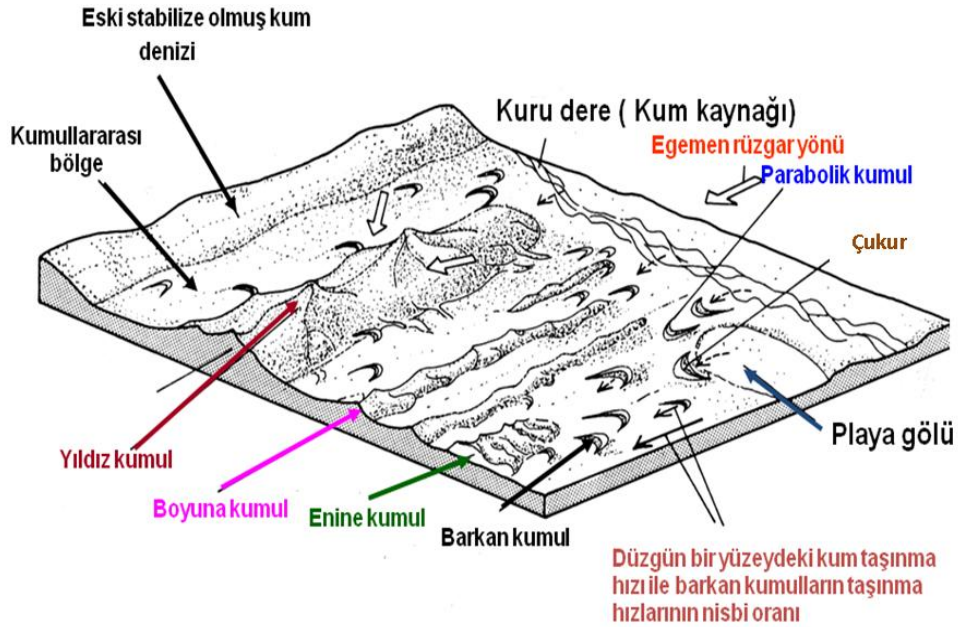
Şekil 1. Büyük Sahra Çölünden Bir Kumul Görünümü



Şekil 2. Rüzgar Etkisi ile Kumul Oluşumu



Şekil 3. Kumul Türleri



Şekil 4. Kumul Türlerinin Birlikte Gösterimi

Kumullar yılda bazen 30 metre ve bazen daha fazla hareket etmelerinden dolayı dünyanın birçok yerinde insanların yerleşim alanlarını, ormanları, çiftlikleri, köyleri örtebilmekte ve böylece hayatlarına da etki etmektedir. İnsanlar bu gibi olumsuz durumlara engel olmak için ağaçlandırma, yeşillendirme, stabilizasyon gibi işlemler ve çit vb. engeller konularak bunların önüne geçmeye çalışmışlardır. 16. yüzyılda kıyı kumullarının tespiti konusunda ilk çalışmalara Danimarkalılar ve Fransızlar tarafından yapılmıştır. Fransızların Landlar'da verimsiz geniş kumul sahalarındaki başarısı, birçok ülke için örnek olmuştur (Sigmund, 1944). Fransa'da Biskay Körfezi kıyılarındaki Landes bölgesinde, kumullar içerilere kadar ilerlemiş, bazen yılda 30 metre kadar yol alarak ormanları, çiftlikleri ve köyleri örtmüştü. Bunu önlemek için, bölgede kumda büyüeyebilen kaba otlar yetiştirildi. Bu otların kökleri ve yaprakları kumların sürüklenmesini engelliyor ve çam ağacı yetiştirilmesini olanaklı kılıyordu. Nitekim bu yolla yetiştirilen ormanlar bugün ekime elverişli toprakları kumların istilasına karşı korumaktadır.

Ülkemizde ise kıyı kumullarında bilinen ilk ağaçlandırma Durusu Gölü'nde (İstanbul) 1885-1887 yılları arasında bir Fransız firması tarafından yapılmıştır. Buna benzer olarak kıyı kumullarında büyük çapta ağaçlandırma çalışmaları ise 1961 yılında başlamış ve 1992 yılı sonuna kadar 10935 hektarlık bir alan ağaçlandırılmıştır. Bu çalışmalar genellikle Akdeniz ve Karadeniz Bölgesinde yapılmıştır. Örneğin; Orman İşletmeleri tarafından kumul ağaçlandırması konusunda ele alınmış bir saha Adana sahillerinde Karataş ilçesi Plaj bölgesidir. Burada da 1955 yılında harekete geçilerek 1960 yılına kadar alanın kısmen stabil ve ağaçlandırmaya uygun toplam 29.3 hektarı ağaçlandırılmıştır (Atmaca ve Yılmaz, 2006). Buna benzer çalışmalar ülkemizde farklı kumul alanlarında da yapılmıştır.

I.M. Asi ve H.I. Al-Abdul Wahhab (1997), kumul bir zemin içerisine asfalt, kireç ve Portland çimentosu katarak stabilizasyon çalışmaları yapmışlardır. Bunun sonucunda stabilizasyonda çimentonun kireçten ve asfaltdan daha etkili olduğu sonucuna varmışlardır.

M.K. Gueddouda, I.Goual, M.Lamara, N.Aboubaker (2008), sıkıştırılmış Cezayir kumulları üzerinde yaptıkları çalışmada kumulların permeabilitesini azaltmak ve kayma dayanımlarını arttırmak için bentonit kullanmışlardır. Ağırlıkça %12-15 oranında katılan bentonitin permeabilite ve kayma dayanımı açısından yeterli olacağını belirtmişlerdir.

Shawqui M.Lahalih, Neaz Ahmed (1998), farklı kimyasalların, kumullardaki kayma dayanımı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Bu kimyasallar melamin, formaldehit, üre, kostik soda ve sülfirik asit içeren bileşiklerdir. Yapılan deneyler sonucunda %1 civarında kimyasal madde eklenmesi ile bile yeterli dayanıma ulaşılabildiği sonucuna ulaşılmıştır.

E.M. Bloomfield, C.I.Ware (2004), Güney Afrika'daki KwaZulu-Natal kumuluna artan oranlarda ince malzeme (<63 µm) katarak stabilize etmişlerdir. %20- 30 ince malzeme katıldığında dayanımın ve kuru birim hacim ağırlığın maksimum değerlere ulaştığını gözlemlemişlerdir. Bunun yanında artan ince malzemenin permeabiliteyi azalttığını belirlemişlerdir.

Ortadoğu ve kuzey afrika ülkelerinin geniş arazileri genellikle kumul (dune) zeminlerden oluşmuştur. Bu bölgelerde çakıl ve kil gibi zeminler neredeyse yok denecek kadar azdır. Yapılan dolgu gibi toprak işlerinde karşılaşılan en büyük problem zeminin sıkıştırılamaması ve yeterli dayanımın sağlanamamasıdır.

Kumul zeminlerin sıkıştırılabilmesi için genellikle en kolay temin edilen malzeme olan çimento kullanılmaktadır. Kil zemin temini ise çimento kadar pahalıya mal olmakta ve yaygın bir kullanımı olmadığından teminde zorluklar yaşanmaktadır. Ancak çevre ülkelerde bulunan sanayi tesislerinden elde edilecek uçucu kül ve silis dumanı gibi malzemelerin daha kolay temin edilebileceği düşünülmektedir. Her üç malzemeninde maliyetlerinin yaklaşık aynı olacağı tahmin edilmektedir.

Yapılan bu çalışmada; kumula farklı oranlarda ve farklı malzemeler ilave edilerek hangi katkı maddesinden daha yüksek KBHA elde edileceği araştırılmıştır. Kumulların granülometrisine benzer bir granülometride zemin laboratuvar ortamında elde edilerek, bu zeminin proktor sıklığındaki KBHA değeri belirlenmiştir. Daha sonra bu zemin içerisine ağırlıkça %3- %5 ve %10 oranında Portland Çimentosu (PÇ) katılarak 3 adet, ağırlıkça %3- %5 ve %10 oranında silis dumanı (SD) katılarak 3 adet ve ağırlıkça %3- %5 ve %10 oranında uçucu kül (UK) ilave edilerek 3 adet olmak üzere toplam 9 adet karışım hazırlanmıştır. Yapılan proktor deneyleri sonucunda bu zeminin optimum su muhtevası ve maksimumu kuru birim hacim ağırlıkları belirlenmiştir. Bulunan bu sonuçlar kullanılan katkı maddelerine göre karşılaştırılmıştır.

## 2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Bu çalışmada; laboratuvar ortamında kumulların granülometrisine uygun olarak elde edilen zemine öncelikle ağırlıkça %3- %5- %10 oranında Portland Çimentosu (PÇ- CEM I 42,5N tipi), silis dumanı ve uçucu kül ilave edilmiştir. Elde edilen karışımlar üzerine proktor deneyi uygulanıp optimum su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlıkları bulunmuştur. Bulunan bu sonuçlar karışımlarda kullanılan katkı maddelerine göre karşılaştırılmıştır.

### 2.1. Kullanılan Malzemeler ve Özellikleri

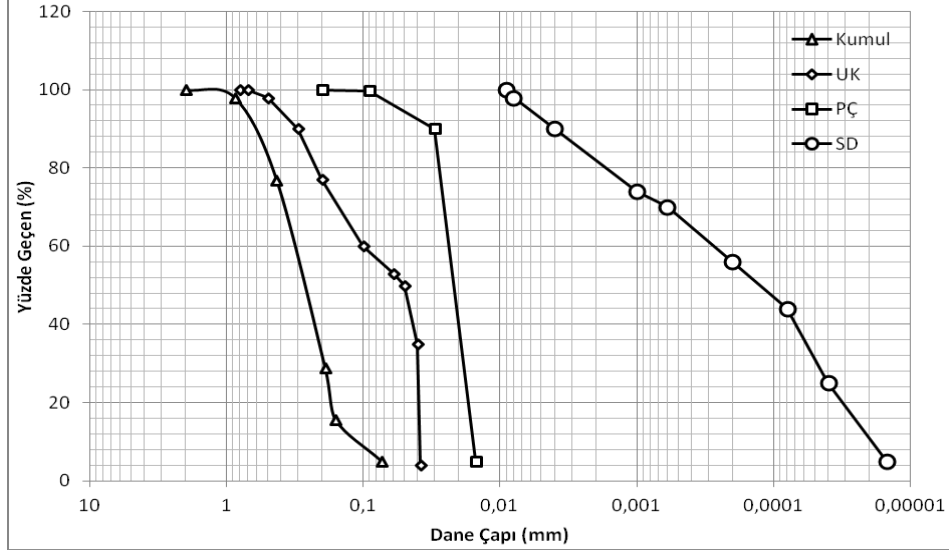
Deneylerde kullanılan karışımlarda, Elazığ Palu ilçesinden elde edilen nehir kumu, Elazığ-Altınova Çimento San. T.A.Ş'den temin edilen Portland Çimentosu, Etibank Antalya Elektrometalurji Sanayi İşletmesi kurumundan temin edilen silis dumanı (silis dumanı, ferrosilisyum ve silikoferrokrom baca tozları olarak yıllık üretim miktarları toplam 1000-2000 ton arasında değişmektedir) ve Tunçbilek Termik Santralinden sağlanan uçucu kül (Tunçbilek termik santralinde, yılda 2.350.000 ton kömür elektrik üretmek amacıyla yakılmakta ve yanma sonrası atık olarak kalan 854.670 ton uçucu külün yaklaşık %63'ü elektrostatik filtrelerde baca gazından tutulmaktadır. Yakma esnasında elde edilen bu atık malzemenin yalnız %1.4'ü satılmakta geri kalan kısmı ise stok sahasına gönderilmektedir (Kurama, 1999)) kullanılmıştır. Portland Çimentosu, silis dumanı, uçucu küle ait kimyasal ve fiziksel özellikler tablo 1'de ve Elazığ-Palu nehir kumuna ait özellikler tablo 2'de verilmiştir. Laboratuvar ortamında elde edilen kumul zemin, silis dumanı, Portland Çimentosu ve uçucu küle ait granülometri eğrileri şekil 5'te verilmiştir.

**Tablo 1.** Portland Çimentosu, Silis Dumanı ve Uçucu Külün Kimyasal Bileşimi ve Fiziksel Özellikleri

Muhteva	PÇ	SD	UK
SiO <sub>2</sub> (%)	20.2	91	58.82
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	5.8	0.58	19.65
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	3.23	0.24	10.67
CaO (%)	64.1	0.71	2.18
MgO (%)	-	0.33	3.92
SO <sub>3</sub> (%)	2.66	-	0.48
Klorür (Cl)	0.006	-	-
Kızdırma Kaybı (%)	2.58	1.84	0.91
Özgül Ağırlık (gr/cm <sup>3</sup> )	3.1	2.2	2.08
Özgül Yüze (cm <sup>2</sup> /gr)	3484	96.5%<45µm	3812

**Tablo 2.** Elazığ-Palu Nehir Kumunun Fiziksel Özellikleri

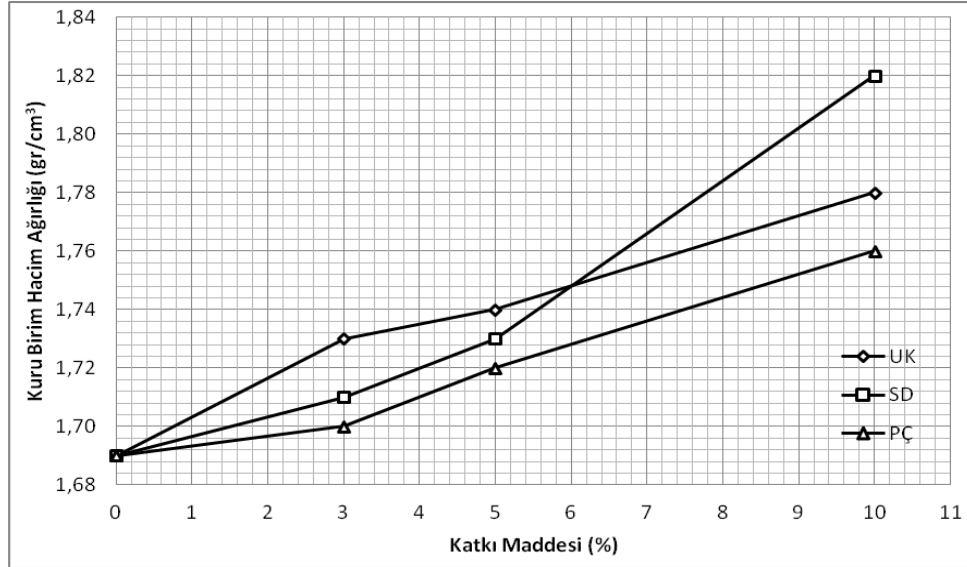
Özgül Ağırlık (gr/cm <sup>3</sup> )	Los Angeles Aşınma (500 devir) (%)	Donma-çözülme kaybı (%)	Su emme (%)
2.66	13	9	2.0



Şekil 5. Laboratuvar Ortamında Elde Edilen Kumul, Silis Dumanı, Uçucu Kül ve Portland Çimentosunun Granülometri Eğrileri

### 3. SONUÇLAR

Yapılan deneyler ve analizler sonucunda şekil 6'da verilen sonuçlar elde edilmiştir.



Şekil 6. Farklı Katkı Malzemeleri ve Farklı Karışım Oranlarına Göre Elde Edilen KBHA Değerleri

Orta Doğu ve Kuzey Afrika ülkelerinde iç bölgelerde yapılacak dolgularda kumullardan elde edilecek zeminlerin kullanılması zorunludur. Bu ülkelerin teknik şartnameleri incelendiğinde dayanımdan ziyade sıkıştırılabilirliğin esas alındığı görülmüştür. Bu nedenle yapılan çalışmada sadece KBHA'lar belirlenmiş olup en yüksek KBHA'nın silis dumanı katkısı ile elde edilebileceği sonucuna varılmıştır.



## KAYNAKLAR

- Acatay, A.,8 (1959), "Orman Korunması, İ.Ü. Orman Fakültesi Yayınları", No:62 İstanbul, 313-318.
- Irmak, A., (1943), "Akyatan Eksibesi ve Eksibelerin Ağaçlandırılması", Orman ve Av Dergisi, Cilt: 15, Sayı: 11, İstanbul.
- Tavşanoğlu, F., (1954), "Dağlık Arazide Dere Havzalarının Islahı", İ.Ü. Orman Fakültesi, Yayın No:26, İstanbul.
- George, D.F., (1934), Plant Communities of the Dunes, the Scientific Monthly
- Atmaca, F., Yılmaz, T.K., (2006), "Turan Emeksiz Kıyı Kumul Ağaçlandırmasının Bazı Toprak Özellikleri Üzerine Etkisi", DOA Dergisi (Journal of DOA), Sayı:12.
- Orhan, H. (1999), "Stratigrafi-Sedimantoloji", Selçuk Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi, Konya, (Ders Notu).
- Sigmund, S., (1944), Tree Against Sand, American Forests, No:7.
- Wahab, H.I.A. and Asi, I.M. (1997), Improvement of marl and dune sand for highway construction in arid areas, Journal of Building and Environment, Elsevier Science Ltd, 32(3), 271–279.
- Gueddouda, M.K., Goual, I., Lamara, M., Aboubaker, N. ( 2008), " Hydraulic Conductivity and Shear Strength of compacted Dune Sand - Bentonite Mixtures", ICCBT 2008 - E-(12) - pp139-150.
- Lahalih, Shawqui M. Ahmed, N. (1998), " Effect of new soil stabilizers on the compressive strength of dune sand", Construction and Building Materials 12. 321-328.
- Bloomfield, E.M., Ware, C.I. (2004), " Fines content for optimum stability within coastal dune sands within Northern KwaZulu-Natal, South Africa", Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 63:303–308.
- Kurama, H., Bilgiç, C. ve Kaya, M., 1999. "Evaluation of Tunçbilek Coal Fired Power Plant Flyash for Industrial Usage.", J. of Ore Dressing, Vol.1, issue 2, pp. 55-62.

# SARAYKÖY DEVLET HASTANESİ TEMELİ GÜÇLENDİRME SİSTEMİ

## FOUNDATION REINFORCEMENT SYSTEM FOR SARAYKÖY PUBLIC HOSPITAL

Devrim ALKAYA<sup>1</sup>

Tahsin BADEM<sup>2</sup>

Murat Yalçın ÖZ<sup>2</sup>

### ABSTRACT

Grouting is one of the methods used in soil improvement. It is widely used in the world for this purpose. The design of the injection is related with the geotechnical properties of the soil into which injection will be applied. In this study, the geotechnical properties of Sarayköy Public Hospital foundation soil are investigated and the materials used in the application of grouting and grouting pressures are evaluated at site. The obtained results are presented and the enlargements made in the foundation system are shown.

**Keywords:** Grouting, Foundation, Soil improvement, Foundation support

### ÖZET

Enjeksiyon zemin iyileştirmede kullanılan yöntemlerden birisidir. Bu amaçla dünyada yaygın olarak kullanılmaktadır. Enjeksiyon yapılacak zeminin geoteknik özellikleri enjeksiyon tasarımı etkilemektedir. Bu çalışmada Sarayköy Devlet Hastanesi temelini iyileştirilmesi için zeminin geoteknik özellikleri incelenmiş ve uygulanan enjeksiyonda kullanılan malzeme ve enjeksiyon basınçları yerinde incelenmiş elde edilen sonuçlar sunulmuştur. Temel sisteminde yapılan genişletmeler gösterilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Enjeksiyon, Temel, Zemin iyileştirme, Temel güçlendirme

## 1. GİRİŞ

Denizli İli, Sarayköy İlçesi 100 Yataklı Devlet Hastanesi Binası, 1988 yılında (1975Yönetmeliğine göre) projelendirilerek 1995 yılında hizmete açılmıştır. Mevcut yapı B+Z+3 Normal katlı olarak inşa edilmiştir. Betonarme karkas taşıyıcı sisteme sahiptir. Yapı mevcut hali ile toplamda yaklaşık 2500 m inşaat alanına sahiptir. Temel güçlendirme için enjeksiyon yöntemi ile zemin güçlendirme ve temelde de genişletme yapılmıştır.

<sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, devrimalkaya@hotmail.com

<sup>2</sup> İnşaat Mühendisi., Denizli Bayındırlık İl Müdürlüğü , myalcinoz@hotmail.com



## 2. TEMEL ZEMİNİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

Sarayköy Devlet Hastanesi bloklarının zemin özelliklerini belirleyebilmek için gözlem çukurları açılmıştır. Gözlem çukurundan alınan örneğin tane boyu dağılımı incelendiğinde zeminin % 37 kum ve % 63 kil-silt oranından oluştuğu görülmüştür.

Gözlem çukurununun 1.5 metre derinliğinde temel seviyesinin hemen altından alınan örselenmemiş örnekler üzerinde direkt kesme kutusu deneyi yapılmıştır. Bu değerlendirmeye göre zeminin kohezyonu 4 kPa, içsel sürtünme açısı 27 ° olarak bulunmuştur.

Elde edilen veriler ve temel boyutları düşünüldüğünde nihai taşıma gücü 150 kPa (1.5 kgf/cm<sup>2</sup>) öngörülmektedir. Bu zemine oturan yapılar için zemin emniyet gerilmesi (GK=3) 50kPa (0.5 kg/cm<sup>2</sup>) olarak alınması uygundur. Birimin zemin sınıfı C3-Z4'tür. Zemin drenajı ve enjeksiyon yöntemi kullanılarak zemin iyileştirmesi yapılması, zeminin taşıma gücü değerlerinin yükseltilmesine karar verilmiştir.

## 3. MEVCUT TEMEL, ZEMİN VE YAPI DURUMU

Sarayköy Devlet Hastanesi alüvyal zeminler üzerinde bulunur. Bu birim, Menderes grabenini oluşturan oldukça kalın ve geniş bir yayılıma sahiptir.

Sarayköy Devlet Hastanesi, birbirine bitişik 2 betonarme bloktan oluşmaktadır. Yapının kullanımını aksatmadan dış perde uygulaması ile güçlendirilmesinin uygun olacağına karar verilmiştir. Ancak, blokların bitişik olması nedeniyle, her iki blokta da, perdeler sadece 3 cephede dışarıya yerleştirilebilecektir. A Blok'un son katının yarım olması da ayrı bir sorundur. Bu sebeple her iki blokta toplam 4 perdenin iç cephede yapılması zorunluluğu doğmuştur. Fakat yine kullanımını aksatmamak için bu 4 perdeden 3'ü aynı bölgeye inşa edilecektir. Yapılacak dış perde uygulaması yanı sıra yapı zemininde iyileştirme çalışması kaçınılmazdır. Kötü bir zemin üzerinde, perde elemanlarının az miktarda dönmesi ile bile, daha narin yapısal elemanlar olan kolon ve kirişlerde hasarlar oluşabilir.

Yapıda uygulanan temel tipi ve boyutlarının projeye uygunluğunun kontrolü için A/1 –A/2 akslarının arasında, S1 kolonu altında kazı yapılmış ve mevcut TK1 temeli ilgili gerekli çalışmalar gerçekleştirilmiştir (Şekil 1-2). Yapıda projesine uygun olarak çift doğrultuda ampuatmanlı sürekli temel uygulanmıştır. Yerinde ölçülen temel kesit boyutları (temel giriş derinliği 80 cm, genişliği 80 cm, ampuatman genişliği 50 cm) proje değerleri ile aynıdır.

## 4. GÜÇLENDİRME ÖNERİSİ

Sürekli temelerde de zemin emniyet gerilmelerinin ciddi boyutta aşıldığı görülmektedir. Bina en kötü zemin olan Z4 sınıfı bir zemin üzerindedir. Bu zeminin taşıma gücü 50 kPa gibi oldukça düşük bir değere sahiptir. Neredeyse tüm sürekli temel kirişleri altında bu zemin emniyet değeri aşılmıştır. B+Z+3 katlı olan mevcut yapı kat azaltması yapılarak B+Z+1 katlı olarak yeniden modellenmiş ve analiz edilmiştir. Bu şekilde tekrarlanan analizler sonucunda bile yapının tabanında oluşan gerilmeler zemin emniyet gerilemesi değerinin üstünde çıkmakta ve yapının mevcut temel sistemi yeterli gelmemektedir.

Yapının temel sistemi değiştirilmiş, Kirişli Radye temel sistemi kullanılarak B+Z+3 kat ve B+Z+1 kat durumları için tekrar analiz edilmiştir. Bu durumda da yine yapının kısa

doğrultusunda tabanda oluşan gerilme değerleri zemin emniyet gerilmesi değerini aşmıştır. öyle bir yapıda yapılacak olan ilk iş zemin iyileştirilmesidir. Drenaj, kimyasal enjeksiyon gibi yöntemler kullanılarak iyileştirme yapılarak, zeminin taşıma gücünün yükseltilmesi mümkündür. Yapı güçlendirilerek yapısal yetersizlikler, deprem perdesi ilave edilerek giderilebilir.. Ancak zemin iyileştirilmesi yapılmadan güçlendirme uygun olmayacaktır.

Bu veriler ışığında zeminde ve yapıda güçlendirme çalışması planlanmıştır. Planlanan güçlendirme çalışmasında, zemin iyileştirmesi için çimento enjeksiyonu, yapısal güçlendirme için betonarme dış perde ilavesi yapılmıştır. İyileştirme ile zemin emniyet gerilmesi ve diğer geoteknik özelliklerinde de iyileşme sağlanacaktır.

## **5. ENJEKSİYONU YÖNTEMİ İLE ZEMİNİNİN GÜÇLENDİRİLMESİ**

Sarayköy Devlet Hastanesi bina zeminin taşıma gücünü artırmak için kimyasal katkılı enjeksiyon yöntemi kullanmak optimal çözüm olarak öngörülmektedir. Önerilen yöntemin ayrıntıları aşağıda verilmiştir.

### **5.1 Enjeksiyonda Kullanılacak Malzemeler**

**Çimento:** Projelerde belirtilen yerlerde veya idarenin isteyeceği yerlerde sülfat iyonuna karşı mukavim olan sülfatlı cüruf çimentosu (SCÇ) kullanılmalıdır. Bu çimentonun özellikleri, TSE'nin UDK 666.95 TS-B09 şartnamesine uygun olmalıdır. Müteahhittin mukavele ile çimento almakla bağımlı olduğu çimento fabrikasının mümkün olan en ince taneli ve sülfat iyonuna karşı en fazla dayanımlı imal edebildiği çimento olmalıdır. Bu sülfata karşı dayanımlı çimentolarda, Trikalsiyum Alüminat % 3,5'dan fazla olmamalıdır.

**Enjeksiyon Bentoniti:** Enjeksiyonlarda kullanılacak bütün şerbetler ve harçlı şerbetlere karışım oranına göre çimento oranının % 2-5' i kadar bentonit ilave edilmelidir.

**Su:** Enjeksiyonda kullanılacak su, betonda kullanılan karma suyu niteliğinde temiz ve berrak olmalıdır. Pis su, yağ, asit, alkali gibi maddeler ile odun, kömür ve diğer materyallerin parçalarından arındırılmalıdır.

Tablo 1'de zemin iyileştirme çalışması için çıkarılan metraj verilmiştir.

Enjeksiyonlara çimento/su = 1/3 (ağırlıkça) olan şerbetle başlanmış ve her kademe için refü basıncına ulaşınca kadar bu oranda şerbet kullanılmıştır. Ancak tek bir enjeksiyon deliğine basılan şerbet içerisindeki katı madde miktarı 20 tondan fazla olmasına rağmen refü elde edilememişse, o deliğin enjeksiyonuna ara verilip sıradaki deliğin enjeksiyonuna geçilmiştir. Böyle durumlarda, o sıradaki deliklerin enjeksiyonları bittikten sonra, tekrar refü elde edilemeyen deliğe/deliklere tekrar enjeksiyon yapılmıştır.

**Tablo 1. Zemin İyileştirme Çalışması Metrajı**

No	Açıklama	Ölçü	Toplam
01	0,00-30,00 m arasında alüvyon formasyonda karotsuz enjeksiyon deliği	m	1.162 m
02	0,00-30,00 m arasında bloklu ve iri çakıllı alüvyon formasyonda temel sondaj Deliğinin açılması ve karot numunenin alınması	m	58,00
03	0,00-20,00 m arasında her çeşit formasyonda açılan temel sondaj ve enjeksiyon kontrol kuyularında basınçlı su deneyinin yapılması	adet	19,00
04	0,00-20,00 m arasında her türlü zeminde konsolidasyon enjeksiyonu	m <sup>3</sup>	174.30
05	Sülfata dayanıklı torba çimento	ton	61
06	Enjeksiyon bentoniti	ton	1.8
	Kimyasal katkı maddeleri	ton	6

**Tablo 2. Konsolidasyon Deliklerinin Enjeksiyon (Efektif) Basınçları**

Enjeksiyon Kademesi (m)	Kademe Basıncı (kg/cm <sup>2</sup> )	Kademe Refü Basıncı kg/cm <sup>2</sup>
0,00 – 1,00	1,00	1,50
1,00 – 2,00	1,50	2,00
2,00 – 3,00	2,00	2,50
3,00 – 4,00	2,50	3,00
4,00 – 5,00	3,00	3,50
5,00 – 6,00	3,50	4,00
6,00 – 7,00	4,00	4,50

## 5.2. Enjeksiyon Kontrol Delikleri

Şartnameye göre konsolidasyon delik sayısının % 10' undan az olmayacak şekilde kontrol delikleri açılmalıdır. Kontrol delikleri, delik ağzından tabanına kadar karotlu olarak delinmeli ve delik çapları delik tabanında minimum 66 mm olmalıdır. T tipi veya diğer çift tüplü arotiyerler kullanılarak karot alınmıştır. Kontrol deliklerinden alınan karotların tanımları yapılarak saklanmıştır. Araştırma kuyuları ile enjeksiyon ve enjeksiyon kontrol deliklerinde tüm işlemler bitirildikten sonra kalın şerbet veya harçla yukarıya doğru doldurularak kapatılmıştır.

## 5.3. Konsolidasyon Deliklerinin Arasına Girme ve Enjeksiyonları Tekrarlama

Şartnameye göre kontrol deliklerinde bir veya birkaç kademe su kaçakları varsa deliğinin temsil ettiği sıradaki tüm konsolidasyon deliklerinin arasında tekrar sondaj açılmalı ve “konsolidasyon enjeksiyonu” bölümünde anlatılan yöntemle göre enjekte edilmelidir.

#### **5.4. Sondaj Çalışmaları**

Enjeksiyon kontrol ve temel araştırma sondaj delikleri, yüzdesi yüksek karot alabilen T tipi veya diğer çift tüplü karotiyerlerle, delik taban çapı en az 66 mm olacak şekilde, karotlu olarak açılmıştır. Şartnameye göre açılacak sondaj delikleri, enjeksiyonu yapılmakta olan delikten 10 m den daha uzakta olmalıdır. Ancak iki deliğin doğrultusu üzerinde ve arasında enjeksiyonu tamamlanmış bir zon mevcutsa bu mesafe daha kısa olabilir.

#### **5.5. Konsolidasyon Enjeksiyonu**

Önce dış konsolidasyon enjeksiyonu yapılacak, sonra iç sıraya daha sonrada orta sıraya geçilmiştir. Şartnameye göre Sarayköy Devlet Hastanesi A ve B blokta uygulanacak konsolidasyon delik şablonu Konsolidasyon enjeksiyon delikleri, enjeksiyon için üstten aşağıya doğru tamamen delinmeli ve aşağıdan yukarıya doğru çıkan kademeler metodu ile enjekte edilmelidir. Şayet sondaj esnasında delikte yıkıntı olursa veya devridaim suyunun %70 veya daha fazlasın kaçması halinde, o seviyenin üzerinden lastik tutturulup enjeksiyon yapılmalı ve priz müddeti sonunda ilerlemeye devam edilmelidir. Kuyunun istenen derinliğe kadar delinme işlemi bitirildikten sonra, enjeksiyon işlemleri aşağıdan yukarı doğru çıkan kademeler metodu ile tamamlanmalıdır.

Yapılacak enjeksiyon delikleri 7 m'dir. Kontrol için alınan karotlarda yapılan tek eksenli basma dayanımı deneyi sonunda, örneklerin mukavemetinin ortalaması 900 kPa (9 kg/cm ) dan az olmamalıdır. Enjeksiyonu biten delikler, enjeksiyondan sonra delik tabanından itibaren yüzeye kadar bir boru içinden çimento/su=7/5'lik karışımla doldurulmalıdır. Konsolidasyon enjeksiyonu kademelerinde, kontrol deliklerinde enjeksiyon basıncında 10 dakika süreyle basınçlı su deneyleri yapılmalıdır

#### **5.6. Zemin İyileştirme Sonuç Raporu**

İncelenen Sarayköy Devlet Hastanesi temel zemininde enjeksiyon yöntemiyle iyileştirme yapılması önerilmiş ve güçlendirme çalışmaları kapsamında işlem tamamlanmıştır. Enjeksiyon ve karot yerleri yerinde kontrol edilmiştir. Enjeksiyon çalışmaları sonrası 5 adet kontrol sondajı açtırılmış ve alınan bazı karot örnekleri Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Laboratuvarları'nda tek eksenli basma deneyine tabi tutulmuş ve elde edilen değerlere göre alınan karotların ortalama tek eksenli basma dayanımı 254,4 kg/cm<sup>2</sup> (24,9 Mpa) olarak bulunmuştur. Güçlendirme projesi kapsamında hazırlanan teknik şartnamede taşıma gücü 9 kgf/cm<sup>2</sup> (0,9 Mpa)'dır. Elde edilen sonuçlar şartnamede istenen değerleri sağlamaktadır

### **6. TEMELDE YAPILAN GÜÇLENDİRME**

Şekil 1'de her iki bloğa ait tek temelin güçlendirilmesi için uygulanacak temel detayına yer verilmiştir. Mevcut temel kirişleri gösterim karışıklığı olmaması için gösterilmemiştir. Mevcut temel sistemi iki doğrultuda sürekli ve düzenlidir. Yeni temeller, perde ilave edilen bölgelerde perdenin bulunduğu akslara komşu olan akslara kadar uzanmaktadır. Dış perdelerin, temelleri binanın dış cephesinden yapılacaktır.

Güçlendirme işlerinde iç mekanlardaki temel güçlendirmeleri her zaman en ciddi problem olagelmıştır. Sarayköy Devlet Hastanesi için de iç akslardaki temel güçlendirmeleri için en

zor kısımlarından birisi olmuştur. İç akslardaki tüm temel güçlendirmeleri, mevcut temelin her iki yanına Şekil 1’de görüldüğü gibi bağımsız temellerin yapılması ile gerçekleşecektir. Bu temeller mevcut temele temel yan yüzeyinden yapılan ankrajlarla bağlanmıştır.

**Tablo 3.** Karotların Laboratuvar Deney Sonuçları

Örnek No	Kuvvet (kgk)	Çap (mm)	Uzunluk (mm)	Alan (cm <sup>2</sup> )	Tek Eksenli Basma Dayanımı (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tek Eksenli Basma Dayanımı (Mpa)
SK-1a	4910	50	107	19,625	250,2	24,5
SK-1b	5050	50	100	19,625	257,3	25,2
SK-2	4700	50	108	19,625	239,5	23,5
SK-3	5930	50	105	19,625	302,2	29,6
SK-4a	6250	50	106	19,625	318,5	31,2
SK-4b	3720	50	106	19,625	189,6	18,6
SK-4c	4390	50	108	19,625	223,7	21,9
<b>ORTALAMA</b>					254,4	24,9

İç akslardaki temelin üst kotu bodrum kat taban kaplaması üst kotundan 1-2 cm aşağıda olacaktır. Yeni temelin derinliği mevcut temele göre 50 cm daha fazladır. Bina içerisinde 3 aks boyunca uzanan temel, dik yöndeki mevcut temellerle kesiştiğinde, şekil 2 ve şekil 3’de verilen detaylar uygulanmıştır. Buna göre, temel üstündeki boyuna donatılar mevcut temelin pas payı tabakası kaldırılarak diğer aksa kesintisiz geçirilecektir. Temel alt bölgesindeki boyuna donatılar (düz, montaj, ilave vs.) ise, mevcut temelin altında oluşturulacak 50 cm yüksekliğindeki delikten diğer aksa geçirilecektir. Birleşimde uygulanacak detay için ayrı bir etriye düzeni verilmiştir. Donatı filizleri bırakılarak bağlanan birleşim donatıları yerleştirilerek bu bölgenin betonu bekletilmeden dökülecektir. İç akstaki güçlendirmelerde, mevcut temelin aynı anda iki yanında güçlendirme yapılmayacaktır. Gerekli olması durumunda, donatıların karşıya geçirilmesi için temel altının delinmesi esnasında ve bu bölgeye dökülen beton belirli bir dayanım (100 kg/cm<sup>2</sup>) kazanıncaya kadar yüklenici her türlü güvenlik önlemini (zeminin geçici olarak dondurulması vs.) almakla yükümlü olmalıdır.

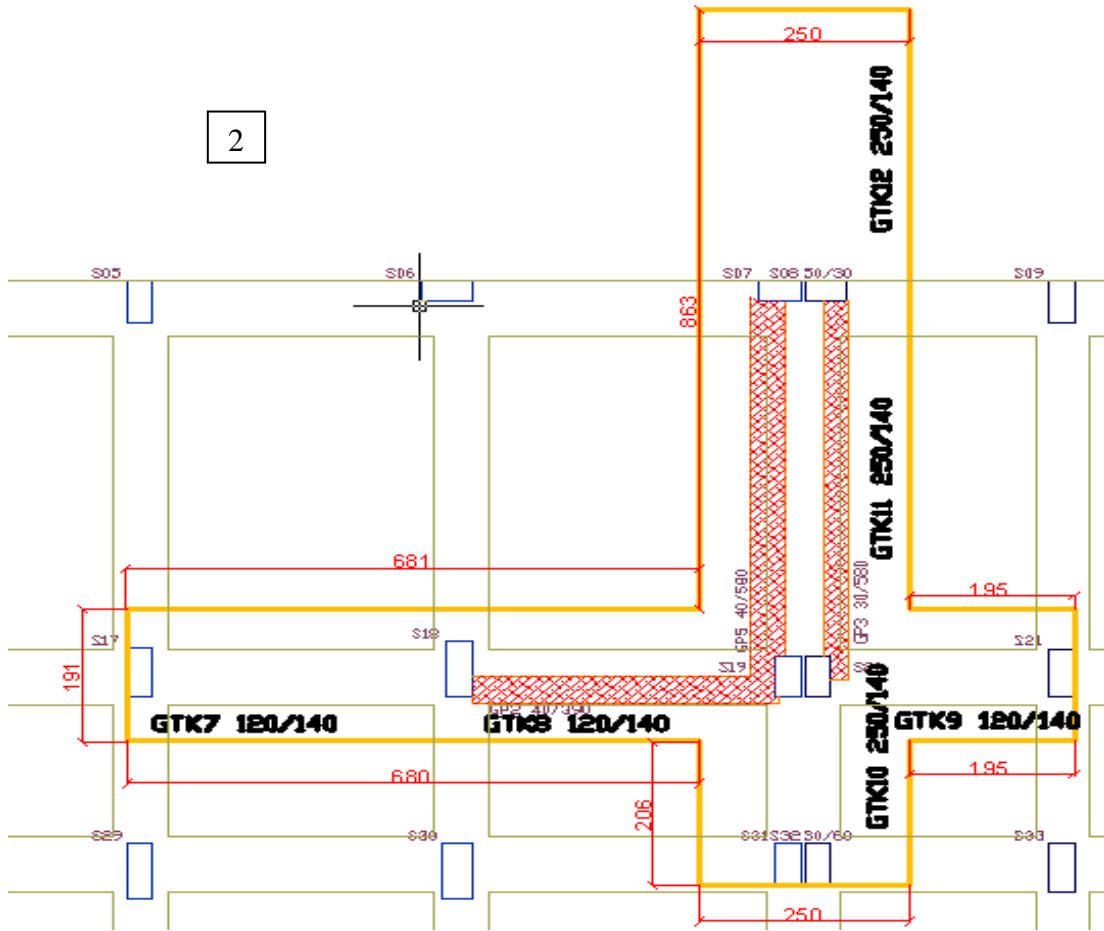
Dış akslara yapılacak temeller ise 2 metre yüksekliğinde yapılacaktır. Temelin 20 cm’lik kısmı mevcut temelin üstüne oturtulacaktır. Bu bölgede ilave perde için filiz donatıları bırakılabilecektir. Zaten bodrumlu olan yapıda temelin aşağıya inmesine gerek yoktur. Yapılacak zemin güçlendirmesiyle, bu temellerin altı da yeterli taşıma gücüne erişecektir. Donatının kesite sığmaması durumu için çift sıra donatı düzeni oluşturan bir etriye sistemi verilmiştir. Donatının kesite sığmaması durumunda iç aks temellerinde de çift sıra donatı düzeni uygulanmıştır.

## 6. SONUÇ

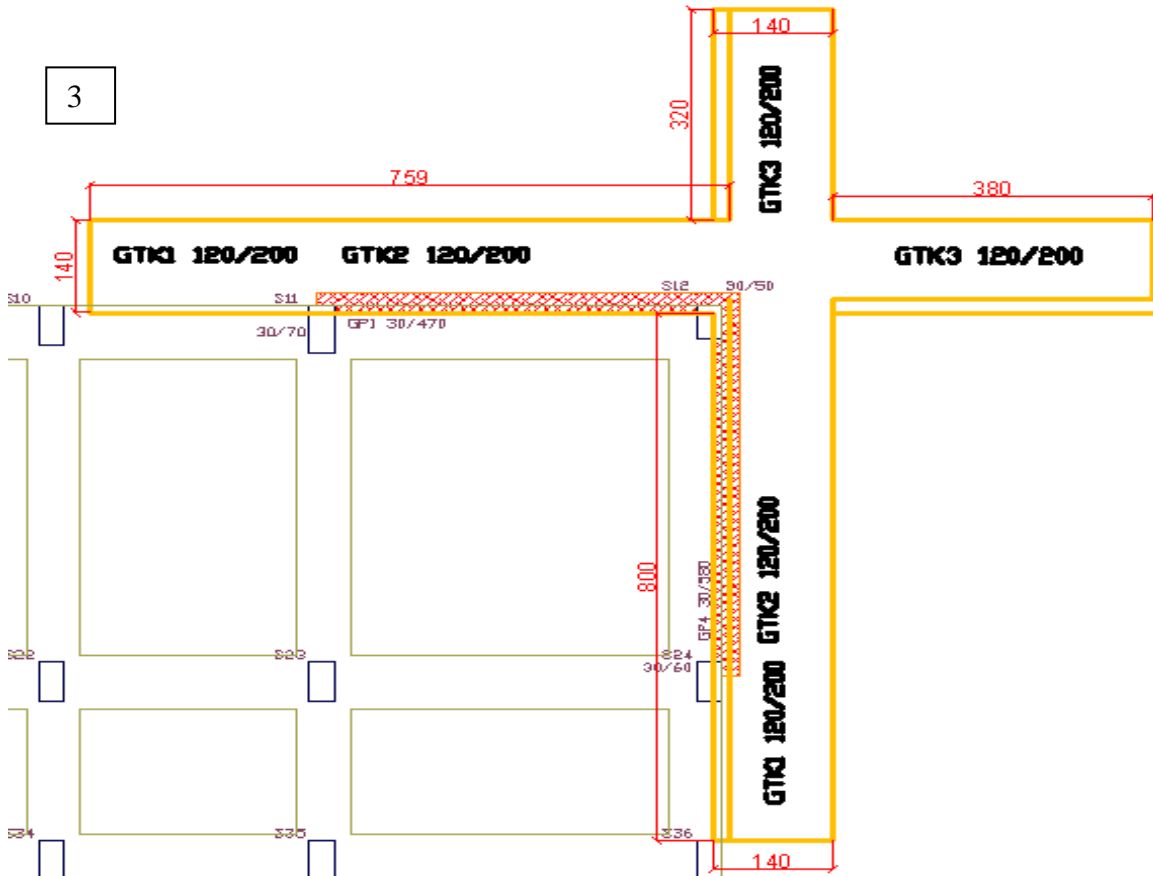
Sarayköy Devlet Hastanesi güçlendirme projesi kapsamında yapılan zemin iyileştirme ve temelde yapılan güçlendirme incelenmiştir. Zeminde iyileştirme yöntemi olarak enjeksiyon yöntemi seçilmiştir. Enjeksiyonun kontrolü yapılmış ve şartnamede istenen basınç

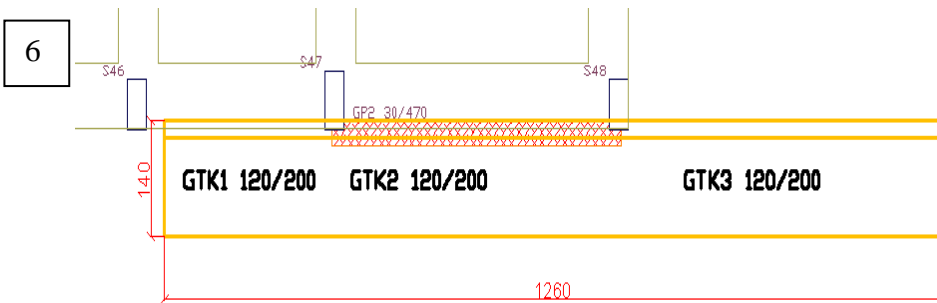
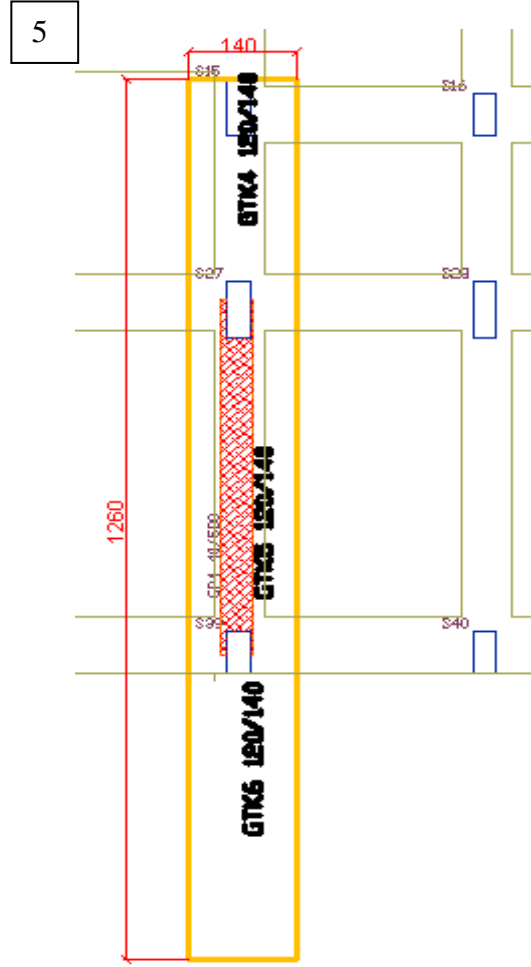
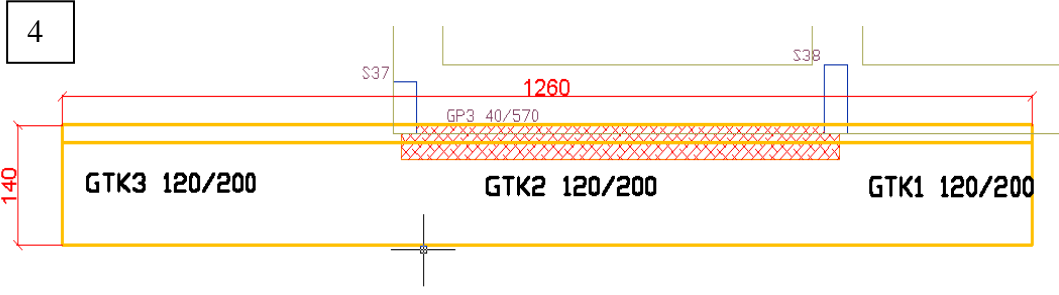


2



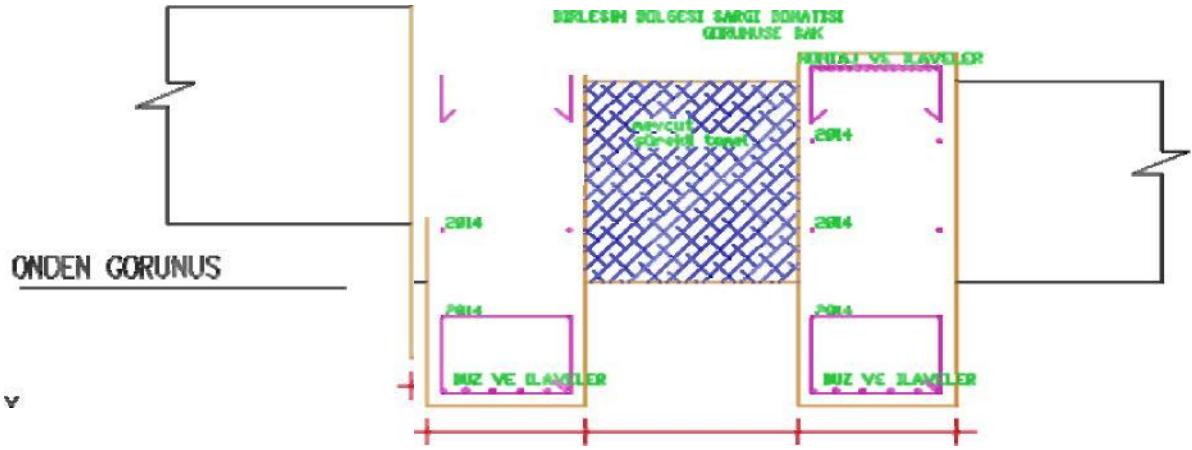
3





Şekil 2. Büyütülmüş Kesit Çizimleri





Şekil 3. Eski-Yeni Temel Birleşiminde Boyuna Donatıların Geçişi

## KAYNAKLAR

- Akbulut, S. ve Sağlamer A. (2002), "Estimating the Groutability of Granular Soils: A New Approach", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 17 (4), 371-380
- Alkaya D., (2010) Sarayköy Devlet Hastanesi Güçlendirme Projesi, Zemin iyileştirme Kesin Kabul Raporu, PAÜ, Denizli
- ASTM (1980). Standard method of test for unconfined compressive strength of rock specimens (2939-79), Annual Book ofASTMStandards, 19, 440-443.
- Kutzner, C. (1996). Grouting of Rock and Solil (1st English Edit.). Rotterdam: A.A. Balkema.
- Pettersson, S, Moulin, H. (1999). Grouting Drilling for Grouting, Sweden: Atlas Copco Craelius AB.
- Kaplan H. vd.(2008) Sarayköy Devlet Hastanesi Güçlendirme Projesi, PAÜ, Denizli Bayındırlık İl Müdürlüğü

## **GEOSENTETİK DONATILI KAZIK (GEC)**

### **4. GEOSYNTHETIC ENCAPSULATED COLUMN (GEC)**

**Erol GÜLER<sup>1</sup>**

#### **ABSTRACT**

The soil improvement techniques used in soft soils are increasing in number and improving constantly. One of the new soil improvement methods available on the market is the Geosynthetic Encapsulated Columns (GEC). This technique provides both economical solutions and unlike some other soil improvement techniques used today that can not guarantee a uniform application, provides a sturdy and repeatable element. Although this technique is new in Turkey, on the international arena this technique is well established. As a result also specification for design are available. In this paper, a brief story of the development of this technique is provided. The design concept of GEC is explained and some hints on important issues are mentioned.

GEC; Geosynthetic Reinforcement; Soil Improvement; Soft Clay

#### **ÖZET**

Yumuşak zeminlerin ıslah yöntemleri giderek çeşitlenmekte ve gelişmeler göstermektedir. Bu konuda en son ortaya çıkan yöntemlerden birisi de Geosentetik donatılı Kolon (GEC) tekniğidir. Bu teknikte zemin ıslahı hem ekonomik olarak yapılabilmekte, hem de günümüzde kullanılan bazı yöntemlerin belirsizliklerini içermemektedir. Bu teknik ülkemizde henüz yeni tanınmakta olmakla birlikte uluslararası tasarım şartnameleri bulunmakta ve dünyada yaygın olarak kullanım alanı bulmaktadır. Bu sunumda Geosentetik Donatılı Kazıkların gelişimi kısaca özetlenmekte, tasarım yöntemi verilmekte ve dikkat edilmesi gereken hususlar belirtilmektedir.

GEC; Geosentetik Donatı; Zemin Islahı; Yumuşak Killer

#### **GİRİŞ**

Günümüzde zemin ıslah yöntemleri giderek çeşitlenmekte ve etkinleşmektedir. Bu konudaki en önemli etkenler iş makinelerindeki gelişmeler, kullanılması olasılıklı malzemelerdeki gelişmeler ve de belki de en önemlisi zemin ıslahının alternatifi olan derin temel çözümlerinin yarattığı maliyetlerdir. Günümüzde artık tesis, yol vs projelendirilmesinde sağlam zeminlerin bulunduğu lokasyonların seçilmesi lüksü ne yazık ki kalmamıştır. Artan nüfus, yapı stoğu ve ulaştırma projelerinin çoğu evvelki dönemlerde göreceli olarak daha kolay zemin koşullarının bulunduğu yerlerde inşa edilmiş olup, bunlara yapılacak ilaveler daha zor zemin şartlarında yapılmak zorunda kalmaktadır. Ayrıca gerek binaların yüklerinin giderek artıyor olması temel taban basınçlarını

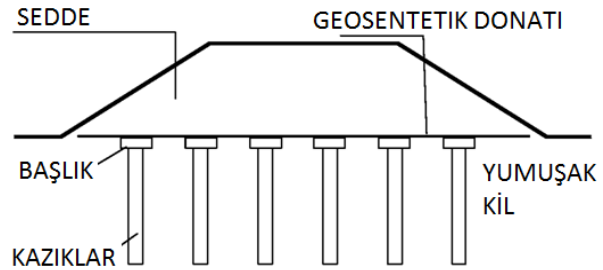
arttırmakta, gerekse de ulaştırma projelerindeki konfor şartlarının iyileşmesi yarma ve dolgu derinliklerini arttırmaktadır. İşte bütün bu gelişmeler günümüzde inşa edilen pek çok inşaat mühendisliği projesinde zemin ıslahını gündeme getirmektedir.

Günümüzde özellikle yumuşak zeminler üzerine inşa edilecek seddelerin stabilitesinin iyileştirilmesi ile ilgili pek çok yeni yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemlerin bazı sakıncalarını gidermek amacı ile bu yazımda kısaca özetlemeye çalışacağım Geosentetik Donatılı Kazık yöntemi geliştirilmiştir.

## 2. YUMUŞAK ZEMİN ÜZERİNE OTURA SEDDELERİN ISLAHI

Bu problem çok eski zamanlardan beri var olup, sayısız çözüm yöntemleri bulunmaktadır. Bunları kısaca sıralamak gerekirse şu alternatif ıslah yöntemleri akla gelmektedir:

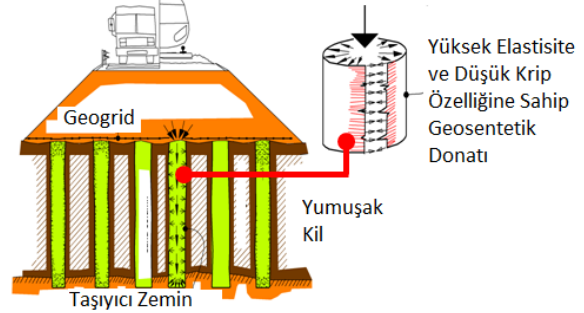
- İlk ve belki de en klasik yöntem yumuşak zeminin uzaklaştırılarak, kaliteli bir dolgu ile ikame edilmesidir. Bu teknik basit de olsa çevre koşulları açısından depolama sahaları, taş ocakları gerektirmekte, ayrıca büyük miktardaki hacimlerin nakliyesini gerektirdiğinden çok büyük karbondioksit emisyonlarına yol açmaktadır. Bu bakımdan bu çözüm günümüzde giderek geçerliliğini yitirmektedir.
- Yine çok eski ve etkin bir yöntem de dolgu hızını yavaşlatarak doğal zeminin konsolide olmasına imkan bvermektir. Alternatif çözümlerin mümkün olmadığı dönemlerde bu yöntemle toprak dolgu barajlar dahi inşa edilmiş olup, bekleme süreleri rahatlıkla 20 – 30 yılları bulabilmektedir. Tesislerin hızla devreye alınarak ekonomik gelir getirmeye başlamasının birinci öncelik taşıdığı günümüzde bu yöntem gerçekçiliğini tamamen kaybetmiş görülmektedir. Ancak bu konudaki teknolojik gelişmeler, dolgu teşkili öncesinde zemine düşey geosentetik drenler yerleştirilmesi suretiyle konsolidasyonun istenildiği ölçüde hızlandırılmasına imkan tanımaktadır. Gerçi bu durumda da geosentetik düşey drenlerin teşkili için bir süre ve maliyet ortaya çıkmaktadır. Ancak günümüzde pek çok projede geosentetik düşey drenler aracılığı ile konsolidasyonun hızlandırılması etkin bir yöntem olarak kullanılmaktadır.
- Günümüzde çok yaygın olarak kullanılan bir yöntem de dolgu altına serilen bir geosentetik donatı yardımı ile stabilitenin sağlanmasıdır. Bazen bu çözüm geosentetik düşey drenlerle kombine edilerek de kullanılmaktadır.
- Yukarıda sıralanan bu çözümler ülkemizde de sıkça kullanılan yöntemlerdir. Ancak yurt dışında oldukça yaygın kullanım alanı bulmasına karşın, ülkemizde pek kullanılmayan bir yöntem de sedde altına kazıklı temel teşkil edilmesidir. Bu yöntemde sedenin tüm yükü kazıklar ile tabii zemine intikal ettirilmekte ve dolayısı ile taşıma gücü ve oturmalar son derece iyi bir şekilde kontrol edilebilmektedir. Kazıkların seddeyi zımbalamasını engellemek için de genelde hem hem kazıklara başlık teşkil edilerek yüzey alanı arttırılmakta hem de bir geosentetik donatı kullanılarak sistmin entegre olarak çalışması sağlanmaktadır.



- Zemin ıslahı konusunda tüm dünyada başarılı olarak kullanılan bir yöntem de taş kolonlardır. Bilindiği gibi özellikle sıvılaşma riski taşıyan gevşek kumlarda en etkin ıslah yöntemi taş kolon teşkil edilmesidir. Taş kolonlar yumuşak killerin ıslahında da kullanılmakla birlikte, kilin drenajsız kohezyon değerinin çok küçük olması durumunda,

kil taş kolonun gerekli düşey taşıyıcılığı için gerekli yanal direnci gösterememekte ve dolayısı ile de uygulanamamakta veya ancak düşük düşey yükler taşıyabilmektedir.

- f) Yukarıda sıralanmış olan yöntemlere ilave olarak günümüzde hızla daha fazla kullanma alanı bulan bir yöntem de bu sunumun konusu olan geosentetik donatılı kazıklardır. İngilizce'deki adı olan Geosynthetic Encapsulated Column kelimesinin baş harflerinde yararlanarak kısaca GEC olarak da adlandırılmaktadırlar. Yukarıda d) şıkında ifade edilen kazıklı sedde temellerindeki en pahalı unsur şüphesiz ki betonarme kazıklardır. İşte Burada taş kolon teşkili ile kazıklı temel teşkili adeta kombine edilmekte ve geosentetik düşey drenlerin mantığından da yararlanılmaktadır.



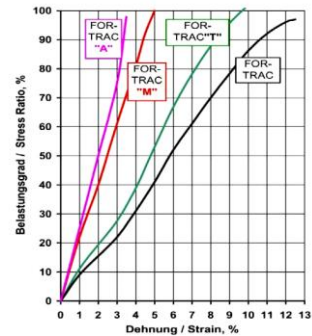
## 2.1. GEC Tekniğinin Gelişimi

GEC teknolojisinin gelişmesinde en büyük etken şüphesiz ki hem düşük maliyetli çözümler üretebilmesi, hem de duktıl davranış göstererek iyi bir mühendislik çözümü üretebilmesidir. Bilindiği gibi özellikle deprem yükleri altında duktilite çok büyük önem arz etmektedir. Ayrıca düşey açıdan rijid bir eleman oluşturmakla birlikte aynı zamanda permeabilitesi de yüksek olan bir yapıya sahiptir. Yukarıda da ifade edildiği gibi GEC hem kazıklı temellere hem de taş kolonlara iyi bir alternatif olarak çok yumuşak zeminlerde ve deprem bölgelerinde başarı ile kullanılabilir. Yandaki şekilde görülen GEC kolonu sadece görsel olarak davranışı algılayabilmek için zeminden yukarıda bırakılmış bir GEC'i göstermektedir. Bu resimden de kolayca anlaşılacağı gibi GEC kolonları nerede ise betonarme kazıklar kadar bir düşey rijitliğe sahip olmaktadır. Burada ana fikir: Yumuşak kil içinde yanal doğrultuda deformasyonu sınırlamaktır. Böylece üç eksenli deneyindeki bir kum numunesinde olduğu gibi geosentetik donatının yarattığı çevre basıncı arttıkça kumun hem kayma direnci hem de Elastisite Modülü artmaktadır.



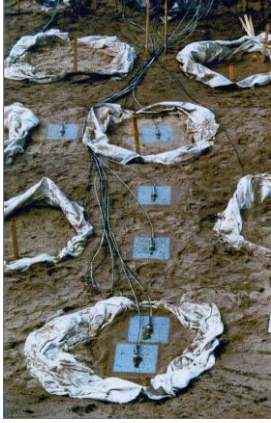
## 2.2. Geosentetik Donatı Üretimindeki Gelişmeler

Geosentetik Donatılı Kazık teşkilindeki en önemli eleman şüphesiz ki geosentetik donatıdır. Öncelikle donatının yüksek Elastisite Modülüne sahip olması elzemdir. Çünkü ancak bu durumda üzerine etkiyen düşey yükler altında hızla çekme gerilmeleri meydana getirir ve buna bağlı olarak da içersine yerleştirilmiş olan kum dolgunun yüksek kayma direnci ve yüksek Elastisite Modülüne sahip olmasını sağlayabilir. Bu konu ile ilgili ilk kavram 1993 yılında geliştirilmiştir. Amaç yüksek dayanımlı ve yüksek Elastisite Modülüne sahip bir geosentetik



kılıf oluşturmaktı. Öyle ki bu kılıf içine kum doldurulduğunda etrafında bir zemin olmadan “havada” dahi rijid olarak durabilsin. HUESKER® bu amaçla Aramid (AR) hammaddesinden bir kılıf üretti. Bu fikir başarılı idi ancak fiyatı oldukça yüksekti. Bu sebeple daha düşük fiyata sahip Polyester hammaddesinin özellikleri iyileştirilerek yakın sonuçlar elde edilmeye çalışıldı ve bu konuda başarılı da olundu.

### 2.3. GEC Tasarım tekniğinin Gelişmesi



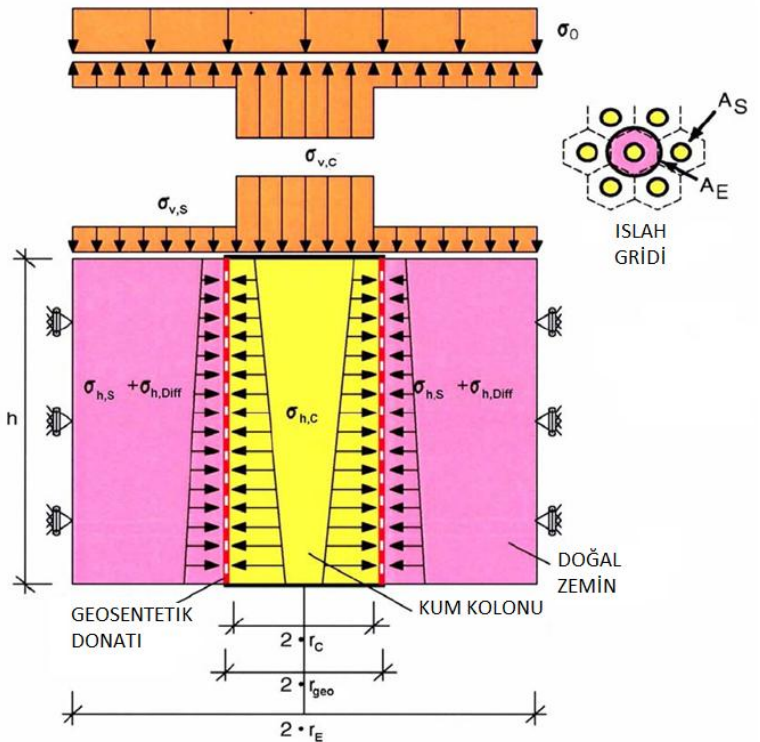
GEC konseptinin geliştirilmesindeki ikinci adım GEC kolonu etrafındaki yumuşak zemin içindeki yatay toprak itkisinin uygun bir yöntemle mobilize edilmesi fikri idi. Düşünce basit gibi gözükse de bu konuda sağlıklı bir tasarım yöntemi bulunmuyordu. Bu amaçla yoğun araştırma geliştirme çalışmaları başlatıldı: Kassel Üniversitesi, Möbius ve Huesker bir yandan analitik çalışmalar, bir yandan model deneyleri ve bir yandan da sonlu elemanlar analizleri yaptılar. İlk uygulamalar basit analizler kullanılarak ve emniyetli tarafta kalınarak yapılmaya başlandı ve tabii ki yoğun



ölçümler alınarak elde edilen sonuçlar irdelendi. Sol yandaki fotoğrafta sahada teşkil edilmiş olan GEC kolonlarının üzerine ve aralarına yerleştirilmiş yük hücreleri görülmekte olup, kolonlar ile arasındaki zemin arasındaki yük dağılımı belirlenmeye çalışılmaktadır. Sağdaki resimde ise, GEC kolonunu saran geosentetik donatıların üzerinde meydana gelen gerilmeleri belirleyebilmek amacı ile yerleştirilmiş ölçüm düzenekleri görülmektedir.

### 3. GEC TASARIM YÖNTEMİ

GEC tasarım yönteminin temel mantığı yanda görülen şekilde en görsel bir biçimde özetlenmektedir. Bu şekilden de görülebileceği ve mekaniğin em temel ilkelerinin de bize ifade ettiği gibi, seddenin üniform olan ağırlığı, zemindeki malzemenin rijitliği ile orantılı olarak dağıtılmaktadır. Kum zeminin Elastisite Modülü doğal zemin olan Kil'inkinden yüksek olduğu için üzerine daha fazla yük almaktadır. Bu sebeple kum kolon üzerine etkiyen düşey gerilme kile etkiyene göre daha büyük olmaktadır. Düşey gerilmedeki bu farklılaşma doğal olarak kendisini yanal yüklerde de göstermektedir. Yine aynı





şekilden görülebileceği gibi kum kolon üzerindeki düşey gerilme daha büyük olduğundan kum içindeki yanal gerilmeler de kil içindeki yanal gerilmelerden daha büyük olmaktadır. Şüphesiz ki bu durumda zemin içindeki yatay kuvvet dengesi sağlanamayacaktır. İşte bu dengenin sağlanması ancak geosentetik donatı sayesinde gerçekleşebilmektedir. Kum içindeki yatay gerilme kil içindekinden daha büyük olduğu için, kum zemin yana doğru yayılmak istemekte, geosentetik donatıdan oluşan tüpün çapı buna bağlı olarak genişlemek istemekte ve sonuç olarak üzerinde çekme gerilmesi oluşmaktadır. Donatı üzerindeki çekme gerilmesi arttıkça, GEC kolonu içindeki kum üzerine etkiyen normal gerilme artmakta, bu da kumun Elastisite Modülünü daha da arttırmaktadır. Kumun Elastisite Modülü artınca, seddenin yükünden gelen gerilmenin daha büyük bir kısmı, düşey yük olarak GEC üzerine etkimektedir. Sonuç olarak sistem bir noktada dengeye gelmekte ve bu noktada artık GEC kolonları adeta betonarme bir kazıkmışçasına davranış göstermektedir. Doğal olarak kazıklı temellerde olduğu gibi GEC kolonları ihtiva etmeyen zemin bölgesindeki zemindeki aşırı deformasyonları, sedde altına yerleştirilen yatay yöndeki geosentetik donatı sağlamaktadır.

### 3.1. GEC Tasarımının Formülasyonu

Geosentetik Donatılı Kazığın tasarımında kullanılan yöntemi açıklamadan önce tasarımda kullanılan girdi parametrelerini verelim:

GEOMETRİK PARAMETRELER:

$z$  = yumuşak zemin tabakası kalınlığı

$r_s$  = kolon yarıçapı

$r_e$  = birim hücre yarıçapı

$A_s$  = birim hücre yüzey alanı

$A_e$  = kolon yüzey alanı

$a_s$  = yüzey alan oranı ( $A_e/A_s$ )

GEOSENTETİK ÖZELLİKLERİ:

$R_{geo}$  = Geotekstil uygulama yarıçapı

$J$  = Geotekstil rijitliği

SÜRŞARJ:

$\Delta\sigma_0$  = Dolgudan dolayı oluşan ortalama sürşarj

ZEMİN PARAMETRELERİ:

$\phi_B$  ve  $c_B$  = Efektif içsel zemin parametreleri

$k_{0,B}$  ve  $k'_{0,B}$  = Sükunetteki toprak basıncı katsayısı

$\gamma_B$  = Zemin birim hacim ağırlığı

$\nu_B$  = Zemin Poisson oranı

$E_{s,B}$  = Referans gerilmedeki zemin ödometre modülü

$\phi_s$  = Kolon dolgu içsel sürtünme açısı

$\gamma_s$  = Kolon dolgu birim hacim ağırlığı

Kolon içindeki ve dışındaki gerilmelerin eşitliği aşağıdaki formül yardımı ile ifade edilmektedir:

$$\Delta\sigma_0 \cdot A_E = \Delta\sigma_{v,c} \cdot A_c + \Delta\sigma_{v,s} \cdot (A_E - A_c)$$

Burada:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{h,c} &= \Delta\sigma_{v,c} \cdot K_{a,c} + \sigma_{v,0,c} \cdot K_{a,c} \\ \Delta\sigma_{h,s} &= \Delta\sigma_{v,s} \cdot K_{0,s} + \sigma_{v,0,s} \cdot K_{0,s}^*\end{aligned}$$

olup geosentetik donatının etkisi:

$$\begin{aligned}\Delta F_r &= J \cdot \frac{\Delta r_{geo}}{r_{geo}} \\ \Delta\sigma_{h,geo} &= \frac{\Delta F_r}{r_{geo}}\end{aligned}$$

ifadelerinde etkisini göstermektedir.

Zemindeki ilave edilme:

$$\Delta\sigma_{h,diff} = \Delta\sigma_{h,c} - (\Delta\sigma_{h,s} + \Delta\sigma_{h,geo})$$

Ve donatı çapındaki artış da buna bağlı olarak:

$$\Delta r_c = \frac{\Delta\sigma_{h,diff}}{E^*} \cdot \left( \frac{1}{a_E} - 1 \right) \cdot r_c$$

Formülü ile ifade edilmektedir.

Bu ifadeler kullanılarak GEC kolonları arasında kalan zeminin oturması  $s_c$  aşağıdaki formül yardımı ile hesaplanır:

$$s_s = \left( \frac{\Delta\sigma_{v,s}}{E_{oed,s}} - 2 \cdot \frac{1}{E^*} \cdot \frac{v_s}{1-v_s} \cdot \Delta\sigma_{h,diff} \right) \cdot h$$

Burada  $E^*$  değeri:

$$E^* = \left( \frac{1}{1-v_s} + \frac{1}{1+v_s} \cdot \frac{1}{a_E} \right) \cdot \frac{(1+v_s) \cdot (1-2v_s)}{(1-v_s)} \cdot E_{oed,s}$$

olarak hesaplanır.

GEC kolonunun oturma değeri  $s_c$  ise aşağıdaki formül ile hesaplanır:

$$s_c = \left( 1 - \frac{r_0^2}{(r_0 + \Delta r_c)^2} \right) \cdot h_0$$

Diğer tüm zemin ıslah yöntemlerinde olduğu gibi GEC kolonu ve doğal zeminin eşit miktarda oturma yapması beklenir. Dolayısı ile  $s_s = s_c$  eşitliği yazıldığında:

$$\left\{ \frac{\Delta\sigma_{v,s}}{E_{oed,s}} - \frac{2}{E^*} \cdot \frac{v_s}{1-v_s} \left[ \begin{aligned} &K_{a,c} \cdot \left( \frac{1}{a_E} \cdot \Delta\sigma_0 - \frac{1-a_E}{a_E} \cdot \Delta\sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - \\ &K_{0,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} - K_{0,s}^* \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo} - r_c) \cdot J}{r_{geo}^2} - \frac{\Delta r_c \cdot J}{r_{geo}^2} \end{aligned} \right] \right\} \cdot h = \left[ 1 - \frac{r_c^2}{(r_c + \Delta r_c)^2} \right] \cdot h$$

formülü elde edilir. Geosentetik donatı tüpünün çap genişlemesi ifadesi olan:

$$\Delta r_c = \frac{K_{a,c} \cdot \left( \frac{1}{a_E} \cdot \Delta\sigma_0 - \frac{1-a_E}{a_E} \cdot \Delta\sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - K_{0,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} - K_{0,s}^* \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo} - r_c) \cdot J}{r_{geo}^2}}{\frac{E^*}{(1/a_E - 1) \cdot r_c} + \frac{J}{r_{geo}^2}}$$

değeri de oturmaların eşitliği ifadesinin içine konulunca görülür ki, tek bilinmeyen  $\Delta\sigma_{v,s}$  olacaktır. Dolayısı ile bu bağıntı ancak iterasyonla çözülebilir.

Hesap adımlarını tekrar özetlemek gerekir ise: İterasyon ile zemin ve kolon oturmaları eşitlenerek gerekli yakınsamanın sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Geosentetik donatının radyal desteğinin mobilize olabilmesi için oturma olması gerekir. Bu da tipik olarak %2 ila %4 mertebesinde bir geotekstil kılıf deformasyonuna denk gelmektedir.

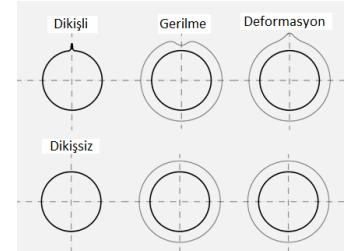
Hesap birim alan kabulüne dayanmaktadır. Çok yumuşak zeminler üzerinde inşa edilecek dolgular altında kullanılan GEC'ler şev stabilitesi için de güvenliği arttıracak yönde çalışırlar. Dolgu tabakası içersinde oluşacak bu ilave çekme dayanımı da hesaplara yansıtılmaktadır. Bunun yanı sıra zeminlerin drenajsız kayma mukavemetleri de konsolidasyon sürecinde artacaktır. GEC kolonları aynı zamanda düşey dren fonksiyonu göreceği için bu konsolidasyon hızla tamamlanacaktır. Böylece artık yanal stabilite hesabında kilin konsolidasyon sonrası artmış drenajsız kohezyon değeri kullanılmalıdır.

#### 4.GEC İMALAT YÖNTEMLERİ

GEC kolonlarını başlıca iki şekilde imal etmek mümkündür. Birinci yöntem zeminde bir foraj deliği açarak içine Geosentetik donatı torbasının sarkıtılması, daha sonra içersine kum veya çakıl doldurulmasıdır. İkinci yöntem ise ağzı kapalı bir çelik borunun zemine çakılması, daha sonra donatı torbasının zemin içine sarkıtılması ve yine içinin kum veya çakıl ile doldurulmasıdır. Bu durumda torba içi dolduktan sonra çelik boru geri çekilmektedir.

Bu imalatlar sırasında özenle uyulması gereken iki önemli husus vardır. Bunlardan birincisi, geosentetik torba çapına uygun olarak foraj çapı veya çakma boru dış çapı seçilmesidir. Bu seçim yanlış yapıldığı zaman ya geosentetik donatıda çekme gerilmesi oluşmamakta, ya da çevredeki kile yeterli basınç aktarılamamaktadır.

İkinci ve çok önemli bir husus da geosentetik donatının dikişsiz olmasıdır. Çünkü eğer bu donatı dikişli olarak imal edilirse, yandaki şekilde görüldüğü gibi dikiş noktasında gerilmelerde düşme, deformasyonlarda ise artışlar meydana gelir. Bu da GEC kolonlarının çalışma prensiplerini tamamen bozar. Üstelik dikişlerin uzun sürede nasıl bir davranış gösterdiğini belirlemek de günümüzde kesin bir sonuca varmamıştır.



#### 5.SONUÇ

Sonuç olarak Geosentetik donatılı kazıklarla yapılan zemin ıslahı günümüzde yaygınlaşmaya başlayan bir zemin ıslah yöntemidir. Sağladığı avantaj hem ekonomik, hem de yapısal bir eleman kadar güvenilir temel zemini sağlamasıdır. Uluslar arası standartlara geçmiş tasarım yöntemleri bulunmaktadır.

#### KAYNAKLAR

- Alexiew D., Sobolewski J., Pohlmann H. (2000) Projects and optimized engineering with geogrids from „nonusual“ polymers. Proc. 2nd European Geosynthetics Conference, Bologna, pp. 239-244.
- Alexiew D., Brokemper D., Lothspeich S. (2005) Geotextile encased columns (GEC): Load capacity, geotextile selection and pre-design graphs, Proc. Geo-Frontiers Conference, Jan. 2005, Austin, Texas, pp. 318 – 324.



- Di Prisco C., Galli A., Cantarelli E., Bongiorno D. (2006) Geo-reinforced sand columns: Small scale experimental tests and theoretical modelling, Proc. 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, pp. 1685 – 1688.
- EBGEO “Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrung aus Geokunststoffen”, 2007, DGGT, Essen.
- Glockner A., Igelbüscher A., Moormann C., Jud H., Linder K.-J., Kunzmann M. (2008) Bau eines neuen Stahlwerks auf weichen Sedimentböden nahe Rio de Janeiro - Geotechnische Herausforderungen in ungewöhnlichen Dimensionen. Proc. Deutsche Baugrundtagung , Dortmund 2008, pp. 199-206.
- Raithel M. (1999) Zum Trag- and Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 6.
- Raithel M., Kirchner A., Schade C., Leusink E. (2005) Foundations of constructions on very soft soils with geotextile encased columns - State of the Art. Proc. Of the Geo-Frontiers Conference, Jan. 2005, Austin, Texas, pp. 401 – 407.

## DÜŞÜK PLASTİSİTELİ KİLDE KATKI OLARAK KİREÇ VE ÇELİKHANE CURUFUNUN KULLANIMI

### USAGE OF LIME AND STEELMAKING SLAG AS ADMIXTURES IN A LOW PLASTICITY CLAY SOIL

Gamze BİLGEN<sup>1</sup>

Aydın KAVAK<sup>2</sup>

#### ABSTRACT

Clayey soils are not favorable landfill material for road pavement, due to their low bearing capacity and high swelling potential because of water effects. Many previous studies demonstrated that the engineering quality of clayey soils can be improved by chemical stabilization techniques. The objective of this research is to investigate the usability of steelmaking slag with lime as additives for landfill works in a clay type of soil. In the study, geotechnical properties of a low plasticity clay Uzunçiftlik clay from Uzunçiftlik town in Kocaeli Turkey is modified by using lime and steelmaking slag additives. At the beginning of the study, sieve analysis, consistency limits and specific gravity tests are conducted for natural and stabilized soils with additives. Unconfined compression test samples were prepared by mixing the additives with dry clay in different proportions in powder form as 4% lime and 2.66% steelmaking slag by weight and 4% lime and 6% of steelmaking slag by weight. The natural Uzunçiftlik clay samples for unconfined compression test are also prepared as control specimens. All the samples are compacted at optimum water content at standard Proctor energy. The results indicated that the unconfined compression strength of the clay samples (stabilized with 4% lime, 2.66% slag and cured for 28 days) was more than 8 times the initial strength of the untreated samples, reaching 1426 kPa. Soaked CBR values also increased to more than 18 times the initial value.

**Keywords:** Soil Stabilization, Steelmaking Slag, Low Plasticity Clay

#### ÖZET

Bu çalışmada inşaat uygulamalarının yapıldığı arazilerde istenmeyen bir zemin olan killi zeminlerin, yerlerinden kaldırılarak atılması yerine, katkı malzemeleri kullanarak, zeminin geoteknik özelliklerinin iyileştirilmesi konusu araştırılmıştır. Konu ile ilgili çalışmalar, iki farklı amaca hizmet etmektedir. Bunlardan birisi zeminin geoteknik özelliklerinde istenilen değişiklikleri sağlayarak kullanılabilir duruma getirilmesi, zeminin güçlendirilmesidir. Diğeri ise katı atıkların geri dönüşümünü sağlamaktır. Yapılan çalışmada, düşük plastisiteli killeri temsilen Adapazarı civarında bulunan Uzunçiftlik beldesinden alınan bir kil kullanılmıştır. Katkı malzemeleri olarak çelikhane curufu ve kireç kullanılmıştır.

<sup>1</sup> Öğr.Gör., Karaelmas Üniversitesi, bilgamze@hotmail.com

<sup>2</sup> Yrd.Doç.Dr., Kocaeli Üniversitesi, aydinkavak@yahoo.com

Uzunçiftlik kili; %4 kireç ve %2,66 çelikhane curufu ile %4 kireç ve %6 çelikhane curufu ile olmak üzere farklı oranlarda katkı ile karıştırılarak serbest basınç deneyi için numuneler hazırlanmıştır. Refesans olarak kullanılmak üzere uzunçiftlik kili katkısız olarakda deneylere tabii tutulmuştur. Numunelere standart Proctor enerjisi uygulanarak sıkıştırma yapılmıştır. Hazırlanan numuneler üzerinde elek analizi, kıvam limitleri, özgül ağırlık, serbest basınç ve CBR (Kalifoniya taşıma oranı) deneyleri uygulanmıştır. Çalışmanın sonucunda, düşük plastisiteli bir kil olan Uzunçiftlik kilinin, 164 kPa olan serbest basınç değeri, %4 kireç ve %2,66 çelikhane curufu ile hazırlanan numunede 28 gün sonunda yaklaşık 9 kat artarak 1426 kPa'a ulaşmıştır. Kalifornia taşıma oranı değeri ise katkısız olarak 6 iken %4 kireç ve %2,66 çelikhane curufu ile hazırlanan numunede 28 gün sonunda 18 kat artışla 110 değerine ulaşmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Zemin İyileştirme, Çelikhane Curufu, Düşük Plastisiteli Killer

## 1. GİRİŞ

Killer, dolgu malzemesi olarak veya yol temel malzemesi olarak şartnamelere uymadığı için tercih edilmeyen zeminlerdir. (Atanur, 1983).Yol kesitinde kaplama tabakasından alt temel tabakasına kadar üstyapı olarak belirlenmiştir. Bu tabakalarda yukarıdan aşağıya doğru inildikçe malzeme kalitesi azalmaktadır. Üstyapıda taban zeminine göre daha iyi malzemeler genel olarak granüler malzemeler kullanılmaktadır. Taban zemininde ise yol güzergâhının geçtiği yerdeki doğal zemin kullanılabilmekte veya özellikleri yeterli değilse ocaklardan gelen dolgu malzemeleri kullanılmaktadır. Trafik yükleri, üstyapıdan kaplama tabakasına intikal etmektedir. Yük üstyapının yanısıra kaplama, temel ve alt temel tabakaları tarafından ve en son taban zemini tarafından taşınmaktadır. Bu nedenle kullanılan zeminin özellikleri büyük önem arz etmektedir. Başka bir deyişle taban yüzeyi altındaki zeminin özelliklerinin yol standartlarında olması gerekmektedir. Zeminin yol taban zemininde kullanılabilmesi için zeminin hangi zemin sınıfına girdiği belirlenmeli, taşıma gücü, granülometrisi gibi özellikleri bilinmelidir. Bu durumda zeminin zayıf veya sağlam zemin sınıfında olup olmadığı ortaya çıkmaktadır. (Kavlak, 2008) Killi zeminler taşıma gücü açısından oldukça zayıftırlar ve büyük oturma potansiyeline sahip olabilirler. (Das, 2004)

Killi zeminlerin bulunduğu inşaat sahalarında, zeminin killi kısımlarının atılıp, yerine yeni granüle malzemenin getirilmesi yaygın olarak uygulanan bir yöntemdir. Bu yöntem ciddi ekonomik sorunlar yaratmakta ve çevresel zararlar vermektedir. Bunun yerine uygun olmayan zemini stabilizesi (ıslah, iyileştirme) yapılabilir. Zemin ıslahı, istenilen geoteknik özellikleri elde etmek açısından da ekonomiklik açısından da çoğu kez diğer yöntemlere göre daha uygundur. Robinson vd., (2004); Moseley, (2004); Demiröz vd., (2009)

Zemin Stabilizasyonunda katkı malzemesi kullanılması, geri dönüşüm malzemeleri üzerinde çalışan pek çok araştırmacının dikkatini çeken bir konudur. Özellikle çağımızın en büyük sorunlarından olan küresel ısınma ve bunun en önemli sebeplerinden olan atıklar ve dolayısı ile çevre kirliliği konuları da göz önüne alınarak, hem atık malzemelerin geri dönüşümü hem de zemin iyileştirme amacı ile pek çok çalışma yapılmıştır. İmtiaz (1993); Ulla-Majja (2002); Chun vd. (2003), Çapar vd.(2009); Larsson vd., (2009); Saride (2010).

Bu çalışmada düşük plastisiteli killerde katkı malzemeleri kullanarak, geoteknik özelliklerinin iyileştirilmesi konusu araştırılmıştır. Katkı malzemesi olarak çelikhane curufu ve kireç kullanılmıştır. Katkı malzemelerinin oranlarının seçiminde literatür taramalarından faydalanılmıştır. ASTM C977 no lu standartta killerde katkı olarak kireç kullanımını asit denge (pH) yöntemi anlatılmaktadır. Standartta katkı olarak kullanılacak en uygun kireç oranının genelde %2~%6 aralığında olacağı vurgulanmaktadır. Yapılan literatür taramalarında killerde katkı malzemesi kireç kullanım miktarının %4-%5 civarlarında olduğu ve curuf ve kirecin bir arada kullanılmasında en uygun oranın 1:1,5 olduğu belirlenmiştir. Veith, (2000); Bilgen G., (2004); Kavak, A. ve Akyarlı A., (2007); James R., vd., (2008); Çapar vd., (2009); Kızılçelik (2010)

Çalışma, iki farklı amaca hizmet etmektedir. Bunlardan birisi zeminin geoteknik özelliklerinde istenilen değişiklikleri sağlayarak kullanılabilir duruma getirilmesi, zeminin güçlendirilmesi, diğeri ise endüstriyel bir atık olan çelikhane curufuna geri dönüşüm alanı sağlamaktır.

## **2. MALZEME VE YÖNTEM**

Yapılan araştırmada, düşük plasitisiteli killeri temsilen Adapazarı civarında bulunan Uzunçiftlik beldesinden alınan kil kullanılmıştır. Uzunçiftlik kiline elek analizi, hidrometre, organik madde tayini, kıvam limitleri, ve özgül ağırlık deneyleri uygulanmıştır. Katı olarak çelikhane curufu (BOS) ve kireç kullanılmıştır. Uzunçiftlik kili %4 kireç - %2,66 çelikhane curufu ile (4L2.66BOSUT) ve %4 kireç - % 6 çelikhane curufu ile (4L6BOSUT) olmak üzere farklı oranlarda katkılar ile karıştırılarak numuneler hazırlanmıştır. Katkı malzemelerinin kil üzerindeki etkilerini gözlemek ve referans almak için uzunçiftlik kili katkısız (0LOBOSUT) olarak da tüm deneylere tabii tutulmuştur. Hazırlanan numuneler, standart Proctor enerjisi uygulanarak sıkıştırılmıştır. Serbest basınç deneyleri için, numunelerin bir kısmı hazırlandıkları gün deneye tabii tutulmuştur. Bu deneyler 0. Gün olarak kaydedilmiştir. Daha sonra hazırlanan numuneler, sıkıştırıldıktan sonra 1, 7 ve 28 gün kür edilmiştir. Numunelere bahsi geçen günlerde serbest basınç deneyleri uygulanmıştır. CBR deneyleri için hazırlanan numuneler, 24 gün desikatörde bekletildikten sonra deney gereği 96 saat suda bekletilmiştir. Bu şekilde 28 gün kür edilen numuneler üzerinde CBR (Kalifoniya taşıma oranı) deneyleri yapılmıştır.

### **2.1. Uzunçiftlik kili**

Çalışmada düşük plastisiteli killeri temsilen Adapazarı civarında bulunan Uzunçiftlik beldesinden alınan kil kullanılmıştır. Uzunçiftlik kili üzerinde elek analizi, özgül ağırlık ve organik madde tayini deneyleri gerçekleştirilmiştir. Organik madde miktarı %2, Özgül ağırlığı  $2,56 \text{ gr/cm}^3$  olan Uzunçiftlik kilinde 200 nolu elek altı miktarı % 89'dur. Uzunçiftlik kili ile ilgili veriler Tablo 1 de verilmektedir.

**Tablo 1.** Uzunçiftlik Kili Endeks Özellikleri

Özellikler	Uzunçiftlik kili
Soil Classification	
Classification - USCS	CL
Classification - AASHTO (GI)	A-7-6 (12)
Sieve Analysis - USCS	
Boulder (%) (>76.2 mm)	0
Gravel (%) (76.2 mm - 4.76 mm)	2
Sand (%) (4.76mm-0,074)	9
Silt (%) (0.02 < 0.074)	62
Clay (%) (< 0.02)	27
Specific weight (Mg/m <sup>3</sup> )	2.56
Organic material (%)	2

## 2.2. Çelikhane Curufu

Katkı malzemesi olarak Ereğli Demir Çelik Fabrikalarında bir yan ürün olan “Çelikhane Curufu” (BOS) curufu kullanılmıştır. Çelikhane curufu, çelik üretimi esnasında çelik içerisindeki empüritelere oksidasyonu sonucu oluşan oksit ve silikatların oluşturduğu karmaşık bir kimyasal yapıya sahip, metalik olmayan yan ürünler olarak tanımlanmaktadır. (Erdemir, 2005) Çalışmada tamamı 200 nolu elek altında olacak şekilde toz halindeki çelikhane curufu kullanılmıştır.

**Tablo 2.** BOS’a ait Karakteristik Özellikler (Erdemir,2005)

Özellikler	Çelikhane Curufu (BOS)
Yığın Yoğunluğu ( gr/cm <sup>3</sup> )	3,69 ( 40-25mm)
Özgül Ağırlık (gr/cm <sup>3</sup> )	2,95 (-0,0075 mm)
Gözeneklilik (%)	1,50 ( 40-25mm)
Su Emme (%)	0,83 ( -4+0,075mm.)
Soyulma Dayanımı (%)	75-85
Yassılık İndeksi (%)	20

## 2.3. Kireç

Çalışmada, piyasalara 50 kg. lık torbalarda satılan “Kireç” kullanılmıştır. Zemin stabilizasyonunda katkı olarak kullanılması planlanan kireçlerin taşınması gereken özellikler, ASTM C 977-10 da verilmektedir. C977-10 da, stabilizasyonda kullanılacak kirecin kimyasal kompozisyonunda “Kalsiyum Oksit” ve “Magnezyumu Oksit” toplam miktarının % 90 olması, 75 mikrondan küçük tanelerin %25 den fazla olmaması uygun görülmektedir. Çalışmada kullanılan kireç ile ilgili özellikler standartta istenen değerler ile örtüşmektedir, başka bir deyişle stabilizasyon amacı ile kullanımı uygundur.

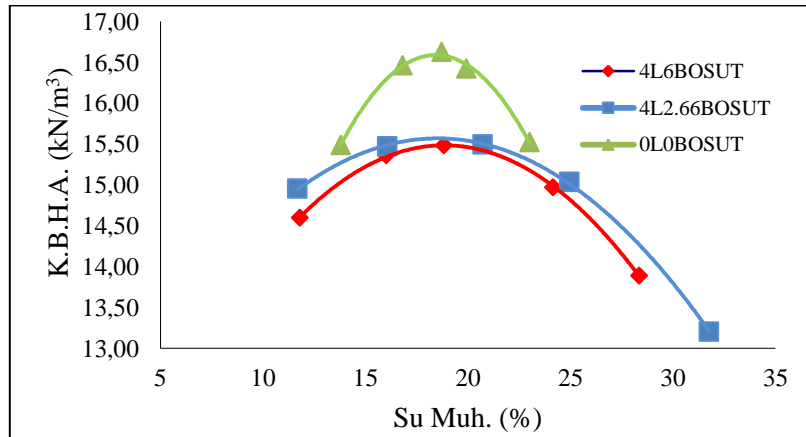
### 3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR AİT BULGULAR

Numunelerin sınıflandırılması için yapılan elek analizi, hidrometre, organik madde tayini ve özgül ağırlık deneylerine ait sonuçlar tablo 1, tablo 2 ve tablo 3 de verilmektedir. Katkı malzemelerinin kıvam limitlerine etkisini incelemek adına yapılan deney sonuçları tablo 4 de verilmiştir.

**Tablo 4.** Numunelere Ait Deney Sonuçları

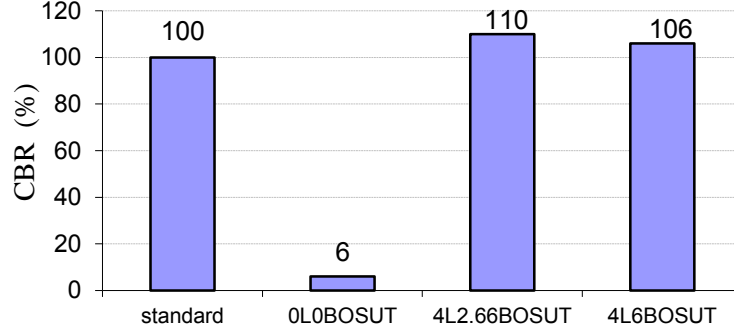
		0L0BOSUT	4L2.66BOSUT	4L6BOSUT
LL (%)		48	38	38
PL (%)		20	28	29
PI (%)		28	10	9
Opt. Su Muh. (%)		19	18	18
Max. Bir. Hac. Ağ. (kN/m <sup>3</sup> )		16,7	15,5	15,5
CBR Değerleri (%)		6	110	106
Serbest Basınç Değerleri (kPa)	0 Gün	164	417	334
	1 Gün	169	651	360
	7 Gün	167	986	654
	28 Gün	250	1426	1162

Katkısız uzunçiftlik kilinin (0L0BOSUT) likit limiti 48, plastik limiti ise 20 ve plastisite indisi 28'dir. Uzunçiftlik kili %4 kireç ve %2,66 çelikhane curufu ile (4L2.66BOSUT) karıştırıldığında likit limiti ve plastisite indisinde bir azalma meydana gelmekte, likit limit 38, plastisite ise 10 değerine düşmektedir. %4 kireç ve % 6 çelikhane curufu ile (4L6BOSUT) karıştırılan numune üzerinde de benzer bir azalma görülmektedir. Çelikhane curufu ve kireç katkıları kilin optimum su muhtevasında önemli bir değişiklik meydana getirmemektedir. Katkısız olarak %19 olan optimum su muhtevası %1 değişimle % 18 olmaktadır. Ancak en büyük kuru birim hacim ağırlığında bir miktar azalma meydana getirmektedir. Katkısız halde iken optimum su muhtevasına bağlı en büyük kuru birim hacim ağırlık değeri 16,7 kN/m<sup>3</sup> iken Katkılar ile hazırlanmış numunelerde bu değer 15,5 kN/m<sup>3</sup> olmaktadır.



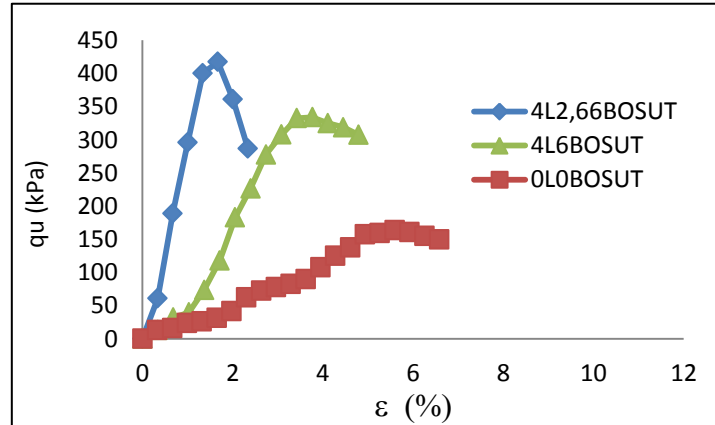
**Şekil 1.** Numunelerinin Standart Proctor Değerleri

Şekil 2. De gösterildiği üzere, katkısız uzunçiftlik kilinin (0L0BOSUT) 28 gün sonundaki yaş CBR değeri 6 dır. %4 kireç ve %2,66 çelikhane curufu ile (4L2.66BOSUT) 28 gün sonundaki yaş CBR değeri 110 a çıkmaktadır. %4 kireç ve % 6 çelikhane curufu ile (4L6BOSUT) karıştırılan numune üzerinde de benzer bir artış görülmekte ve CBR değeri 106 ya çıkmaktadır.

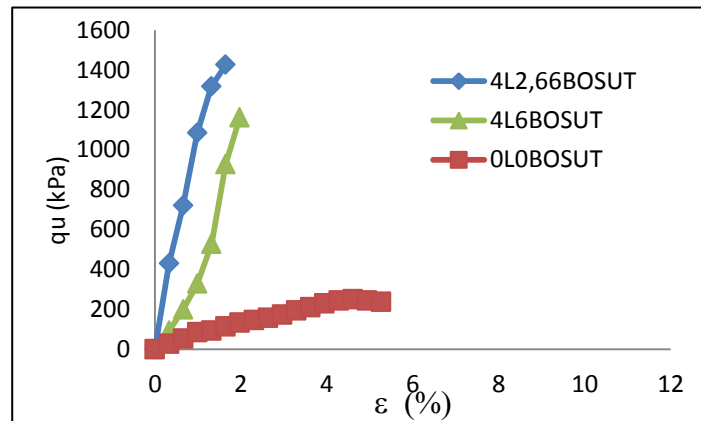


Şekil 2. Numunelerinin CBR değerleri

Şekil 3 ve Şekil 4’de numunelere ait serbest basınç deney sonuçları görülmektedir. Serbest basınç değeri katkısız halde 164 kPa olan uzunçiftlik kilinin, %4 kireç ve %2,66 çelikhane curufu ile (4L2.66BOSUT) hazırlanan numunelerinde 28 gün sonunda 1426 kPa a ulaşmaktadır. %4 kireç ve % 6 çelikhane curufu ile (4L6BOSUT) karıştırılan numune üzerinde de benzer bir artış görülmekte ve serbest basınç değeri 28 gün sonunda 1162 kPa’ a ulaşmaktadır.



Şekil 3. Uzunçiftlik Numunelerinin 0 Günlük Serbest Basınç Değerleri



Şekil 4. Uzunçiftlik Numunelerinin 28 Günlük Serbest Basınç Değerleri

## 4.SONUÇLAR

- Çelikhane curufu ve kireç, düşük plastisiteli kilerin plastisitesini yarı yarıya azaltmaktadır. Plastisitenin az olması yol alt temel çalışmalarında tercih edilen bir özelliktir.
- Çelikhane curufu ve kireç, düşük plastisiteli kilerin optimum su muhtevasında önemli bir değişme yaratmamaktadır.
- Katkı olarak %4 kireç ve %2,66 çelikhane curufu kullanılması halinde CBR değeri 18 kat artmaktadır. Uzunçiftlik kili, katkısız hali ile 6 yaş CBR değerine sahiptir. Bu değer özellikle yol alt temel çalışmalarında istenmeyen çok zayıf zemini işaret etmektedir. %4 kireç ve %2,66 çelikhane curufu ile karıştırıldıktan 28 gün sonra ise yaş CBR değeri 110' a yükselmektedir. Bu değer dolgu çalışmalarında kullanılmayacak bir zemini kullanılabilir hale getirmektedir.
- Uzunçiftlik kili yük altında %7 deformasyon yapan ve serbest basınç değeri 164 kPa olan bir zemin iken, %4 kireç ve %2,66 çelikhane curufu ile karıştırıldıktan 28 gün sonra deformasyon değeri %2 ye düşmüş serbest basınç değeri ise 1426 kPa'a yükselmiştir.
- Düşük plastisiteli killerde çelikhane curuf ve kirecin birlikte kullanılması halinde kireç miktarının curuf miktarından 1,5 kat fazla olması halinde en yüksek değerler elde edilmiştir.
- Çalışma sonucunda çelikhane cürufunun kireç ile birlikte kullanıldığında zemin özelliklerini pozitif oranda ciddi olarak değiştirdiği gözlenmiştir. Genellikle atık bir malzeme olan cüruf bu sayede dolgu çalışmalarında kullanılabilir bir katkı malzemesine dönüşebilir.
- Atık malzemelerin zemin iyileştirmede kullanılması daha az doğa tahribatına sebep olmakta, ayrıca petrol kullanımını azaltarak birçok çevresel ve ekonomik kazanımlar meydana getirmektedir.

## KAYNAKLAR

- Atanur, A. (1983) "Yol Yapımında Yüksek Fırın Curufu", Karayolları Genel Müdürlüğü.
- Imtiaz, A. (1993) "Use of Waste Materials In Highway Construction", Noyes Data Corporation.
- Veith, G. (2000) "Essay competition: Green, ground and great: soil stabilization with slag", Building Research & Information, 28, (1), 70-72.
- Ulla-Maija, M., and Wahlström, M. (2002) "By-Products and recycled materials in earth construction an Finland", Resources Conervation and Recycling, Vol. 35, (1-2), 117-129.
- Chun, B., S. and Kim J., C. (2003) "A Study on the optimal mixture ratio for stabilization of surface layer on ultra-soft marine clay", Geotechnical Special Publication- Proceedings of the Third International Conference: Grouting and Ground Treatment, ASCE, 2, 1314-1325.
- Chun, B., S. and Kim J., C. (2003) "A Study on the optimal mixture ratio for stabilization of surface layer on ultra-soft marine clay", Geotechnical Special Publication- Proceedings of the Third International Conference: Grouting and Ground Treatment, ASCE, 2, 1314-1325.
- Das, B. M. (2004) "Principles of Foundation Engineering", Thomson Brooks/ Cole.



- Robinson, R. (2004) "Thagesen B., "Road Engineering for Development Second Edition", Spon Press.
- Moseley, M., P. and Kirsch, K. (2004) "Ground Improvement Second edition", Spon Press.
- Bilgen, G. (2004) "Yüksek fırın curufu ve kireçle zemin stabilizasyonu", Yüksek Lisans Tezi, Kocaeli Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Kavak, A. ve Akyarlı, A. (2007) "A field application for lime stabilization", Environmental Geology, Vol. 51, (6), 987-997.
- Kavlak, Y. (2008) "Isparta gelincik pomzasının karayolu esnek üstyapıları taban zemini stabilizasyonunda kullanımı", Yüksek Lisans Tezi, Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- James, R. Kamruzzaman, A., H., M., Haque., A. Wilkinson A., (2008) "Behavior of lime-slag-treated clay", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 161 (G14), 207-216.
- Capar, O. F., Kavak, A., Bilgen, G. (2009) "Stabilization of Clay Soils with Lime and Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBS)", The 24th International Conference on Solid Waste Technology and Management, Philadelphia.
- Larsson, S., Rothhämel, M., Jacks, G. (2009) "A laboratory study on strength loss in kaolin surrounding lime-cement columns", Applied Clay Science, Vol. 44, 116-126.
- Demiröz, A. ve Karaduman, M. (2009) "Zemin iyileştirme metotları", Journal of Technical-Online, Vol. 8 (3), 176-192.
- Kızılcelik, M. M. (2010) "Yüksek plastisiteli bir kilin kireç ile stabilizasyonu", Yüksek Lisans Tezi, Kocaeli Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Saride, S., Puppala A., J., Williammee R. (2010) "Assessing recycled/secondary materials as pavement bases", Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement, Vol. 163, 3-12.

## İYİ DERECELENMİŞ ZEMİNLERİN SİLİS DUMANI VE FOSFOJİPS İLE STABİLİZASYONU

### THE STABILIZATION OF WELL-GRADED SOIL WITH SILICA FUME AND PHOSPHOGYPSUM

Yrd.Doç.Dr.Ahmet ŞENOL, Cumhuriyet Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü,  
SİVAS , [senol@cumhuriyet.edu.tr](mailto:senol@cumhuriyet.edu.tr)  
Murat GÜNAYDIN İnşaat Yüksek Mühendisi, İl Özel İdaresi, ORDU ,  
[muratgunaydin1981@hotmail.com](mailto:muratgunaydin1981@hotmail.com)

#### ABSTRACT

Antalya Ferro-Chrome Plant Silica Fume and Phosfogyps were investigated for the improvement of well-graded granular material. Crushed stone which produced crusher plant stone quarry and sieved to 0-25 mm from Catalkaya way of Ordu-Mesudiye River basalt quarry is used. The natural fine-grained soils and soil-silica fume- phosfogyps mixtures have been compacted at the optimum moisture content and subjected to the laboratory tests. To investigate the properties of mixtures, CBR, uniaxial pressure, compaction, unconfined compressive strength, maximum dry unit tests were performed. The overall evaluation of results have revealed silica fume- phosfogyps added fine-grained soils showed good promise and a candidate for road basic material.

Keywords: Well-graded soil, Silica Fume, Phosfogyps, CBR, Uniaxial Pressure Test, Stabilization

#### ÖZET

Antalya Ferrokrom Tesisi atığı olan silis dumanı ile Bandırma Bağfaş Gübre Fabrikası atığı olan fosfojipsin iyi derecelenmiş granüler malzemelerin iyileştirilmesine yönelik etkileri araştırılmıştır. Ordu-Mesudiye Dere yolu Çatalkaya mevkiinde bulunan bazalt taş ocağından konkasör tesisinde üretilmiş 0-25 mm ocak taşından kırılmış ve elenmiş yol temel malzemesine değişik oranlarda silis dumanı ve fosfojips karıştırılarak numuneler hazırlanmıştır. Hazırlanan bu numuneler CBR, tek eksenli basınç ve kompaksiyon testlerine tabii tutularak fiziko mekanik özellikleri araştırılmıştır. Silis dumanı ve fosfojips eklenerek hazırlanan bu yapay örneklerin tümünün cbr, serbest basınç dayanımı, optimum su muhtevaları ve maksimum kuru birim hacim ağırlıklarındaki değişimler hesaplanmıştır. Yapılan deneysel çalışmalar sonucunda artık malzemeler olan silis dumanı ve fosfojipsin zeminlerin stabilizasyon çalışmalarında kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: İyi derecelenmiş zemin, Silis Dumanı, Fosfojips, CBR, Tek Eksenli Basınç Deneyi, Stabilizasyon

# 1.GİRİŞ

Dolgularda, karayolları üst yapısında trafik yükündeki artış ve yol standartlarının yükselmesi nedeniyle daha sağlam tabakalar üretilmesine ihtiyaç duyulmaktadır. Mevcut malzemeler ile istenilen mukavemet ve geoteknik özellikler sağlanamadığı durumlarda katkı malzemeleri ile stabilizasyona başvurulmaktadır. Ayrıca her bölgede istenilen özelliklerde malzeme üretilmemesi nedeniyle katkı maddeleri ile stabilizasyon sonucunda üretilen malzemelerin şartname sınırları içerisinde getirilmesi sağlanmaktadır.

Bu çalışmada, katkı malzemeleri ile iyi derecelenmiş yol temel malzemesinin stabilizasyonu üzerine deneysel çalışmalar yapılmıştır. Bu kapsamda öncelikle deneysel çalışmalarda kullanılan bazalt ocak taşından, konkasörde kırılmış ve elenmiş 0-25 mm temel malzemesinin geoteknik özellikleri belirlenmiştir. Temel malzemesine silis dumanı– fosfojips belirli oranlarda ve Maksimum Kuru Birim Ağırlık–Optimum Su Muhtevası (MKBA-OSM) dengesinde karıştırılarak Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) ve Serbest Basınç Deneyle yapılmıştır. Yapılan deneyler neticesinde ortaya çıkan sonuçlar değerlendirilmiştir.

## 2. KULLANILAN MALZEMELER

### 2.1. Silis Dumanı

Elektrometalurji sanayiinde silisyum ferrosilisyum alaşımlarının üretiminde bir yan ürün olarak elde edilen silis dumanı, çok küçük küresel taneli olup yaklaşık %90 oranında amorf silis içermesinden dolayı puzolanik değeri yüksek bir maddedir. Silis dumanı açık elektrik ark fırınında kuvarsın 2000 °C de indirgenmesi ile ortaya çıkmaktadır. Yüksek sıcaklıkta gaz haline geçen SiO<sub>2</sub> soğutma sırasında yükseltgenerek SiO<sub>2</sub> halinde birirmektedir. Ani soğutma nedeniyle kristalleşmeyen SiO<sub>2</sub> amorf yapıda çok küçük taneler halinde oluşmaktadır. Oluşan amorf SiO<sub>2</sub> taneleri çok küçük küresel şekildedirler. Yüksek oranda ( % 85–90 ) amorf SiO<sub>2</sub> içeren silis dumanı gri renkli bir tozudur. Silis dumanı 0,1 mikron ortalama partikül çapı ile çimento taneciklerinden 100 kat daha ince bir malzemedir. Özgül yüzeyi 20.000 m<sup>2</sup>/kg civarındadır. Yığın birim hacim ağırlığı 150–250 kg/m<sup>3</sup> dür. ( Yeğinoğlu, 1993 ).

Ülkemizde silis dumanı Etibank elektrometalurji sanayi işletmesinin Antalya'daki tesislerinde elde edilmektedir. Antalya ETİ E.A.Ş'nin üç farklı elektrik-ark fırınından üç çeşit baca tozu toplanmaktadır. Bunlar, ferrosilisyum baca tozu, silikoferrokrom baca tozu ve ferrokrom baca tozudur. Baca tozlarının özellikleri Tablo 1'de verilmiştir.

**Tablo 1.** Baca Tozu Kimyasal Analizleri

Kimyasal bileşim (%)	Ferrosilisyum fırını	Silikoferrokrom fırını
Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	-	1 – 4
SiO <sub>2</sub>	85 – 95	70 – 85
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.5 - 1.0	1 - 2.5
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1 – 3	2 – 5
CaO	0.8 - 1.2	1 – 2
MgO	1 – 2	4 – 8
S	0.1 - 0.3	1 - 3.5
C	0.5 - 1.0	1 - 1.5
Kızdırma Kaybı	0.5 - 1.0	0.5 - 1.3
Yığılma Yoğunluk(gr/cm <sup>3</sup> )	0.3 - 0.5	0.15 - 0.25

Yukarıdaki çizelgeden de görüldüğü gibi ferrosilisyum ve silikoferrokrom baca tozlarının, içerdikleri SiO<sub>2</sub> miktarı nedeniyle “Silis Dumanı” olarak nitelendirilmesi mümkündür ( Yılmaz, 2002 ). Tesislerdeki fırınlardan özel filtreli toz tutucularla ortalama olarak yılda 1800 ton FeSi(ferrosilisyum), 1200 ton SiFeCr (silikoferrokrom) baca tozu elde edilmektedir. Yığın halindeki birim hacim ağırlığı ve tane boyutu çok düşük olduğundan depolanmasında ve taşınmasında sorun çıkmaktadır. Bu nedenle siloda hava üflenmesi ile yoğunlaştırılmakta veya şerbet haline getirilmektedir. Yoğunlaştırma sonucu yığın birim hacim ağırlığı 700 kg/m<sup>3</sup>’e kadar çıkabilmektedir.

## 2.2. Fosfojips

Yaş yöntemle fosforik asit üretimi, fosfat kayasının sülfürik asitle reaksiyona sokulması esasına dayanır. Reaksiyonda oluşan fosforik asit ve yan ürün fosfojips süzülerek birbirinden ayrılır. Elde edilen yan ürün CaSO<sub>4</sub>.2H<sub>2</sub>O fosfojips olarak bilinir. Kimyasal bileşimi doğal alçı ile aynı olmasına rağmen içerdiği bazı safsızlar doğal alçı yerine kullanılmasını kısıtlamaktadır. Fosfojips F, P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> ve organik madde gibi safsızlar içermektedir. Fosfojipsteki bu safsızların miktarı üretim yöntemine ve hammadde olarak kullanılan fosfat kayasına bağlıdır. Fosfojipsin yapısında bulunan safsızlar endüstride değerlendirilmesini ciddi şekilde sınırladığından, fosfojipsin kullanılmadan önce bir ön işlemden geçirilip safsızların uzaklaştırılması veya etkilerinin en aza indirilmesi gerekmektedir. Bu ön işlemlerden biride fosfojipsin kalsine edilmesidir ( Değirmenci, 2006 ). Bu çalışmada fosfojips etüvde 150 °C’de 24 saat kalsine edilerek kullanılmıştır.

Kimyasal analizler atık malzemenin yaklaşık %93’ünün jips, geriye kalan %7’sinin de safsızlar olarak adlandırılan fosfat, florit ve organik maddeler olduğunu göstermektedir. Fosfojipsin kimyasal bileşimi üretim tarzına ve depolanma koşullarına bağlıdır. Türkiye’de Samsun, Bandırma, İskenderun ve Mersin’de fosforik asit fabrikaları bulunmakta ve yılda yaklaşık 3 milyon ton civarında atık olarak fosfojips elde edilmektedir. Üretilen bu fosfojips atık malzeme olarak genellikle açık arazide depolanmakta ve çevre kirliliği sorunlarına neden olmaktadır.

Fosfojipsler inşaat sektöründe; çimento üretiminde priz geciktirici ve klinker hammaddesi olarak, çimento ve kireç ile birlikte ikincil bağlayıcı olarak, yapay agrega üretiminde ve yol stabilizasyonun da kullanılmaktadır ( Turabi vd, 2002).

**Tablo 2.** Fosfojipse ait fiziksel ve kimyasal özellikler

Kimyasal Özellikler Bileşim (%)		Fiziksel Özellikler	
CaSO <sub>4</sub> .2H <sub>2</sub> O	95,74	10 nolu elekte kalan	0,00
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,50	40 nolu elekte kalan	9,00
F	1,30	60 nolu elekte kalan	16,00
		200 nolu elekte kalan	49,04
		Özgül Ağırlık ( g/cm <sup>3</sup> )	2,39

## 3. YAPILAN DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Ordu-Mesudiye Dere yolu Çatalkaya mevkiinde bulunan bazalt taş ocağından konkasör tesisinde üretilmiş 0–25 mm ocak taşından konkasörde kırılmış ve elenmiş temel malzemesi kullanılmıştır. Öncelikle doğal malzemeye elek analizi yapılarak dane dağılımı, optimum su muhtevası (OSM) , maksimum kuru birim hacim ağırlığı (MKBA) , CBR değeri, tek eksenli basınç deneyi sonucu gerilme ve deformasyon özellikleri belirlenmiştir. Doğal zemin

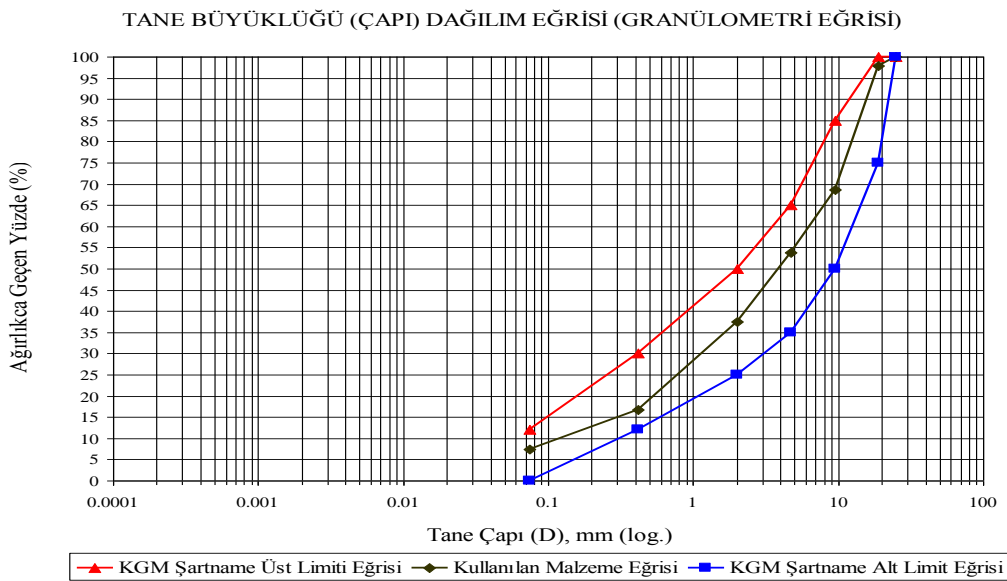
numunesine % 5–10–15 oranında silis dumanı ve % 5–10–15–20 oranında fosfojips karıştırılarak geoteknik parametrelerin belirlenmesi için gerekli testler yapılmıştır. Deneysel çalışmalarda kullanılan karışım oranları Tablo 3’de verilmiştir.

**Tablo 3.** Deneysel Çalışmalarda Kullanılan Karışım Oranları

S.NO	KISALTMA	KARIŞIM ORANLARI
1	Z	% 100 Zemin
2	ZSD1	% 95 Zemin + % 5 Silis Dumanı
3	ZSD2	% 90 Zemin + % 10 Silis Dumanı
4	ZSD3	% 85 Zemin + % 15 Silis Dumanı
5	ZF1	% 95 Zemin + % 5 Fosfojips
6	ZF2	% 90 Zemin + % 10 Fosfojips
7	ZF3	% 85 Zemin + % 15 Fosfojips
8	ZF4	% 80 Zemin + % 20 Fosfojips
9	ZSD1F1	% 90 Zemin + % 5 Silis Dumanı + % 5 Fosfojips
10	ZSD1F2	% 85 Zemin + % 5 Silis Dumanı + % 10 Fosfojips
11	ZSD1F3	% 80 Zemin + % 5 Silis Dumanı + % 15 Fosfojips
12	ZSD1F4	% 75 Zemin + % 5 Silis Dumanı + % 20 Fosfojips
13	ZSD2F1	% 85 Zemin + % 10 Silis Dumanı + % 5 Fosfojips
14	ZSD2F2	% 80 Zemin + % 10 Silis Dumanı + % 10 Fosfojips
15	ZSD2F3	% 75 Zemin + % 10 Silis Dumanı + % 15 Fosfojips
16	ZSD2F4	% 70 Zemin + % 10 Silis Dumanı + % 20 Fosfojips
17	ZSD3F1	% 80 Zemin + % 15 Silis Dumanı + % 5 Fosfojips
18	ZSD3F2	% 75 Zemin + % 15 Silis Dumanı + % 10 Fosfojips
19	ZSD3F3	% 70 Zemin + % 15 Silis Dumanı + % 15 Fosfojips
20	ZSD3F4	% 65 Zemin + % 15 Silis Dumanı + % 20 Fosfojips

### 3.1. Elek Analizi

Deneysel çalışmalarda kullanılan malzeme Karayolları Genel Müdürlüğü tarafından belirlenen temel malzemesi şartnamesindeki granülometri sınırları içerisinde kalmaktadır. Granülometri eğrisi Şekil 1’de gösterilmiştir.



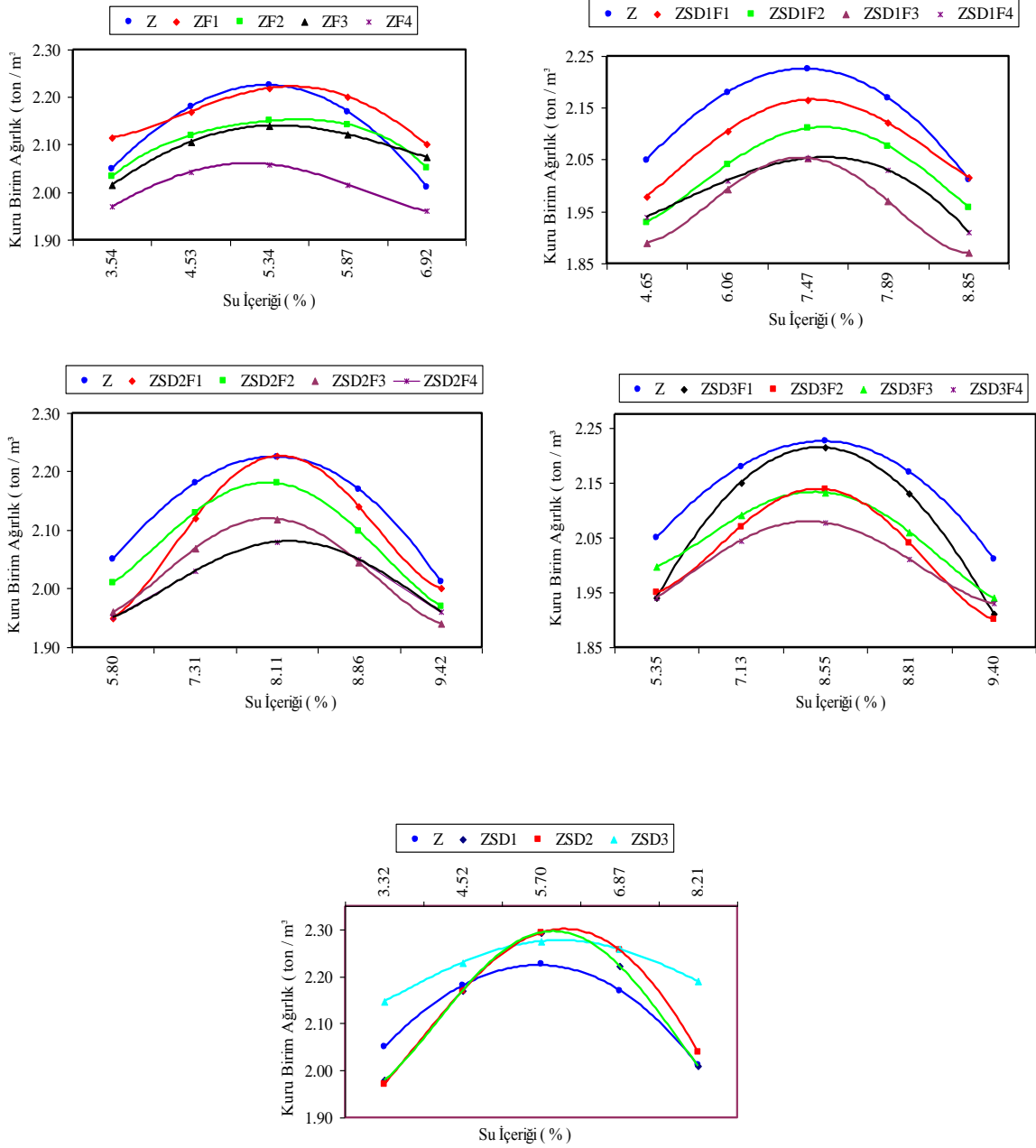
**Şekil 1.** Elek Analizi Grafiği

### 3.2. Modifiye Proktor Deneyi

Deney AASHTO T – 99 ve ASTM D1557 metoduna göre yapılmıştır. Numuneler iç çapı 15.24 cm, yüksekliği 11.64 cm ve hacmi 2124 cm<sup>3</sup> olan proktor kalıbının içerisine beş tabaka halinde serilerek ve her tabakaya 4,54 kg.'lık mekanik tokmakla 56 darbe uygulanarak sıkıştırılmıştır. Numunenin tümünü temsil edecek şekilde rutubet numunesi alındı. Rutubet numuneleri 110 °C'de etüvde en az 12 saat kurutulduktan sonra soğutularak tartıldı ve ağırlığı kaydedildi. Tüm bu veriler form üzerine işlendikten sonra, MKBA–OSM değerlerini gösteren parabolik grafik çizildi. Grafikte yükseliş– düşüş–zirve değerleri gösterilmiştir. Deneylerde kullanılan tüm karışım serileri ve bu seriler için hesaplanan MKBA ve OSM değerleri Tablo 4'te verilmiştir. Ayrıca Şekil 2 'de her bir seri için MKBA-OSM grafikleri gösterilmiştir.

**Tablo 4.** Karışım serileri ve OSM – MKBA değerleri

Seri	Zemin (%)	Silis Dumanı (%)	Fosfojips (%)	MKBA (kg/m <sup>3</sup> )	OSM (%)
Z	100	0	0	2225.00	4.3
ZSD1	95	5	0	2295.00	4.8
ZSD2	90	10	0	2293.00	5.2
ZSD3	85	15	0	2275.00	5.7
ZF1	95	0	5	2220.00	5.3
ZF2	90	0	10	2151.00	5.5
ZF3	85	0	15	2140.00	7.0
ZF4	80	0	20	2059.00	7.64
ZSD1F1	90	5	5	2166.00	6.05
ZSD1F2	85	5	10	2110.00	6.5
ZSD1F3	80	5	15	2052.00	7.0
ZSD1F4	75	5	20	2047.00	7.5
ZSD2F1	85	10	5	2226.00	6.3
ZSD2F2	80	10	10	2180.00	6.83
ZSD2F3	75	10	15	2119.00	7.5
ZSD2F4	70	10	20	2080.00	8.1
ZSD3F1	80	15	5	2215.00	6.7
ZSD3F2	75	15	10	2138.00	7.1
ZSD3F3	70	15	15	2132.00	7.9
ZSD3F4	65	15	20	2076.00	8.6



Şekil 2. Zemin-Silis Dumani-Fosfojips Karışımları Genel OSM-MKBA Değerleri

### 3.3. CBR (Kaliforniya Taşıma Oranı) Deneyi

Bu deney herhangi bir zeminin kayma direncinin, standart kırma taşın kırma direncine göre oransal olarak değerini gösterir. CBR deneyi, kilden ince çakıla kadar tüm zeminlere uygulanabilen bir penetrasyon deneyidir. Deney AASHTO T-193 metoduna göre yapılmıştır. Tüm CBR değerleri Tablo 5 ve şişme değerleri Tablo 6'da verilmiştir. Ortalama şişme yüzdeleri Şekil 3 ve CBR artış oranları Şekil 4'te grafik halinde gösterilmiştir.

**Tablo 5.** Karışım serileri ortalama CBR değerleri

Karışım Serisi	CBR-1 <sub>2.5</sub> %	CBR-2 <sub>2.5</sub> %	Ortalama CBR <sub>2.5</sub> %	CBR Artış Oranı* %
Z	180.56	188.49	184.53	100.00
ZSD1	194.74	198.32	196.53	106.50
ZSD2	212.61	217.97	215.29	116.67
ZSD3	244.77	250.13	247.45	134.10
ZF1	211.72	206.36	209.04	113.28
ZF2	221.54	216.18	218.86	118.60
ZF3	232.26	226.90	229.58	124.41
ZF4	241.2	237.62	239.41	129.74
ZSD1F1	293.01	298.37	295.69	160.24
ZSD1F2	321.59	324.27	322.93	175.00
ZSD1F3	346.61	339.46	343.03	185.89
ZSD1F4	393.95	384.13	389.04	210.83
ZSD2F1	320.70	327.85	324.27	175.73
ZSD2F2	342.14	350.18	346.16	187.59
ZSD2F3	373.41	365.37	369.39	200.18
ZSD2F4	403.78	410.03	406.91	220.51
ZSD3F1	367.15	357.33	362.24	196.30
ZSD3F2	385.02	376.09	380.55	206.23
ZSD3F3	409.14	399.31	404.23	219.06
ZSD3F4	452.91	457.38	455.15	246.65

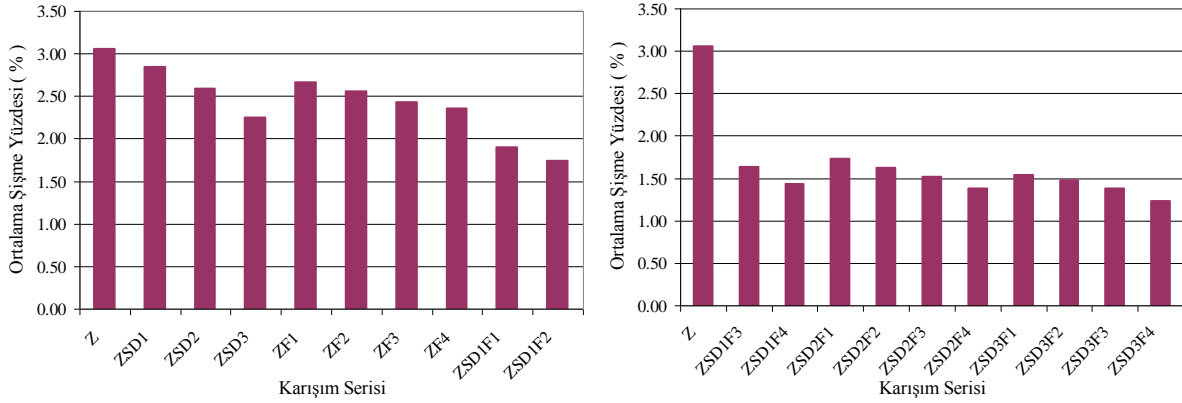
\* CBR Artış Oranı % = Ortalama CBR Değeri / Donatısız Zemin CBR Değeri \* 100

**Tablo 6.** Karışım serileri ortalama CBR şişme yüzdeleri\*

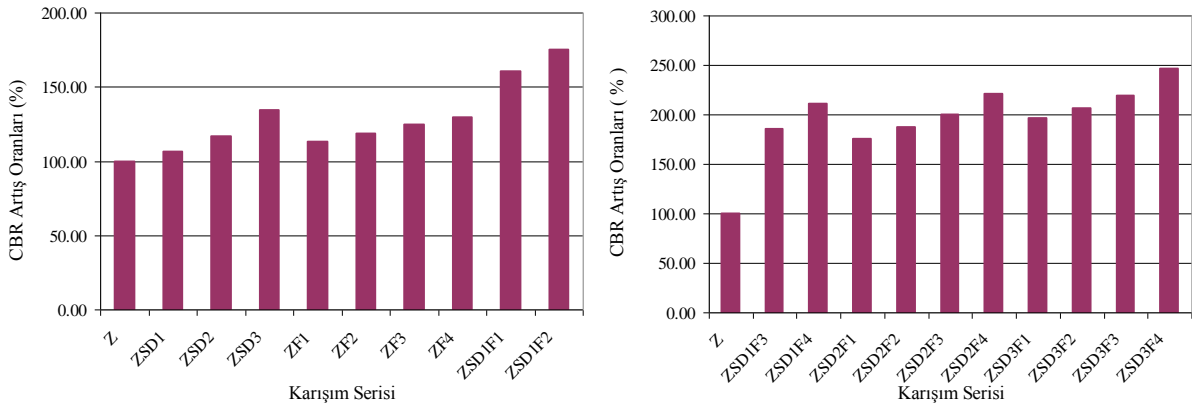
Karışım Serisi	Göstergede Okunan Değer ( 1 )	Şişme Yüzdesi ( 1 )	Göstergede Okunan Değer ( 2 )	Şişme Yüzdesi ( 2 )	Ortalama Şişme Yüzdesi
Z	357	3.07	353	3.03	3.05
ZSD1	333	2.86	329	2.83	2.84
ZSD2	305	2.62	299	2.57	2.60
ZSD3	258	2.22	267	2.29	2.26
ZF1	308	2.65	312	2.68	2.67
ZF2	301	2.59	293	2.52	2.56
ZF3	289	2.48	276	2.37	2.43
ZF4	277	2.38	270	2.32	2.35
ZSD1F1	226	1.94	217	1.86	1.90
ZSD1F2	208	1.79	197	1.69	1.74
ZSD1F3	186	1.60	193	1.66	1.63
ZSD1F4	164	1.41	168	1.44	1.43
ZSD2F1	204	1.75	198	1.70	1.73
ZSD2F2	191	1.64	187	1.61	1.63
ZSD2F3	173	1.49	180	1.55	1.52
ZSD2F4	163	1.40	158	1.36	1.38
ZSD3F1	177	1.52	182	1.56	1.54
ZSD3F2	169	1.45	173	1.49	1.47
ZSD3F3	158	1.36	163	1.40	1.38
ZSD3F4	146	1.25	141	1.21	1.23



\* Şişme ölçümü yapılırken, CBR kalıplarının üzerine arazideki alt temel ve temel zati ağırlıklarını temsil etmek üzere 4,50 kg'lık yükler konulmuş ve kalıplar üzerine şişme miktarlarını ölçen hassas göstergeler yerleştirilmiştir. Numuneler kür odasında yer alan su tankında 4 gün (96 saat) bekletildikten sonra ortaya çıkan şişme değerleri ölçülmüştür.



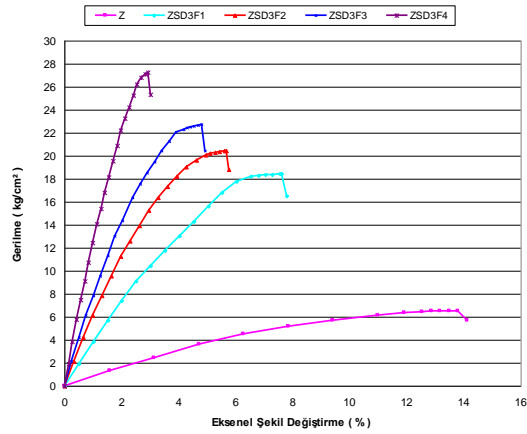
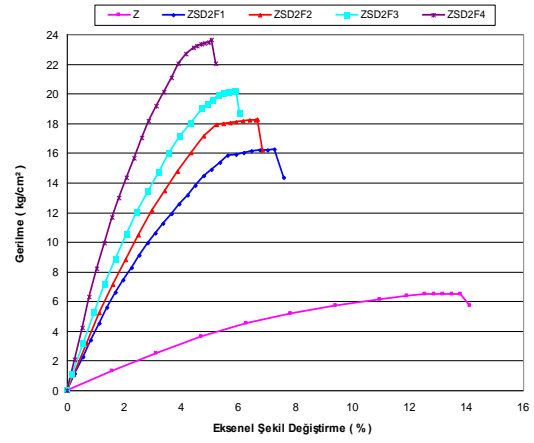
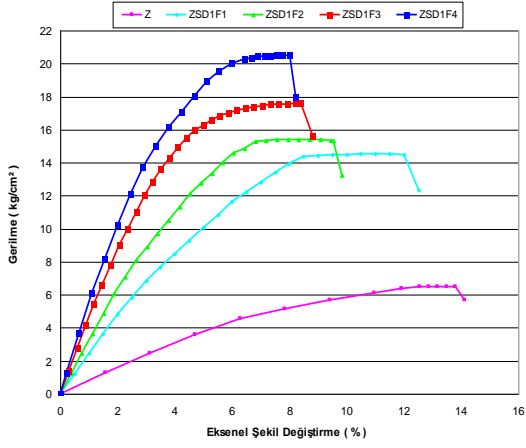
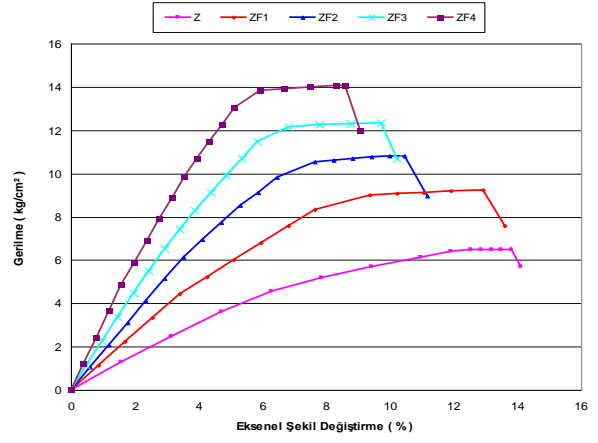
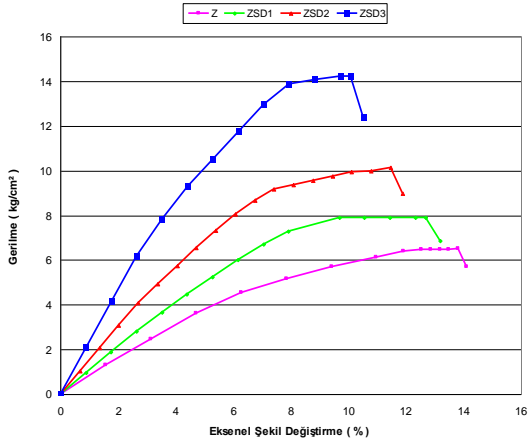
Şekil 3. Karışım Serileri Ortalama Şişme Yüzdeleri



Şekil 4. Karışım Serileri CBR Artış Oranları

### 3.4. Serbest Basınç Deneyi

Bu deney, ASTM-D2166 deney standardına göre gerçekleştirilmiştir. Deneyde kullanılan numuneler modifiye proktor deneyi ile bulunan MKBA–OSM değerlerine göre silindirik numune kalıplarında ( R:15 cm, H:30 cm olan ) hazırlanmıştır. Zemin numunesi ve katkı maddeleri ile hazırlanan karışım silindir şeklindeki ayrılabilir gövdeli çelik kalıplara ( 15cm/30cm ) yerleştirilir ve 5 tabaka halinde titreşimli sehpa üzerinde 2,5 kg sürşarj yükü altında sıkıştırılır. Karışım prizini alması için 24 saat kalıpta bekletildikten sonra kalıp vidaları açılarak numuneler kalıplardan çıkarılmıştır. Numuneler kür odasında ( min % 90 nemli ) su seviyesinin 10 cm üzerinde küre bırakılmış, kür süresi sonunda ( 7 gün ) numuneler kür odasından çıkarılarak ağırlığı, boyu, çapı ölçülerek serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur. Elde edilen verilere göre çizilen gerilme-deformasyon grafikleri Şekil 5'te gösterilmiştir. Doğal zemin+silis dumanı+fosfojips ile hazırlanan numunelerin 7 günlük serbest basınç deneyi sonuçları Tablo 7'de görülmektedir.



Şekil 5. Karışım Serileri Gerilme-Deformasyon İlişkisi

**Tablo 7.** Serbest Basınç Deneyi Sonuçları

Seri	Zemin (%)	Silis Dumanı (%)	Fosfojips (%)	Max. Gerilme (kg/cm <sup>2</sup> )	Eksenel Şekil Değişirme (%)
Z	100	0	0	6,50	13,800
ZSD1	95	5	0	7,91	12,667
ZSD2	90	10	0	10,15	11,467
ZSD3	85	15	0	14,23	10,067
ZF1	95	0	5	9,24	12,933
ZF2	90	0	10	10,82	10,467
ZF3	85	0	15	12,35	9,733
ZF4	80	0	20	14,07	8,600
ZSD1F1	90	5	5	14,54	12,000
ZSD1F2	85	5	10	15,37	9,533
ZSD1F3	80	5	15	17,60	8,400
ZSD1F4	75	5	20	20,50	8,000
ZSD2F1	85	10	5	16,25	7,267
ZSD2F2	80	10	10	18,26	6,667
ZSD2F3	75	10	15	20,21	5,933
ZSD2F4	70	10	20	23,65	5,067
ZSD3F1	80	15	5	18,44	7,600
ZSD3F2	75	15	10	20,44	5,667
ZSD3F3	70	15	15	22,71	4,800
ZSD3F4	65	15	20	27,26	2,933

#### 4. SONUÇLAR

Silis dumanı ve fosfojipsin iyi derecelenmiş zeminlerin stabilizasyonunda kullanıldığı bu çalışmada silis dumanı ve fosfojipsin zeminlerin fiziksel ve kimyasal özellikleri üzerine etkileri, zemin iyileştirme malzemesi olarak kullanılabilirliği incelenmiştir. Gübre fabrikalarının atığı olan fosfojips ve ferrokrom tesislerinin atığı olan silis dumanı üretimi her geçen gün artmakta olup atık olarak nitelendirilen bu malzemelerin zemin iyileştirilmesinde kullanılabilirliğinin araştırıldığı bu çalışmanın önemi büyüktür. Silis dumanı ve fosfojipsin zemin iyileştirme malzemesi olarak kullanılmasına olanak sağlayarak atık silis dumanının ve fosfojipsin çevreye vereceği zararların azaltılmasına ve zeminlerin ekonomik bir şekilde iyileştirilmesi olanak sağlamaktadır. Zemin-Silis dumanı-Fosfojips karışım deneylerinden aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

Modifiye proktor deneyi ile silis dumanı karışımlarının zemin numunesine göre MKBA değerini artırdığı, fosfojips ve silis dumanı-fosfojips karışımlarının zemin numunelerinin MKBA değerini düşürürken, silis dumanı ve fosfojips karışımlarının zeminin OSM değerini artırdığı gözlemlenmiştir. Silis dumanının zemin içerisindeki boşlukları doldurduğu bu nedenle MKBA arttığı tahmin edilmektedir. Fosfojips zemine göre daha hafif bir malzeme olduğundan fosfojips karışımlarında MKBA düşmektedir.

OSM deki artışa silis dumanı ve fosfojipsin puzolanik özellikleri ve zemine göre daha ince yapıda olmalarının neden olduğu düşünülmektedir.

MKBA – OSM değerinde hazırlanan numuneler üzerinde gerçekleştirilen CBR deneyi ile bütün karışım serileri için doğal duruma göre CBR değerlerinde artış tespit edilmiştir. Özellikle silis dumanı-fosfojips oranının arttığı karışımlarda daha fazla olmuştur. En yüksek CBR değeri % 455,15 ile ZSD3F4 karışım serisinde elde edilmiştir. Bu da donatısız zemin CBR değerinin 2,46 katına tekabül etmektedir. Silis dumanı ve fosfojips katkılı karışım serileri CBR deneyine tabii tutulurken yenilme anında pistonun yük uyguladığı noktadan dışarıya doğru çevresel çatlaklar oluşmuştur. Bunun sebebinin CBR deneyinden önce karışım serileri 96 saat süre ile suda bekledikleri için silis dumanı ve fosfojipsin suyla reaksiyona girmesi, priz alması ve sertleşmesi nedeniyle olduğu tahmin edilmektedir. CBR deneyi sırasında karışım serilerinin şişme yüzdeleri hesaplanmış olup zemin-silis dumanı, zemin-fosfojips ve zemin-silis dumanı-fosfojips karışımlarında doğal zemine göre şişme yüzdelerinin azaldığı gözlemlenmektedir. Bunun sebebinin silis dumanı ve fosfojipsin suyla reaksiyona girerek priz alması olduğu düşünülmektedir.

MKBA–OSM değerlerinde hazırlanan numuneler üzerinde yapılan serbest basınç deneyi neticesinde tüm karışım serilerinde donatısız zemin numunesine göre artışlar tespit edilmiştir. Zemin-silis dumanı ve zemin-fosfojips karışımlarda artış daha düşükken zemin-silis dumanı-fosfojips karışımlarda artışın daha fazla olduğu gözlemlenmiştir. Yapılan serbest basınç dayanımı deneylerinde en yüksek gerilme 27,26 kg/cm<sup>2</sup> ile ZSD3F4 karışım serisinde gözlemlenmiştir. Bu da donatısız zemin numunesinin serbest basınç dayanımının 4,19 katına tekabül etmektedir.

CBR ve Serbest Basınç Deneyi sonuçlarından da görüldüğü üzere, silis dumanı ve fosfojips kullanılarak elde edilen karışım serilerinde dayanım büyük oranda (CBR % 246 ve SBD % 419) artmaktadır. Buda özellikle karayolu çalışmalarında daha yüksek dayanımlı yol tabakalarının elde edilmesine imkân verecek ve projelendirmede istenilen dayanım daha ince yol tabakalarıyla sağlanabilecektir. Bu sayede daha az malzeme kullanılarak istenilen mukavemeti sağlayan yollar, ekonomik olarak daha ucuza inşa edilecektir.

Yapılan deneysel çalışmalar sonucunda atık malzemeler olan silis dumanı ve fosfojipsin zeminlerin stabilizasyon çalışmalarında kullanılabilmesi sonucuna varılmıştır.

Günümüzde en büyük sorunlardan biri olan çevre sorununun çözümüne katkıda bulunabilmek için silis dumanı ve fosfojips gibi sanayi artıklarının değişik sektörlerde kullanılmasına yönelik çalışmalara devam edilmelidir. Bu sayede artık malzemelerin ekonomiye katılması sağlanarak çevre sorunlarının önüne geçilecektir.

## KAYNAKLAR

- Değirmenci, N., (2006), "Fosfojips Kalsinasyonun Fosfojips-Uçucu Kül Karışımlarının Basınç Dayanımına Etkisi" , Balıkesir.
- Karayolları Genel Müdürlüğü 14. Bölge Müdürlüğü Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı Raporu, (1996).
- Turabi, A., Okucu, A., Değirmenci, N., 2002, "Fosforik asit üretim atığı fosfojipsin stabilizasyon malzemesi olarak kullanım olanaklarının araştırılması", 4. Mühendislik Mimarlık Sempozyumu, Balıkesir, 93.
- Yeğinobalı, A., 1993, "Silis Dumanının Beton Katkı Maddesi Olarak Değerlendirilmesi, Endüstriyel Atıkların İnşaat Sektöründe Kullanılması Sempozyumu", 149-167 s, Ankara.
- Yılmaz, A., 2002, "Bir elektrometalurji tesisinin atıklarının yol üstü yapısında kullanılabilirliğinin araştırılması", 4. Mühendislik Mimarlık Sempozyumu, Balıkesir, 201.
- Yollar Fenni Şartnamesi, 2000, T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı KGM, Yayın No:170/2, Ankara.



# İNCE DANELİ ZEMİNLERDE POLİPROPİLEN FİBER VE KATKI MALZEMELERİNİN SERBEST BASINÇ DAYANIMI ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ

## EFFECTS OF POLYPROPYLENE FIBERS AND ADDITIVES MATERIALS ON UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH ON THE FINE GRAINED SOILS

Ahmet Şahin ZAIMOĞLU<sup>1</sup>

### ABSTRACT

A number of studies have been conducted recently to investigate the influence of randomly oriented fibers on some engineering properties of cohesive and cohesionless soils. However, very few studies have been carried out on modified fine-grained soils reinforced with discrete fiber inclusions. This experimental study was performed to investigate the effect of randomly distributed polypropylene fibers (PP) and additive materials borogypsum (BG), fly ash (FA) and cement (C) on unconfined compressive strength (28 days) of a fine-grained soil. Taguchi method was used for the experimental design and L9 orthogonal array was selected. For 28 days unconfined compressive strength, a series of unconfined compression tests were conducted on each specimen. 0-20 % of BG, 0-20 % of FA, 0-0,25 % of PP and 0-3 % of C by total dry weight of mixture were used in the preparation of specimens. Experimental results showed that the most effective parameter on the variation of the unconfined compressive strength of the samples was fly ash. Optimum conditions for maximum unconfined compressive strength were at obtained 0% BG (BG1), 20% FA (FA2), 1.5% PP (PP2) and 3% C (C3) for curing times of 28. The value of unconfined compressive strength (28 days) in optimum conditional obtained 1.95 Mpa.

**Keywords:** Polypropylene fibers, Borogypsum, Fly ash, Optimization

### ÖZET

Birçok çalışmada kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerin bazı mühendislik özellikleri üzerinde rastgele yerleştirilen fiber donatılarının etkileri araştırılmıştır. Ancak çok az sayıdaki çalışmada hem rastgele donatılanmış hemde farklı katkı malzemeler ile modifiye edilmiş zeminlerin mühendislik özellikleri araştırılmıştır. Çalışmada borjips, uçucu kül, katkısız çimento ve polipropilen fiber birlikte kullanılarak ince daneli zeminlerde serbest basınç dayanımı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Serbest basınç dayanımı (28 gün) belirlemek için toplam ağırlığın % 10-20 oranlarında borojips (BG), %

<sup>1</sup> Doç. Dr. , Atatürk Üniversitesi Erzurum MYO İnşaat Bölümü, zaimoglu@atauni.edu.tr

10-20 oranlarında uçucu kül (FA), % 1-3 oranlarında katkısız çimento (C) ve % 0.15- 0.25 oranlarında polipropilen fiber (PF) ince daneli zemin içerisine ilave edilerek hazırlanan karışımlar üzerinde bir seri serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Deneylerde Taguchi Yöntemine uygun olarak L<sub>9</sub> Ortogonal dizisi seçilmiştir. Deney sonuçları serbest basınç dayanımı üzerinde en etkili parametrenin uçucu kül olduğunu göstermiştir. Yapılan çalışma sonucunda 28 günlük serbest basınç dayanımının 0% BG , 20% FA, 0,15% PP ve 3% KC seviyelerinde optimum şartı sağladığı ve bu durumdaki değerinin 1.95 MPa olduğu görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Polipropilen fiber, Borojips, Uçucu kül, Optimizasyon.

## 1. GİRİŞ

Zeminlerin bazı mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi prefabrik düşey drenler veya zemin stabilizasyonu gibi bazı zemin iyileştirme teknikleri ile yapılabilir ( Abuel-Naga et al., 2006; Chu et al., 2006). Çimento ve kireç ile yapılan kimyasal stabilizasyonda zeminin performansını artıran iyileştirme tekniklerindedir (Huang and Airey, 1998; Al-Rawas, 2002; Basha et al., 2005). Ayrıca uçucu kül, silis dumanı, fosfojips, bentonit gibi katkı malzemeleri de zemin stabilizasyonunda kullanılmaktadır (Tan 2004, Zebielka 2008). Diğer taraftan zemin içerisine donatı konulması zeminin taşıma kapasitesini artırmak, oturmaları ve yanal deformasyonları azaltmak için stabilizasyonunda kullanılan etkili tekniklerden birisidir (Prabakar and Sridhar, 2002; Kumar et al, 2006).

Çalışmada polipropilen fiber ve katkısız çimento endüstriyel atık malzemeleri olan borojips ve uçucu kül ile birlikte ince daneli zeminin mühendislik özelliklerini iyileştirmek amacıyla kullanılmıştır. Donatılı zeminlerde, başlıca amaç oturmaları ve yanal deformasyonları azaltmak, basınç ve kesmenin aksine çekmeye karşı dayanıksız olan zeminin çekme dayanımını ve taşıma gücünü artırmaktır (Yetimoğlu, 1991). Sırasıyla yılda yaklaşık 15 milyon ton (Değirmenci et al., 2007) ve 120 milyon ton civarında (Elbeyli 2004) oluşan uçucu kül ve borojips Türkiye’de fazla miktarda oluşan endüstriyel atıklardan ikisidir. Atık maddeler birçok alanda farklı amaçlar için kullanılmakla beraber geoteknik uygulamalarda da zeminlerin bazı mühendislik özelliklerini iyileştirmek amacıyla konvansiyonel yöntemlere alternatif olarak son zamanlarda sıkça tercih edilmektedir.

Zeminlerin değişik geoteknik özelliklerini farklı donatı ve atık maddesi kullanarak iyileştirmek amacı ile yapılan çalışmalar literatürde yaygın olarak yer almaktadır (Prabakar et al., 2004; Yetimoğlu et al., 2005; Degirmenci et al., 2007; Tang et al., 2007; Zaimoglu, 2010; Consoli et al., 2010). Fakat sınırlı sayıda çalışmada hem donatı hemde atık maddesi zeminin özelliklerini iyileştirmek amacı ile birlikte kullanılmıştır (Chauhan et al 2008). Çalışmada borojips, uçucu kül, katkısız çimento maddeleri ile polipropilen fiber ince daneli zeminlerde birlikte kullanılarak ince daneli zeminin 28 günlük serbest basınç dayanımı üzerindeki etkileri araştırılmış ve 28 günlük serbest basınç dayanımını maksimum yapan optimum değerleri belirlenmeye çalışılmıştır. Deney numuneleri toplam ağırlığın %10-20 oranında borojips (BG), %10-20 oranlarında uçucu kül (FA), %1-3 oranlarında katkısız çimento (KC) ve %0,15-0,25 oranlarında polipropilen fiber (PF) silt zemin içerisine ilave edilerek kendi optimum su içeriği ve maksimum kuru birim ağırlıklarında hazırlanmıştır. Deneylerde Taguchi Yöntemine uygun olarak L<sub>9</sub> Ortogonal dizisi seçilmiştir.

## 2. MATERYAL VE YÖNTEM

Çalışmada kullanılan ince daneli zemin Erzurumun Konaklı beldesinden, Borojips Eti Maden İşletmeleri Genel Müdürlüğü Bandırma Bor ve Asit Fabrikaları İşletme Müdürlüğünden, Uçucu kül Ankara Çayırhan Termik santralinden, Katkısız çimento Erzurum Aşkale Çimento Sanayi T.A.Ş. den temin edilmiştir. İnce daneli zemine ait bazı özellikler Tablo 1, kullanılan katkı malzemelerine ait üretici firmalardan alınan bazı özellikler ise Tablo 2. de verilmiştir. Deneylerde rastgele donatı malzemesi olarak kullanılan polipropilen fiberin üretici firmadan alınan bazı özellikleri Tablo 3. de verilmiştir

**Tablo 1.** İnce Daneli Zemine Ait Bazı Özellikler

Likit limit, $w_L$ (%)	66
Plastik limit, $w_P$ (%)	35
Plastisite indeksi, PI (%)	31
Maksimum kuru birim hacim ağırlığı <sup>*</sup> , $\gamma_{kmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15.4
Optimum su içeriği <sup>a</sup> , $w_{opt}$ (%)	22
Elektrik iletkenliği (mmhos/cm)	3.3
pH	6.9
Dispersion	1-2
Soil class (USCS)	MH

\*Standard proktor deneyinden elde edilmiştir.

**Tablo 2.** Katkı Malzemelerine Ait Bazı Özellikler

	Borojips (%)	Uçucu kül (%)	Katkısız çimento (%)
B <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1.62	--	--
CaO	27.8	6.6	59,61
SO <sub>3</sub>	44.2	--	3,31
MgO	1.53	4.65	3,23
Na <sub>2</sub> O	1.32	15.95	0,4
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.23	15.95	5,23
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.84	16.3	3,3
SiO <sub>2</sub>	20.95	47.5	21,02

**Tablo 3.** Polipropilen Fiber Malzemesine Ait Bazı Özellikler

Çap (mm)	0.05
Uzunluk (mm)	12
Yoğunluk (g/cm <sup>3</sup> )	0.91
Gerilme dayanımı(TS, N/mm <sup>2</sup> )	700
Young modülü (TS/E, N/mm <sup>2</sup> )	3500



Deney tasarımı için Taguchi Metodu kullanılmış olup mevcut parametre ve seviyelerine uygun olarak L<sub>9</sub> deney tasarım dizisi seçilmiştir. Toplam kuru ağırlığın yüzdesi olarak alınan parametre ve seviyeleri Tablo 4’ de, kullanılan L<sub>9</sub> ortogonal dizisine uygun deney tasarımı ise Tablo 5’de verilmiştir.

**Tablo 4.** Deneylerde Kullanılan Parametre Ve Seviyeleri

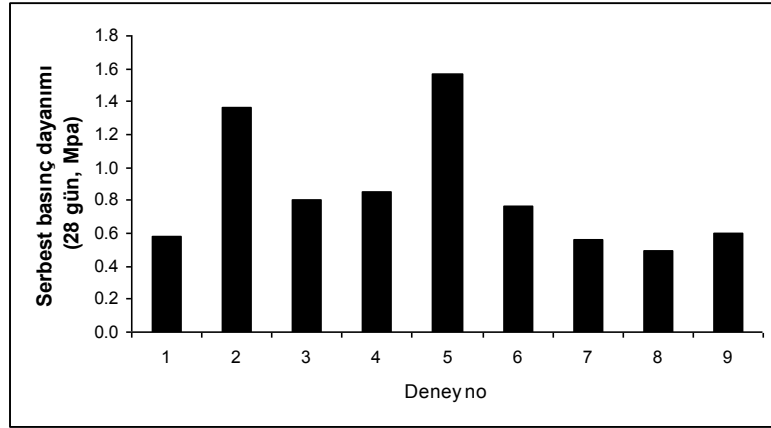
Parametre	Seviye		
	1	2	3
Borojips	0	10	20
Uçucu kül	0	10	20
Polipropilen fiber	0	0.15	0.25
Katkısız Çimento	0	1	3

**Tablo 5.** L<sub>9</sub> Ortogonal Dizisine Göre Deney Tasarımı

Deney No	Parametreler ve kullanılan seviyeler			
	Borojips	Uçucu kül	PP. fiber	Katkısız C.
1	0	0	0	0
2	0	10	0.15	1
3	0	20	0.25	3
4	10	0	0.15	3
5	10	10	0.25	0
6	10	20	0	1
7	20	0	0.25	1
8	20	10	0	3
9	20	20	0.15	0

Deneylerde kullanılan katkı malzemesi oranları, literatürde yer alan kullanım oranları dikkate alınarak belirlenmiştir (Değirmenci et al. 2007). Kontrol numunesi tablo 5 de verilen 1 no’lu deney numunesidir (%100 silt). Taguchi yöntemi deney tasarımında verilen her bir deney numunesi için standart kompaksiyon ve serbest basınç dayanımı deneyleri yapılmıştır. Taguchi deney tasarımında verilen her bir deney numunesi için belirtilen oranlarda alınan katkı malzemeleri, kuru olarak silt zemin içerisine ilave edilerek homojen hale gelinceye kadar karıştırılmıştır. Daha sonra polipropilen fiber malzemesi hazırlanan bu karışım içerisine azar azar lifler halinde ilave edilmiştir. Liflerin karışım içerisinde topaklanmasını ve mümkün olduğu kadar karışım içerisinde homojen dağılmasını sağlamak amacı ile fiberin karışıma ilavesi süresince karıştırma işlemine devam edilmiştir. 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.

3.8 cm çapında ve 7.6 cm yüksekliğinde hazırlanan silindirik numuneler 28 gün süre ile kür odasında (ortalama 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 en az ikişer kez tekrar edilmiş ve grafikte ortalama sonuçlar kullanılmıştır. Tablo 5’ de gösterilen karışımlara uygun olarak hazırlanan numuneler için elde edilen 28 günlük Serbest basınç dayanım sonuçları Şekil 1’de, gösterilmiştir.

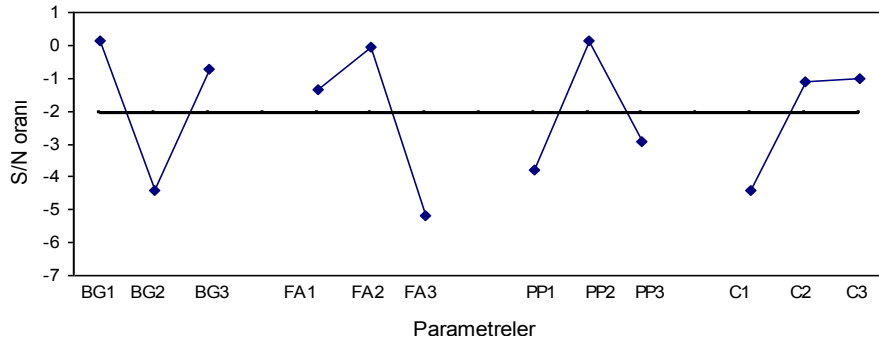


**Şekil 1.** Serbest basınç deney sonuçları.

Şekil 1 incelendiğinde, en yüksek 28 günlük serbest basınç dayanımı 5 no' lu deneyde (%10 borojips, %10 uçucu kül, % 0.25 polipropilen fiber ve % 0 katkısız çimento) 1.56 Mpa olarak elde edildiği görülmektedir. En düşük 28 günlük serbest basınç dayanımı ise 8 no' lu deneyde (%20 borojips, %10 uçucu kül, % 0 polipropilen fiber ve % 3 katkısız çimento) 0.49 Mpa olarak elde edilmiştir. 5 ve 1 (kontrol numunesi) nolu deney numunelerinin serbest basınç dayanımları karşılaştırıldığında serbest basınç dayanımı 0.57 Mpa değerinden 1.56 Mpa değerine yükselerek yaklaşık %173 kadar artış göstermektedir. Serbest basınç deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak  $L_9$  ortogonal dizisi için S/N ve varyans analizleri yapılmıştır. Varyans analiz sonuçları Tablo 6' da ve parametrelerin 28 günlük serbest basınç dayanımı üzerindeki etkilerini gösteren grafik Şekil 2'de verilmiştir.

**Tablo 6.** Varyans Analizi

Parametre	Serbestlik Derecesi (DOF)	Kareler Toplamı (S)	Varyans (V)	Net Toplam (S')	Oran P (%)
Borojips	2	16.124	8.062	16.124	15.108
Uçucu Kül	2	42.842	21.421	42.842	40.143
Polipropilen fiber	2	25.18	12.59	25.18	23.594
Katkısız çimento	2	22.576	11.288	22.576	21.154



**Şekil 2.** Parametrelerin 28 Günlük Serbest Basınç Dayanımı Üzerindeki Ortalama Etkileri

### 3. TARTIŞMA

Tablo 6' da verilen sonuçlar değerlendirildiğinde 28 günlük serbest basınç dayanımı değişimi üzerinde en etkili parametrelerin sırası ile uçucu kül polipropilen fiber, katkısız çimento ve borojips olduğu görülmektedir. Şekil 2' incelendiğinde 28 günlük serbest basınç dayanımını, uçucu kül, polipropilen fiber ve katkısız çimento oranlarının ikinci seviyelerine kadar artırıcı yönde etki ettiği görülmektedir. Bu seviyeden sonra uçucu kül, polipropilen fiber sonuç üzerinde azaltıcı yönde katkısız çimento ise artırıcı yönde etki etmektedir. Bu sonuç literatür ile de uygunluk göstermektedir. Literatürde %10 dan fazla kullanılan uçucu külün ve %0.15 den fazla kullanılan polipropilen fiberin zeminlerin bazı mühendislik özelliklerini olumsuz yönde etkileyeceği belirtilmiştir. (Tang et al 2007; Yetimoğlu et al 2005; Tan 2004). Borojip ikinci seviyeye kadar 28 günlük serbest basınç dayanımı sonucunu azaltmakta bu seviyeden sonra artırıcı yönde rol oynamaktadır. Yapılan çalışma sonucunda 28 günlük serbest basınç dayanımının 0% BG, 20% FA, 0.15% PP ve 3% KC seviyelerinde optimum şartı sağladığı görülmüştür.

### 4. SONUÇLAR

Çalışmada hem polipropilen fiber hem de borojips, uçucu kül ve katkısız çimento malzemeleri birlikte kullanılarak ince daneli zeminlerin serbest basınç dayanımı üzerindeki etkileri bir seri laboratuvar deneyi ile araştırılmıştır. Yapılan deneylerden şu sonuçlar elde edilmiştir;

- 28 günlük serbest basınç dayanımının 0% BG (BG1), 20% FA (FA2), 1.5% PP (PP2) and 3% C (C3) seviyelerinde optimum şartı sağladığı ve bu durumdaki değerinin 1.95 MPa olduğu görülmüştür
- 28 günlük serbest basınç dayanımı üzerinde en etkili parametre uçucu kül olmuştur. %10 uçucu kül ve %0.15 plipropilen fiber oranlarından fazla kullanıldığında serbest basınç dayanım sonuçları olumsuz etkilenmektedir.

### KAYNAKLAR

- ASTM D 698-78. Fundamental principles of soil compaction, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- ASTM D 2166. Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- Abuel-Naga, H.M., Bergado, D.T., Chaiprakaikeow, S., 2006. Innovative thermal technique for enhancing the performance of prefabricated vertical drain during the preloading process. *Geotextiles and Geomembranes* 24 (6), 359–370.
- Al-Rawas, A.A., 2002. Microfabric and mineralogical studies on the stabilization of an expansive soil using cement by-pass dust and some types of slags. *Canadian Geotechnical Journal* 39, 1150–1167.
- Basha, E.A., Hashim, R., Mahmud, H.B., Muntobar, A.S., 2005. Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement. *Construction and Building Materials* 19 (6), 448–453.
- Chauhan, M.S., Mittal, S., Mohanty, B., (2008). Performance evaluation of silty sand

- subgrade reinforced with fly ash and fibre. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 26, 429-435.
- Chu, J., Bo, M.W., Choa, V., 2006. Improvement of ultra-soft soil using prefabricated vertical drains. *Geotextiles and Geomembranes* 24 (6), 339–348.
- Consoli, N.C., Bassani, M.A.A., Festugato L., (2010). Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils. *Geotextiles and Geomembranes*, In Press, Corrected Proof.
- Degirmenci N., Okucu A., Turabi A., (2007). Application of phosphogypsum in soil stabilization, *Building and Environment*, Vol. 42, 3393-3398.
- Elbeyli, İ. Y. (2004). Utilization of Industrial Borax Wastes (BW) for Portland Cement Production. *Turkish J. Eng. Env. Sci.* Vol. 28, 281- 287.
- Huang, J.T., Airey, D.W., 1998. Properties of artificially cemented carbonate sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124 (6), 492–499.
- Kumar, A., Walia, B. S., Mohan J., 2006. Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay. *Construction and Building Materials*, Vol. 20(10), pp. 1063-1068.
- Prabakar J, Dendorkar N., Morchhale R.K., (2004). Influence of fly ash on strength behavior of typical soils, *Construction and Building Materials*, Vol. 18, 263-267.
- Prabakar, J., Sridhar, R.S., 2002. Effect of random inclusion of sisal fibre on strength behavior of soil. *Construction and Building Materials*, Vol. 16(2), pp. 123-131.
- Tan, Ö & Zaimoğlu, A. Ş. (2004) Taguchi approach for investigation of the setting times on cement-based grouts. *Indian journal of Engineering & Materials Science*, Vol. 11, pp. 63-67.
- 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*, Vol. 25, 94-202.
- Yetimoğlu T., (1991). Yeni bir inşaat malzemesi olarak geotextiller, *Zemin Mek. Ve Temel Müh. Türk Milli Komitesi Bülteni, Zemin Mühendisliği*, No.1, 63-80.
- Yetimoğlu, T., Inanir, M., Inanir O.E., (2005). A study on bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fills overlying soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23, 174-183.
- Zabielska-Adamska, K. (2008) Laboratory compaction of fly ash and fly ash with cement additions. *Journal of Hazardous Materials*, Volume 151, Issues 2-3, pp. 481-489.
- Zaimoglu, A. S., (2010). Freezing–thawing behavior of fine-grained soils reinforced with polypropylene fibers. *Cold Regions Science and Technology*, Vol. 60, 63-65.

## ATIKSU ARITMA ÇAMURUNUN GEOTEKNİK UYGULAMALARDA KULLANIMI

### USE OF WASTEWATER SLUDGE IN GEOTECHNICAL APPLICATIONS

Hamza GÜLLÜ<sup>1</sup>

Serkan GİRİŞKEN<sup>2</sup>

#### ABSTRACT

This paper presents an investigation about the use of wastewater sludge on the geotechnical applications. The surveying shows that one of the extended sludge disposal method is the landfilling where the geotechnical concern on the slope stability should be seriously taken into account. In particular, the moisture content of sludge less than 65% is suggested in the landfilling. The wastewater sludge is also mostly used for the amendment of highway slope by providing the plant growth and erosion control on the slope. Furthermore, there have been applications, where the geotechnical performances of fine grained soil is improved by the sludge addition particularly for the highway stabilizations.

**Keywords:** Wastewater Sludge, Slope, Fine-Grained Soil, Stabilization

#### ÖZET

Bu araştırmada, atıksu çamurunun geoteknik uygulamaları irdelenmiştir. Genel olarak, çamur katı atık sahalarda veya düzenli depolama alanlarında depolanarak uzaklaştırılmakta olup bu uygulamalar için nem oranlarının %65'in altında olması gerekmektedir. Geoteknik açıdan bakıldığında, atıksu çamuru çoğunlukla yol dolgu şevlerinde kullanılmaktadır. Bitki gelişimini ve erozyon kontrolünü sağlayarak şevlerin iyileştirilmesine katkıda bulunur. Ayrıca ince daneli zeminler ile karıştırılarak yol stabilizasyonlarında da kullanılabilceği önerilmektedir.

**Anahtar Kelimeler:** Atıksu Çamuru, Şev, İnce Daneli Zemin, Stabilizasyon

---

<sup>1</sup> Y.Doç.Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnş. Müh. Böl. hgullu@gantep.edu.tr

<sup>2</sup> İnşaat Yük. Müh..

# 1. GİRİŞ

Atıksu çamuru; kanalizasyon şebekesi vasıtasıyla ile atıksu arıtma tesislerinde toplanan atıksuyun birtakım fiziksel, kimyasal ve biyolojik arıtma işlemleri ile temizlenmesinden sonra geriye bıraktığı atık maddedir. Çevre yönetimine katkı olması ve çevresel atıkların geri dönüşümünün sağlanması açısından, atıksu çamurunun birtakım uygulamalarda kullanılması hususundaki araştırmalar oldukça ilgi çekmektedir.

Çamur elde edilinceye kadar, atıksuyun arıtılması ile ilgili teknoloji ve proses birçok kaynaktan detaylı olarak öğrenilebilir (Metcalf & Eddy, 1991). Atıksu arıtma işlemi sonunda çıkan çamur genellikle sıvı veya yarı katı formdadır. Uygulanan işleme ve atıksu tesisinin kapasitesine bağlı olarak %0.25-12 oranında katı madde içermektedir (Metcalf & Eddy, 1991). Atıksu çamurunda pratik uygulamalarda karşılaşılabilecek başlıca dezavantajlar; içindeki önemli miktarlarda koku veren maddelerin bulunması, çürüme, bozulma ve kokuşma eğilimleri olarak gösterilebilir (İleri, 2000). Çamurlar, yüksek oranlarda su muhtevasına sahip olmaları sebebiyle, suyun uygun bir şekilde uzaklaştırılması, organik içeriklerinin azaltılması ve geri kazanımları açısından uygun işlemlerden geçirilerek arıtılmaları gerekir. Çamurların işlenerek arıtılması arıtma tesisleri bünyesindeki en karmaşık işlemlerinden birisidir. Atıksu arıtımından sonra ortaya çıkan çamur miktarı, atıksuyun oldukça düşük bir yüzdesini (%1- %6) oluşturmakla beraber, sadece çamurun arıtma ünitelerinin yatırım bedeli toplam sistem maliyetinin %30-40'ı, işletme maliyeti ise bütün işletme maliyetinin %50'si kadardır. Bu yüzden çamurun arıtılmasında en uygun metodun seçilmesi büyük önem taşımaktadır (Metcalf & Eddy, 1991; İleri, 2000). Çamurların işlenmesi ve arıtılması için kullanılan bazı yöntemler; yoğunlaştırma, şartlandırma, susuzlaştırma ve kurutma olarak belirtilebilir. Bu yöntemlerdeki temel hedef çamurun nem içeriğinin azaltılmasıdır. Çamurun suyunun alınması; i) çamurun su muhtevası azaldığında hacmi de azalacağından nihai uzaklaştırma sahasına nakil masrafının azaltılmasını, ii) yakma olarak kullanımı düşünüldüğünde su muhtevası azaldığından yakılma işleminin daha da kolaylaşmasını, iii) çamurun tamamen kokusuz olmasını ve ayrışmamasını, ve iv) arazide kullanılma durumunda yeraltına sızma sonucu yer altı suyunun kirlenmemesini sağlar (Metcalf & Eddy, 1991). Bu yöntemlerden başka; yakma, kompostlaştırma ve stabilizasyon gibi uygulanan diğer yöntemler vasıtasıyla da çamurun organik içeriği azaltılarak kararlı hale getirilir. Ayrıca, çamurların içeriklerindeki patojen organizmalar azaltılır, istenmeyen kokular engellenir, çürüme, bozulma ve kokuşma gibi problemlerin ortadan kaldırılarak kullanıma daha uygun hale gelir. Çamurların faydalı kullanım amaçlarını belirleyen katı özellikleri; organik içerikler, nutrientler, patojen mikroorganizmalar, metaller ve zehirli organik bileşiklerdir. Bu bileşenlerin yönetmeliklerdeki izin verilebilir sınırlar içerisinde olması gerekir (AATT, 2010). Atıksu çamurlarındaki metal içerikleri ise Tablo 1'de verilmiştir. Ayrıca, stabilize arıtma çamurunda ağır metallerin izin verilen maksimum miktarları Tablo 2'de verilmiştir.

Bu araştırmanın amacı; atıksu çamurunun geoteknik uygulamalarda kullanılabileceği hususunda özellikle ülkemizdeki araştırmacıları bilgilendirmektir. Bu kapsamda, atıksu çamurunun genel kullanım alanları geoteknik açıdan irdelenmiş ve bazı geoteknik uygulamaları gözden geçirilmiştir. Bu araştırmanın atıksu çamurunun geri kazanımı uygulamalarına ışık tutması açısından çevre yönetimine katkıda bulunulacağına inanılmaktadır.

**Tablo 1.** Atıksu Çamurlarının Metal İçerikleri (AATT, 2010)

Metal	Kuru Katılar (mg/kg)	
	Aralık	Medyan
Arsenik	1.1-230	10
Kadmiyum	1-3410	10
Krom	10-99000	500
Kobalt	11.3-2490	30
Bakır	84-17000	800
Demir	1000-154000	17000
Kurşun	13-26000	500
Mangan	32-9870	260
Civa	0.6-56	6
Molibden	0.1-214	4
Nikel	2-5300	80
Selenyum	1.7-17.2	5
Kalay	2.6-329	14
Çinko	101-49000	1700

**Tablo 2.** Toprakta Kullanılabilecek Stabilize Arıtma Çamurunda Müsaade Edilecek Maksimum Ağır Metal Muhtevaları (TKKY, 2005)

Ağır Metal (Toplam)	Sınır Değerler (mg/kg fırın kuru materyal)
Kurşun	1200
Kadmiyum	40
Krom	1200
Bakır	1750
Nikel	400
Çinko	4000
Civa	25

## 2. GENEL UYGULAMALAR VE GEOTEKNİK İRDELEMELER

Atıksu arıtma çamurlarının başlıca üç şekilde kullanılarak bertaraf edildiği söylenebilir (Zheng vd., 2004; Fytily ve Zabaniotou, 2008):

1) Katıatık sahalarda depolama, üst kaplama malzemesi veya düzenli depolama alanlarında depolama (Landfill, cover material)

2) Arazi uygulamaları (Land application)

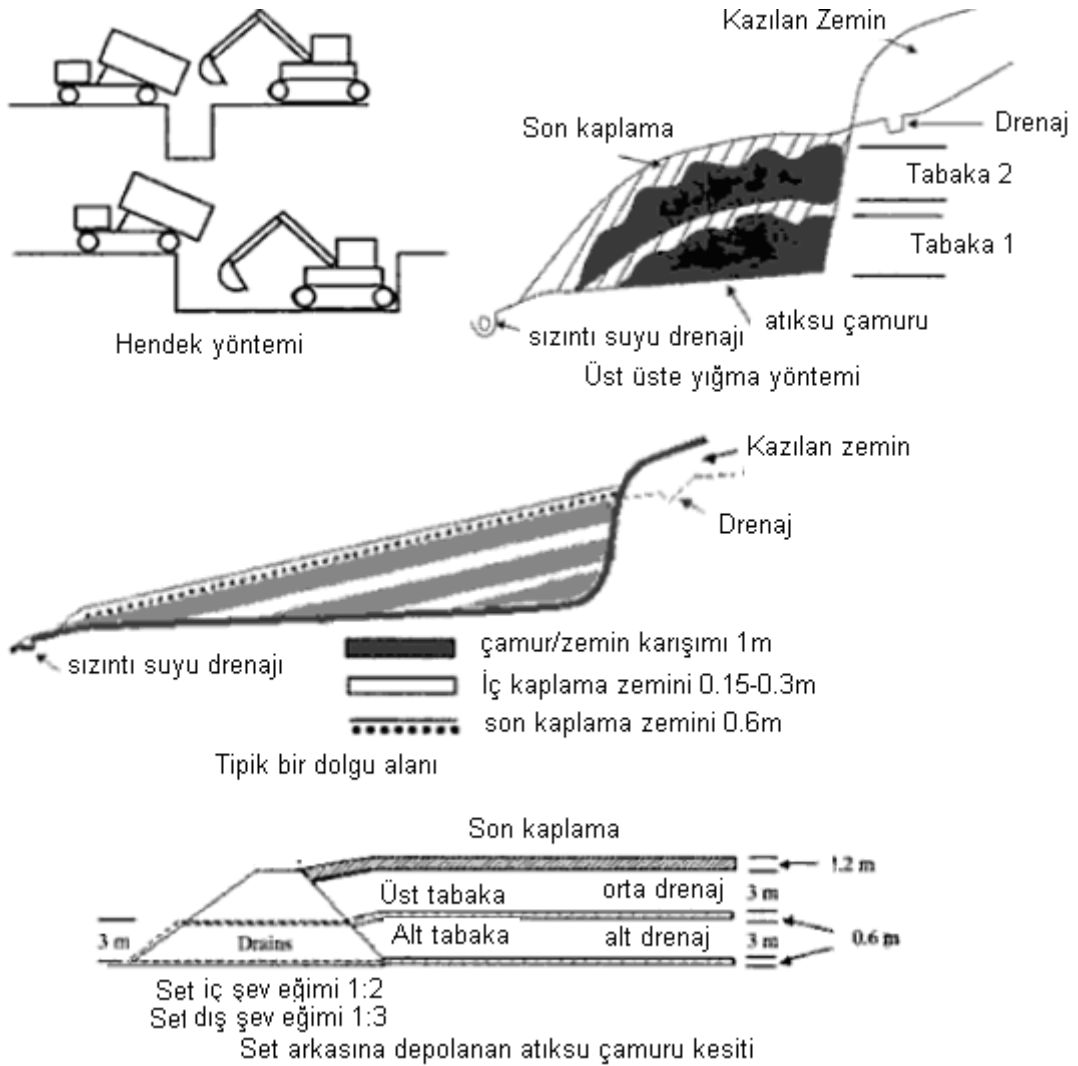
3) Yakma (Incineration)

Bunlardan başka, 1991 yılına kadar ABD’de atıksu çamurunun denize deşarjına müsaade edilmekteydi, ancak günümüzde bu uygulama diğer ülkelerde de tamamen kaldırılmaktadır (Spinosa ve Vesilind, 2001). Arıtma çamurlarının uzaklaştırılması veya bertaraf edilmesi için en yaygın olarak kullanılan yöntem, katıatık sahalarında veya tek başlarına düzenli depolama alanlarında depolanmasıdır. Fakat bunun için kimyasal bileşenlerinin izin verilen sınırlar içerisinde olması, patojenik etkenlerin uzaklaştırılması ve koku problemlerinin indirgenmiş olması gerekir. Geoteknik açıdan irdelendiğinde; arıtma çamuru yüksek oranda nem içerdiklerinden dolayı, depolanmaları sırasında oluşabilecek şev stabilitesi problemleri dikkatli bir şekilde takip edilmelidir. Ayrıca oluşabilecek sızıntı suyu da kontrol altına alınmalıdır. Bu yüzden nem içeriği düzenli depolama alanlarında bertaraf edilecek arıtma çamurları için öngörülen en önemli parametredir. Katı Atıkların Kontrolü Yönetmeliği’ne göre arıtma çamurlarının düzenli depolama alanlarında depolanabilmeleri için, nem oranlarının %65’in altında olması gerekmektedir. Düzenli depolama alanlarında depolanmalarından önce bu çamurların kurutma işlemi uygulanarak ya da katkı maddesi (toprak, kil, kireç, vb.) ilave edilerek nem oranları azaltılmalıdır (Zheng vd., 2004; Lo vd., 2004; AATT, 2010). Düzenli depolama alanlarında atıksu çamuru hendek kazılarak, yüzeye kümelenerek veya bir setin arkasına doldurularak depolanır (Şekil 1). Bu yöntemler ile ilgili gerekli detaylar Şekil 1 de gösterilmektedir. Çamurun hendek açılarak depolanması durumunda; katı madde 15% den büyükse 1m, %20 den büyükse 1-3 m genişliklerinde hendek açılmalıdır. Lo vd. (2002)’nin çalışmasında; içsel sürtünme açısının 26.1-44.3° ve kohezyonun 5.5-14.5 kPa arasında değiştiği atıksu çamuru karışımının depolanmasında 20°’lik bir şev eğiminin yeterli olabileceğini belirlemişlerdir. Atıksu çamurunun depolama alanında kullanılması halinde şev problemi ve sızıntı suyuna ilave olarak, konsolidasyon problemleri ile de karşılaşılacağı bildirilmiştir. Ancak, susuzlaştırılmış çamurun (dewatered sludge) diğer katı atıklar ile depolanması halinde konsolidasyon problemlerinin azaltılabileceği belirtilmiştir.

Düzenli depolama alanlarında çamurlarının bertarafının zorlukları ve bu alanlarının kapasitelerinin gün geçtikçe dolması sebebiyle, alternatif yöntemler uygulanmaya başlanmıştır. Çamurların uygun işlem ve proses geçirdikten sonra araziye serilmesi (arazi uygulaması), en fazla uygulanan alternatif bertaraf yöntemlerinden birisidir (AATT, 2010). Arazi uygulaması; tarım alanlarına, kullanılmayacak durumdaki bozulmuş alanlara veya bu amaç için tahsis edilmiş depolama alanlarına çamurun toprak yüzeyinin üstüne veya çok az altına dağıtılması olarak tanımlanır. Bu uygulamalar genellikle, zirai amaçlı olarak tarımda gübre şeklinde ve park veya bahçelerde peyzaj düzenlenmesi şeklinde olur. Arıtma çamurlarının uygun işlem ve proseslerden geçirildikten sonra araziye uygulanmasındaki en kritik aşama, uygun bir sahanın bulunmasıdır. Yer seçimi süreci, topoğrafya, toprak özellikleri, yeraltı suyunun mesafesi ve kritik alanlara yakınlık gibi kriterleri içerir. Çevre geotekniği açısından irdelendiğinde; çamur suyu sızma riskine karşı yeraltı su seviyesinin 3 m’den daha derin olduğu araziler seçilmelidir. Ayrıca yakınlarında dere, kuyu ve sulakalanların bulunmamasıdır. Arazi eğimi %0-3 arasında olmalı ve yerleşim alanlarına uzak olmalıdır. Bu uygulamalar çamurun, sıvı halde doğrudan enjeksiyonu veya susuzlaştırılmış halde yüzeye dağıtılması şeklinde olur (AATT, 2010). Arıtma çamurlarının veya çamurlardan elde edilen malzemenin tarım alanlarında veya tarım alanları dışındaki arazi uygulamalarında yönetmelikte belirtilen şartlar sağlanmalıdır (Tablo 2).



Arıtma çamurlarının nihai uzaklaştırılmasında kullanılan yöntemlerden biri olan gazlaştırılması veya yakılmasında; çamur hem enerji kaynağı olarak hem de kurutulması vasıtasıyla toprakta iyileştirici olarak kullanılabilir En çok kabul gören kurutma yaklaşımı termal kurutmadır (Fytli ve Zabaniotou, 2008; AATT, 2010). Ancak yakma yönteminin doğurduğu en önemli problem oluşan hava kirlenici emisyonlarıdır, yani hava kirliliğidir. Arıtma çamurları çimento fabrikalarında, hem alternatif yakıt olarak hem de hammadde olarak kullanılırlar. 2009 yılında 16548 ton endüstriyel arıtma çamuru, 27207 ton evsel arıtma çamuru olmak üzere toplam 43755 ton arıtma çamuru çimento fabrikalarında ek yakıt olarak kullanılmıştır (Öztürk, 2010). Arıtma çamuru, çimento sanayiinden başka, hafif agrega ve tuğla gibi yapı malzemesi üretiminde de kullanılabilir. Hafif agrega olarak kullanılıyor olması geoteknik açıdan bakıldığında, hafif dolgu olarak da kullanılabilmesine dolayısı ile yükden ve yumuşak zeminden kaynaklanan konsolidasyon problemlerinde faydalı olabileceğine işaret etmektedir.



**Şekil 1.** Düzenli Depolama Alanlarında Atıksu Çamurunun Depolanma İşlemleri (Spinosa Ve Vesilind, 2001).

### 3. BAZI GEOTEKNİK UYGULAMALAR

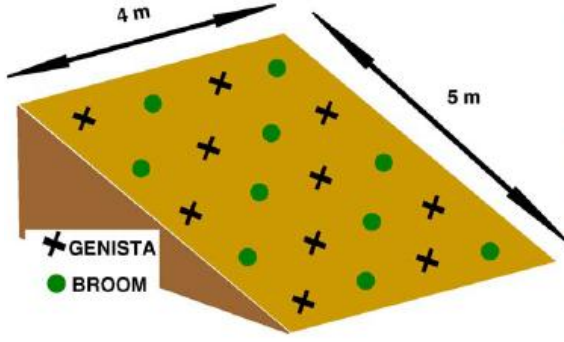
Atıksu çamurunun geoteknik uygulamalarda en çok kullanıldığı alanlardan birisi yol dolgu şevlerindeki bitki örtüsünün gelişmesine katkıda bulunarak şevlerin iyileştirilmesidir. Şevlere gübre olarak uygulandığında bitkilerin hızlı bir şekilde gelişimini sağlayarak şevin biyolojik yöntemler ile iyileştirilmesine katkıda bulunur (De Ona ve Osorio, 2006). Genel olarak söylenebilirki, dolgu şevlerinde bitki örtüsü ile yapılan iyileştirme çalışmalarında, bitki örtüsünün gelişimi oldukça düşük bir hızda seyeder. Ancak, atıksu çamuru kullanılması durumunda bu gelişimin 55% (genista) ve 84% (broom) mertebelerine çıkarak sevi iyileştirilebileceği bildirilmektedir (Şekil 2; De Ona ve Osorio, 2006).

Atıksu çamuru şevli yüzeylerde kompost malzeme şeklinde kullanılarak erozyonun önlenmesine, dolayısı ile şevin korunmasına yardımcı olabilir. Bu iyileştirme, kompost çamur malzemesinin gübrelenme ve yüksek su emme kapasitelerinden kaynaklanmakta olup, şevlerde oluşan şiddetli yağış akışını ingirgeyerek gerçekleştirilir. Şevli yüzeylerde atık su çamurları genellikle 50-100 mm kalınlıklarında serilir. Eğer destekleyici bölmeler (zemin çiti gibi) yoksa çoğunlukla 3:1 şev eğimlerine kadar uygulanabilir. Araştırmalar çamur serilmemiş şev yüzeyi, 50 mm kalınlıkta serilmiş şev yüzeyi ve 100 mm kalınlıkta serilmiş yüzeylerdeki yağış akımının indirgenme oranını sırasıyla 12%, 37% ve 45% olarak bildirmekte olup çamur kompost maddenin erozyon üzerindeki etkisini açıkça ortaya koymaktadır (Benik vd., 2003; Glanville vd., 2004). ABD Texas eyaleti ulaştırma bölümü, 1998'den itibaren kompostlaştırılmış atıksu çamurunun karayolu şevlerinde erozyon kontrolü ve bitki örtüsünün büyümesinde kullanımını onaylamış ve bu hususta karayolu mütahhitlerini teşvik etmiştir (Block ve Alexander, 2000).

Şev stabilitelelerinden başka sınırlı sayıdaki çalışmalarda, atıksu çamurunun yumuşak killerin plastiklik, konsolidasyon ve mukavemet özelliklerinin iyileştirilmesine katkıda bulunduğu bildirilmiştir. Killi zeminler ile sıkıştırıldığında yol stabilizasyonunda özellikle alt tabakaların (sub-grade) inşasında kullanılabilceği önerilmektedir (Tay ve Goh, 1991; Lin vd., 2007).

### 4. SONUÇLAR

Bu araştırmanın amacı; atıksu çamurunun geoteknik uygulamalarda kullanılabilceği hususunda özellikle ülkemizdeki araştırmacıları bilgilendirmektir. Atıksu çamurunun uygulamada kullanılabilmesi için içerdiği ağır metaller yönetmelikte (Tablo 2) müsaade edilen sınır değerleri aşmamalıdır. Katı Atıkların Kontrolü Yönetmeliği'ne göre düzenli depolama alanlarında depolanabilmeleri için, nem oranlarının %65'in altında olması gerekmektedir. Atıksu çamuru, geoteknik uygulamalarda yaygın olarak yol dolgu şevlerinin iyileştirilmesinde (bitki gelişimi ve erozyon kontrolü ile) kullanılmaktadır. Ayrıca, yumuşak zeminlerin iyileştirilmesinde de kullanılabilceği önerilmektedir.



Şevde yetiştirilen bitki ötrüsü boyutları



Uygulama alanı



Uygulanan çamurun detaylı görünümü

Şekil 2. Karayolu Şevlerinde Atıksu Çamuru Kullanımı (De Ona Ve Osorio, 2006)

## KAYNAKLAR

- Atıksu Arıtma Tesisleri Teknik Usuller Tebliği (AATT), (2010), Çevre ve Orman Bakanlığı.
- Benik, S., Wilson, B., Biesboer, D., Hansen, B., Stenlund, D. (2003), "Performance of erosion control products on a highway embankment". Trans. ASAE 46(4), 1113–1119.
- Block, D., Alexander, K.C. (2000), "Controlling Erosion From Highway Projects". BioCycle, Vol. 41, Issue 1.
- De Ona, J., Osorio, F. (2006), "Application of sludge from urban wastewater plants in road's embankments". J. Hazard. Mater. B131, 37–45.
- Fytli, D., Zabaniotou, A. (2008), "Utilization of sewage sludge in EU application of old and new methods—A review". Renewable and Sustainable Energy Reviews 12, 116–140.
- Glanville, T., Persyn, R., Richard, T., Laflen, J., Dixon, P. (2004), "Environmental effects of applying composted organics to new highway embankments: Part 2", Water quality. Trans. ASAE 47 (2), 471-478.
- İleri, R. (2000), "Çevre Biyoteknolojisi", Değişim yayınları.
- Lin, D.F., Lin, K.L., Luo, H.L. (2007), "A comparison between sludge ash and fly ash on the improvement in soft soil". Journal of the Air & Waste Management Association 57(1), 59-64.
- Lo, I.M.C., Zhou, W.W., Lee, K.M. (2002) "Geotechnical characterization of dewatered sewage sludge for landfill disposal". Canadian Geotechnical Journal 39 (5), 1139,-1149.

- Lo, I.M.C., Zhou, M.M., Lee, K. M. (2002), "Geotechnical characterization of dewatered sewage sludge for landfill disposal". Canadian Geotechnical Journal 39(5), 1139-1142.
- Metcalf & Eddy 1991), "Wastewater Engineering, Treatment, Disposal and Reuse", McGraw-Hill international Editions.
- Toprak Kirliliğinin Kontrolü Yönetmeliği (TKKY), (2005), Çevre ve Orman Bakanlığı.
- Öztürk, İ. (2010), "Atık Sektörü Mevcut Durum Değerlendirmesi Raporu". Çevre ve Orman Bakanlığı Çevre Yönetimi Genel Müdürlüğü, 2.Web Taslak.
- Spinosa, L., Vesilind, P.A. (2001), "Sludge into Biosolids, Processing, Disposal and Utilization". IWA Publishing, UK.
- Tay, J.H., Goh, A.T.C. (1991). "Engineering properties of incinerator residue". J. Environ. Eng. 117(2), 224-235.
- Zheng, G.D., Chen, T.B., Gao, D., Luo, W. (2004). "Dynamic of lead speciation in sewage sludge composting". Water Science and Technology 50(9), 75–82.

# GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ ve EĞİTİMİ

## GEOTECHNICAL ENGINEERING and EDUCATION

Soner UZUNDURUKAN<sup>1</sup>

Turan Selçuk GÖKSAN<sup>2</sup>

### ABSTRACT

Geotechnical Engineering is a discipline whose function and working area are one of the least recognized in Turkey. What is geotechnical engineering? Who is geotechnical engineer? What are the working areas of geotechnical engineer? What is the place in the practice of geotechnical engineer? Is the geotechnical engineering education sufficient in Turkey? For discussing and better understanding of geotechnical engineering, answering these questions is essential.

In this study, the status of geotechnical engineering discipline in our country was presented. In addition to this, determine the problems of geotechnical engineering and to make recommendations about these problems were aimed.

Key words: Geotechnics, geotechnical engineering, geotechnical engineer, education

### ÖZET

Geoteknik mühendisliği Türkiye’de işlevi ve çalışma alanı en az bilinen mühendislik disiplinlerinden biridir. Geoteknik mühendisliği nedir? Geoteknik mühendisi kimdir? Geoteknik mühendisinin çalışma alanları nelerdir? Geoteknik mühendisinin uygulamadaki yeri nedir? Türkiye’de yeterli geoteknik mühendisliği eğitimi veriliyor mu? Geoteknik mühendisliğinden söz edebilmek ve yeteri kadar tanınmasını sağlamak için öncelikle bu soruların yanıtlanması gerekir.

Bu çalışma kapsamında geoteknik mühendisliğinin ülkemizdeki durumunu ortaya koymak ve sorunlarını belirleyerek, çözüm yolları hakkında öneriler sunmak amaçlanmıştır.

Anahtar kelimeler: Geoteknik, Geoteknik mühendisliği, Geoteknik mühendisi, Eğitim

---

<sup>1</sup> Yrd.Doç.Dr, Süleyman Demirel Üniversitesi, soneruzundurukan@sdu.edu.tr

<sup>2</sup> Yrd.Doç.Dr, Süleyman Demirel Üniversitesi, turangoksan@sdu.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Ülkemizdeki üniversitelerin çoğunda, lisans seviyesindeki inşaat mühendisliği öğrencilerine geoteknik mühendisliği ile ilgili olarak sınırlı sayı ve kapsamda dersler verilmektedir. İnşaat mühendisliğinin diğer anabilim dalları ile ilgili olarak en az bir proje dersi zorunlu olarak verilirken, geoteknik anabilim dalında verilen zorunlu proje dersi bulunmamaktadır. Oysa proje dersleri inşaat mühendisliği öğrencileri için teorik bilgilerin pratiğe dökülmesi ve uygulaması açısından son derece önemlidir. Birçok öğrenci teorisini gördüğü her hangi bir dersi ve bu dersin inşaat mühendisliği uygulamasındaki yerini proje yaparken daha iyi kavramakta ve bu ders ile ilgili bir bilgisayar programına en azından aşına olmaktadır. Ayrıca lisans öğrencilerine dört yıllık eğitimleri süresince, buldukları üniversitelere bağlı olarak yapı, ulaştırma, topografya, hidrolik vs. stajları yaptırılırken, geoteknik stajı yaptırılmamakta ve diğer stajları yaparken gördükleri ya da gördükleri farz edilen geoteknik bilgilerin yeterli olduğu düşünülmektedir.

Dört yıllık lisans eğitimini tamamlayarak mezun olan ve meslek yaşantılarına adım atan öğrencilerimiz yukarıda tespit edilen nedenler başta olmak üzere benzer nedenlerden dolayı, kendi sorumlulukları altında olan ve inşaat mühendisliğinin geoteknik anabilim dalına ait olan birçok konunun kendi işleri olmadığını ve geoteknik konuların diğer mühendislik alanlarının konusu olduğunu düşünmektedirler. Bunun doğal bir sonucu olarak, bu aşamada jeoloji ve jeofizik mühendisleri konuya müdahil olmaktadır.

Gelişen dünyada kompleks hale gelen problemlerin çözümü için bilim dallarının bir arada çalışması kaçınılmaz hale gelmiştir. Bu kapsamda geoteknik mühendisliğinin de jeoloji ve jeofizik mühendisliği ile yakın temas halinde olması son derece doğaldır. Ancak bu durum inşaat mühendislerinin, geoteknik problemlerin çözümünde kendilerini yetkisiz ve yetersiz görmeleri, geoteknik problemlerin ancak jeoloji ve jeofizik mühendislerince çözülebileceği kanısına kapılmaları sonucunu doğurmamalıdır.

Herhangi bir geoteknik inceleme ve projelendirmede jeoloji ve jeofizik dalında ihtisas yapmış olanların katkıları kendi uzmanlık alanları ile sınırlı olmak zorundadır. İmar ve bölge planlarının hazırlanmasında bölgenin jeolojik yapısıyla ilgili olan çalışmaların yürütülmesinde jeoloji ve jeofizik mühendislerinin katkıları yadsınamaz. Ancak söz konusu amaç doğrultusunda jeolojik ve jeofizik bulguların değerlendirilmesi aşamasında geoteknik mühendisliği alanında uzmanlaşmış bir inşaat mühendisinin çalışma grubuna dahil edilmesi gerekmektedir (Ansal, 2000).

Bu çalışma kapsamında, inşaat mühendisliğinin anabilim dallarından biri olan geoteknik anabilim dalının ve geoteknik mühendisliğinin tanımı, yetki ve sorumlulukları, çalışma alanları anlatılmıştır. Diğer mühendislik disiplinleri ile olan teması ve ortak paydasına değinilmiş, sınırları çizilmeye gayret edilmiştir. İlgili her mühendislik dalının kendi uzmanlık sınırları içinde kalması şartıyla, birlikte çalışmanın önemine vurgu yapılmıştır. Ayrıca geoteknik çalışmalarda, jeoloji ve jeofizik mühendisliğinin konuya ancak kendi uzmanlık sınırları içinde dahil edilebileceği, bunun dışındaki müdahalelerin sonradan telafisi mümkün olmayacak kayıplara yol açacağı göz ardı edilmemesi gerektiği gerçeğine işaret edilmiştir.

Çalışmanın sonunda, öncelikli olarak üniversitelerin inşaat mühendisliği bölümlerinin geoteknik anabilim dalına ve geoteknik mühendisliğine gerektiği ölçüde sahip çıkmaları ve

bu doğrultuda gerek ders sayısı ve saati, gerekse laboratuvar gibi diğer imkanların sağlanması konusuna olumlu yaklaşımları gerekliliği ortaya konmuştur. Ayrıca inşaat mühendisliği öğrencilerine geoteknik mühendisliğinin tanıtılması konusunda yapılacak faaliyetlerin yanında mevcut inşaat mühendislerinin de geoteknik bilimine sahip çıkabilmeleri için bilinçlendirilmeleri gerekliliğine vurgu yapılmış, bu doğrultuda çözüm önerilerinde bulunulmuştur.

## **2. GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ ve GEOTEKNİK MÜHENDİSİ**

İnşaat mühendisliğinin anabilim dallarından biri olan geoteknik anabilim dalı; en genel haliyle zemin mekaniği, temel inşaatı ve zemin dinamiği bilim dallarından oluşmaktadır. Yaklaşık 30 yıl öncesine kadar Zemin Mekaniği ve Temel İnşaatı olarak anılan bu anabilim dalı, günümüzde yabancı kökenli “geo” ve “technics” kelimelerinden türemiş olan Geoteknik olarak kullanılmaktadır.

Geoteknik anabilim dalının bir bilim dalı olan zemin mekaniği, zeminlerin özelliklerini ve zeminlerin çeşitli etkiler altındaki davranışlarını inceleyen bir bilim dalıdır. Zemin mekaniği; mekanik, mukavemet ve hidrolik prensiplerinin zemine uygulanması şeklinde de tanımlanabilir. Geoteknik anabilim dalının diğer bir bilim dalı olan temel inşaatı ise zemin mekaniği bilimi vasıtasıyla elde edilen zeminlerin mühendislik parametreleri ile birlikte yapı statiği, mukavemet, dinamik, betonarme, yapı tasarımı bilgilerinin temel tasarımında kullanılmasıdır. Yalnızca bu tanımlara bakarak bile geoteknik mühendisliğinin sadece ve sadece inşaat mühendisliğinin bir bilim dalı olduğunu anlamak çok zor değildir. Çünkü yukarıda sıralanan mühendislik konuları tüm dünyada sadece inşaat mühendisliği bölümlerinde okutulmaktadır.

Tüm mühendislik yapıları temelleri vasıtasıyla zemine yük iletirler. Ancak zeminin yeterli mukavemete sahip olması durumunda iletilen bu yükleri emniyetle taşıyabilmesi söz konusudur. Ayrıca iletilen bu yükler altında zeminde meydana gelebilecek oturmaların da müsaade edilebilir sınırlar içerisinde kalması gerekir. İşte bu koşulların değerlendirilebilmesi için her yapı temelinin oturacağı zemin için ayrı, yeterli ve doğru zemin etütlerinin, laboratuvar deneylerinin yapılması ve elde edilen sonuçların üst yapı bilgisine sahip olan yetkin bir inşaat mühendisi yani bir geoteknik mühendisi tarafından değerlendirilmesi son derece önemlidir. Ayrıca yapı-zemin etkileşiminden kaynaklanabilecek sorunları belirlemek ve yine bu sorunların çözüm yollarını ortaya koymak geoteknik mühendisinin yetki ve sorumluluğundadır.

İnşaat mühendisliğinin oldukça yeni bir alanı olan geoteknik mühendisliği, modern zemin mekaniğinin babası olarak nitelendirilen Karl Von Terzaghi tarafından bilimsel bir disiplin haline getirilmiştir (Venkataramaiah, 2006).

Ülkemizde zemin mekaniği alanındaki ilk araştırmalar Karl Von Terzaghi’ nin 1916 – 1925 yılları arasında, İstanbul’ da yaptığı çalışmalarla başlamıştır. Terzaghi 1916 yılında bugünkü ismi ile İstanbul Teknik Üniversitesi’ nde, usul-ü umumiye-i inşaat (genel inşaat yöntemleri) dersini vermeye başlamıştır. Bu ders bugünkü temel inşaatı, yol ve demiryolu derslerinin konularını kapsamaktadır. Böylece dünyada ilk kez zemin mekaniği ve temel inşaatı dersleri, bugün bütün dünyanın modern zemin mekaniğinin kurucusu olarak kabul ettiği, Terzaghi tarafından İstanbul Teknik Üniversitesi’ nde verilmiştir. Terzaghi dersler dışında kalan zamanını zeminler için mukavemet bağıntılarını çıkarmak

için kullanmış ve bu amaç doğrultusunda son derece kısıtlı imkanlarla ilk zemin mekaniği laboratuvarını kurmuştur. 1919 yılından itibaren çalışmalarına bugünkü adıyla Boğaziçi üniversitesinde kurduğu zemin mekaniği laboratuvarında devam etmiş, zeminlerin mühendislik davranışlarını kontrol eden bağıntıları ortaya koymuştur. Görünen kohezyonun zeminlerin davranışındaki rolünü ortaya çıkarmış, sızma basıncının barajların yıkılmasındaki etkisini tespit etmiş, efektif gerilme kavramını ortaya koymuş, killerin konsolidasyon problemini çözüme kavuşturmuştur. 1925 yılında Terzaghi Türkiye’de yaptığı araştırmaların sonuçlarını “Zemin Fiziği Temelinde Zemin Mekaniği” isimli kitabında yayınlamıştır. Bu kitap Dünya İnşaat Mühendisleri Topluluğu tarafından modern zemin mekaniğinin kuruluş belgesi olarak kabul edilmiştir (Özüdoğru, 2003).

Ülkemizde geoteknik mühendisliğinin gelişim süreci Ord. Prof. Dr. A. Hamdi Peynircioğlu’ nun çalışmalarıyla devam etmiş ve birçok değerli bilim insanının katkılarıyla günümüze kadar gelmiştir.

Geoteknik mühendisi; Zemin, kaya ve yeraltı suyu ile ilgilenen ve bunlarla mühendislik projelerini ilişkilendiren, projelerin tasarım, yapım ve işletilmesi süreçlerinde bu parametrelerin yapıya etkilerini inceleyen inşaat mühendisidir (Coduto 1998). Bir geoteknik mühendisinin geoteknik tasarımları doğru olarak yapabilmesi için mekanik, statik, mukavemet ve hidrolik bilim dallarının temel ilkelerini iyi derecede bilmesi ve bu bilim dallarıyla ilgili kavramları zemin mekaniği ve temel mühendisliğine uygulayabilme yeteneğine sahip olması ön koşuldur.

## **2.1. Geoteknik Mühendisliğinin Önemi ve Çalışma Alanları**

Zemin ile ilişkisi bulunmayan tek bir mühendislik yapısı dahi yoktur. Konut, okul, hastane, baraj, liman, çeşitli su yapıları, köprü, karayolu, demiryolu, havalimanı, tünel, metro vb. kısaca insanoğlunun doğal gereksinimlerini karşılamak için yaptığı her tür mühendislik yapısı, zemine oturmakta ya da zeminin içinde bulunmaktadır. Üst yapı ne kadar sağlıklı ve doğru projelendirilirse projelendirilsin, zemin ve onun mühendislik özellikleri hakkında yeterli ve doğru bilgilere sahip değilsek, dolayısıyla söz konusu yapıların temel sistemleri ya da zemin içindeki yapılara gelecek toprak basınçları gerektiği gibi hesaplanmazsa üst yapının güvenliğinden söz edilemez.

Bir inşaat mühendisinin asli görevi bir mühendislik yapısını, mühendisliğin temel ilkelerinden olan güvenlik ve ekonomiklik ilkelerine bağlı kalarak, projelendirmek ve zemine aplikasyonunu sağlamaktır. İnşaat mühendislerinin bu asli görevlerini yerine getirebilmeleri için; her proje sahası için, ayrı ayrı ve detaylı olarak yapılmış zemin araştırmalarına, etütlerine ve bu geoteknik çalışmalardan elde edilen sonuçlara bağlı olarak bir geoteknik mühendisi tarafından yapılan değerlendirmelere ihtiyacı vardır.

O halde bir mühendislik yapı tasarımında ilk ve en önemli adımı geoteknik çalışmalar oluşturmaktadır. Geoteknik mühendislerinin görevi ise gerek proje yapan ve gerekse uygulamada bulunan inşaat mühendislerine söz konusu mühendislik yapılarının ilişkide bulunduğu zemin ile ilgili olarak geoteknik bilgileri aktarmak, eğer varsa zeminden kaynaklanabilecek sorunları tespit etmek ve bu sorunların çözümü için gerekli önerileri sunarak, talebi halinde iyileştirme çalışmalarını organize edip yönetmektir.



Geoteknik mühendisliğinin çalışma alanlarının başlıcaları ise;

- Yapıların tasarımında, temel zemininin güvenle taşıyabileceği yükü (basıncı) (zemin emin taşıma gücünü / zemin emniyet gerilmesini) belirlemek,
- Yapı temellerinin uygulanan ykler altında zamana bağlı olarak yapabilecekleri oturmaları belirlemek ve müsaade edilen sınırlara göre tahkiklerini yapmak,
- Taşıma gücü ve oturma koşullarına göre en uygun temel tipini belirlemek ve boyutlandırmak,
- Dayanma yapılarının tasarımında, zemin ve sürşarj ykleri nedeniyle dayanma yapılarına etki eden yanal toprak basınçlarını / itkilerini hesaplamak ve dayanma yapılarını projelendirmek,
- Toprak barajların tasarımında, toprak barajların inşasında kullanılabilir uygun zemin türlerini belirleyerek, dolgunun uygun şekilde teşkil edilmesini sağlamak, barajların içinden sızabilecek su miktarını tespit edip, bu sızan sudan doğabilecek sorunların ve gerekli çözümleri sunmak,
- Toprak barajların boyutlarını ve şev açılarını belirlemek,
- Su yapılarının tahkiklerinde, su yapılarının (beton baraj, su alma yapısı vb.) altına su sızması durumunda sızan su miktarını, yapı altındaki su basınçlarını ve dağlımlarını belirleyerek, yol açabileceği sorunları tespit edip, çözüm nerileri sunmak,
- Su içinde (deniz, nehir vb) ve kıyılarında yapılacak köprü ayaklarının temel tasarımını yapmak ve uygulama çalışmalarını yürütmek,
- Doğal ve yapay şevlerin stabilite hesaplarında, mevcut şevlerin güvenliğini belirlenmek ve güvenli şev açısını tespit etmek,
- Yol, havaalanı vb. yapılarda, temel tabakalarında kullanılacak olan zemin sınıfının belirlenmek, sıkıştırma çalışmalarını yürütmek, sıkıştırmayı kontrol etmek ve temeli projelendirmek (Uzuner, 2005),
- Tünel gzerghlarının planlamak ve uygun delme yöntemleri belirlemek,
- Geoteknik deprem mühendisliği çalışmaları, deprem ykleri gibi dinamik ykler altındaki temel zemininin göçmeye karşı tasarımı yapmak,
- Derin kazıları planlamak ve uygulamak,
- Zemin iyileştirmelerinde, uygun iyileştirme yöntemlerini belirlemek ve planlamak,
- evre ile ilgili uygulamalarda, çeşitli atıkların bertaraf edilmesi, depo alanlarının belirlenmesi, sızdırmazlık çalışmaları ve örtü tabakalarının planlanması vb. aşamalardaki geoteknik uygulamaları yürütmektir. Bu husus sağlıklı bir kentleşmenin sağlanabilmesi için toprak ve su kirliliğinin önüne geçilmesi ve sürdürülebilir evre açısından son derece önemlidir.

## 2.2. Geoteknik Mühendisliği Kapsamında Jeoloji ve Jeofizik Mühendisliğinin Durumu

Her hangi bir sahada bir mühendislik uygulaması yapılacak ise ilk aşamada o bölge ile ilgili jeolojik verilerin derlenmesi ve yorumlanması gerekir. Ancak bu sadece bir ön aşamadır. Bir mühendislik yapısının inşası planlanıyor ise bu bilgiler ışığında detaylı geoteknik incelemeler yapılmalıdır. Yapıyı taşıyacak olan temel sistemi ve üst yapı bu bilgiler ile tasarlanmalıdır. Bir geoteknik incelemenin ana amacı, herhangi bir yapının inşası planlanan sahada zemin tabakalaşmasının ve bu zemin tabakalarının mühendislik özelliklerinin belirlenmesi, takiben bu veriler doğrultusunda güvenli ve ekonomik temel sisteminin belirlenmesidir. Demek ki ilgili sahada yapılan zemin incelemelerinin amacını sağlayabilmesi için üst yapı ve temel sistemine yönelik gerekli ve yeterli inşaat mühendisliği tasarım parametrelerini içermelidir. Yapının inşasından önce söz konusu alanda doğada denge halinde olan gerilme ve şekil değiştirme koşullarının, yapının inşası ile nasıl değiştiğinin belirlenmesi gerekir. Bunun belirlenebilmesi için yapılacak yapılarla ilgili inşaat mühendisliği bilgileri kesinlikle şarttır (Ansal, 2000).

Son yıllarda ülkemizde, zemin araştırmalarının hangi bilim dalındaki mühendisler tarafından yapılacağı konusunda bir belirsizlik yaşanmaktadır. Öncelikle, zemin araştırmalarının bir inşaat yapısının, mühendisliğin güvenlik ve ekonomiklik ilkeleri doğrultusunda inşasını sağlamak amacıyla yapıldığı gerçeğini göz önünde tutmak gerekir. Bu durumda gerekli zemin mekaniği ve temel inşaatı bilgileri verilen, tek mühendislik dalı inşaat olan inşaat mühendisliğinin zemin araştırmaları konusundaki önemi daha net bir şekilde anlaşılacaktır. Zemin araştırmasında ve araştırma aşamalarında kimlerin sorumluluğunda olması gerektiğini şu şekilde özetlenebilir (Birand, 2000):

- Bitki örtüsü ve cinsi, arazinin topografyası, civarda herhangi bir su kaynağının olup olmadığı gibi genel arazi incelemeleri; arazinin topografik haritalarının ve arazi rölevesinin çıkarılması, arazi jeolojisinin incelenmesi, söz konusu araziye komşu yapıların durumunun gözlenmesi gibi genel arazi işlemleri zemin araştırmalarının birinci aşamasını oluşturur. Bu aşama inşaat veya jeoloji mühendisleri tarafından yapılabilir.

- Tarım haritaları, jeolojik haritalar, hidrojeolojik haritalar, don derinliği haritaları gibi mevcut harita ve dokümanların değerlendirilmesi; bölge ile ilgi daha önceden hazırlanmış yayınların ve belgelerin incelenmesi; arazi ile ilgili bir ön bilgi edinmek amacıyla yapılan ve jeofizik yöntemleri de içeren geniş alanlı yüzeysel zemin incelemeleri zemin araştırmalarının ikinci aşamasını oluşturur. Bu aşama inşaat veya jeoloji tarafından yapılabilir. Gerek duyulduğunda jeofizik mühendisleri bu aşamaya dahil edilebilir.

- Birinci ve ikinci aşama sonucunda elde edilen bulguların sentezi ve takdimi zemin araştırmalarının üçüncü aşamasını oluşturur. Bu aşama da inşaat veya jeoloji mühendisleri tarafından yapılabilir.

- Yapılacak sondajların yerlerinin, sayılarının ve derinliklerinin saptanması, yapılması gereken arazi deneylerinin saptanması, yer altı su seviyesinin belirlenmesi, sondajlardan alınacak numuneler üzerinde yapılacak laboratuvar deneylerinin saptanması gibi projelendirmeye esas olacak araştırmaların yapılması zemin araştırmalarının dördüncü aşamasını oluşturur. Bu aşama inşaat ve jeoloji mühendislerinin birlikte çalışmalarını gerektirir.

- Bir önceki aşamada planlanan çalışmaların şartname ve standartlara uygun kurallarda yürütülmesi zemin araştırmalarının beşinci aşamasını oluşturur. Bu aşama da inşaat veya jeoloji mühendisleri tarafından yapılabilir.

- Elde edilen sonuçlar değerlendirilerek, yapı-zemin etkileşimi incelenmesi, yapıya uygun temel tipi ve gerekiyorsa zemin iyileştirme yöntemlerinin belirlenmesi, tasarım ve iyileştirme ile ilgili önerilerin sunulması zemin araştırmalarının altıncı aşamasını oluşturur. Bu aşama geoteknik mühendisliği alanında uzmanlaşmış bir inşaat mühendisi tarafından yürütülür (Birand, 2000).

Yukarıdaki ifadelerde de vurgulandığı gibi farklı mühendislik uygulamalarında, mühendislik jeolojisi ve mühendislik jeofiziği alanlarında uzmanlaşmış kişiler ile kendi uzmanlık sınırları içinde kalmak şartıyla ortak çalışma gerekliliği bilincinde olan geoteknik mühendisinin uygulamadaki yeri:

- Takım çalışmalarını organize etmek ve yönetmek,
- Arazi ve laboratuvar çalışmalarından elde edilen verileri değerlendirmek,
- Projenin gerektirdiği tasarım parametrelerini belirleyerek geoteknik değerlendirme ve önerileri sunmak,
- Projenin uygulanması aşamasında gerekli denetimleri yapmaktır (Day, 2006).

### **3. GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ EĞİTİMİ ve SORUNLARI**

Geoteknik inşaat mühendisliğinin bir anabilim dalıdır. Ancak lisans eğitimi sürecinde zorunlu ders olarak geoteknik mühendisliği alanında sadece zemin mekaniği ve temel inşaatı dersleri verilebilmektedir. Bunun geoteknik mühendisi olmak için yeterli olmadığı açıktır. Ancak geoteknik konularda, uygulamada çalışan jeoloji ve jeofizik mühendislerinin lisans eğitimleri sırasında, geoteknik mühendisliğinin temelini oluşturan ve geoteknik anabilim dalının bir bilim dalı olan zemin mekaniği ile ilgili, yine buldukları üniversitelere göre farklılık göstermekle beraber, ya hiçbir ders almadıkları ya da çok sınırlı kapsam ve ders saatinde aldıkları görülmektedir. Temel tasarımını konu alan temel inşaatı konuları ise bu bölümlerde okutulmamaktadır. Bu açıdan bakıldığında inşaat mühendisliği bölümlerinde lisans seviyesinde okutulan geoteknik mühendisliğine yönelik zorunlu derslerin tam olarak yeterli olmamasına rağmen yine de diğer mühendislik disiplinleri arasında en kapsamlı olarak inşaat mühendisliği bölümlerinde okutulduğu görülmektedir.

Bununla birlikte tam anlamıyla geoteknik mühendisi olabilmek için lisansüstü eğitimin gerekliliği açıktır. Ülkemizde ve yurtdışında (ABD ve AB ülkeleri) lisansüstü eğitiminde geoteknik mühendisliği alanında yaygın olarak verilen derslere bakıldığında, geoteknik mühendisliği eğitiminde ülkemiz ve diğer söz konusu ülkeler arasında büyük farklılıklar olmadığı görülmektedir. Tablo 1.' de ülkemizde ve yurtdışında geoteknik mühendisliği alanında lisansüstü eğitiminde yaygın olarak okutulan dersler verilmiştir.

**Tablo 1.** Ülkemizde ve yurtdışında geoteknik mühendisliği alanında lisansüstü eğitiminde yaygın olarak verilen dersler

Ülkemizde geoteknik mühendisliği alanında lisansüstü eğitiminde yaygın olarak verilen dersler	Yurtdışında (ABD ve AB ülkeleri) geoteknik mühendisliği alanında lisansüstü eğitiminde yaygın olarak verilen dersler
Zeminlerin mühendislik özellikleri	Engineering properties of soils
Deneysel zemin mekaniği	Experimental soil mechanics
İleri temel mühendisliği	Advanced foundation engineering
Zeminlerin iyileştirilmesi	Soil and site improvement
Yeraltı yapılarının tasarımı	Underground construction
Yüzeysel ve derin temeller	Deep foundations
Çevre geotekniği	Environmental geotechnics
Zemin dinamiği	Soil dynamics
Arazi deneyleri ve değerlendirilmesi	Geotechnical measurements and exploration
Teorik zemin mekaniği ve zemin modelleri	Theoretical soil mechanics Analysis and constitutive modelling
Geoteknik deprem mühendisliği	Geotechnical earthquake engineering
Doygun olmayan zemin mekaniği	Unsaturated soil mechanics
Geosentetik mühendisliği	Geosynthetics engineering
İleri zemin mekaniği	Advanced soil mechanics
Derin kazılar ve dayanma yapıları	Excavation and support systems
Zemin yapıları	Soil structures
Kaya mekaniği	Rock mechanics
Zemin - yapı etkileşimi	Soil-structure interaction
Toprak basınçları ve istinat yapıları	Slope stability and retaining structures earth pressures and foundation structures
Geoteknik mühendisliğinde sayısal yöntemler	Numerical methods in geotechnical engineering
Kayma mukavemeti ve şev stabilitesi	Shear strength of soils Stability of soil slopes

Ancak lisansüstü eğitimini tamamlayarak geoteknik mühendisi olmuş öğrenci sayısı ülkemizde oldukça azdır. Bu durumun başlıca sebepleri:

- Ülkemizde geoteknik mühendisliğinin önemi hakkında kamu bilinci oluşturulmasında yetersiz kalınması,
- İnşaat mühendisliği öğrencilerine geoteknik mühendisliğinin ve iş olanaklarının yeteri kadar tanıtılmaması,
- Motivasyon eksikliği olarak özetlenebilir.

## 4. SONUÇLAR

Ülkemizde zemin ile ilgili etüt ve geoteknik çalışmaların yeteri kadar ciddiye alınmaması ve dolayısıyla zemin ile ilgili çalışmaların bu konularda uzman geoteknik mühendislerine yaptırılmadığı durumlarda, bilindiği üzere, birçok can ve mal kayıpları oluşmaktadır. Ayrıca ülkemizin deprem bölgesinde yer alması, konunun önemini bir kat daha arttırmaktadır. Söz konusu kayıpların azaltılması ancak toplumun hemen her kademesinin konu ile ilgili olarak bilinçlendirilmesi ile mümkün olabilir. Bu sorumluluk ta büyük ölçüde, meslek kuruluşlarına ve inşaat mühendislerine düşmektedir.

Geoteknik mühendisliğinin önemi hakkında kamu bilinci oluşturmak için, yapı sektöründeki aktörlerin, meslek örgütlerinin, kamu kurum ve kuruluşlarında çalışan mühendisler ile yöneticilerin ve hatta orta öğretim öğrencilerinin konu ile ilgili bilinçlendirilmesi amacıyla çeşitli eğitim programlarının ve seminerlerin düzenlenmesi son derece yararlı olacaktır.

İnşaat mühendisliği eğitimine yeni başlayan öğrenciler için İnşaat Mühendisliğine Giriş dersi kapsamında geoteknik mühendisliğinin, uygulama alanlarının ve iş olanaklarının tanıtılması; öğrenim süresi boyunca çeşitli dönemlerde uygulamada bulunan geoteknik mühendislerinin davet edilerek öğrencilere bilgi aktarımının sağlanması öncelikli çalışmalar olmalıdır.

Ayrıca inşaat mühendisliği bölümlerinin, kendi anabilim dallarından biri olan geoteknik anabilim dalına gereken önemi vermeleri gereklidir. Ders saatleri ve laboratuvar imkanları konusunda gerekli katkının sağlanması son derece önemlidir. İnşaat mühendisliği bölümünün hangi anabilim dalı olursa olsun, tüm mühendislik yapılarının ya zemin üzerine ya da zemin içine yapılacağı göz önünde bulundurulacak olursa, geoteknik anabilim dalından bağımsız değildir. İnşaat mühendisliğinin tüm anabilim dallarının geoteknik bilgilere ve çalışmalara ihtiyacı vardır. Bu durumun ve konunun öneminin öğrencilere yeri geldikçe aktarılması ve vurgulanması bölümün tüm öğretim üyeleri tarafından yapılmalıdır.

Uygulamanın içinde bulunan inşaat mühendislerinin de geoteknik konularda bilinçlendirilmesi, gerek bilgilerinin tazelenmesi gerekse geoteknik alandaki gelişmelerden haberdar edilmesi de, mevcut inşaat mühendislerinin geoteknik bilimine sahip çıkmalarını sağlayacaktır. Bu aşamada ise İnşaat Mühendisleri Odasına büyük sorumluluklar düşmektedir. İnşaat mühendisliğinin her anabilim dalını kapsayan eğitim seminerlerini sürdüren inşaat mühendisleri odasının, geoteknik konulardaki eğitim seminerlerini arttırarak sürdürmesi gerekli motivasyonu sağlaması açısından son derece yararlı olacaktır.

## **KAYNAKLAR**

- Ansal, A.M. (2000). Geoteknik Mühendisliği = Zemin Mekaniği + Temel İnşaatı. Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı: 406-407, s. 14-17.
- Birand, A. (2000). Zemin Araştırması, Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı: 406-407, s. 18-24.
- Coduto, D. (1998). Geotechnical Engineering. Principles and Practice. Prentice-Hall
- Day, R.W.(2006). Foundation Engineering Handbook: Design and Construction with 2006 International Building Code, McGraw Hill
- Özudoğru, K. (2003). Modern zemin mekaniğinin kuruluşu: Karl Terzaghi ve Türkiye.İtü Dergisi, Cilt:2 Sayı: 5, s. 3-11.
- Uzuner, B.A. (2005). Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği. Derya Kitabevi, Trabzon. 485 s.
- Venkataramaiah, C.(2006).Geotechnical Engineering. New Age International Pvt Ltd Publishers.

# DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ ŞEVLERİN ANALİZİ

## ANALYSIS OF SLOPES UNDER EARTHQUAKE LOADS

M. Salih KESKİN<sup>1</sup> M. Ferhat YİĞİT<sup>2</sup> Baki BAĞRIAÇIK<sup>3</sup> Mustafa LAMAN<sup>4</sup>

### ABSTRACT

In this study, the stability behaviour of the cohesionless slopes under static and seismic conditions was analysed using different slope models. In the study, cohesionless slopes having different slope angles and internal friction angles were considered and the values of factor of safety were obtained for static conditions. The finite element analyses were performed under plane-strain conditions using Mohr-Coulomb material model. In static analysis the values of factor of safety were determined using “strength reduction technique”. In order to analyze the behavior of slopes subjected to earthquake loads, an earthquake record was used and effect of the changes in slope angle and internal friction angle on the slope behavior was investigated. As a result of the analyses, it was seen that, the slope angle and the internal friction angle are affecting the slope behavior.

**Keywords:** Slope Stability, Earthquake Loads, Factor of Safety, Finite Element Method.

### ÖZET

Bu çalışmada, kohezyonsuz şevlerin statik ve deprem etkisi altındaki stabilite davranışları farklı şev modelleri kullanılarak analiz edilmiştir. Çalışmada, farklı şev açıları ve farklı kayma mukavemet açalarına sahip kohezyonsuz şevler ele alınarak statik durum için güvenlik sayıları elde edilmiştir. Nümerik analizler, sonlu elemanlar yöntemi ile düzlem-şekil değiştirme koşullarında ve Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Statik analizlerde güvenlik sayıları “mukavemet azaltma yöntemi” kullanılarak belirlenmiştir. Deprem etkisi altındaki şevlerin davranışı incelenirken, mevcut bir deprem kaydı kullanılmış ve dinamik halde şev açısı ve kayma mukavemet açılarındaki değişimin davranış üzerindeki etkisi incelenmiştir. Analizler sonucunda, şev ve kayma mukavemet açılarının, hem statik hem de dinamik durumda, davranışı etkileyen parametreler olduğu görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Şev Stabilitesi, Deprem Kuvveti, Güvenlik Sayısı, Sonlu Elemanlar Yöntemi.

<sup>1</sup>Yrd. Doç. Dr.M. Salih KESKİN, Dicle Üniversitesi, [mkseskin@dicle.edu.tr](mailto:mkseskin@dicle.edu.tr)

<sup>2</sup>İnş. Müh. M. Ferhat YİĞİT, Çukurova Üniversitesi, [mfyigit@gmail.com](mailto:mfyigit@gmail.com)

<sup>3</sup>Arş. Gör. Baki BAĞRIAÇIK, Çukurova Üniversitesi, [bbagriacik@cu.edu.tr](mailto:bbagriacik@cu.edu.tr)

<sup>4</sup>Prof. Dr. Mustafa LAMAN, Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, [mustafalaman@osmaniye.edu.tr](mailto:mustafalaman@osmaniye.edu.tr)

# 1. GİRİŞ

Şev genel anlamda “yatay ya da mevcut arazi yüzeyi ile belirli bir açı yapan kitle” olarak tarif edilebilir (Cernica, 1995). Şev stabilitesi analizleri geoteknik mühendisliğinin önemli araştırma konularından biridir. Bunun nedeni, şev stabilite bozukluklarının depremler, sel baskınları gibi doğal afetlere benzer olarak ciddi can ve mal kayıplarına yol açabilmesidir. Doğal ve yapay tüm şevlerin gerek kendi ağırlıkları, gerekse uygulanan yüklerin etkisi altında göçmeye karşı stabiliteleri, elastik teoriye dayanan limit denge yöntemleriyle analiz edilmektedir (İsveç Dilim, Bishop, Janbu, Morgenstern ve Price, Spencer vb). Bu yöntemler arasında uygulamada bazı farklılıklar olmasına rağmen, ortak özellik, bilinen veya kabul edilen bir kritik kayma yüzeyinde, kayma kütesinin dengesinin araştırılmasıdır. Tüm mühendislik problemlerinde olduğu gibi, şev stabilitesi analizinde de güvenlik sayısı kavramı geçerlidir. Elde edilen güvenlik sayısı, bir şevin stabil olup olmadığının veya ne kadar stabil olduğunun göstergesidir.

Statik durumdaki stabilite analizindeki stabiliteyi bozan ve sağlayan kuvvetler genel olarak depremler durumunda stabilite analizi için de geçerlidir. Ancak statik durumdan farklı olarak statik durumdaki etkilere depremden ileri gelen atalet kuvvetleri de stabiliteyi bozan bir etki olarak eklenir. Depremler durumunda stabilite analizinde amaçlanan depremi tanımlayan parametreler vasıtasıyla oluşan sarsıntı ve şev etkilerinin ilişkilendirilebilmektir. Depremler durumunda göz önüne alınması gereken bir etken de sarsıntının zemin özelliklerine ve boşluk suyu basıncında yaratabileceği değişimdir. Stabiliteye olumsuz yönde etkileyen bu değişimin zeminde oluşup oluşmayacağı zemin özelliklerine bağlıdır. Depremler durumunda stabilite analizinde kullanılan yöntemler deprem etkisinin de stabiliteye etkileyen kuvvetler olarak dikkate alındığı yarı statik analiz şeklinde yapılabildiği gibi, belirli bir göçme yüzeyinin olmadığı durumlarla da karşılaşılabilmektedir. Bu yüzden depremler durumunda şev güvenliği, güvenlik katsayısına ek olarak deformasyon, yanal yayılma, sıvılaşma şiddet indisi gibi kavramlarla da temsil edilebilmektedir.

Olgun ve Acar (2009)'un bildirdiğine göre; depremler esnasında şevlerin davranışını inceleyen Ishihara (1986), şevlerin göçme potansiyelinin, şev kayma bölgesinin dış merkeze uzaklığına ve depremin magnitudüne bağlı olduğunu söylemiştir. Sitar ve Clough (1983), dik şevlerde gerilmeleri ve ivmeleri kontrol eden en önemli parametrelerin şev açısı, maksimum yer ivmesi ve zemin hakim periyodunun zeminin doğal periyoduna oranı olduğunu söylemişlerdir. Deprem etkisi altındaki şevlerde stabilite analizi için çeşitli yaklaşımlar geliştirilmiştir. Wu ve Leland (1970), şevlerde deprem etkisini yarı - statik analizle ele almışlar ve stabilite analizi için Fellenius yöntemini kullanmışlardır. Grivas (1982), doğal ve yapay şevler için sismik yükü bir şev etkisi beklenen maksimum yatay deprem ivmesi olarak hesaba katmıştır. Campbell (1981) ve Ambraseys (1996) zeminlerde oluşan pik deprem ivmelerini incelemek için şevin fay hattına uzaklığı ve deprem magnitudüne bağlı yarı ampirik formüller vermişlerdir. Son zamanlarda ise deprem etkisindeki şevlerde stabilite analizinde kullanılacak tasarım parametrelerini belirlemek için laboratuvar ölçekli çalışmalar yoğunluk kazanmıştır (Nova - Roessig ve Sitar, 1998; Rathje ve Bray, 2001).

Bu çalışmada, kohezyonsuz şevlerin statik ve deprem etkisi altındaki stabilite davranışları farklı şev modelleri kullanılarak analiz edilmiştir. Çalışmada, farklı şev açıları ve farklı kayma mukavemet açalarına sahip kohezyonsuz şevler ele alınarak statik ve dinamik durumlarda şev davranışı analiz edilmiştir.

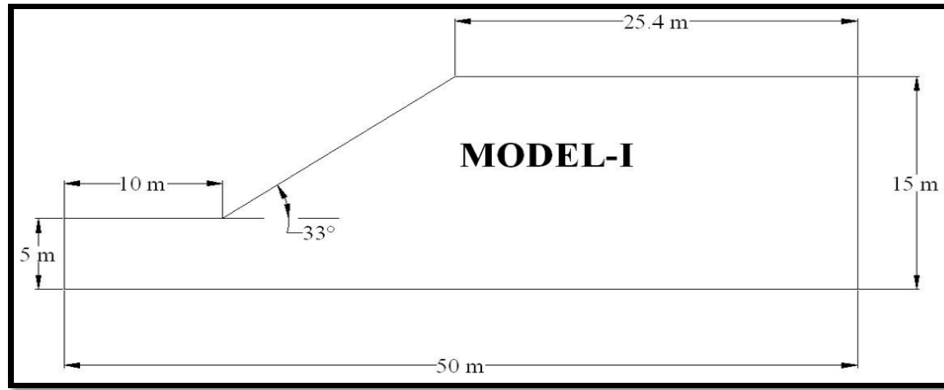


## 2. NÜMERİK ÇALIŞMA

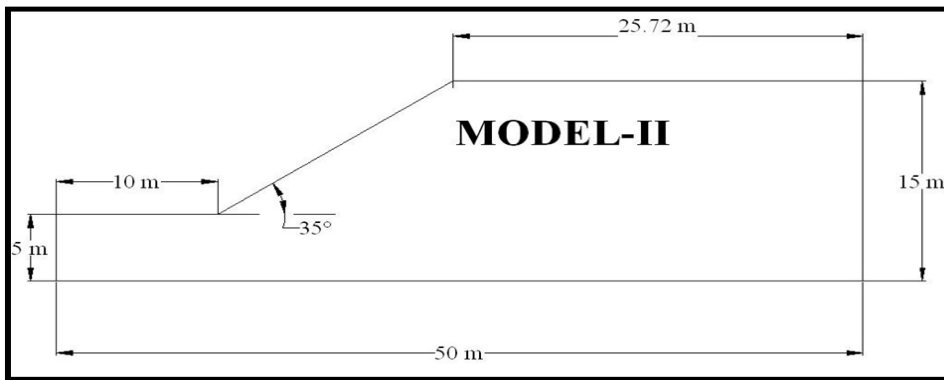
9 farklı şev modelinde Plaxis bilgisayar programı kullanılarak statik durum için güvenlik sayısı analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizlerde 3 farklı şev açısı ( $\beta=33^\circ$ ,  $35^\circ$  ve  $37^\circ$ ) ve her bir şev açısı için 3 farklı kayma mukavemet açısı ( $\phi=40^\circ$ ,  $43^\circ$  ve  $45^\circ$ ) kullanılarak şev açısı ve kayma mukavemet açısı değişiminin güvenlik sayısı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Analizlerde iki aşamalı çözüm yapılmıştır. 1. aşamada plastik çözüm kullanılmış ve şev ağırlığı tanıtılmıştır ( $\Sigma M_{\text{weight}}=1$ ), ikinci aşamada ise phi-c reduction analizleri gerçekleştirilmiş ve güvenlik sayıları elde edilmiştir. Dinamik analizlerde ise, Upland-Los Angeles depremi durumu, 3 farklı şev açısı ( $\beta=33^\circ$ ,  $35^\circ$  ve  $37^\circ$ ) ve her bir şev açısı için 3 farklı kayma mukavemet açısı ( $\phi=40^\circ$ ,  $43^\circ$  ve  $45^\circ$ ) kullanılarak toplamda 9 analize uygulanmıştır.

### 2.1. Analizlerde Kullanılan Şev Modelleri ve Malzeme Parametreleri

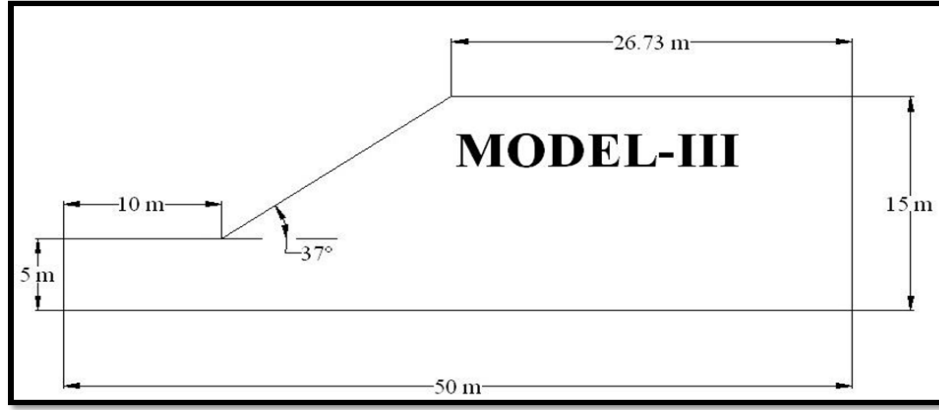
Analizlerde kullanılan şev modelleri Şekil 1, 2 ve 3'de, malzeme parametreleri ise Tablo 1'de sunulmuştur.



Şekil 1. Geometri Modeli 1-Şev Eğim Açısı  $\beta=33^\circ$



Şekil 2. Geometri Modeli 2-Şev Eğim Açısı  $\beta=35^\circ$



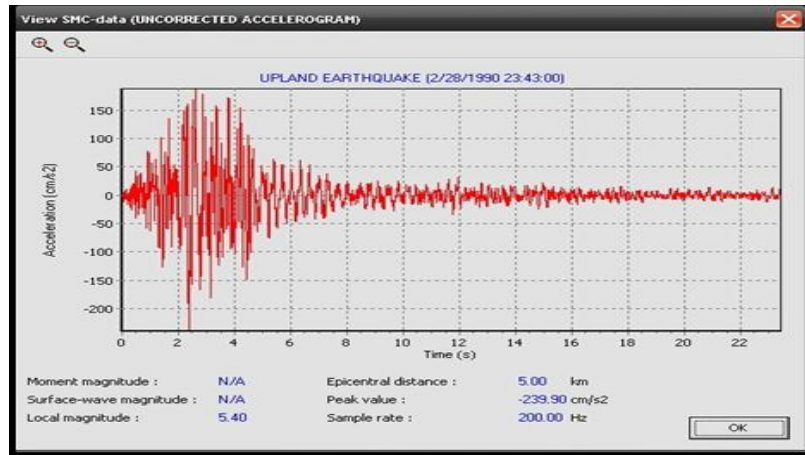
Şekil 3. Geometri Modeli 3-Şev Eğim Açısı  $\beta=37^\circ$

Tablo 1. Malzeme Parametreleri

Kayma Mukavemet Açısı, $\phi$ ( $^\circ$ )	Birim Hacim Ağırlığı, $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Kohezyon, $c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	Elastisite Modülü, $E$ ( $\text{kN/m}^2$ )	Poisson Oranı, $\nu$
40	20.2	3	100000	0.3
43	20.2	3	100000	0.3
45	20.2	3	100000	0.3

## 2.2. Dinamik Analizlerde Kullanılan Deprem Verileri

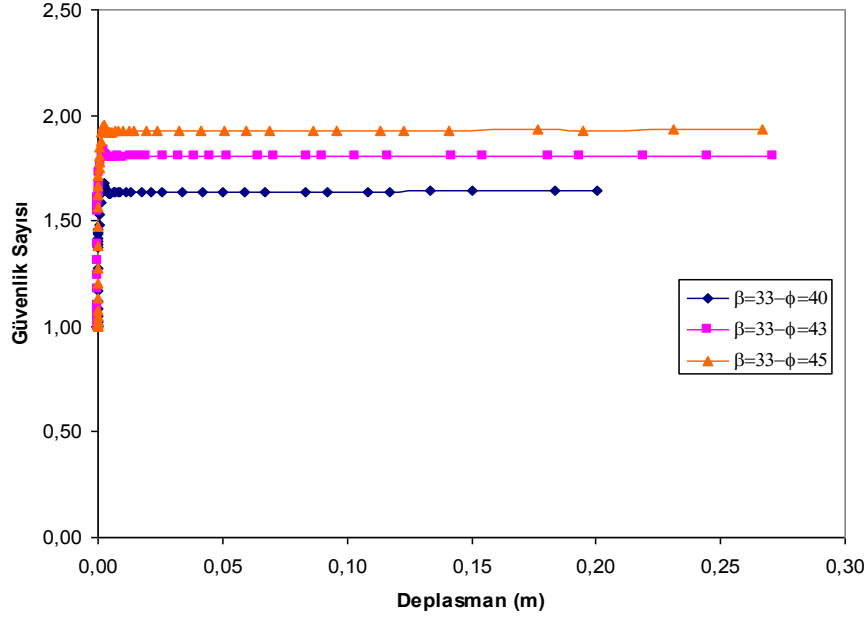
Plaxis programında mevcut deprem verilerine göre (Şekil 4), deprem 28.2.1990 tarihinde saat 22.43' de, Los Angeles Eyaletinin 48 kilometre batısında bulunan Upland bölgesinin yaklaşık 3 kilometre kuzey-batısında gerçekleşmiştir. (  $34^\circ 08'$  Kuzey,  $117^\circ 42,5'$  Batı ). Deprem şiddeti Richter Ölçeğine göre 5,4'tür. Episantr merkezi ise yerden 5 kilometre aşağıdadır. Upland depreminin olduğu tarihte Baldy Dağı bölgesindeki şevleri harekete geçirerek heyelanlara neden olmuştur ve o bölgedeki yolları kapatmıştır. San Antonio barajına ise ufak çapta zarar veren deprem merkez üssüne yakın olan yerlerdeki 38 insan hafif şekilde yaralanmıştır. Bu deprem Las Vegas, Nevada ve Mexico eyaletlerinde hissedilmiştir.



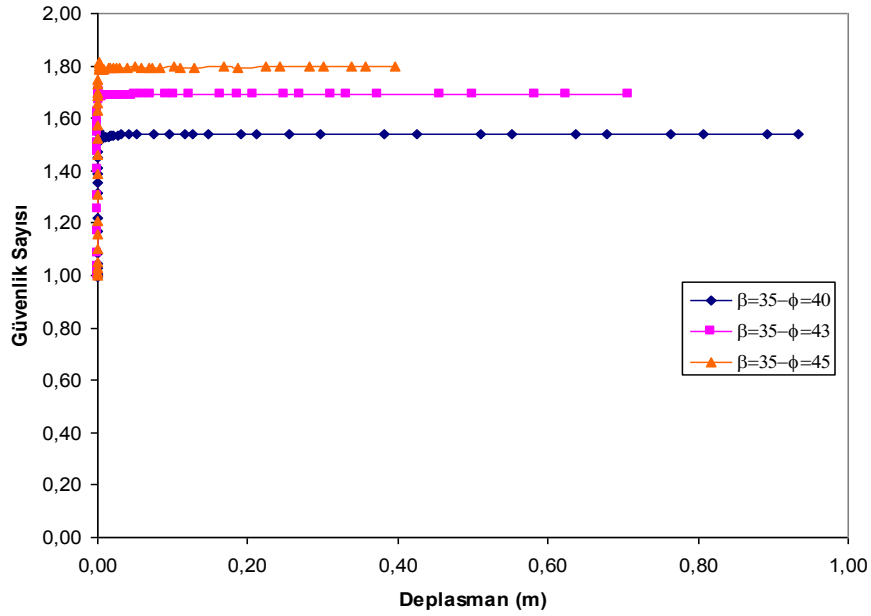
Şekil 4. 1990 Upland Depremi Verileri

### 3. ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

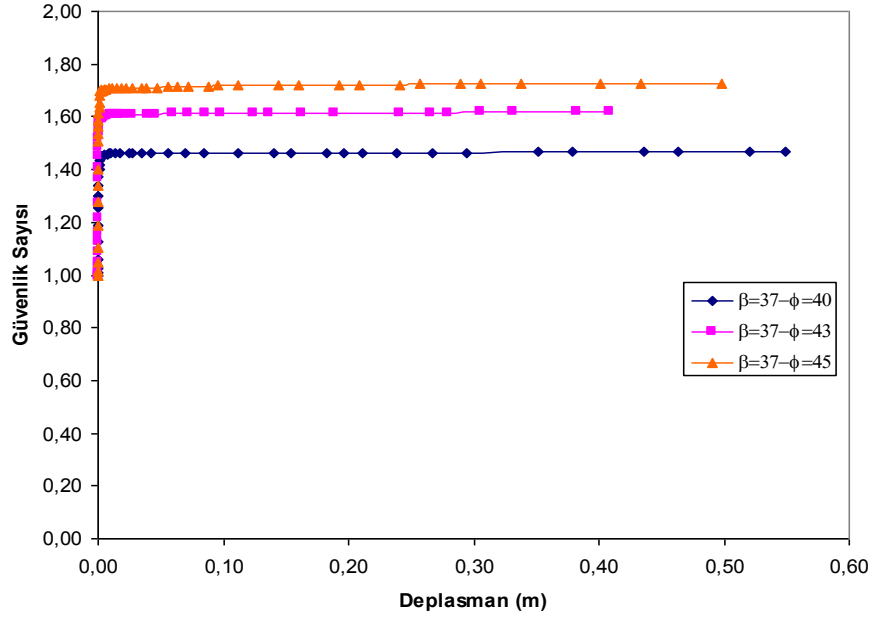
Şekil 5, 6 ve 7’de sırasıyla geometri modeli 1-(şev eğim açısı  $\beta=33^\circ$ ), geometri modeli 2-(şev eğim açısı  $\beta=35^\circ$ ) ve geometri modeli 3-(şev eğim açısı  $\beta=37^\circ$ ) için üç farklı kayma mukavemet açısı ( $\phi=40^\circ$ ,  $43^\circ$  ve  $45^\circ$ ) kullanılarak yapılan analizler sonucu güvenlik sayısının kayma mukavemet açısıyla değişimi grafiği verilmiştir.



Şekil 5. Güvenlik Sayısının Kayma Mukavemet Açısıyla Değişimi ( $\beta=33^\circ$ )

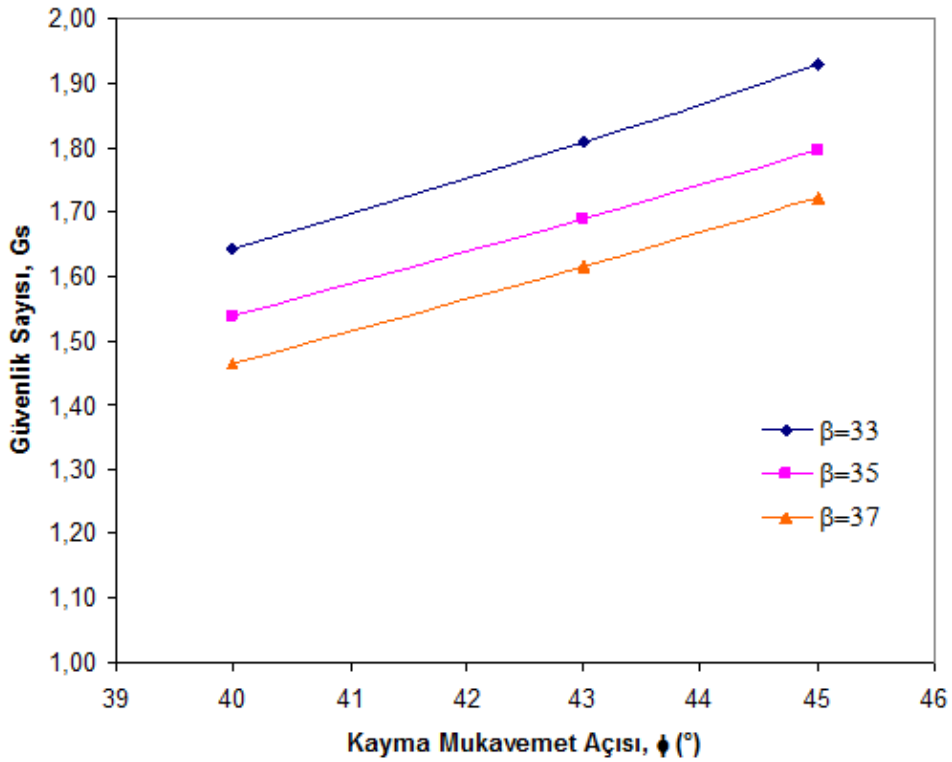


Şekil 6. Güvenlik Sayısının Kayma Mukavemet Açısıyla Değişimi ( $\beta=35^\circ$ )



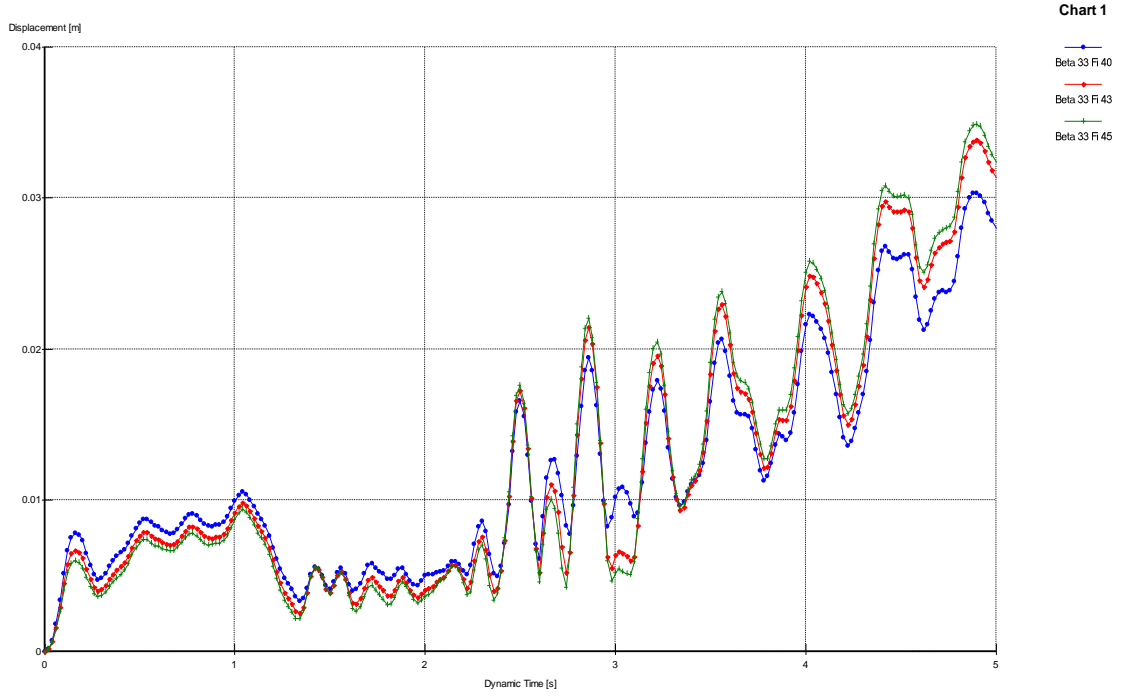
Şekil 7. Güvenlik Sayısının Kayma Mukavemet Açısıyla Değişimi ( $\beta=37^\circ$ )

Şekil 8'de her üç geometri modeli için üç farklı kayma mukavemet açısı ( $\phi=40^\circ$ ,  $43^\circ$  ve  $45^\circ$ ) kullanılarak yapılan analizler sonucu elde edilen değerlerden oluşturulan güvenlik sayısının kayma mukavemet açısıyla değişimi grafiği toplu olarak verilmiştir.

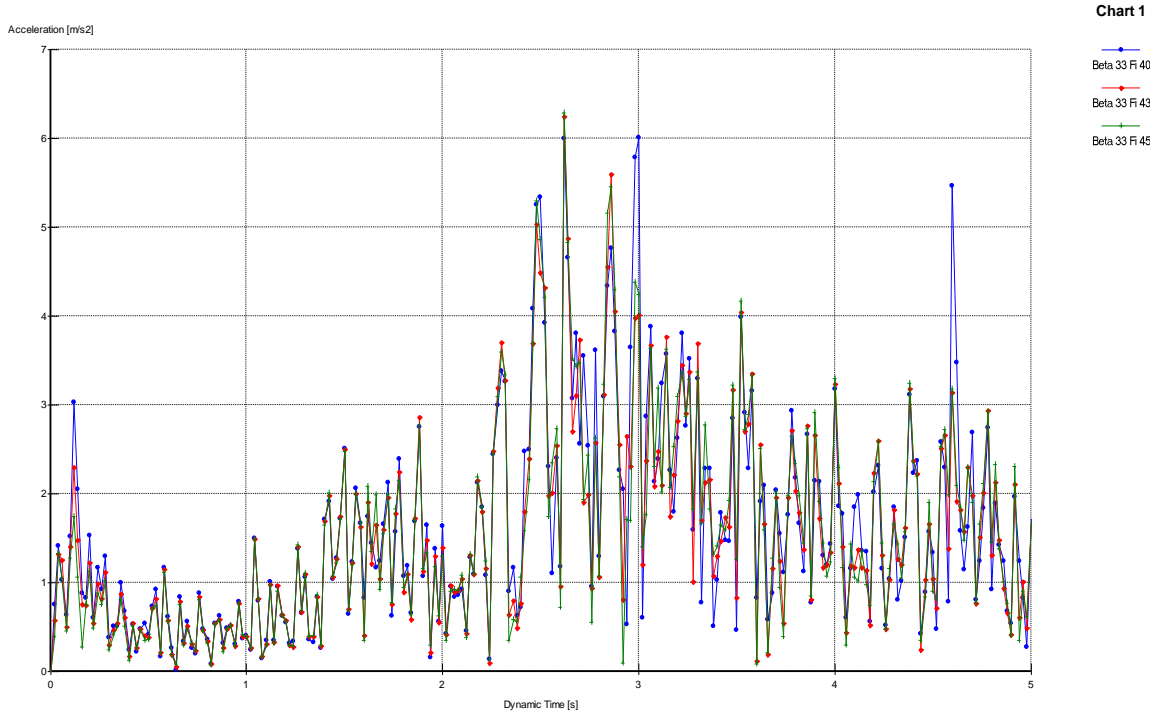


Şekil 8. Güvenlik Sayısının Kayma Mukavemet Açısıyla Değişimi

Şekil 9 ve 10'da  $\beta=33^\circ-\phi=40^\circ$ ,  $\beta=33^\circ-\phi=43^\circ$  ve  $\beta=33^\circ-\phi=45^\circ$  şevleri için sırasıyla, dinamik zaman-deplasman grafiği ve dinamik zaman-ivme grafikleri bir arada sunulmuştur.

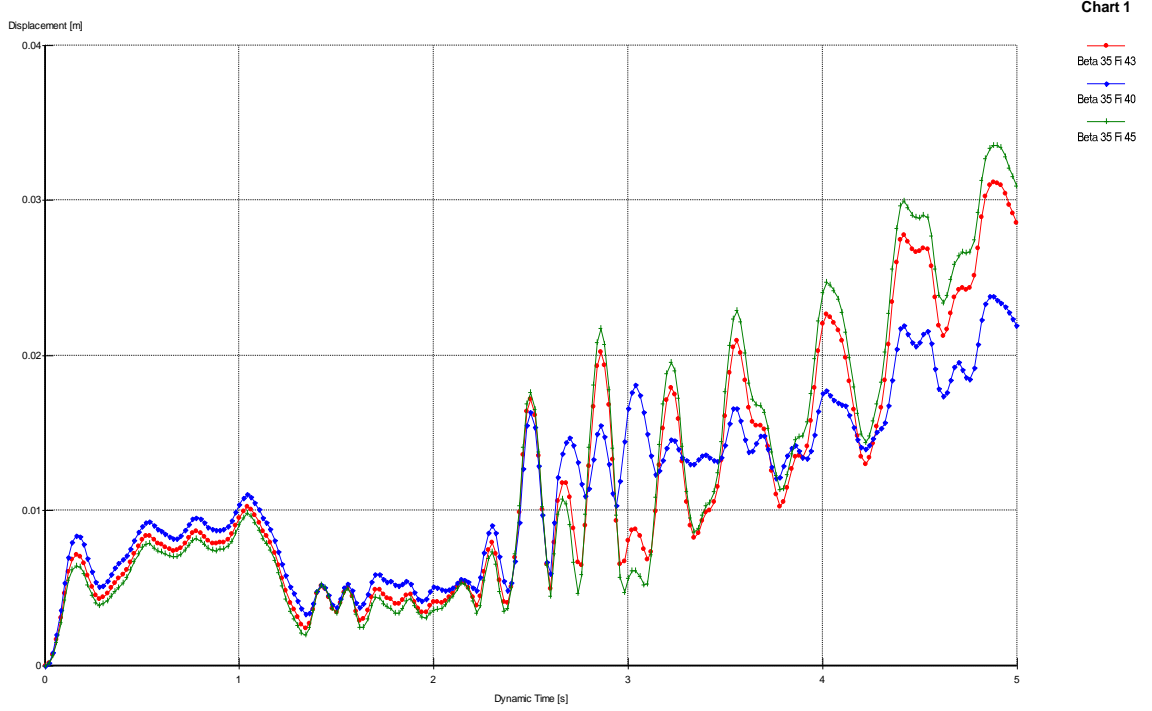


Şekil 9. Model 1 Şevinde  $\phi=40^\circ$ ,  $43^\circ$  ve  $45^\circ$  için Dinamik Zaman-Deplasman Grafiği

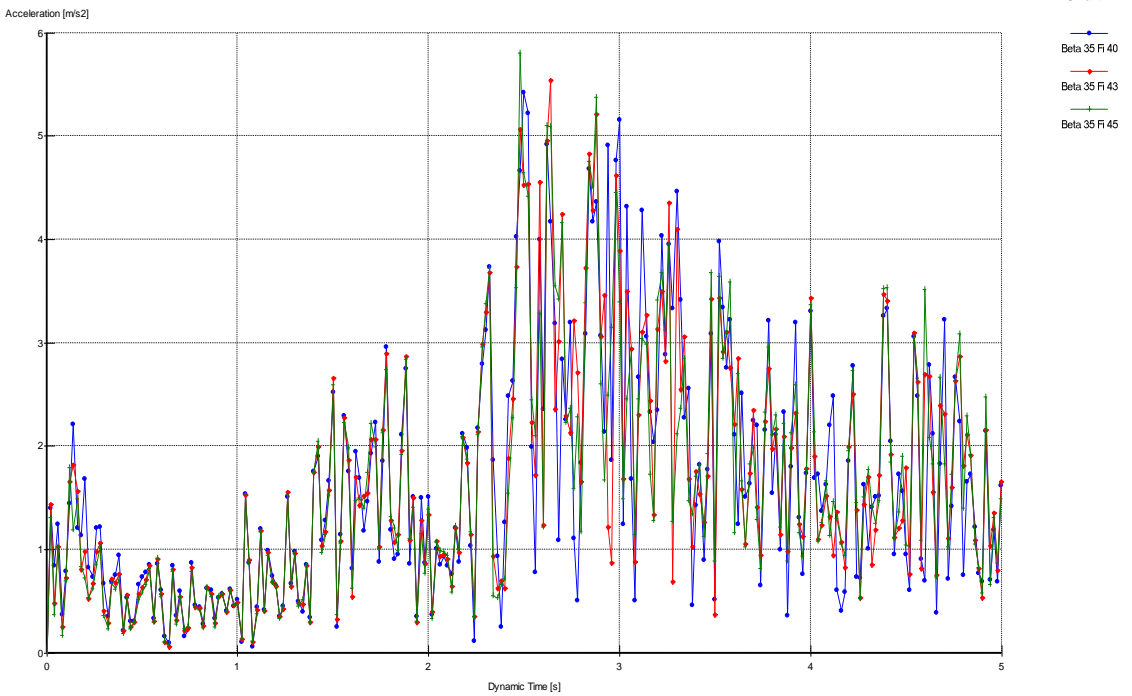


Şekil 10. Model 1 Şevinde  $\phi=40^\circ$ ,  $43^\circ$  ve  $45^\circ$  için Dinamik Zaman-İvme Grafiği

Şekil 11 ve 12'de  $\beta=35^\circ-\phi=40^\circ$ ,  $\beta=33^\circ-\phi=43^\circ$  ve  $\beta=33^\circ-\phi=45^\circ$  şevleri için sırasıyla, dinamik zaman-deplasman grafiği ve dinamik zaman-ivme grafikleri bir arada sunulmuştur.

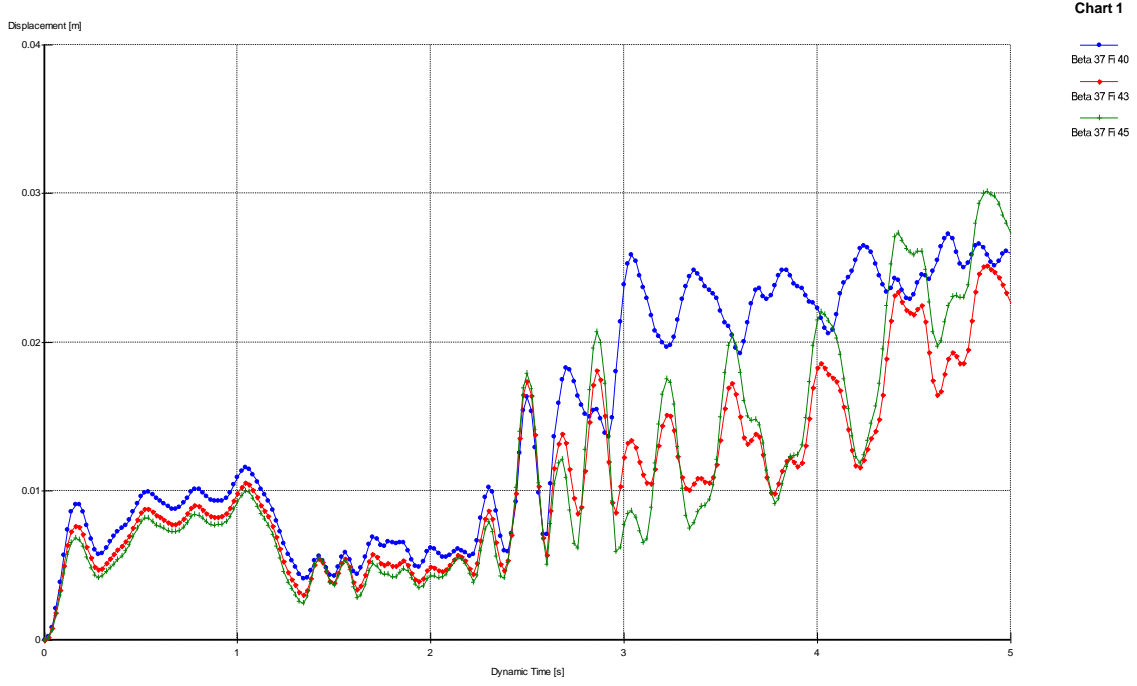


**Şekil 11.** Model 2 Şevinde  $\phi=40^\circ$ ,  $43^\circ$  ve  $45^\circ$  için Dinamik Zaman-Deplasman Grafiği

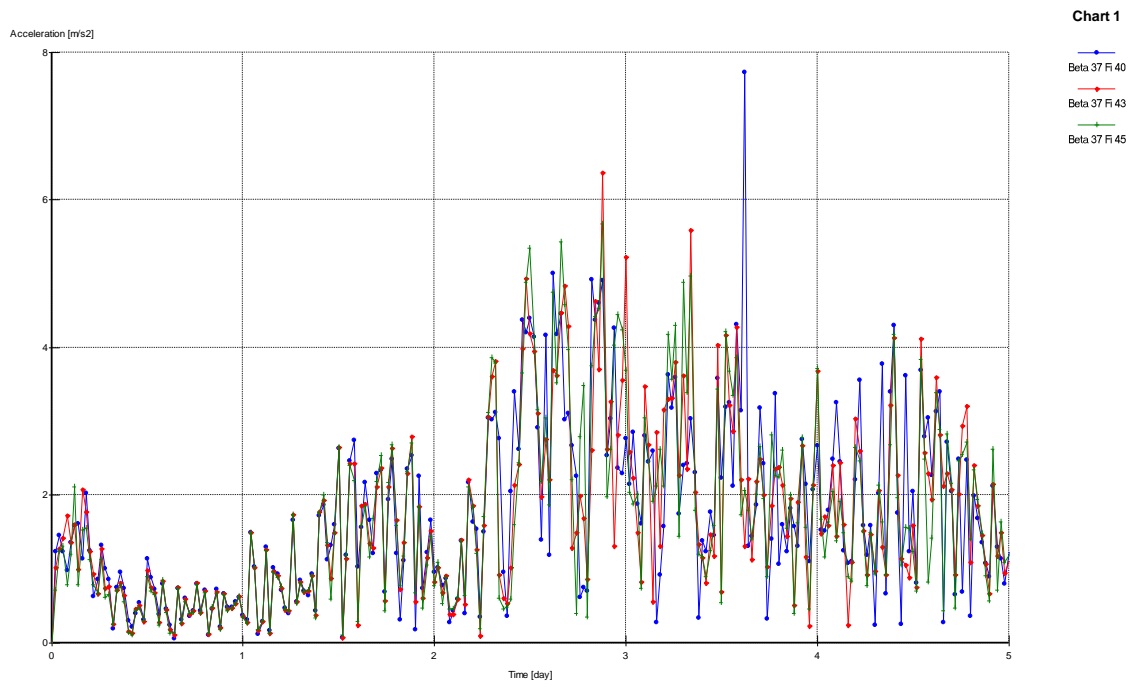


**Şekil 12.** Model 2 Şevinde  $\phi=40^\circ$ ,  $43^\circ$  ve  $45^\circ$  için Dinamik Zaman-İvme Grafiği

Şekil 13 ve 14'de  $\beta=37^\circ-\phi=40^\circ$ ,  $\beta=33^\circ-\phi=43^\circ$  ve  $\beta=33^\circ-\phi=45^\circ$  şevleri için sırasıyla, dinamik zaman-deplasman grafiği ve dinamik zaman-ivme grafikleri bir arada sunulmuştur.



Şekil 13. Model 3 şevinde  $\phi=40^\circ$ ,  $43^\circ$  ve  $45^\circ$  için dinamik zaman-deplasman grafiği



Şekil 14. Model 3 şevinde  $\phi=40^\circ$ ,  $43^\circ$  ve  $45^\circ$  için dinamik zaman-deplasman grafiği

## 4. SONUÇLAR

Gerçekleştirilen statik analizler sonucunda,

- Şevli zeminde içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) sabitken şev açısı ( $\beta$ ) arttıkça güvenlik sayısının azaldığı gözlemlenmiştir. Yani sabit bir içsel sürtünme açısının olduğu durumda şev açısının artması şevin stabilitesine olumsuz yönde etki etmektedir.
- Yine şevli bir zeminde sabit bir şev açısında ( $\beta$ ) içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) değerinin artmasıyla güvenlik sayısının arttığı gözlemlenmiştir. Yani içsel sürtünme açısının artmasıyla şevin kayma mukavemeti artacak ve şevin stabilitesini arttıracaktır.

Yapılan dinamik analizler sonucunda,

- Sabit bir şev açısında ( $\beta$ ) içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) arttıkça şevin tepe noktası için dinamik davranış benzer olmasına rağmen deplasmanların arttığı gözlemlenmiştir.
- Yine sabit bir şev açısında ( $\beta$ ) içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) arttıkça ivme-dinamik zaman eğrilerinde bazı pik ivme değerlerinde farklılık görülmesine rağmen davranışın genel olarak oldukça benzer olduğu görülmüştür.

## KAYNAKLAR

- AMBRASEYS, N.N., 1996. The Prediction of earthquake peak ground acceleration in Europe; Int. J. of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics, Volume 33, Number 3, 107A - 107A(1).
- CERNICA, J. N., 1995. Geotechnical Engineering: Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc., Canada.
- CAMPBELL, K.W., 1981. Near source attenuation of peak horizontal acceleration; Bull. Seis. Soc., Volume 71, 2039 - 2070.
- GRIVAS, D.A. AND ASAOKA, A.A., 1982. Slope stability prediction under static and seismic loads; J. of the Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 108, No. GT5, 713 - 729.
- ISHIHARA, K., 1986. Stability of natural deposits during earthquakes; Collected Papers, Dept. Civil Eng., Vol. 24, Tokyo, 1 - 56.
- NOVA - ROESSIG, L. AND SITAR, N., 1998. Centrifuge studies of the seismic response of reinforced soil slopes; Proceedings of the Third Geotech. Eng. and Soil Dynamics Conf., Geotech. Special Publication, Vol. 75. ASCE, Seattle, Washington, 458-468.
- OLGUN, M. VE ACAR, M. H., 2009. Deprem kuvveti etkisi altındaki şevlerin stabilitesini etkileyen faktörlerin incelenmesi, S.Ü. Müh.-Mim. Fak. Derg., c.24, s.2.
- RATHJE, E.M. AND BRAY, J.D., 2001. One - and two - dimensional seismic analysis of solid - waste landfills; Can. Geotech. J. 38 (4), 850-862.
- SITAR ,N., AND CLOUGH, G.W., 1983. Seismic response of steep slopes in cemented soils; J. of Geotech. Eng., Vol.109, No.2, 210 - 227.
- WU, T.H. AND LELAND, M.K., 1970. Safety analysis of slopes; J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol 96, No. 2, 609 - 630.



# SÜRDÜREBİLİR GEOTEKNİK İNŞAATA YAKLAŞIM

## APPROACHES TO SUSTAINABLE GEOTECHNICAL CONSTRUCTION

Tuncer B. EDİL<sup>1</sup>

### ABSTRACT

World population is steadily increasing and there are not enough resources to continue in traditional approaches. To make infrastructure construction more sustainable, we need to 1. reduce energy consumed in construction and rehabilitation, 2. reduce emissions emitted in construction and rehabilitation, 3. reduce consumption of natural resources, and 4. increase service life. Large quantities of reclaimed materials are disposed in landfills every year. Research has demonstrated that these materials can be recycled into a variety of products. From a sustainability point of view, use of recycled materials in construction avoids energy and emissions associated with mining and processing construction materials. Promotion of the use of recycled materials requires that the *safe* and *wise* use of recycled materials in construction through education, technology transfer, and applied research. Examples that meet these criteria are provided. Additionally, a life cycle assessment (LCA) to determine variety of sustainability metrics (energy, GHG emissions, water use, hazardous waste generation, etc.) was undertaken using PaLATE model. Life cycle cost analysis (LCCA) was performed to evaluate life cycle cost of design alternatives. Quantitative and auditable metrics were employed that show that perception and reality are different and conducting quantitative analysis to assess alternatives for recycled materials is of utmost importance.

Key words: sustainability, recycled materials, life cycle assessment, life cycle cost analysis.

### ÖZET

Dünya nüfusu gittikçe artmaktadır ve geleneksel yaklaşımlarla devam etmek için yeterli kaynak bulunmamaktadır. Altyapı inşaatlarını daha sürdürülebilir hale getirmek için: 1. inşaat ve rehabilitasyon işlerinde kullanılan enerjiyi azaltmak, 2. İnşaat ve rehabilitasyon işlerinden yayılan emisyonları azaltmak, 3. doğal kaynakların tüketimini azaltmak ve 4. hizmet ömrünü arttırmak gerekmektedir. Her yıl geri kazanılabilir malzemelerin büyük bir kısmı atık depolama alanlarında bertaraf edilmektedir. Bir çok araştırma, bu malzemelerin çeşitli ürün haline geri dönüştürülebilir olduğunu göstermiştir. Sürdürülebilirlik açısından bakıldığında, geri dönüşümlü malzemelerin inşaat sektöründe kullanımı, inşaat malzemeleri ile ilgili madencilik ve işleme enerjisi ve emisyonlarını önler. Geri dönüşümlü malzemelerin kullanımının teşviki, eğitim, teknoloji transferi, ve uygulamalı araştırma vasıtaları ile geri dönüşümlü malzemelerin inşaat sektöründe güvenli ve akılcı kullanımını gerektirir. Çalışmada bu kriterlere uygun olan örnekler verilmektedir. Ayrıca, (enerji, sera gazı emisyonları, su kullanımı, tehlikeli atık üretimi, vb.) Çeşitli sürdürülebilirlik ölçümleri belirlemek için bir servis ömrü döngüsü değerlendirmesi (LCA) PaLATE modeli kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Servis ömrü döngüsü maliyet analizi (LCAA) dizayn alternatiflerinin yaşam döngüsü maliyetini değerlendirmek için yapılmıştır. Algılanan ile gerçekleşenin farklı olduğunu gösteren kantitatif ve denetlenebilir ölçümler kullanılmış ve geri dönüşümlü malzemeler için alternatifleri değerlendirmede kantitatif analiz yapmanın büyük önem taşıdığı ortaya konmuştur.

Anahtar kelimeler: sürdürülebilirlik, geri dönüşümlü malzemeler, servis ömrü döngüsü değerlendirilmesi, servis ömrü döngüsü maliyet analizi.

---

<sup>1</sup> Prof.Dr.,University of Wisconsin-Madison edil@engr.wisc.edu

## 1. GİRİŞ

Hızla büyüyen küresel ekonominin yol açtığı en önemli sorunlar, küresel ısınma, enerji kısıtlamaları ve kaynak (metaller, çimento, petrol, vb.) tedarikini içerir. Dünya nüfusu giderek artmaktadır ve bu nüfusun büyük bir bölümü mutlu azınlığın sahip olduğu kadar daha iyi yaşam standartlarını istemektedir. Geleneksel yaklaşımlarla devam etmek için yeterli kaynak yoktur. Sürdürülebilir bir büyüme tarzının dünya çapında tüm sektörler tarafından kabul edilmesi gerekmektedir. Altyapı inşaatı, kalkınmanın önemli bir bileşeni olmakla birlikte sürdürülebilir olmaya ihtiyacı vardır. Bu bağlamda, çalışmada geoteknik inşaatlarının da sürdürülebilir olması gerekliliği savunulmuş ve karayolu inşaatı açısından sürdürülebilir geoteknik inşaatına dair bir yaklaşım sunulmuştur.

## 2. SÜRDÜRÜLEBİLİR GEOTEKNİK İNŞAATI

### 2.1 Sürdürülebilirlik niçin önemlidir?

Dünya nüfusu 7 milyar civarındadır ve 2100 yılına kadar 12 milyara artması beklenmektedir. Örneğin, ABD nüfusunun, 2050 yılında yarım milyar olması beklenmektedir. ABD ve AB (toplam nüfus: 750 milyon) dünya kaynaklarını en çok tüketen nüfusa sahiptir ve Çin hızla bu tüketimde başı çeken ülkelerden biri olmaktadır. Kalan 6.25 milyarlık nüfus, gelişmiş ülkelerin sahip olduğu her şeyi talep etmektedir. Ancak, dünyadaki geleneksel kaynak yönetimi ile toplumların arzuladıkları iş ve yaşam koşullarını idame ettirmeye yeterli kaynak yoktur. Bu nedenle dünya, geoteknik uygulamalar gibi altyapı inşaatları da dahil olmak üzere sürdürülebilir bir büyüme modunu kucaklamak zorundadır.

### 2.2 Geoteknik uygulamalarını nasıl sürdürülebilir yapabiliriz?

Altyapı inşaatlarını daha sürdürülebilir hale getirmek için;

1. inşaat ve rehabilitasyon işlerinde tüketilen enerjiyi azaltmak,
2. İnşaat ve rehabilitasyon işlerinin neden olduğu sera gazı (SG) emisyonlarını azaltmak
3. Doğal kaynakların tüketimini azaltmak, ve
4. Servis ömrünü arttırmak, zorundayız.

### 2.3 Geri Dönüşümlü Malzemelerin Sürdürülebilir İnşaat İçin Önemi

Her yıl geri kazanılabilir malzemelerin büyük bir kısmı atık depolama sahalarında bertaraf edilmektedir. Bu araştırma, söz konusu malzemelerin çeşitli fonksiyonel ürünlere dönüştürülebildiğini ortaya koymuştur. Kaynakların israfının aksine, yaygın ve geniş ölçekli bir geri dönüşüm ve yeniden uygulama politikası, depolama sahası olarak tahsis edilen sahaların temiz kalmasına ve yeni iş fırsatları yaratılmasına olanak tanımaktadır. Sürdürülebilirlik açısından bakıldığında geri dönüşümlü malzemelerin inşaat sektöründe kullanımı, inşaat malzemeleri ile ilgili madencilik ve ürün işlemeyle ilgili enerji tüketimi ve emisyonları önler. Enerji, geri dönüştürülmüş malzemenin ilk yaşamı için zaten yeterince harcanmıştır. Geri dönüşümlü malzemelerin kullanılması aynı zamanda doğal kaynakların tüketilmesini (kum, çakıl, kırmataş, petrol) önler. Genellikle geri dönüşümlü malzemeler yol inşaatlarındaki kullanımlarında "salt dolgu" malzemesi olarak itibar görürler ancak bu doğru bir bakış açısı olmamakla birlikte bu malzemelerin bilakis servis ömrü daha uzun altyapılar tesis etmeyi mümkün kıldıkları düşünülmelidir. Geri dönüşümlü malzemelerin kullanımının teşviki için, uygulamalı araştırma, eğitim ve teknoloji transferi vasıtaları ile geri dönüşümlü malzemelerin inşaat sektöründe güvenli ve akılcı kullanımı gerekmektedir. Akılcı kullanım koşulları geri dönüşümlü malzemenin söz konusu uygulama için teknik olarak uygunluğunu garanti eder. Örneğin, yol kaplama performansının karşılanması için bu malzemelere dair tasarım parametrelerinin ve inşaat spesifikasyonlarının böyle akılcı kullanım ölçütlerine göre hazırlanmış performans dayalı prosedürlerle tahkike ihtiyacı vardır. Güvenli kullanım koşulları söz konusu malzemenin, çevre veya kullanıcılar üzerinde herhangi olumsuz bir etkisinin olmayacağını temin eder.

## 3. SÜRDÜRÜLEBİLİR İNŞAAT İÇİN GERİ DÖNÜŞÜMLÜ MALZEME

### KULLANIMI ÜZERİNE ARAŞTIRMA ÖRNEĞİ

#### 3.1 Genel

Çeşitli geri dönüşüm malzemelerine (katı atık ve endüstriyel yan ürünler gibi) ilişkin akılcı ve güvenli kullanım kriterlerinin değerlendirilmesini içeren araştırmaların sayısız örnekleri vardır. Malzeme özelliklerinin ve davranışının karakterizasyonu, saha performansının monitörlenmesi, çevresel etki potansiyelinin araştırılması ve konvansiyonel malzemelerle karşılaştırmalı olarak sürdürülebilirlik faktörlerinin değerlendirilmesi anlamında tüm gereklilikleri somut olarak ele alan böyle bir proje, geri dönüşüm yol malzemesi (RPM) ve kendiliğinden bağlayıcı özelliği olan yüksek karbonlu uçucu külün (FA) karışımı ile gerçekleştirilmiştir. Bu yaklaşım, söz konusu iki yanürünü

alır ve bütün kriterleri karşılayan, daha üstün özelliklere sahip (yüksek modüllü ve dayanıklı temel tabakası gibi) faydalı bir ürün meydana getirir.

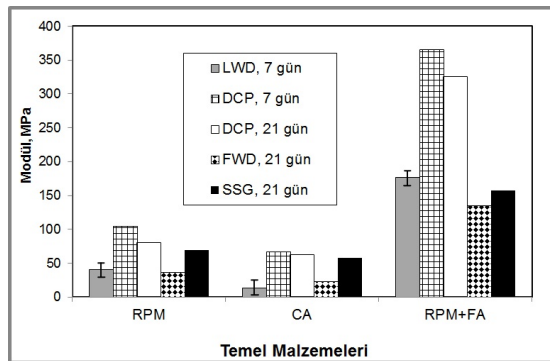
### 3.2 Projenin Kapsamı

Bu proje Amerika'nın Minnesota eyaletindeki MNROAD deney istasyonunun yeniden inşası ile ilgilidir. MNROAD Minnesota Ulaştırma İdaresi tarafından işletilen tam ölçekli bir karayolu test istasyonudur. Mevcut esnek yol tabakasının, sıcak karışım asfalt yüzey tabakası ve tipik konvansiyonel temel tabakasına yakın tane boyu dağılımlı temel tabakası içeren bir malzeme (RPM) meydana getirmek suretiyle geri dönüşümü yapılmıştır. Her biri 20'şer cm kalınlığında temel tabakası olarak RPM, %14 yüksek karbonlu uçucu kül ile karıştırılmış RPM (RPM+FA), ve bir doğal kırma taşdan oluşan kontrol (CA) olmak üzere 3 test bölümü inşaa edilmiştir. Her üç bölüm, 10 cm kalınlığında sıcak karışım asfalt ile kaplanmıştır. Bölümler birbirine komşu idi ve benzer yol tabanına sahiplerdi. Temel tabakası malzemesi haricinde aynı şekilde inşa edilmişlerdir. Xcel Energy'den tedarik edilen Riverside 8 uçucu külü ticari adıyla kullanılan FA'nın karbon içeriği %14.6 ve CaO içeriği %22 dir. Bu nedenle, kullanılan uçucu kül kendi kendine bağlayıcı özelliği olan ancak beton üretiminde kullanmak için uygun olmayan bir malzemeydi. İnşaat sıkıştırılmış zeminin üzerinde temel tabakası malzemelerini sererek gerçekleştirildi. Karıştırma sonrası karışım dizaynı gereksinimi olan % 14 uçucu kül içeriği elde etmek için uçucu kül uygun kalınlıkta RPM üzerine serildi. Daha sonra uçucu küle laboratuvar ortamında elde edilen karışım dizaynındakine uygun miktarda nem ekleyerek RPM içinde karışması sağlandı. Malzemenin düzlenmesinden sonra, tüm bölümler, önce keçi ayaklı silindirler ve daha sonra düz tamburlu silindirler ile sıkıştırıldı. Son olarak, sürüş yüzeyi elde etmek için asfalt tabakası serilip sıkıştırılmıştır. Ancak, asfalt tabakası yerleştirmeden önce uçucu külsüz iki bölümü yağmur yumuşatmış ve bu yüzden bu bölümler yeniden inşaa edilmiştir. Uçucu kül ile iyileştirilen bölüm hidrasyon sonrası yağmura maruz kalsa da bundan etkilenmemiş, yağmurlu iklimlerde avantajlı bir yol malzemesi seçeneği olduğunu göstermiştir.

Her temel tabakasının yerleştirilmesinden önce, yol tabakasından geçen su miktarını ve toplanan sızıntıdaki potansiyel kirletici maddelerin konsantrasyonunu tayin etmek için doğal zeminde su toplama hazneleri (lysimetreler) tesis edilmiştir. Lysimetreler yaklaşık 4 m x 4 m alana sahip 0.3 m derinliğinde ve 1.5 mm kalın dokulu lineer düşük yoğunluklu polietilen geomembran şilteden oluşturulmuş ve bir geokompozit drenaj tabakası ile kaplanmıştır. Her lysimetre Benson'ın (2001) tarif ettiği benzer topukta gömülü 120-L lik polietilen toplama tankına drene eden bir toplama çukuruna sahiptir. Toplama tankları donmayı önlemek için ekstrüde polistiren ile izole edilmiştir. Toplama tanklarında biriken sızıntı suyu bir pompa kullanarak düzenli bir şekilde alınmakta ve analiz edilmektedir.

### 3.3 Araştırma Sonuçları

Temel tabakalarının durumu 7 ve 21 gün sonra inşaat yüzeyi üzerine uygulanan hafif deflektometre (LWD), dinamik koni penetrasyon (DCP), toprak rijitliği göstergesi (SSG) ve düşen ağırlık deflektometresi (FWD) kullanarak değerlendirilmiştir. Elde edilen veriler üç bölüm için temel tabakası modülüne dönüştürülmüştür ve her ölçümün ortalama değeri Şekil 1'de gösterilmiştir. Açıkça görülmektedir ki ölçüm yöntemi ne olursa olsun, yüksek karbonlu uçucu kül ile stabilize olmuş RPM bölümü, RPM ve CA gibi diğer bağlayıcısız iki bölümden bariz olarak daha yüksek bir modüle sahiptir. Kontrol bölümüne (CA) kıyasla, RPM biraz daha yüksek bir modüle sahiptir. Bir yol tabakasında modül belirleyici bir yapısal performans parametresi olduğundan dolayı, geri dönüştürülmüş malzemelerin geleneksel malzemelere eşit veya daha üstün alternatifler olabildikleri aşıkardır. Ayrıca yapılmış olan laboratuvar araştırmaları, donma-çözülme çevrimlerinin, RPM ve uçucu kül ile stabilize edilmiş RPM'in modülleri üzerinde nispeten küçük etkisi olduğuna işaret etmiştir, 5 çevrimden sonra %15'den daha fazla bir düşüş olmamıştır (Camargo ve arkadaşları, 2009).

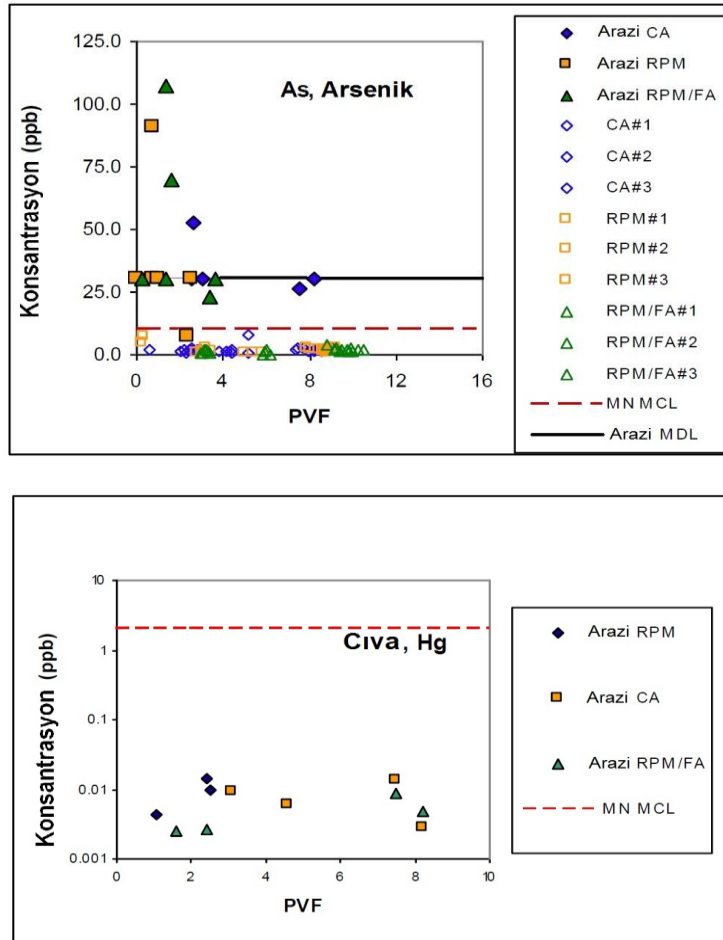


Şekil. 1. Farklı Metodlara Göre Her Test Bölümünün Ortalama Modülü

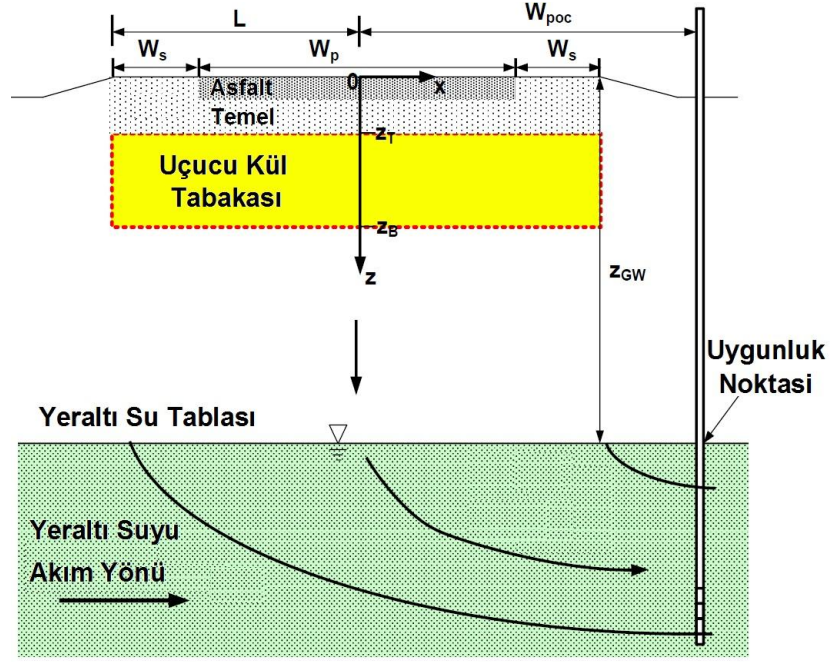
#### 4. GERİ DÖNÜŞÜMLÜ MALZEMELERİN ÇEVRESEL ETKİSİ

Geri dönüşümlü malzemeler kullanıldığı zaman, genellikle potansiyel çevresel etkilerine ve özellikle yüzey ve yeraltı suyunun kirlenmesine dair bazı endişeler ön plana çıkar. Çevresel etki potansiyeli genellikle süzülmesi muhtemel elemanları tanımlamak için toplu süzülme testleri gerçekleştirilerek değerlendirilir. Laboratuvar kolon süzülme testi (CLT) sahada kullanılan malzemelerden sıkıştırılmış bir kolondan su sirkülasyonu sağlamak yoluyla gerçekleştirilir. pH ve hedef elemanların konsantrasyonları zamanın bir fonksiyonu olarak analiz edilirler (akışım boşluk hacmi, PVF-pore volume of flow gibi). Pik konsantrasyonların kaynak konsantrasyonun göstergesi (source term) olarak çevre korunması idarelerince belirlenmiş maksimum kirlenici seviyeleri (MCL) ile karşılaştırılması çevre sularını etkileme potansiyelinin bir göstergesini sağlar. Buna karşın lysimetre süzülme suyunda ölçülen konsantrasyonlar nihai yeraltı suyu kirlenme potansiyelinin gerçek ölçütünü sağlar. Şekil 2 RPM ve uçucu külle stabilize edilmiş RPM için arsenik ve civa konsantrasyonlarını kolon süzülme testlerinden elde edilen akışım boşluk hacminin bir fonksiyonu olarak iki örnek göstermektedir. Hg konsantrasyonları MCL'in oldukça altındadır ve uçucu kül ile stabilize edilmiş malzemeler için daha düşüktür. Başlangıçta konsantrasyon Minnesota Eyaleti MCL'den daha yüksek olmakla birlikte bu değer hızla azalmaktadır. Uçucu kül ile stabilize edilmiş malzemelerin detaylı süzülme karakteristikleri O'Donnell ve arkadaşları (2010) tarafından verilmiştir.

Bu şekilde elde edilen veriler, sadece kaynak konsantrasyonu karakterize eder. Süzülen su daha sonra bir vadoz (doymun olmayan) bölge boyunca gider ve yeraltı suyuna ulaşır. Süzülen elemanlar yüzey altındaki zemin ile etkileşime geçebilir ve emilme (sorption) yoluyla kabul edilebilir bir konsantrasyona gelebilir. Bu süreçte, kaynak konsantrasyonu değişebilir ve yer altı suyu kalite uygunluk noktasındaki nihai konsantrasyon MCL'i geçmemelidir. Sahaya özgü yeraltı suyu üzerindeki olası çevresel etkileri değerlendirmeye yönelik bu dönüşümü analiz eden çeşitli bilgisayar kodları vardır. Böyle bir kod Şekil 3 de şematik olarak gösterildiği gibi, Wisconsin-Madison tarafından geliştirilmiş ve WisCLEACH olarak adlandırılmıştır (Li ve arkadaşları 2006). Yüzey altı zeminin kaynak konsantrasyonu ve taşıma parametreleri, problemin geometrisi, yeraltı suyu derinliği ve akış hızları bu programın gerektirdiği giriş verileridir.



Şekil. 2. RPM ve Uçucu Kül ile Stabilize Edilmiş RPM'deki As ve Hg için Arazi ve Laboratuvar CLT Verisi (MDL: Minimum Tespit Limiti; MN MCL Minnesota MCL).



Şekil. 3. WiscLEACH Programının Kavramsal Modeli

## 5. SÜRDÜRÜLEBİLİRLİĞİN DEĞERLENDİRMESİ

### 5.1 Değerlendirmenin MNROAD Projesine Uygulanması

Sürdürülebilirlik değerlendirmesi çevresel faydaların servis ömrü döngüsü değerlendirmesini (LCA-life cycle assessment) ve servis ömrü döngüsü maliyet analizini (LCCA-life cycle cost analysis) içerir. LCA inşaat malzemelerinin üretimi, inşaat sahasına taşınmaları ve inşaat aktivitesinin kendisi ile ilgili çeşitli sürdürülebilirlik ölçütlerinin değerlendirilmesini kapsayan bir çalışmadır (örneğin, enerji tüketimi, sera gazı emisyonları, su kullanımı, tehlikeli atık üretimi, vb). Bu tespitler PaLATE modeli (Horvarth 2004) gibi veritabanı programları kullanılarak yapılır.

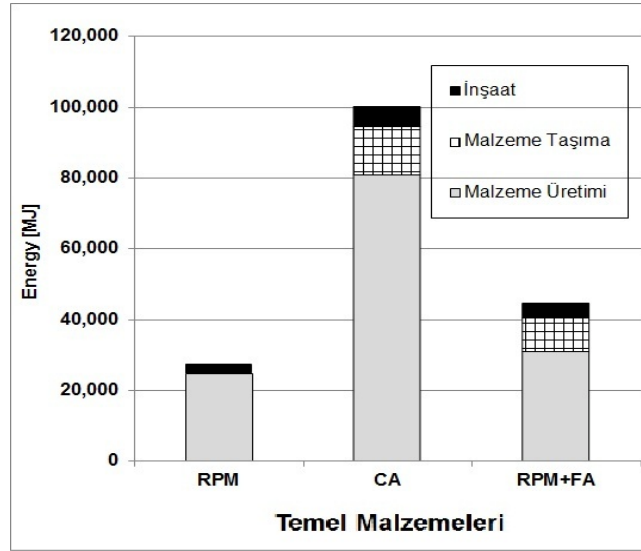
LCCA servis ömründeki inşaat başlangıcı ve bakım-onarım safhaları da dahil olmak üzere tasarım alternatiflerinin servis ömrü döngüsü maliyetini değerlendirir. RealCost adındaki kullanışlı bir bilgisayar kodu (FHWA 2004) bu amaç için kullanılabilir. Servis ömrü bu analizin önemli bir parametresidir. Daha yüksek modüllü malzemeler aynı yol tabakası kalınlığında daha uzun bir servis ömrü sonucu vermektedirler.

Önemli iki ölçüt olan enerji ve sera gazı emisyonları, yukarıda anlatılmış olan MNROAD test sahasının farklı bölümleri için hesaplanarak Şekil 4 ve 5’de gösterilmiştir. Malzeme üretimi, taşıma ve inşaat süreçlerinin katkıları ayrı olarak gösterilmiştir. En fazla enerji CA (kontrol malzemesi kırma taş) ile en az enerji aynı yoldan üretilip kullanılan RPM ile tüketilir. Sera gazı emisyonları da enerji tüketimi ile aynı eğilimi takip eder. Şekil 6 bu bölümler için inşaat sonu maliyet karşılaştırmasını gösterir. RPM ve CA bölümlerini etkileyen ve yeniden inşaa edilmelerini gerektiren inşaat sırasında yağın aşırı yağmur sebebiyle, bu durumdan etkilenmeyen aslında en yüksek ilk inşaat maliyetli olan RPM+FA, toplamda en az maliyetli alternatif inşaat olmuştur.

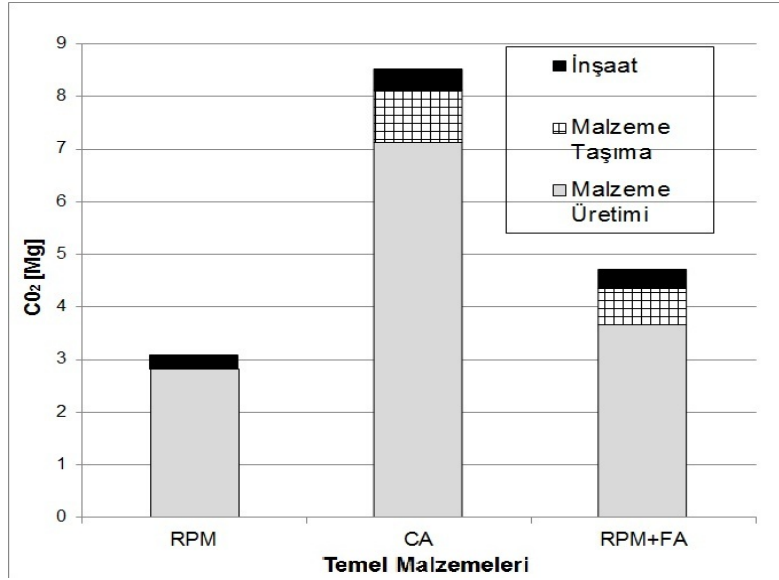
### 5.2 BE<sup>2</sup>ST-in-Highways<sup>TM</sup> Sürdürülebilirlik Değerleme Sistemi

Building Environmentally and Economically Sustainable Transportation-Infrastructure-Highways, BE<sup>2</sup>ST-in-Highways<sup>TM</sup>, adlı bir derecelendirme sistemi, sürdürülebilir otoyol inşaatının faydalarının değerlendirilmesine yönelik kantitatif bir metodoloji sunmak için geliştirilmiştir (Lee ve arkadaşları 2010a). Bu metodoloji sayısal ve denetlenebilir ölçütler üzerine bina edilmiştir. Bu sayede proje değerlendirilmesi ile inşaatla gerçekleştirilen sürdürülebilir uygulamalar arasında şeffaf bir bağlantı mevcuttur. Bu değerlendirme sistemi otoyol inşaat sektörü ve ilgili birimler tarafından sürdürülebilir uygulamaları kantitatif olarak değerlendirmek ve projelere sürdürülebilir unsurlar dahil etmek için kullanılabilir.





Şekil. 4 Test Bölümlerinin İnşasındaki Enerji Kullanımı



Şekil. 5 Test Bölümlerinin İnşasındaki Sera Gazı Emisyonları

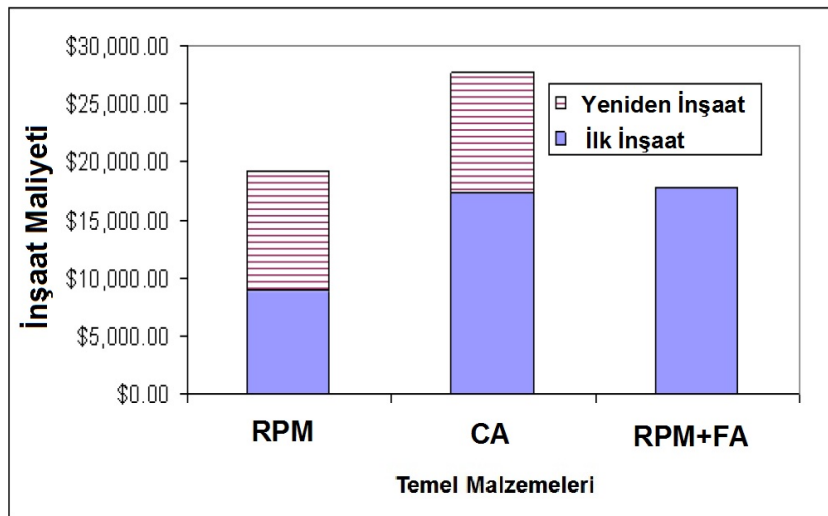


Fig. 6 İnşaat Sonu Maliyetlerin Karşılaştırması

BE<sup>2</sup>ST-in-Highways<sup>TM</sup> sistemi, referans bir tasarım ile önerilen alternatif tasarım şıkları arasındaki sayısal fark temelinde bir otoyol projesinin sürdürülebilirliğini değerlendirir. Bu nedenle referans karayolu tasarımı gerçekçi olarak tanımlanmaktadır. Sürdürülebilirlik konseptleri açıkça mevcut olmayan geleneksel bir tasarım yaklaşımı referans tasarım olarak kullanılabilir. Analiz, geleneksel ve alternatif tasarımların servis ömrünün Mekanistik Ampirik Yol Tasarım Kılavuzu (M-EPDG) programı (NCHRP 2006) ile yapılan uluslararası pürüzlülük indeksi (IRI) tahminine dayalı olabileceğini ve rehabilitasyonun tahmin edilen servis ömrünün sonunda gerçekleşeceğini farz eder.

### **5.3 Geri Dönüşüm Asfalt Kaplama'nın (RAP) En Sürdürülebilir Kullanımını Tayin Etmek için BE<sup>2</sup>ST-in-Highways<sup>TM</sup>'in Uygulaması**

RAP granule edilmiş asfalt tabakası anlamına gelir. Hem asfalt muhtevası ile sıcak karışım asfaltta (HMA) bir agrega olarak, hem de bağlanmamış formda granüler temel ve alt temel tabaka malzemesi olarak kullanılabilir. Genellikle RAP için en sürdürülebilir kullanım şekli, gerekli asfalt miktarını azaltmak için HMA içinde yeniden yer verilmesi olarak düşünülür. BE<sup>2</sup>ST-in-Highways<sup>TM</sup>'i kullanarak sürdürülebilirlik ölçütlerinin bir karşılaştırması birkaç alternatif tasarım için Wisconsin Eyaletinde Baraboo Bypass relokasyon projesinde yapılmıştır. Referans tasarım, 140-mm kalınlığındaki bir standart HMA tabaka ve 152-mm kalınlığında bir CA (kırmı taş agrega) temel tabakası şeklindedir. Alternatif 1 de HMA'da agrega %15 RAP içermiştir. Alternatif 2'de, temel tabakasında CA yerine RPM ikame edilmiş fakat standart HMA muhafaza edilmiştir. Alternatif 3'de temel tabakasının da CA uçucu kül ile stabilize olmuş RPM ile değiştirilmiştir. Alternatif 3'de aynı yapısal taşıma kapasitesi için sadece 70 mm kalınlığında bir temel tabakasına gerek duyulmuştur. Yol yapısının rijitliğine dayalı olarak servis ömrü Referans ve Alternatif 1 için 13 yıl, Alternatif 2 için 14 yıl ve Alternatif 3 için 18 yıl olarak tahmin edilmiştir. 50 yıllık analiz süresinde, tüm alternatifler servis ömrü döngüsü enerji tüketiminde ve sera gazı emisyonlarında, bazı durumlarda (Alternatif 3 örneği gibi) konvansiyonel malzemeler içeren referans tasarımdan %25'e kadar daha düşük sonuçlar vermiştir. Alternatif tasarımlar arasında, HMA içinde %15 RAP bulunduran Alternatif 1 en çok enerji tüketimine ve sera gazı emisyonlarına sahip olmuşken, temel tabakasında uçucu külle stabilize edilmiş RPM kullanılan Alternatif 3 bu parametrelerde en düşük değerleri vermiştir. Temel tabakasında RPM kullanılmış olan Alternatif 2 de Amerika'da federal politika olarak lanse edildiği şekilde HMA içinde RAP'in yeniden kullanıldığı durumu temsil eden Alternatif 1'e nazaran enerji tüketiminde ve sera gazı emisyonlarında daha çok azalma göstermiştir. Bunun sebebi HMA tabakası ile kıyaslandığında temel tabakasının daha büyük hacimlerde malzeme içermiş olmasıdır. Servis ömrü döngüsü maliyetlerinde de benzer ama daha belirgin (%30'a kadarlık azalma) eğilimler gözlenmiştir.

Enerji kullanımının ve sera gazı emisyonlarının azaltılmış olması geri dönüşümlü malzemelerin geleneksel doğal malzemeler yerine ikamesine bağlı olarak malzeme üretim sürecindeki madencilik ve ürün işleme gibi aktivitelerin büyük ölçüde azalması sonucudur. Söz konusu analiz parametrelerinin değerlerindeki düşüşler aynı zamanda temel tabakası kalınlığının azalması ve bazı geri dönüşümlü malzemelerin üstün özelliklerinin sonucu ulaşılan daha uzun servis ömrüne bağlı olarak rehabilitasyon aktivite sayılarının azalmasından kaynaklanmaktadır. Bu sayısal analiz, genel kabulün aksine, geri dönüşümlü malzemelerin asfalt tabakasında kullanmanın en yüksek sürdürülebilirlik değeri olan kullanma şekli olmadığına, aslında geri dönüşümlü malzemeleri temel tabakasında kullanmanın daha avantajlı olduğuna işaret etmektedir.

## **6. LCA ve LCCA'NIN ENDÜSTRİYEL ÖLÇEKTE UYGULAMASI**

Son zamanlarda, potansiyel yeraltı ve yüzey suları kirliliği endişesi sebebiyle, uçucu kül, alt kül ve baca gazı kükürt giderme (FGD) alçısı gibi, kömür yanma ürünlerinin (CCP) faydalı kullanım alanları, ABD Çevre Koruma Dairesi tarafından inceleme altına alınmıştır. Bu malzemeler, inşaat sektöründe beton üretimi (uçucu kül), geoteknik uygulamalar (uçucu kül ve alt kül), ve duvar paneli üretimi (FGD alçı) gibi önemli sahalarda faydalı bir şekilde kullanılmaktadır. Bu uygulamalar geleneksel doğal malzemelerin tüketimini asgarileştirme ve kömür yanma ürünlerinin bertaraf sorunlarını ortadan kaldırma açısından faydalı sayılırlar. Bu yüzden, söz konusu endüstriyel atıklar enerji kullanımı, sera gazı emisyonları ve su tüketiminin azaltılmasında ve ayrıca önemli bir mali tasarruf sağlanmasında önemli bir rol oynarlar. Bu atıkların faydasının endüstriyel ölçekli bir analizi servis ömrü döngüsü (LCA) değerlendirmesi teknikleri kullanılarak yapılabilir. Tablo 1, elde edilen faydaların açıklayıcı eşdeğerlikleri (Lee ve ark. 2010b) ile birlikte, böyle bir analizin sayısal sonuçlarını göstermektedir.

## **7. GERİ DÖNÜŞÜM MALZEME KAYNAKLARI MERKEZİ**

Altyapı inşaatlarında sürdürülebilirliği elde etmek amacıyla geri dönüşümlü malzemelerin güvenli ve aynı zamanda akılcı kullanımını teşvik etmek için yönlendirici bir çaba şarttır. Malzeme seçiminde paradigma değişimine yön vermek ve geri dönüşümlü malzemelerin kullanımı önündeki

engellerin üstesinden gelmek için uygulamalı araştırma, eğitim, teknoloji ve pratik bilgi aktarımına ihtiyaç vardır. Bu amaçla, ulaşırma altyapı inşaatlarında geri dönüşümlü malzemelerin güvenli ve akılcı kullanımını teşvik etmek için ABD Federal Otoyol İdaresi (FHWA) tarafından ABD Çevre Koruma İdaresi (USEPA) ve Eyalet Ulaşırma İdarelerinin katılımıyla Geri Dönüşümlü Malzeme Kaynak Merkezi (RMRC) kurulmuştur.

Tablo 1. Kömür Yanmasıyla Ortaya Çıkan Ürünlerin Faydalarının Endüstriyel Ölçekte Analizi

Fayda Ölçütü	Yıllık Tasarruf	Eşdeğeri
Enerji (petajoule)	66	0.7 milyon hane halkı için yıllık enerji kullanımı (EIA 2005 verileri) Amerika'daki yıllık enerjisi üretiminin %19'u (EIA 2007 Raporu)
Su (kilolitre)	22	2000 yılında Arizona Eyaletinin evsel su harcamasının %56'sının geri kazanımı (USGS)
CO <sub>2</sub> (milyon ton)	9	Otoyollardan her yıl 1.8 milyon aracın uzaklaştırılması (EPA)
Maliyet Tasarrufu (milyar \$)	2.4 – 7.8	60,000–197,000 Amerikalı için yıllık ortalama maaş (\$39,500/yr)

Bu merkez, uygulamalı araştırma ve geliştirme çıktılarını yüz-yüze çalıştaylar ve kurslar aracılığıyla saha uygulamalarına ve sürekli/teknik eğitim kuramlarına çevirmek için faaliyet gösterir. Merkez, şartnameler (specifications) ve tasarım yöntemleri gibi teknik bilginin değişimi için hizmet verir (bkz. [www.recycledmaterials.org](http://www.recycledmaterials.org)). Uygulamalı araştırma faaliyetleri, hem mekanik hem de çevresel yönler, karayolu tasarımcısı için gerekli bilgi ve araçların geliştirilmesi, müteahhit ve çevresel düzenleme birimleri ihtiyaçları üzerinde odaklanır. Merkez aynı zamanda servis ömrü döngüsü değerlendirmesi için PaLATE ve çevresel uygunluk için WiscLeach gibi bilgisayar programlarının geliştirilmesi için sponsor olmuştur.

## 8. ÖZET

Bu makalenin vermek istediği ana mesajlar şunlardır:

- Endüstriyel ölçekte sürdürülebilir inşaat uygulamalarının kabul edilmesi zorunludur.
- Otoyol inşaatlarında olduğu gibi çok miktarda malzeme kullanılan zemin inşaatlarında geri dönüşüm malzemeleri önemli bir rol oynar.
- Geri dönüşümlü malzemelerin başlıca faydaları sera gazı emisyonlarını, enerjiyi, doğal kaynakların korunmasını, ve maliyeti azaltmaktır
- Geri dönüşümlü malzemelerin akılcı kullanımı daha uzun ömürlü yapılar meydana getirir.
- Algılamalar ve gerçek çoğu kez farklı olabilmektedir; bu sebeple alternatif geri dönüşümlü malzemeleri değerlendirmek için sayısal analizler yapmak zorunludur.
- Sürdürülebilirlik ölçütleri pek çoktur. Bu yüzden uygun ölçütler seçilmeli, önceliklendirilmeli ve ağırlıklandırılmalıdır.

## TEŞEKKÜR

Bu makalede sunulan bilgi ve fikirler birçok öğrenci ve iştirakçinin dahil olduğu ve burada listelenemeyecek kadar çok, son yirmi yıla ait projelerden geliştirilmiştir. Yazar geri dönüşümlü malzemeler konusunda işbirliği yaptığı Profesör Craig H. Benson'a teşekkür eder. Yazar ayrıca makalenin Türkçe'ye tercümesinde yaptığı yardım için Dr Ahmet Gökçe'ye teşekkür eder.



## REFERANSLAR

- Benson, C. H., Abichou, T., Albright, W., Gee, G., and Roesler, A. "Field Evaluation of Alternative Earthen Final Covers". *International J. of Phytoremediation*, 3(1), 2001, pp. 1-21.
- Camargo, F., Edil, T. B. and Benson, C. H. "Strength and Stiffness of Recycled Base Materials Blended with Fly Ash," *Proc. 88<sup>th</sup> Annual Meeting*, Paper 09-1971, National Research Council, Washington D. C., 2009, CD-ROM
- FHWA, Federal Highway Administration. *Life Cycle Analysis RealCost User Manual*. 2004. <http://www.fhwa.dot.gov/infrastructure/asstmgmt/rc210704.pdf>.
- Horvath, A. *Pavement Life-cycle Assessment Tool for Environmental and Economic Effects (PaLATE) User Manual*. Recycled Materials Resource Center, Durham, N.H. 2004.
- Lee, J. C., Edil, T. B., Tinjum, J. M. and Benson, C. H. "Quantitative Assessment of Environmental and Economic Benefits of Using Recycled Construction Materials in Highway Construction," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2158, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2010a, pp138-142.
- Lee, J. C., Bradshaw S. L., Edil T. B. and Benson, C. H. "Green Benefits of Using Coal Ashes in Pavement Construction," *Proc. 2nd Int. Conf. on Sustainable Construction Materials and Technologies*, Vol. 3, Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italy, 2010b, pp.155-160.
- Lee, J. C., Edil, T. B., Benson, C. H. and Tinjum, J. M. "Evaluation of Variables Affecting Sustainable Highway Design Using the BE<sup>2</sup>ST-IN-HIGHWAYS<sup>TM</sup> System," *Journal of the Transportation Research Board*, Paper No. 11-216310-2505, National Research Council, Washington D. C., 2011, in press.
- Li, L., Benson, C. H., Edil, T. B. and Hatipoglu, B. "WiscLEACH: A Model for Predicting Ground Water Impacts from Fly-Ash Stabilized Layers in Roadways", *GeoCongress 2006*, Atlanta, GE, ASCE, 2006, CD-ROM.
- NCHRP, National Cooperative Highway Research Program. *Mechanistic-Empirical Design of New & Rehabilitated Pavement Structures Version 1.100*, 2006. <http://www.trb.org/mepdg/software.html>. Accessed Feb. 16, 2009.
- O'Donnell J., Benson, C. H. and Edil, T. B. "Trace Element Leaching from Pavements with Fly Ash-Stabilized Bases and Subgrades: Experience in the Midwestern United States," *Proc. 2nd Int. Conf. on Sustainable Construction Materials and Technologies*, Vol. 3, Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italy, 2010, pp. 161-168.
- Wen, H. and Edil, T. B. "Sustainable Reconstruction of Highways with In-Situ Reclamation of Materials Stabilized for Heavier Loads," *BCR2A Conference, Proc. 2nd Int. Conf. on Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields 2009*, Champaign, IL, 2009, CD-ROM, pp. 1011-1017.

# GEOGRID DONATILI DUVARLARIN DEPREM YÜKLERİ ALTINDAKİ DAVRANIŞLARI

## BEHAVIOR OF GEOGRID REINFORCED SEGMENTAL BLOCK WALLS UNDER EARTHQUAKE LOADS

E. Güler<sup>1</sup>

D. Alexiew<sup>2</sup>

E. Başbuğ<sup>3</sup>

### ABSTRACT

The results of an experimental study conducted on two 1/2 reduced-scale geogrid-reinforced soil retaining block walls are presented and discussed. The heights of the models were 1.9 m and El Centro, Izmit and Sakarya earthquakes were applied. The prototype design was taken from a design made for a real project. Therefore the geogrid reinforcement and facing blocks were scaled versions of the real wall. The geogrids are connected to the facing blocks only by friction. Two different backfill materials were used. In the first model, coarse grained gravel and in the second model well graded sand was used and their effects on the measured parameters are investigated. The aim was also to see whether the wall designed according to current specifications would behave as it was designed under an earthquake loading condition. Accelerations, strains in the reinforcement layers and facing wall deformations were registered. The test results showed that in both experiments the walls in fact behave almost elastically and the residual displacements observed on the front of the wall were very small under the design earthquake accelerations. The first most important conclusion drawn from the experimental work is that the designed Geosynthetic Reinforced Retaining Structures behaved very successfully even under extreme earthquake loading conditions. Although the connections between the facing blocks and geogrids are only frictional, they resisted even extreme seismic loads without any problem.

**Keywords:** Geosynthetic Reinforced Wall, Geogrid, Shaking Table, Earthquake Loads

### ÖZET

Bu çalışmada geogrid donatılı 1:2 model ölçekli, ön cephesi beton bloklarla teşkil edilmiş geosentetik donatılı duvarlar üzerinde yapılmış olan sarsma masası deneylerinin sonuçları anlatılmıştır. Bu model duvarların prototipi, gerçek hayatta inşa edilmek üzere boyutlandırılmış bir duvardır. Deneye tabi tutulan duvarlar yaklaşık 2 m yüksekliğinde olup, üzerlerine El-Centro, İzmit ve Sakarya depremleri uygulanarak davranışları incelenmiştir. Geogrid'ler ve ön cephe elemanı olarak kullanılmış olan beton bloklar

<sup>1</sup> Prof. Dr. İnşaat Müh. Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul

<sup>2</sup> Huesker Synthetic, Gescher, Almanya

<sup>3</sup> İnşaat Müh. Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul

prototip ile model arasındaki oran ve modellendirme kuralları göz önünde bulundurularak seçilmişlerdir. Gerek prototip duvarda, gerekse model duvarlarda Blok/Blok ve Geogrid/Blok arasındaki bağ sadece sürtünme ve bloklar içine yerleştirilen çakılın takılması ile sağlanmış, herhangi bir mekanik bağlayıcı kullanılmamıştır. Geri dolguda kullanılacak olan malzemenin etkilerini görebilmek için kırmataş ve kum dolgu ile deney tekrarlanmıştır. Yapılan bu deneylerle günümüzde mevcut şartnamelere uygun olarak tasarlanmış bir duvarın nasıl davranacağı irdelenmiştir. Bu deneyler sırasında duvarın ön cephesindeki ve üst yüzeyindeki ivmeler, geogrid donatıdaki gerilmeler ve ön cephedeki deformasyonlar ölçülmüştür. Deney sonuçları duvarların sarsma masasında uygulanan yükler altında hemen hemen tamamen elastik davranış gösterdiğini, ve meydana gelen deformasyonların duvar tasarımlarda kullanılanların çok üzerindeki şiddetlerdeki deprem yükleri altında dahi son derece küçük olduğunu göstermiştir. Bu deneyler hem geosentetik donatılı sistemlerin genelde deprem yükleri altındaki başarılı davranışını tekrar ispatlamış hem de sadece sürtünme ile teşkil edilmiş olan Geogrid/Blok sisteminin de ekstrem yükler altında dahi sağlıklı sonuçlar verdiğini göstermiştir. Bu başarılı davranış hem stabilite hem de deprem sonrasında kullanıma yönelik olarak deformasyonlar açısından anlaşılmalıdır.

**Anahtar Kelimeler:** Geosentetik Donatılı Duvar, Geogrid, Sarsma Tablası, Deprem Yükleri

## 1. GİRİŞ

Geosentetik donatılı duvarlar klasik istinad yapıları ile kıyaslandığında geosentetik donatılı duvarların, teknik, ekonomiklik, ekolojik özellikler, arazi kullanımı ve uzun süreli dayanıklılık açısından çok büyük üstünlükleri olduğu bilinmektedir. Bu üstünlüklerine bir de deprem yüklerine karşı olan dayanıklılığı eklendiğinde neden günümüzde giderek daha fazla oranlarda klasik istinad duvarları yerine geosentetik donatılı duvar kullanıldığı kolayca anlaşılmaktadır (Kosei et. al., 2006). Bu tip duvarlar günümüzde Standard olarak limit denge analizleri ile hesaplanmakta ve boyutlandırılmaktadır. Buna bağlı olarak deprem analizleri de pseudo-statik yöntemlerle gerçekleştirilmektedir. (AASHTO, 1996; FHWA, 2009). Geosentetik donatılı istinad duvarları üzerinde örneğin Ling et.al. (2005) ve Leshchinsky et.al. (2008) de özetlendiği gibi birçok sarsma masası deneyi gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerde örneğin Leshchinsky 2.8 m yüksekliğindeki bir duvarın limit denge analizlerine 0.39 g ivmeye sahip bir deprem durumunda  $\approx 1$  Güvenlik Sayısına sahip olduğu görülürken, sarsma masası deneyinde 0.8 g şiddetindeki depremde bile stabilitesini muhafaza ettiğini göstermiştir.

Geosentetik donatılı duvarların sismik tasarımında kullanılan yöntemler büyük ölçüde demir donatılı sistemler için geliştirilmiş analizlere dayanmaktadır. Bu sebeple bu tür yapılar ile ilgili olarak belirlenmiş bazı ampirik kuralların geosentetik donatılı duvarlar için uygulanması doğru sonuçlar vermemektedir. Bunun en belli başlı sebebi ise geosentetik donatılı istinad duvarlarının çok daha duktıl davranış göstermeleridir. Bu sebeple günümüzde geçerli sismik tasarım yöntemleri geosentetik donatılı duvarlarda aşırı konservatif tasarımlara yol açmakta ve bu şartnameler geosentetik donatılı duvarların avantajlarını göz önüne alamamaktadır. Şartnamelerdeki bu tip olumsuzlukları gidermek ve deprem yükleri altındaki tasarım kurallarını daha gerçekçi hale getirebilmek için çok sayıda nümerik analiz ve deneysel çalışma yapılması gerekmektedir.

Bu çalışmada 1:2 oranında küçültülmüş iki model geosentetik donatılı duvar üzerinde yapılan sarsma masası deneylerinin ilk sonuçları sunulmaktadır. Sarsma masasında deneye tabi tutulan duvarlar gerçek bir proje için tasarlanmış ve inşaat izni alınmış bir duvarın modeli olarak seçilmişlerdir. Bu duvarlar üzerine El-Centro (1940); İzmit ve Sakarya (1999) deprem kayıtları uygulanmıştır.

Sarsma masasının kapasitesi modelin ağırlığının 10 ton ile sınırlandırılmasını gerektirmektedir. Bu yüzden sarsma masası deneyi 1:2 ölçekli bir model olarak tasarlanmıştır.

## 2. MODEL KURALLARI

Gerek modelin inşası, gerekse elde edilen ölçüm sonuçlarının değerlendirilebilmesi için model parametrelerinin nasıl seçileceği önem kazanmaktadır. Bu amaçla ilk önce boyutsuz parametreler oluşturulması gerekmektedir. Böylece deneysel değişkenlerin sayıları azaltılabilmekte ve daha kompakt olarak ifade edilebilmekte ve analiz sonuçları daha rahatlıkla değerlendirilebilmektedir. Tablo 1 de bu çalışmada kullanılan en önemli model faktörleri verilmiştir. Kullanılmış olan bu model faktörleri Lal ve Sugano (1999) ve Jakrapriyanun ve Ashford (2003) tarafından önerilmiş olan oranlarla da uyumludur.

**Tablo 1: Model Ölçekleri**

Büyükük	Teorik Oran	Bu Çalışmadaki Değer
Uzunluk	N	2
Yoğunluk	1	1
Gerilme	N	2
Çekme Dayanımı	N	2
Birim Deformasyon	1	1
İvme	1	1
Frekans	$n^{-0,5}$	$1/\sqrt{2}$
Zaman	$n^{0,5}$	$\sqrt{2}$

Geri dolgu olarak kullanılan kırmataş ve kum için de boyut ölçekleri geçerlidir. Bu sebeple bu çalışmada göreceli olarak daha küçük çaplı kırmataş ve daha ince bir kum kullanılarak daha gerçekçi bir davranış modellenmeye çalışılmıştır.

## 3. DENEY SİSTEMİ VE ENSTRÜMANTASYON

Sarsma Masası deneyleri Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli rasathanesi Deprem Araştırma Enstitüsü'nde gerçekleştirilmiştir. Sarsma masasına civatalar ile sabitlenen çelik deney kutusunun boyutları 2 m x 0.7 m x 2.8 m (Yükseklik x Derinlik x Genişlik) olup Şekil 1 & 2 de görülmektedir. Deney düzeneği ile ilgili daha fazla bilgi Güler ve Enünlü (2009) da verilmiştir.



kullanılmamıştır. Blokların ön cephesi prototip tasarımda da olduğu gibi 6° eğimli, yani hemen hemen düşey olarak teşkil edilmiştir. Şekil 2 de böyle teşkil edilmiş model duvarın ön cephesi görülmektedir. Beton bloklar gerçekte de olduğu gibi içleri boşluklu olup, bu boşluğa kırmataş doldurulmuştur. Bloklarda mekanik bağlantı sağlayacak bir diş veya blokları birbirine ve geogride bağlayacak herhangi bir mekanik düzen kullanılmamıştır. Blok/Blok ve Blok/Geogrid arasındaki bağ sadece sürtünme ve geogridin beton yüzeyi ve çakıl dolgu ile olan etkileşimi sayesinde sağlanmaktadır. Bu durum Şekil 3 de görülmektedir.



**Şekil 3** Blok, Geogrid Ve Dolgu (Kırmataş) Malzemelerinin Görünümü



**Şekil 4.** Geogrid Üzerine Yapıştırılmış Strain-Gauge Ve Bağlantı Kabloları

İkinci model deneyde bütün diğer hususlar ilk deneyle aynı olmak koşulu ile sadece dolgu malzemesi olarak kırmataş yerine kum kullanılmıştır. Bu model bundan sonra “Duvar 2” olarak anılacaktır.

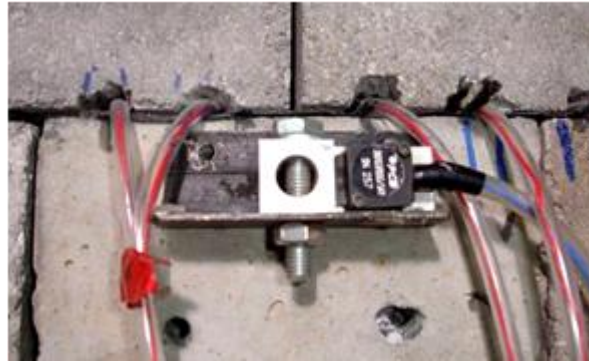
Geosentetik donatılı duvar ile çelik deney kutusu arasında meydana gelebilecek sürtünme modelin iki boyutlu davranışını etkileyebilir. Bu yüzden donatılı duvar dolgusu ile çelik kutu arasına esnek bir levha yerleştirilmiş ve bu esnek levha ile çelik çerper arası yağlanarak sürtünme kuvvetleri minimuma indirilmeye çalışılmış ve hemen hemen sürtünmesiz bir yüzey elde edilmiştir.

Geosentetik donatılı içeren çelik kutunun arka duvarı da çelik ve rijid olduğundan deprem kaydının uygulanması sırasında deprem titreşimlerinin arka yüzeyden yansiyarak girişim

yapması veya birbirini yok etmesi, yani deprem kaydının doğru bir şekilde duvar üzerine uygulanmasını engellemesi mümkündür. Bunu engellemek için duvarın arka yüzü ile kırmataş veya kum dolgu arasına Şekil 1’de görüldüğü gibi 10 cm kalınlığında bir granüle kauçuk tabakası yerleştirilmiştir. Bu tabakanın kalınlığı sonlu elemanlar analizi yardımı ile belirlenmiştir. Sonlu elemanlar analizinde granüler kauçuk için kullanılan parametreler de üç eksenli kesme deneyleri ile belirlenmiştir (Güler ve Enünlü,2009).

Geogrid içindeki deprem yükleri sırasında oluşan gerilme dağılışılarını belirleyebilmek için üç farklı seviyedeki donatı geogridi üzerine strain-gauge’ler yerleştirilmiştir. Bu donatılar alta yakın, ortada ve üste yakın olmak üzere seçilmiş ve toplam 16 adet strain-gauge yerleştirilmiştir (Şekil 1). Strain-gauge bağlantı kabloları ezilmeye dayanıklı ancak fleksibl küçük hortumlar içinden geçirilerek kablo rijitliğinin donatılı duvarın davranışını etkilemesi engellenmiştir (Şekil 4). Strain-gauge’ler geogrid üzerine polimerlere uygun özel bir yapıştırıcı ile sabitlenmiş ve TDG Aib8 Data Toplayıcısı yardımı ile kaydedilmiştir.

Sistemin davranışını anlayabilmek için ayrıca geosentetik donatılı duvar üzerine dokuz adet ivmeölçer yerleştirilmiştir. Bu ivmeölçerler kısmen duvar ön yüzündeki beton bloklara sabitlenmiş (Şekil 5) kısmen ise arka dolgu üzerinde ön cepheden farklı mesafelere konulmuşlardır.



**Şekil 5.** Ön Cephedeki Beton Bloklara Monte Edilmiş İvmeölçer

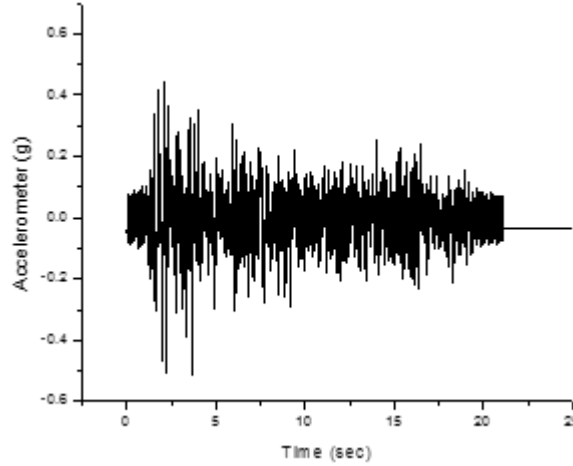
İvmeölçerlerden birisi de sarsma masası üzerine yerleştirilmiş böylece sarsma masası üzerindeki ivme de doğrudan ölçülmüştür.

Duvar deplasmanlarının ölçülmesi için altı adet Laser sensörü kullanılmıştır. Duvarın yaptığı deplasmanlar hem deprem sırasındaki davranışının anlaşılmasında hem deprem sonrası kullanılabilirliğin ölçüsü olarak en önemli parametrelerden birisidir. Laser sensörleri duvar ön cephesinden yaklaşık 25 cm mesafeye yerleştirilmiş ve model kutusu ve dolayısı ile sarsma masasına rijid olarak bağlanmış bir çerçeve üzerine sabitlenmişlerdir. Böylece duvar ön yüzünün sarsma masasına göre yaptığı relatif deplasmanlar doğrudan ölçülebilmektedir.

#### **4. DEPREM YÜKLEMESİ**



Model duvar üzerine El-Centro, İzmit ve Sakarya depremleri olmak üzere üç farklı deprem kaydı uygulanmıştır. Model ölçeği 1:2 olarak seçilmiş olduğundan dolayı deprem ivme kayıtlarının periyodları  $1/\sqrt{2}$  oranında küçültülecek şekilde modifiye edilmiştir (Tablo 1). Sarsma masasına uygulanan El-Centro depreminin süresi 18.75 saniye, İzmit depreminin süresi 28 saniye ve Sakarya depreminin süresi 20 saniyedir. El-Centro deprem kaydının maksimum ivmesi 0.3 g olup diğer iki depremin maksimum ivmelerinden büyüktür. Örnek olarak El-Centro depreminin ivme kaydı Şekil 6 da verilmiştir. Orijinal El-Centro depreminin ivme kaydı sarsma masasına uygulandıktan sonra ivme amplitüdüleri 2 ve 3 misli artırılarak aynı yükler tekrardan yüklenmiştir. Bu da model duvar üzerine 1 g değerine yakın bir yanal ivme uygulanmış olduğu anlamına gelmektedir.



Şekil 6. El-Centro Depremi İvme Kaydı

## 5. DUVAR DAVRANIŞI VE DEFORMASYONLAR

### 5.1. Genel

Sarsma masasında deneye tabi tutulan kırmataş dolgulu “Duvar 1” ve kum dolgulu “Duvar 2” farklı deprem yükleri uygulanmasına ve yaklaşık 1 g mertebesine varan yanal ivmelere maruz kalmalarına rağmen herhangi bir göçme yaşamamışlardır.

Ön cephe bloklarında da meydana gelen deformasyonlar tamamen kabul edilebilir limitler içinde kalmıştır. Tablo 2 de Duvar 1 ve 2 için özet olarak en üst blok seviyesinde deprem sırasında meydana gelen maksimum deformasyonlar ve deprem sonrası kalıcı deformasyonlar verilmiştir. Bu veriler El-Centro depreminin %100 uygulanması ve ivmelerin %250 artırılarak uygulanması durumları için verilmiştir. Maksimum deformasyonlar örneğin deprem sırasında duvarın yakınında bulunan yapılar açısından, kalıcı deformasyon ise istinad duvarının deprem akabinde hemen kullanılabilirliği açısından önemli parametrelerdir.

**Tablo 2.** En Üst Blok Sırasında Ölçülen Maksimum Yatay Ve Kalıcı Deplasmanlar (mm)

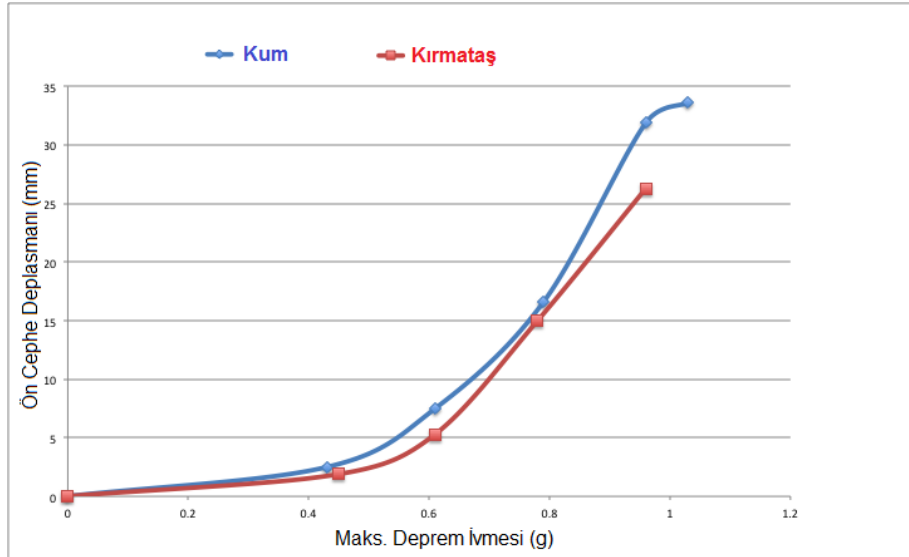
Deprem Yükleme	“Duvar 1”	“Duvar 2”
----------------	-----------	-----------



	(Kırmataş)		(Kum)	
%100 El-Centro	1.9	0.5	2.5	0.8
%250 El-Centro	26.3	6.8	31.9	5.0

“Duvar 1” çok ufak bir farkla dahi olsa “Duvar 2”den biraz daha iyi bir davranış göstermiştir. Esasen kırmataş dolgunun mekanik özelliklerinin kum dolguya göre çok daha üstün olduğu ve buna bağlı olarak da kırmataş dolgu kullanılarak inşa edilen duvarın çok daha iyi bir davranış göstermesi beklenirken gözlemlenen fark, hayret uyandıracak kadar küçük olmuştur. %100 El-Centro depremi altında hem maksimum deplasmanlar hem de kalıcı deplasmanlar her iki dolgu tipi için de nerede ise aynıdır. %250 El-Centro depremi altında da farklar hala çok küçüktür: Maksimum deplasman açısından “Duvar 1” sadece %8(!) daha az deplasman yapmış, hatta kum dolgu mm mertebesinde daha az kalıcı deplasman göstermiştir.

Bu sonuç, en azından kullanılmış olan konfigürasyon ve dolgu tipleri göz önünde bulundurulduğunda dolgu özelliklerinin tayin edici bir parametre olmadığına esas belirleyici olanın donatı olduğuna işaret etmektedir (Şekil 7).



**Şekil 7.** Maksimum Deprem İvmesine Bağlı Olarak Ölçülen Maksimum Ön Cephe Deformasyonları

Seçilen geosentetik donatılı duvarlar sadece stabilite ve deformasyonlar açısından başarılı davranış göstermekle kalmamakta, deprem etkisi sonunda sıfır noktasına da oldukça yakın bir geri dönüş yapmaktadırlar. Bu davranış Tablo 3'te rahatlıkla görülmektedir.

**Tablo 3.** Kalıcı/Maksimum Deplasman Oranları (En Üst Blok Sırası İçin % Olarak)

Deprem Yüğü	“Duvar 1” (Kırmataş)	“Duvar 2” (Kum)
%100 El-Centro	26	32
%250 El-Centro	26	15

Tablo 3'te Standart bir deprem durumunda (%100 El-Centro) deprem durumunda oluşan deplasmanın sadece ¼ kadarı kalıcı deplasman olarak kalmakta, deplasmanların büyük bir

kısmı geri dönmektedir. %250 oranında arttırılmış deprem yükü altında ise duvar deplasmanların geri dönüşü açısından daha bile iyi bir performans göstermiştir.

Yine bu tablodan görülebileceği gibi kırmataş ve kum dolgu arasında deformasyonların geri dönüşü açısından önemli bir fark görülmemektedir. Büyük olasılıkla deprem sırasındaki deformasyonların geri dönüşünü sağlayan dolgu malzemesinin özellikleri değil donatı olarak kullanılmış geogrid'dir.

Kum ve Kırmataş dolgu arasındaki en belirgin fark, donatısız bölgedeki dolgunun oturmasında gözlenmiştir. Yaklaşık 1 g yanal ivme uygulandığında kum dolgulu modelde "Duvar 2" de donatılı bölgenin hemen arkasında bazı çekme çatlakları oluşmuştur. Çatlak derinliği ölçülememiş olup, çatlak açıklığı birkaç mm mertebesindedir (Şekil 8). Kırmataş dolgu kullanılan modelde ise gözle görülebilir bir çatlak oluşmamıştır.

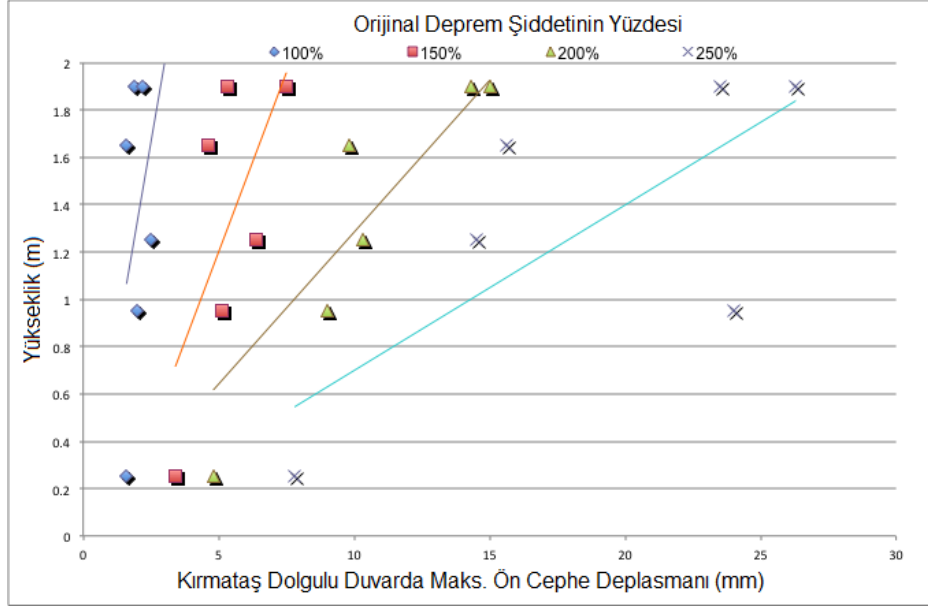


**Şekil 8.** Yaklaşık 1g Yanal Deprem İvmesi Sonunda Kum Dolgulu Duvar Üst Yüzünde Gözlenen Çatlaklar

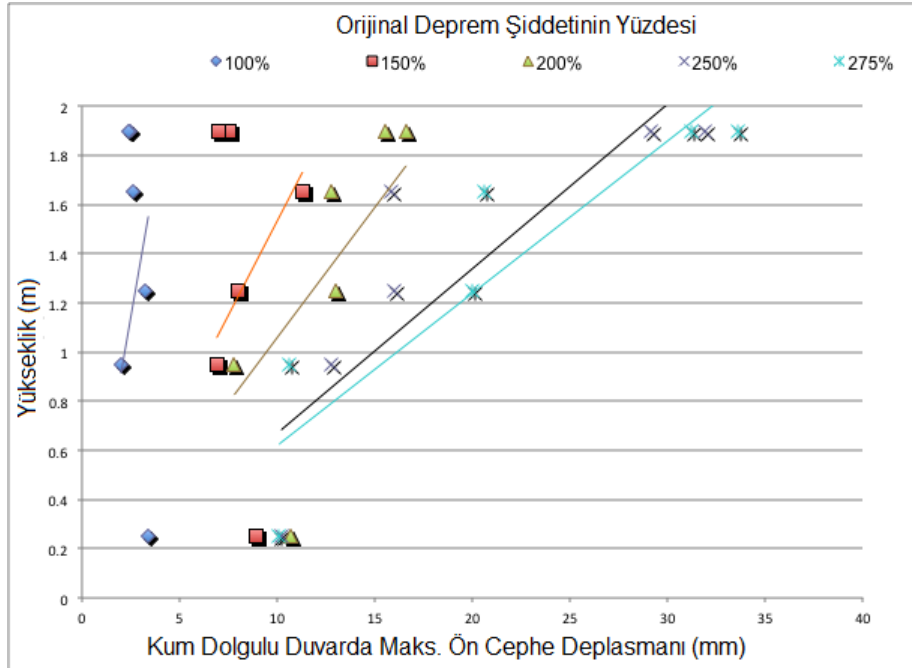
## 5.2. Deformasyonların Duvar Yüksekliği Boyunca Dağılımı

Deprem sırasında oluşan deformasyonların duvar yüksekliği boyunca değişimi deprem ivmesinin şiddeti ile değişiklik göstermektedir. Normal bir deprem yükü altında (%100 El-Centro) deformasyonlar küçük ve adeta yükseklikten bağımsızdır. Orijinal deprem ivmesinin yaklaşık %200'ünden sonra deformasyonlar duvar üstlerine doğru artmaya başlamaktadır. Bu durum Şekil 9'da açıkça gözükmemektedir. %200 ve %250 oranında arttırılmış El-Centro depremlerinde açıkça bir kayma deformasyonu gözlenmektedir. Ancak tüm duvar yüksekliğinin kayma deformasyonuna uğradığı düşünülürse, kayma deformasyonlarının ekstrem deprem yükleri altında dahi %2 değerini geçmediği görülür.

Genelde zeminlerde kayma deformasyonun %3 mertebelerini geçtikten sonra plastikleşme başladığı kabul edilir. Yani en büyük deprem ivmeleri altında dahi geosentetik donatılı duvar sisteminin elastik bölgede kaldığı söylenebilir. Bu husus aynı zamanda kalıcı deformasyonların neden bu kadar küçük olduğunu da açıklamaktadır.



Şekil 9. “Duvar 1”de Duvar Yüksekliği Boyunca Farklı Deprem İvmelerinde Ölçülen Deplasmanlar



Şekil 10. “Duvar 2”de duvar yüksekliği boyunca farklı deprem ivmelerinde ölçülen deplasmanlar

## 6.SONUÇLAR

Geogrid donatılı, ön cephesi beton bloklarla teçhiz edilmiş istinad duvarları günümüzde geçerli şartnamelere göre tasarlandıklarında deprem yükleri altında son derece başarılı davranış göstermektedirler. Sarsma masası deneyi sonuçları tasarımda kullanılan mertebelerdeki deprem yükleri altında her iki model duvarda da hemen hemen hiç kalıcı deplasman meydana gelmediğini göstermektedir.

Sarsma masasında deneye tabi tutulan duvarlar ekstrem deprem yükleri altında da stabilitelelerini kaybetmemişlerdir. Hem kırmataş hem de kum dolgu kullanılarak inşa edilmiş olan duvarlar son derece iyi davranış göstermişlerdir. Her iki duvar da hem minimal kalıcı deplasmanlar hem de kabul edilebilir büyüklükte maksimum deplasmanlar göstermiştir. En ekstrem deprem yükleri altında dahi geogrid donatılı duvarlar büyük oranda elastik davranış göstermeyi başarmıştır. Bu davranışta da geogrid donatılarının önemli katkısı olduğu düşünülmektedir.

Bu deneylerde ortaya konan ilginç diğer bir sonuç da ön cephede kullanılmış olan blokların gerek blok/blok, gerekse blok/geogrid bağlantıları sadece sürtünme ile sağlanmış olmasına rağmen, en ekstrem deprem yükleri altında dahi ön cephe elemanlarının en ufak bir stabilite sorunu dahi yaşamamış olmalarıdır.

## 7.KAYNAKLAR

- AASHTO (1996). Standard specifications for highway bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA.
- FHWA (2009). Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines. Federal Highway Administration (FHWA) Demonstration Project 82, Washington, DC, USA.
- Güler, E. and Enünlü, A. K. (2009). Investigation of dynamic behavior of geosynthetic reinforced soil retaining structures under earthquake loads. Bull. Earthquake Eng. 7:737-777.
- Iai, S. and Sugano T. (1999). Soil-structure interaction studies through Shaking table tests. In: Séco e Pinto PS (ed) Earthquake Geotechnical Engineering. Balkema, Rotterdam, pp 927-940.
- Jakrapiyanun, W. and Ashford, S. A. (2003). Soil-foundation-structure-interaction study using the laminar container using One-g shake table testing. 16th ASCE Engineering Mechanics Conference Proceedings, University of Washington.
- Koseki, J., Bathurst, R. J., Güler, E., et al (2006). Seismic stability of reinforced soil walls. Keynote Lecture, 8th International Conference on Geosynthetics, Vol. 1. Yokohama, Japan, pp 51-77.
- Leshchinsky, D., Ling, H. I., Wang, J. P., et al (2008). Equivalent seismic coefficient in geocell retention systems. Geotext. Geomembr. 27:9-18.
- Ling, H. I., Mohri, Y., Leshchinsky, D., et al (2005). Large-scale shaking table tests on modularblock reinforced Soil retaining walls. J Geotech. Geoenviron. Eng. 131:465-476.

## SIKIŞTIRILMIŞ KİLİN ŞİŞME BASINCINA MERMER KIRIĞI ATIKLARININ ETKİSİ

### THE EFFECT OF WASTE MARBLE PIECES ON SWELLING PRESSURE AT COMPACTED CLAY

Ömür ÇİMEN<sup>1</sup>

S.NİLAY KESKİN<sup>2</sup>  
Ekinhan ERİŞKİN<sup>3</sup>

Sercan SEVEN<sup>3</sup>

Didem GÜLLÜ<sup>3</sup>

#### ABSTRACT

Several regions of our country have swelling soils the ability to change volume. Although the ability to change volume of the soil at heavy engineering structures is not important, can be very harmful at lightly structures. This is because, if the swelling pressure is higher than the vertical pressures, the soil will suffer a deformation. In this study, the effect of marble pieces of different sizes to high plasticity clay swelling pressure was investigated. For this purpose, marble pieces of 15 tons waste per day from the Isparta region marble factory divided into groups. By adding different amounts of marble pieces of different sizes to clay, standard compaction and constant volume swelling tests were performed. When the amount of marble in the mixture increased the maximum dry unit weight increase too but optimum water contents were not changed. The marble pieces rates had no effect by the maximum dry unit weight and optimum water content, on the swelling pressure has been effective.

**Keywords:** Clay, Marble Pieces, Waste, Compaction

#### ÖZET

Ülkemizin birçok bölgesi hacim değiştirme kapasitesine sahip şişen zeminlere sahiptir. Ağır inşaat mühendisliği yapılarında zeminin hacim değiştirme kapasitesi çok önemli değilken, hafif yapılarda temel zemininin şişme özelliklerine sahip olması durumunda büyük hasarlarla karşılaşılabilir. Bunun nedeni, zeminde oluşan şişme basıncının zemine aktarılan düşey basınçtan büyük olması durumunda yapı temelinin deformasyona uğramasıdır. Bu çalışmada, yüksek plastisiteli kilin şişme basıncına farklı boyutlardaki mermer parçalarının etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla, Isparta bölgesindeki bir mermer fabrikasından çıkan günlük 15 ton parça mermer atığı gruplara ayrılmıştır. Farklı boyutlardaki mermer parçaları kile farklı oranlarda ilave edilerek, standart kompaksiyon ve sabit hacimli şişme deneyleri yapılmıştır. Karışımdaki mermer kırığı miktarı artarken

<sup>1</sup> Yrd.Doç.Dr., Süleyman Demirel Üniversitesi, Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, omurcimen@sdu.edu.tr

<sup>2</sup> Prof.Dr., Süleyman Demirel Üniversitesi, Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, nilaykeskin@sdu.edu.tr

<sup>3</sup> İnşaat Mühendisi .

maksimum kuru birim hacim ağırlığının arttığı, optimum su muhtevasının değişmediği, şişme basıncının azaldığı belirlenmiştir. Ayrıca, mermer kırığı boyutunun aynı oranlar için maksimum kuru birim hacim ağırlığa ve optimum su muhtevasına etkisi görülmezken, şişme basıncı üzerinde etkili olduğu görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Kil, Mermer Kırığı, Atık, Kompaksiyon

## 1. GİRİŞ

Şişen zeminlere dünyanın birçok bölgesinde rastlamak mümkündür. Karayolu kaplamalarının ve plak temellerinin altındaki ve çevresindeki şişen zeminler mevsim değişikliklerinden etkilenmekte olup, yüzeyi kaplanmış alanın altına doğru su akımı oluşmaktadır. Angın (1998), çalışmasında yüzeyi kaplanmış olan zeminlerin sahip olacakları zemin emme basınçları ve zeminlerde oluşabilecek şişme miktarlarını, geliştirilen bilgisayar programı yardımıyla belirlemiştir.

Keskin vd. (1998) çalışmalarında, kil zeminlerin emme ve emme sonucunda şişme özelliklerine, mineralojik yapının ve elektriksel çift tabaka olayının etkileri incelemiştir. Bu amaç doğrultusunda, üç farklı kil üzerinde serbest koşullar altında şişme ve emme deneyleri yapmışlardır. Şişme potansiyeli ve emme kapasiteleri belirlenen killerin X-Ray analizlerini yaparak, hakim kil minerallerini belirlemiştir. Yaptıkları deneyler sonucunda zeminlerin şişme ve emme özellikleri ile mineralojik yapısı arasında ilişkisini ve bunun çift tabaka kalınlığı ile bağlantısını değerlendirmişlerdir.

Tuncan vd. (2004) çalışmalarında, yüksek şişme potansiyeline sahip kil zeminler üzerinde, kireç stabilizasyonunun ve stabilizasyon sonrasında meydana gelebilecek ıslanma kuruma çevrimlerinin şişme potansiyelinde meydana getirdiği değişimleri araştırmışlardır. Bu amaçla kaolin-bentonit içeren kil karışımları ve yüksek şişme potansiyeline sahip yerel bir kil numunesi ve bunların kireç ile stabilize edilmiş halleri üzerinde serbest şişme ve şişme basıncı deneyleri yapmışlardır. Deneysel veriler sonucu, doğal numunelerde ıslanma kuruma çevrimleri sonucunda şişme potansiyelinde azalmalar, stabilize edilmiş zeminlerde ise değişen oranlarda artışlar olduğunu belirlemiştir.

Tosun ve Türköz (2000), Eskişehir Osmangazi Üniversitesi kampüs alanında yer alan yüksek şişme potansiyeline sahip Meşelik killerin kireç katkısı ile stabilizasyonunu araştırmışlardır. Araştırmalarında sönmüş kireç katkısı-şişme yüzdesi ilişki ile şişme yüzdesinin zamanla değişimini incelemiştir. Bu amaçla üç ayrı bölgeden alınan, standart ve modifiye sıkışma koşullarında ve farklı sönmüş kireç katkı seviyelerinde (%0, 1, 3 ve 5) hazırlanmış 88 ayrı numune üzerinde klasik ödometre cihazı ile serbest şişme yüzdesi deneylerini yapmışlardır. Deneyler sonunda, sönmüş kireç katkısının killerin şişme potansiyelinin kontrolünde başarıyla kullanılabileceğini, bu katkının %3 seviyesinden sonra etkili olduğunu ve etkinin yüksek enerji seviyesinde nispi olarak daha yüksek görüldüğünü belirlemiştir.

Arasan ve Akbulut (2008), katkı malzemesiyle stabilize edilmiş şişen zeminlerde katyon değişim kapasitesinin, elektriksel iletkenlik ve pH'ın şişme basıncına etkisini deneysel olarak araştırmışlardır. Bu amaçla, çimento, kireç, silis dumanı ve uçucu kül katkılarını üç farklı şişen zemin stabilizasyonunda kullanmışlardır. Çalışmaları sonucunda, kireç, silis

dumanı ve uçucu kül katkısında şişme basıncının katyon değişim kapasitesi ile doğru orantılı, çimento katkısında ise ters orantılı olarak değiştiğini tespit etmişlerdir.

Bin-Shafique et al. (2010), düşük ve yüksek plastisiteli iki zemine farklı oranlarda uçucu kül ilave ederek serbest basınç ve şişme deneyleri yapmışlardır. Aynı deneyleri saf sulu ve tuzlu sulu kuruma ıslanma çevrimli ve donma-çözünme çevrimi şeklinde tekrarlamışlardır. Stabilize edilmiş zeminin stabilize edilmemiş zeminden üç kat daha yüksek mukavemete sahip olduğunu belirtmişlerdir.

Seco et al. (2011), yüksek plastisiteli kile çimento, kireç ve farklı uçucu küller katarak kompaksiyon, şişme ve serbest basınç deneyleri yapmışlardır. Bu katkılarla elde edilen numunelerde şişme basıncının azaldığı, serbest basınç mukavemetinin arttığını göstermişlerdir.

Kalay (2010), yüksek plastisiteli kile No 40 elek altı mermer tozu ilavesinin kilin kıyım limitlerini azalttığını, serbest basınç mukavemetini arttırdığını, serbest şişme basıncını azalttığını, yaptığı CBR deneyleriyle katkısız iken 0.9 olan CBR değerinin %5 mermer tozu ilavesiyle 2.1 'e yükseldiğini göstermiştir.

Bu çalışmada, yüksek plastisiteli kilin şişme basıncına hem farklı boyutlardaki mermer parçalarının etkisi hem de farklı katkı oranlarının etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla, günlük 15 ton parça mermer atığı çıktığı bilinen Isparta Metamar mermer fabrikasından alınan mermer parça atıkları kullanılmıştır. Farklı boyutlardaki mermer parçaları kile farklı oranlarda ilave edilerek, standart kompaksiyon ve sabit hacimli şişme deneyleri yapılmıştır.

## 2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Deneysel çalışmalarda kullanılan kil numunesinin likit limiti %108, plastik limiti %38 ve plastisite indisi %70, maksimum kuru birim hacim ağırlığı  $1.16\text{gr}/\text{cm}^3$  ve optimum su muhtevası %38'dir. Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre CH (yüksek Plastisiteli Kil) sınıfına girmektedir.(Çimen vd. 2010). Zemin numunesinin kimyasal ve mineralojik analizleri yapılmıştır. Kimyasal analizler ve hakim minerallerin belirleneceği X-Ray analizleri MTA Genel Müdürlüğü Mineraloji ve Petroloji Laboratuvarında yaptırılmıştır. Kimyasal analiz test sonuçları Tablo 1' de verilmiştir.

**Tablo 1.** Kimyasal Analiz Test Sonucu

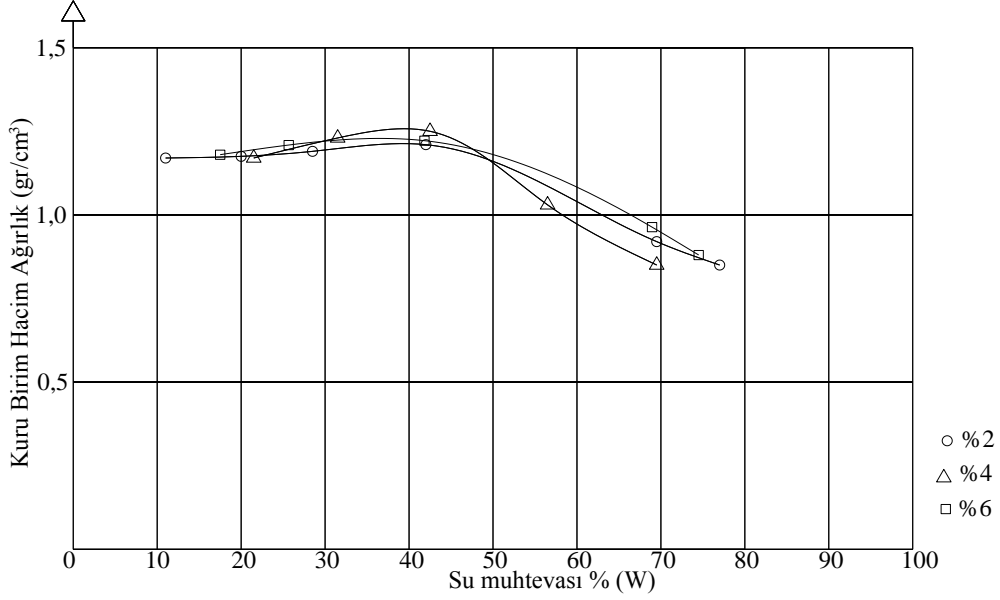
Na <sub>2</sub> O	MgO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	K <sub>2</sub> O	CaO	TiO <sub>2</sub>	MnO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	AZa
<0,1	17,4	4,3	47,1	<0,1	0,3	2,8	0,2	0,1	16,6	9,85

Aza: Ateş zaiyatıdır.

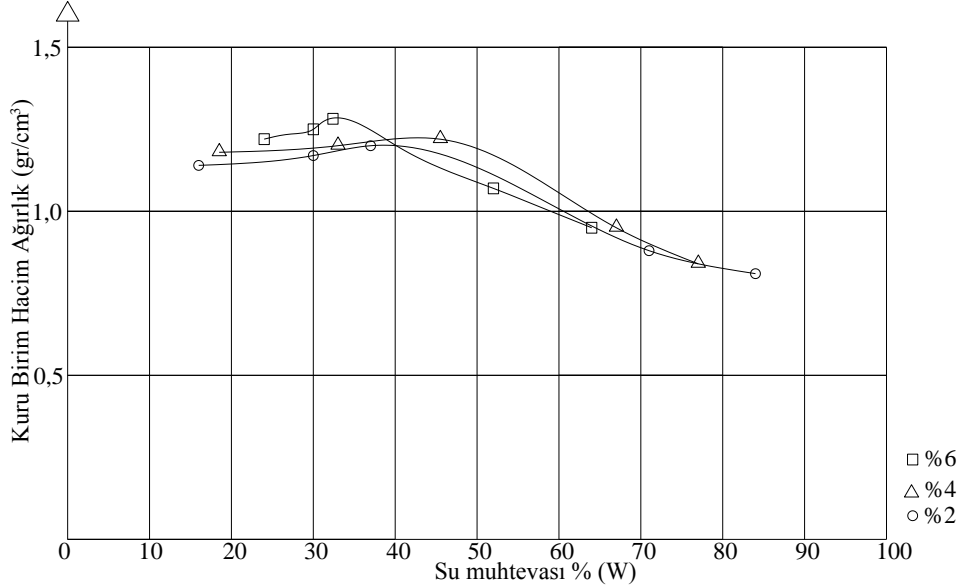
Yapılan X-Ray Analizleri ile numunedeki mineraller çokluk sırasına göre Simektit, Serpantin, Kuvars, Kalsit, Amorf Silika olarak sıralanmıştır. Ayrıca içerisinde çok az olarak Amfibol, Feldispat, Klorit grubu mineral bulunmaktadır.

Mermer Fabrikasından getirilen mermer parçaları Isparta Belediyesi Asfalt Şantiyesinde kırılarak gruplara ayrılmıştır. Mermer kırıklarının boyut aralıkları; 1. grup; No 4 elek altı- No 8 elek üstü (4.75mm-3mm), 2. grup; No 8 elek altı- No 10 elek üstü (3mm-2mm), 3. grup; No 10 elek altı- No 40 elek üstü (2mm-0.425mm) olarak belirlenmiştir.

Mermer parçalardan oluşan 3 grup malzeme ayrı ayrı % 2, %4 ve %6 ağırlık oranlarında olacak şekilde kile karıştırılarak seri halinde kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Kompaksiyon deneylerinden elde edilen kompaksiyon eğrileri Şekil 1, 2 ve 3'de görülmektedir.

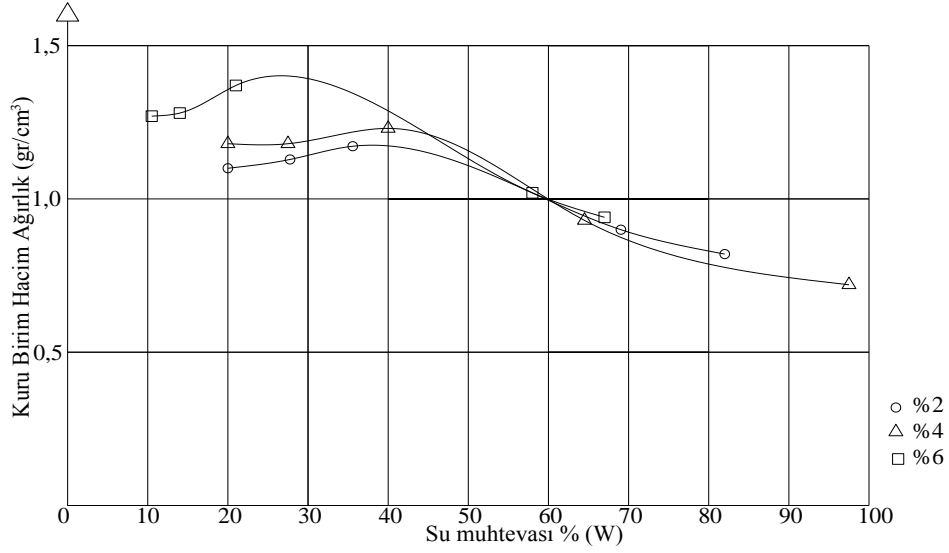


Şekil 1. I. Grup Mermer Kırığı(A) Katkılı Kompaksiyon Eğrisi



Şekil 2. II. Grup Mermer Kırığı(B) Katkılı Kompaksiyon Eğrisi





Şekil 3. III. Grup Mermer Kırığı (C) Katkılı Kompaksiyon Eğrisi

Kompaksiyon deneyi sırasında maksimum kuru birim hacim ağırlığa yakın aşamada, ödometre ringi kompaksiyon kalıbına batırılarak (alt, üst ve orta kısımlardan) şişme deneyleri için numuneler alınmıştır. Bu numuneler kullanılarak optimum su muhtevası ( $W_{opt}$ ) ve maksimum kuru birim ağırlık ( $\gamma_{kmax}$ ) şartlarındaki numuneler üzerinde ödometre tekniği ile sabit hacimli şişme deneyleri seri halinde yapılmıştır. Sabit hacimli şişme deneylerinde numunelerin şişmesine müsaade edilmeyecek şekilde sürekli yükleme yapılmış şişmenin tamamlandığı basınç değeri şişme basıncı ( $P_s$ ) olarak kaydedilmiştir. Bu deneylerde ödometre ringi içerisine rastlayan mermer kırığı dağılımının istenilen oranlara rastlamaması nedeniyle ikinci seri deneyler yapılmıştır. İkinci seri şişme deneylerinde aynı katkı oranlarında hazırlanan numuneler optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlık şartlarında olacak şekilde ödometre ringi içerisinde üç tabaka halinde sıkıştırılarak hazırlanmıştır. Sabit hacimli şişme deney sonuçlarının ortalaması Bulgular bölümündeki Tablo 2’de görülmektedir.

### 3. BULGULAR

Üç farklı boyuttaki (4.75mm-3mm, 3mm-2mm, 2mm-0.425mm ) mermer kırıkları yüksek plastisiteli kile %2, %4 ve %6 ağırlık oranlarında ilave edilerek standart kompaksiyon ve sıkıştırılarak hazırlanan numuneler üzerinde sabit hacimli şişme deneyleri yapılmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlar Tablo 2’de verilmiştir.

**Tablo 2.** Standart Kompaksiyon ve Sabit Hacimli Şişme Deney Sonuçları

Numuneler	$\gamma_{kmax}(gr/cm^3)$	Wopt(%)	Ps(kg/cm <sup>2</sup> )
% 100 Kil	1,16	38	0,90
%2 A+%98 Kil	1,21	39	0,17
%4 A+%96 Kil	1,25	39	0,13
%6 A+%94 Kil	1,23	36	0,01
%2 B+%98 Kil	1,20	39	0,40
%4 B+%96 Kil	1,22	42	0,27
%6 B+%94 Kil	1,29	32	0,08
%2 C+%98 Kil	1,17	37	0,64
%4 C+%96 Kil	1,23	40	0,45
%6 C+%94 Kil	1,37	67	0,04

Ps: Sabit hacimli şişme basıncı

Tablo 2’deki deney sonuçları değerlendirildiğinde mermer kırığı katkısının kilin maksimum kuru birim hacim ağırlığını arttırdığını, optimum su muhtevasını genellikle çok fazla etkilemediği şişme basıncını ise azalttığı görülmüştür.

### 4. SONUÇLAR

Yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlara göre sıkıştırılmış zemin-mermer kırığı karışımındaki mermer kırığı oranı arttıkça şişme basıncının azaldığı görülmüştür. Mermer kırığı boyutunun şişme basıncına olan etkisinin araştırılmasında ise, katkı maddesinin boyutunun küçülmesiyle birlikte şişme basıncının arttığı belirlenmiştir. Aynı orandaki mermer kırığı katkıları karşılaştırıldığında 4.75mm-3mm boyut aralığındaki A grubu mermer kırığının şişme basıncının azaltılmasında daha etkili olduğu görülmüştür. Parça mermer atıklarının kullanılması ekonomiye ve çevreye olumlu katkılar sağlayacaktır.

### TEŞEKKÜR

Bu çalışma, TÜBİTAK 2209- Üniversite Öğrencileri Yurt İçi/yurt Dışı Araştırma Projeleri Destekleme Programı tarafından desteklenen projeden üretilmiştir.

## KAYNAKLAR

- Angın, Z. (1998), “Şişen Zeminlerin Hacim Değişirme Kapasitelerinin Analizi”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Yedinci Ulusal Kongresi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, 216-223.
- Arasan, S., ve Akbulut, S. (2008), “Stabilize Edilmiş Şişen Zeminlerde Katyon Değişim Kapasitesinin Şişme Basıncı İle Değişimi”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi, Selçuk Üniversitesi, Konya, 437-454.
- Bin-Shafique, Rahman, K., Yaykiran, M., Azfar, I. (2010), “The Long-Term Performance of Two Fly Ash Stabilized Fine-Grained Soil Subbases”, Resources, Conservation and Recycling, 54, 666-672.
- Çimen, Ö., Keskin, S., Şimşek, S., Kalay, E. (2010), “Yüksek Plastisiteli Bir Kilin Mühendislik Özelliklerine Pomza ve Mermer Tozunun Etkisi”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 13. Ulusal Kongresi, İstanbul Kültür Üniversitesi, Cilt:2, 855-862.
- Kalay, E. (2010), “Sıkıştırılmış Yüksek Plastisiteli Kil Zemin Stabilizasyonunda Pomza, Mermer Tozu ve Kirecin Kullanılması”, Yüksek Lisans Tezi, Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 54s.
- Keskin, S. N., Çimen, Ö. ve Yıldırım, H. (1998), “Zeminlerde Emme ve Şişme Özellikleri ile Elektriksel Çift Tabaka ve Mineralojik Yapı Arasındaki İlişki”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Yedinci Ulusal Kongresi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, 164-169.
- Seco, A., Ramirez, F., Miqueleiz, L., Garcia, B. (2011), “Stabilization of Expansive Soils for Use in Construction”, Applied Clay Science, 51, 348-352.
- Tosun, H., ve Türköz, M. (2000), “Şişen Killerin Sönmüş Kireç Katkısı İle Stabilizasyonu”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 193-201.
- Tuncan, A., Güney, Y., Çetin, M., ve Tuncan, M. (2004), “İslenme/Kuruma Çevrimlerinin Kireç İle Stabilize Edilmiş Şişen Zeminler Üzerindeki Etkileri”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 237-244.

# DOLGU İNŞAATI ALTINDAKİ YUMUŞAK TEMEL ZEMİNİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞI VE GÖÇME GÜVENLİĞİ İLİŞKİSİ

## RELATION BETWEEN STRESS-STRAIN BEHAVIOR AND FAILURE SAFETY OF SOFT SOILS UNDER EMBANKMENT LOADS

Cihan ÖSER<sup>1</sup>

S. Feyza ÇİNİCİOĞLU<sup>2</sup>

### ABSTRACT

Calculating the embankment load which will not cause collapse in soft foundation soils is one of the main problems in the design of embankments. Generally multi-stage construction method is used for embankments on soft soils because of this problem. Every stage of load application changes the stress state in the soil and these changes can be followed by stress paths. Embankments affect large volumes of foundation soil, and the stress paths in every section of the soil differ from the others. The purpose of an embankment construction is providing safety not only for the entire foundation soil but also for the local sections. In this study, an optimum stage loading programme was tried to be determined by drawing the possible stress paths that would be experienced in the soft soil during construction.

**Keywords:** Embankments, Soft soils, Stress paths

### ÖZET

Yumuşak zeminler üzerinde yapılan dolguların tasarımındaki en önemli gerekliliklerden birisi, dolgu nedeniyle zemine aktarılan yükün dolgu altındaki yumuşak zeminde göçme meydana getirmeyecek şekilde tasarlanmasının gerekliliğidir. Bu sebeple bu tür dolgular genellikle çok kademeli olarak inşa edilir. Her kademe yük uygulaması alttaki temel zeminindeki gerilme durumunu değiştirir ve bu gerilme değişimleri gerilme izleri ile takip edilebilir. Dolgular temel zemininde büyük hacimleri etkiler ve etkilenen kütlenin değişik bölgelerinde gerilme izleri birbirlerinden farklıdır. Dolgu yapımı sırasında amaç genel olarak temel zemininin tamamında olduğu gibi lokal olarak farklı noktalarda da güvenliği koruyabilmektir. Bu bildiride, dolgu yapımı sırasında dolgunun her yük kademesinde zemindeki gerilme durumu gerilme izleri ile takip edilmiştir. Bu sayede dolgu altındaki temel zemininin hiçbir bölgesinde göçmeye neden olmayacak güvenli dolgu yükü hesaplanabilmektedir.

**Anahtar Kelimeler:** Dolgular, Yumuşak zeminler, Gerilme izleri

<sup>1</sup> Dr., İstanbul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, oser@istanbul.edu.tr

<sup>2</sup> Prof. Dr., İstanbul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, feyzac@istanbul.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Yumuşak zeminler üzerinde yapılan dolguların tasarımındaki en önemli gerekliliklerden birisi, dolgu nedeniyle zemine aktarılan yükün dolgu altındaki yumuşak zeminde göçme meydana getirmeyecek şekilde tasarlanmasının gerekliliğidir. Çinicioğlu ve Toğrol (1991) tarafından, yumuşak killer üzerinde kademeli olarak inşa edilecek dolgular sebebiyle zeminde oluşan gerilme durumlarının gerilme izleri ile takibine dayanan bir yöntem geliştirilmiştir. Çinicioğlu ve Toğrol (1991) yöntemi, normal konsolide killer için geliştirilmiş olup gerilme durumu akma yüzeyi (Roscoe yüzeyi) üzerinde bulunan zeminlerin davranışını dikkate almaktadır. Başlangıç gerilme durumu akma yüzeyi üzerinde bulunan zemin, üzerine yük uygulanması durumunda plastik davranış göstererek göçme çizgisine doğru hareket etmektedir. Çinicioğlu ve Toğrol (1991) yönteminde gerilme izlerinin elde edilebilmesi ve yöntemin doğru olarak uygulanabilmesi için öncelikle zeminin normal konsolidasyon durumuna ulaşmış olması gereklidir.

Bu bildiride, Çinicioğlu ve Toğrol (1991) tarafından geliştirilen yöntemi baz alan fakat ilave olarak az aşırı konsolide zeminlerin elastoplastik davranışını göz önünde bulunduran ve bu tür zeminler üzerinde kademeli dolgu inşası yapılması durumunda gerilme izlerine ve hacimsel değişimlere bağlı olarak kademe yüksekliklerinin belirlendiği daha kapsamlı ve ilerletilmiş bir yöntem oluşturulmuştur. Bu çalışmada anlatılan ilerletilmiş yöntemde, zeminin farklı yükleme şartlarındaki davranışı daha gerçekçi olarak aktarılmaya çalışılmıştır. Bunun için, başlangıçta normal veya az aşırı konsolide durumda olan zemin elemanı üzerine ani ve hızlı şekilde yükleme yapıldığında zeminin drenajsız şartlarda yükleneceği, uygulanan yük miktarına bağlı olarak başlangıç durumundaki gerilme izinin ilk akma yüzeyine ulaşmaya kadar elastik davranış göstereceği, gerilme izinin akma yüzeyine ulaşması ile zeminin normal konsolide duruma geleceği, yüklemenin tamamlanması ile zeminde konsolidasyon sürecinin başlayacağı ve drenajlı şartların geçerli olacağı, konsolidasyon süresince zemin mukavemetinin artacağı kabulleri yapılmıştır. Eğer dolgu yükleri dolgu altındaki zeminde genel göçmeye sebep olacak seviyeye ulaşırsa dolgunun altında yüzeysel temellerin göçme mekanizmasına benzer bir göçme mekanizmasının oluşacağı ve dolgunun merkez ekseninde aktif gerilme bölgesinin meydana geleceği genel kabul görmüş bir limit denge davranışdır. Aktif gerilme bölgesi içinde yer alan ve düşey simetri eksenine doğrultusunda konuşlanmış zemin elemanlarında düşey ve yatay doğrultudaki gerilmeler asal gerilmelerdir. Ancak simetri ekseninden sağa ve sola doğru kayıldıkça aynı doğrultudaki zemin elemanlarına etki eden gerilmeler gerilme eksenine dönüşü sebebiyle yatay ve düşey doğrultuda kayma gerilmesi bileşeni de verirler ve bu bölgeler kayma bölgesi olarak adlandırılır. Aktif bölgeden kayma bölgesine taşınan kayma gerilmeleri pasif bölgelerdeki yatay ve düşey asal gerilmelerle dengelenir ve dolgu simetri ekseninden topuğa kadar olan bölge içinde 90°lik bir gerilme dönüşü gerçekleşir. Bu bildiride sunulan yöntemde, kayma bölgesi ve pasif bölge içinde bulunan zemin elemanlarının da yüklemeler sonundaki gerilme izleri ve hacimsel değişimleri takip edilebilmektedir. Bu bildiride yer kısıtlı sebebiyle sadece örnek dolgunun merkez ekseninde aktif gerilme bölgesi içindeki zemin elemanları için yapılan hesaplar sunulmaktadır. Bunun için aktif bölgedeki yumuşak zemin üç tabaka halinde incelenmiş ve bu tabakaları göçmeye götürecek yük miktarı her yükleme kademesi için ayrı ayrı bulunmuştur. Her dolgu kademesinde bu üç tabaka için bulunan en düşük göçme yükü değeri bu kademe için göçme yükü olarak alınmıştır. Bu çalışmada 8 kademe halinde yükleme yapılmış ve her kademedeki uygulanabilecek göçme yüklerinin toplamı olarak da güvenli bir şekilde inşa edilebilecek dolgu yüksekliği elde edilmiştir.



Yükün uygulanması ve zemin elemanının drenajsız olarak yüklenmesi sırasında, özgül hacim değerinde bir değişiklik olmadığı kabulü zeminin tam drenajsız şartlarda yüklendiği kabulüne dayanmaktadır. Bu kabul elbette arazi şartları için çok uç bir duruma karşılık gelmektedir, ama hesapların kolaylaştırılması ve arazideki belirsizliklerin etkisinin ihmal edilebilmesi için gereklidir.

Şekil 1’de görüldüğü gibi başlangıçta az aşırı konsolide durumda olan zemin elemanı, ilk kademe yeterli yükün uygulanması ile ilk akma yüzeyine ulaşacak ve normal konsolide hale gelecektir. Uygulanan yük miktarının zemin elemanını göçmeye taşıyacak kadar büyük olması durumunda gerilme izi CSL çizgisine ulaşacak ve zemin göçecektir. Bu göçme anında yanal toprak basıncı katsayısı (K) değeri aktif bölgedeki zemin elemanı için  $K_a$  değerine düşmüş olacaktır. Yük artışının sonlandırılması ile diğer yük kademesinin uygulanmasına kadar geçen süre içinde zemin konsolide olacaktır. Konsolidasyon süresince yükleme sırasında oluşan ilave boşluk suyu basınçlarının sönmülmesinden dolayı gerilme izi bulunduğu K çizgisinden (göçme anında  $K_a$  çizgisi)  $K_0$  çizgisine doğru K çizgileri üzerinde hareket edecektir. Yanal toprak basıncı katsayıları (K) ve bunlara bağlı olarak hesaplanan K çizgilerinin eğimleri konsolidasyon boyunca zemin elemanında meydana gelen düşey ve yatay deformasyonlara ( $\Delta\varepsilon_1$ ,  $\Delta\varepsilon_3$ ) ve yanal basınç parametresine ( $R_\varepsilon$ ) bağlı olarak değişecektir (Oztoprak ve Cinicioglu 2005; Zhang vd. 1998).

Yanal toprak basıncı katsayısının (K) aktif tarafta  $K_a < K < K_0$ , pasif tarafta ise  $K_0 < K < K_p$  aralığında değişeceği bilinmektedir. Drenajsız yükleme sırasında göçme durumuna yaklaşan zemin elemanı için K değeri  $K_a$ ’ya yaklaşırken yüklemenin durdurulması ile K değeri  $K_0$ ’a doğru artmaktadır. Uygulanan düşey yük artışı ( $\Delta\sigma$ ) ilk olarak boşluk suyu tarafından karşılanmaktadır. Ancak yüklemenin durdurulmasından sonra, oluşan ilave boşluk suyu basıncı değerleri sönmülmeye başlar ve konsolidasyon meydana gelir. Bunun sonucunda efektif gerilme değeri artar ve konsolidasyonun tamamlanması ile düşey efektif gerilme değeri  $\sigma'_{1son} = \sigma'_1 + \Delta\sigma$  olur. Konsolidasyon sonunda yatay efektif gerilme değeri ise  $\sigma'_{3son} = K_0 \cdot \sigma'_{1son}$  değerine ulaşmaya çalışacaktır.

Kayma gerilmesinin kritik durum zemin mekaniği teorisine göre tarifi gereği olarak efektif kayma gerilmesi ile toplam kayma gerilmesi değerleri (1) formülünde görüldüğü gibi birbirine eşittir.

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) = q' \quad (1)$$

Bu anlayışa göre boşluk suyu basıncı sönmülmesi sırasında efektif gerilme izi q değeri sabit kalacak ancak p' değeri artacak şekilde yatay olarak hareket etmektedir. Diğer taraftan q değerinin konsolidasyon sırasında aynı kaldığı kabulünün geçerliliğinin irdelenmesi gereklidir. Zhang vd. (1998)’de gösterildiği gibi K değerlerinin değişimi deformasyon oranlarına bağlıdır ve konsolidasyonun aslında 3 boyutlu bir davranış olduğu bilinmektedir. Bunun sonucu olarak boşluk suyu basıncı sönmülmesi yatay yönde de deformasyon değişimi olacak ve 3 boyutlu pekleşme K değerlerinin  $K_a$ ’dan daha büyük değerlere çıkmasına sebep olacaktır. Bunun sonucunda, artan K değerlerine bağlı olarak q' değeri azalacaktır. Şekil 1’de bu durum yatay konsolidasyon çizgisinin altındaki alternatif konsolidasyon çizgisi ile gösterilmiştir.

$$q' = (\sigma'_1 - K \cdot \sigma'_1) = ((1 - K) \cdot \sigma'_1) \quad (2)$$

Efektif kayma gerilmesinin azalması sebebiyle zemin elemanının gerilme izi Şekil 1'de gösterilen alternatif konsolidasyon yolunu (1) takip edecektir. Ancak bu çizginin doğru tayin edilebilmesi için yatay ve düşey deformasyonların ( $\Delta\varepsilon_1$ ,  $\Delta\varepsilon_3$ ) ve yanal basınç parametresinin (R) bilinmesi gereklidir. Yanal ve düşey deformasyon ölçümü yapılmadıysa tasarımı kolaylaştırmak amacıyla q değerindeki azalma ihmal edilebilir ve gerilme izinin Wood (1990)'da gösterildiği gibi yatay olarak hareket ederek (2) yolunu takip edeceği kabul edilebilir. Bu kabul güvenli tarafta bir kabuldür. Çünkü eğri çizgi şeklinde gösterilen alternatif konsolidasyon çizgisi kritik durum çizgisine (CSL) daha uzaktır. Yatay çizgi üzerinde kalmakla (1) ve (2) çizgisi arasındaki fark kadar güvenlik değerinde artış olacaktır.

Bir sonraki yükleme kademesinin konsolidasyonun herhangi bir anında başlatılmak istenmesi durumunda, yükün uygulanması ile gerilme izi Şekil 1'de gösterilen (A) yolunu izleyerek drenajsız göçme çizgisine doğru hareket edecektir. Konsolidasyonun tamamlanması durumunda da (B) yolu takip edilecektir. Uygulama sırasında boşluk suyu basıncı ölçümleri takip edilerek ve konsolidasyon süresi ile ilgili hesaplarla konsolidasyonun ne kadarının tamamlandığı tayin edilerek yeni yükleme aşamasına ait gerilme izi o noktadan etkilenir. Bu çalışmadaki hesaplamalar konsolidasyonun tamamlanması durumu için yapılmıştır.

Her yük kademesi için yükleme-konsolidasyon süreçleri tekrarlanarak zemin elemanının göçme durumuna ulaşmasına izin verilmeden istenilen dolgu yüksekliğinin hangi yük kademeleri ile elde edileceği hesaplanmış olur. Ayrıca, konsolidasyon sırasında zemin elemanının özgül hacim değerindeki değişimler de hesaplanarak zemindeki hacimsel sıkışmalar da elde edilmiş olur.

Geliştirilen yöntemin uygulanmasında, takip edilecek zemin elemanının aşırı konsolidasyon oranına (OCR) bağlı olarak normal ve az aşırı konsolide durumlar için sükunetteki yatay toprak basıncı katsayıları  $K_{0,nc}$  ve  $K_{0,oc}$  değerleri hesaplanır.

$$K_{0,nc} = 1 - \sin \phi' \quad (3)$$

$$K_{0,oc} = \sqrt{OCR} \cdot (1 - \sin \phi') \quad (4)$$

Zemin elemanının yüklemeye maruz kalmadan önceki başlangıç anında düşey ve yatay efektif gerilmeleri ( $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_3$ ) hesaplanarak başlangıç efektif normal ve kayma gerilmeleri ( $p'$ ,  $q$ ) değerleri elde edilir. Zeminin başlangıç gerilme durumunu bu duruma ait ilk akma yüzeyine ulaştıracak olan düşey efektif gerilme ( $\sigma'_{vy}$ ) değeri, ön konsolidasyon basıncına ( $\sigma'_{oc}$ ) bağlı olarak hesaplanır (Öztoprak ve Çinicioğlu, 2006).

$$\sigma'_{vy} = \frac{\sigma'_{oc}}{\sqrt{OCR} \cdot 0,9} \quad (5)$$



Az aşırı konsolide durumda olan zemin elemanı, başlangıçta  $K_{0,oc}$  çizgisi üzerindeyken  $K_{0,nc}$  çizgisine çıkarak akma yüzeyine ulaşmış olur.  $K_{0,nc}$  çizgisi üzerindeki yatay ve düşey akma gerilmeleri ( $\sigma_{hy}$ ,  $\sigma_{vy}$ ) ile normal ve kayma gerilmeleri ( $p_y$ ,  $q_y$ ) elde edilir.

$$\sigma'_{hy} = \sigma'_{vy} \cdot K_{0,nc} \quad (6)$$

$$p'_y = \frac{\sigma'_{vy} + 2 \cdot \sigma'_{hy}}{3} \quad (7)$$

$$q_y = \sigma'_{vy} - \sigma'_{hy} \quad (8)$$

Akma yüzeyine ulaşan zemin elemanı, yükün uygulanmaya devam etmesi durumunda drenajsız göçme davranışı gösterir ve drenajsız göçme izini takip ederek kritik durum çizgisine (CSL) ulaşır ve göçer. Başlangıç durumunda zeminin içinde bulunduğu ilk akma yüzeyinin  $p'$ - $q$  düzlemindeki başlangıç noktası ( $p'_0$ ) aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$p'_0 = p'_y + \frac{q_y^2}{M^2 \cdot p'_y} \quad (9)$$

Yüklemenin drenajsız olması nedeniyle göçme anında son özgül hacim değerinde değişiklik olmamaktadır ve ilk özgül hacim değeri ile son özgül hacim değeri aynı olmaktadır.

$$v_i = v_f \quad (10)$$

Drenajsız göçme anındaki normal gerilme ( $p'_f$ ) ve kayma gerilmesi ( $q_f$ ) değerleri özgül hacim değerine bağlı olarak hesaplanmaktadır.

$$p'_f = \exp\left[\frac{\Gamma - v_f}{\lambda}\right] \quad (11)$$

$$q_f = M \cdot p'_f \quad (12)$$

Drenajsız göçme durumundaki kayma gerilmesinin ( $q_f$ ) hesaplanması ile zeminde drenajsız göçmeye neden olacak ilave gerilme artışı ( $\Delta q$ ) ve bu gerilme artışına neden olan ilave yük miktarı ( $\Delta\sigma_1$ ) aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$\Delta q = q_f - q_i \quad (13)$$

$$\Delta\sigma_1 = \Delta q \quad (14)$$

Dolgu malzemesinin birim hacim ağırlığına ( $\gamma_{dolgu}$ ) ve ilave yük miktarına ( $\Delta\sigma_1$ ) bağlı olarak dolgu kademesinin yüksekliği hesaplanabilmektedir.

$$H_{kade\text{me}} = \frac{\Delta\sigma_1}{\gamma_{dolgu}} \quad (15)$$

Yükün uygulanmasından sonra konsolide olan zeminin mukavemeti artmakta ve özgül hacminde azalma meydana gelmektedir. Gerilme izinin  $K_{0,nc}$  çizgisine ulaştığı andaki özgül hacim değeri ile yüklemenin durdurulduğu andaki hacim değeri arasındaki fark, zemindeki hacimsel sıkışma miktarını vermektedir.

$$\frac{\Delta v}{v} = \frac{\Delta V}{V} = v_{son} - v_i \quad (16)$$

Yapılan yüklemenin zeminde göçme meydana getirmeyecek şekilde güvenli olarak sonlandırılması için gerilme izi kritik durum çizgisine ulaşmadan önce bir güvenlik sayısı ile belirlenen çizgi üzerinde durdurulur.

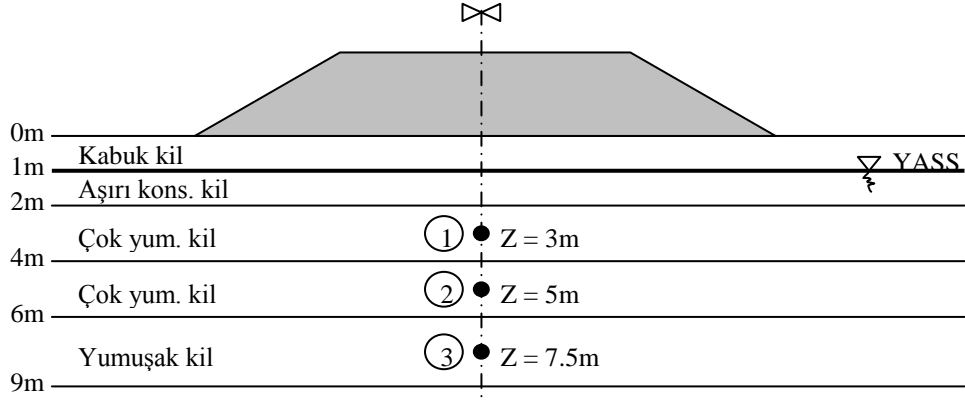
Kademeli dolgu inşaatlarında bir sonraki kademenin başlama zamanına, izin verilen oturma miktarına ve bu oturmaya neden olacak boşluk suyu basıncı sönümlenmesine arazideki ölçümlere bağlı olarak karar verilmesi doğru olacaktır. Bunun nedeni ise, Duncan (1993) tarafından yapılan çalışmada geleneksel konsolidasyon teorisinde kullanılan konsolidasyon katsayısının ( $c_v$ ) konsolidasyon süresince sabit bir değerde kaldığı kabul edilse de,  $c_v$  değerinin aşırı konsolidasyon bölgesinde yüksek bir değer alırken ön konsolidasyon basıncına ulaşılmamasıyla birlikte ani bir azalma göstermesi ve konsolidasyon süresince göreceli olarak artmasıdır. Bunun sonucu olarak da arazideki oturma hızları geleneksel konsolidasyon teorisinde hesaplanan oturma hızlarından farklı olmaktadır. Bu bakımdan dolgu inşaatı sırasında arazide aletsel gözlemlene yapılması ve piyezometrelerle ilave boşluk suyu basıncı değişimi gözlenirken, deformasyon ölçümleri ile  $K$  değerlerinin değişimi ve vane deneyi ve benzeri deneylerle de mukavemet değişiminin belirlenmesi en güvenli, ekonomik ve hızlı konstrüksiyon programının uygulanmasını mümkün kılacaktır.

### 3. GELİŞTİRİLEN YÖNTEMİN CUBZAC-LES-PONTS TEST DOLGUSU İÇİN UYGULANMASI

Bu çalışmada anlatılan gelişmiş gerilme izi yönteminin uygulanması için Fransa'da viskoplastik davranış gösteren çok yumuşak killer üzerine çok kısa sürede kademeli olarak inşa edilen Cubzac-les-ponts dolgusu ve dolgu altı zemin profili örnek alınmıştır. Uygulamanın yapıldığı arazide yeraltı suyu seviyesi yüzeyden 1.0 metre derinde bulunmaktadır. Uygulamada kullanılan test dolgusu 1975 yılında ani göçmeye karşı 1,5 güvenlik sayısı ile 2,30 metre yüksekliğinde inşa edilmiştir.

**Tablo 1.** Dolgu Altı Zemin Profili Özellikleri (Mangan vd. 1983; Öztoprak, 2002)

Zemin	Derinlik (m)	OCR	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$v_i$	$\kappa$	$\lambda$	M	$\phi^\circ$	$c_u$
Kabuk kil	0.0 – 1.0	8.82	17.0	2.00	0.017	0.12	1.29	32.0	-
Aşırı kons.kil	1.0 – 2.0	2.49	16.2	3.60	0.022	0.53	1.16	29.9	9.2
1 - Çok Yum.Kil	2.0 – 4.0	1.45	14.2	4.20	0.085	0.75	1.03	26.0	8.1
2 - Çok Yum.Kil	4.0 – 6.0	1.22	15.2	3.25	0.048	0.53	1.03	26.0	9.5
3 - Yumuşak Kil	6.0 – 9.0	1.20	15.3	3.30	0.043	0.52	1.03	26.0	12.7



**Şekil 2.** Cubzac-Les-Ponts Test Dolgusunun Zemin Profili Ve Gerilme İzi Yönteminin Uygulanacağı Zemin Elemanları (Öser, 2010)

Dolgu altı temel zemin özellikleri Tablo 1’de verilirken Şekil 2’de görülen ve uygulama için seçilen 1, 2 ve 3 numaralı elemanlar aktif gerilme bölgesi içinde bulunmaktadır. Geliştirilen yöntemde çok yumuşak ve yumuşak kil tabakaları dolguda kayma davranışının gelişmesi bakımından en riskli zemin olduğu için gerilme izi hesapları yumuşak zeminler için yapılmıştır. Çok yumuşak ve yumuşak kil elemanları için gerilme değerleri aşağıdaki tablolarda gösterilmektedir.

Zeminlere ait normal ve az aşırı konsolide durumlar için K katsayıları ( $K_{0,nc}$ ,  $K_{0,oc}$ ), (3) ve (4) numaralı formüllerden elde edilmiştir.

**Tablo 2.** Zemin Elemanlarının Başlangıç Gerilme Değerleri (Öser, 2010)

Zemin elemanı	OCR	$\phi^\circ$	$K_{0,nc}$	$K_{0,oc}$	$\sigma'_v$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma'_h$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma'_{ocr}$ kN/m <sup>2</sup>
1	1.45	26.0	0.562	0.676	27.4	18.5	39.7
2	1.22	26.0	0.562	0.621	36.8	22.9	44.9
3	1.20	26.0	0.562	0.616	50.0	30.8	60.0

Zeminin başlangıçtaki efektif yatay ve düşey gerilme değerlerinin ( $\sigma'_h$ ,  $\sigma'_v$ ) hesaplanması ile akma anındaki yatay ve düşey gerilmeler ( $\sigma'_{hy}$ ,  $\sigma'_{vy}$ ) ile akma anındaki normal ve kayma gerilmesi ( $p'_y$ ,  $q_y$ ) değerleri (5), (6), (7) ve (8) numaralı formüllerle hesaplanmıştır. Akma yüzeyinin başlangıç noktası olan  $p'_0$  değeri ise (9) numaralı formül ile bulunmuştur.

**Tablo 3.** Zemin Elemanlarının Birinci Yükleme Yapılmadan Önceki Gerilme Değerleri (Öser, 2010)

Zemin elemanı	M	$\sigma'_{vy}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{hy}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p'_{y1}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{y1}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p'_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p'_{01}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$v_1$
1	1.03	36.6	20.6	25.9	16.0	21.5	8.9	35.2	4.200
2	1.03	44.9	25.2	31.8	19.7	27.5	13.9	43.3	3.250
3	1.03	60.0	33.7	42.5	26.3	37.2	19.2	57.8	3.300

Gerilme değerlerinin hesaplanması ile özgül hacim değerleri ( $v_{K1}$ ,  $v_{01}$ ,  $N$  ve  $\Gamma$ ) aşağıdaki formüllerle hesaplanır (Wood, 1990).

$$v_{K1} = v_1 + \kappa \cdot \ln p'_1 \quad v_{01} = v_{K1} - \kappa \cdot \ln p'_{01} \quad (17)$$

$$N = v_{01} + \lambda \cdot \ln p'_{01} \quad \Gamma = N - (\lambda - \kappa) \cdot \ln 2 \quad (18)$$

**Tablo 4.** Zemin Elemanlarının Başlangıç Özgül Hacim Değerleri (Öser, 2010)

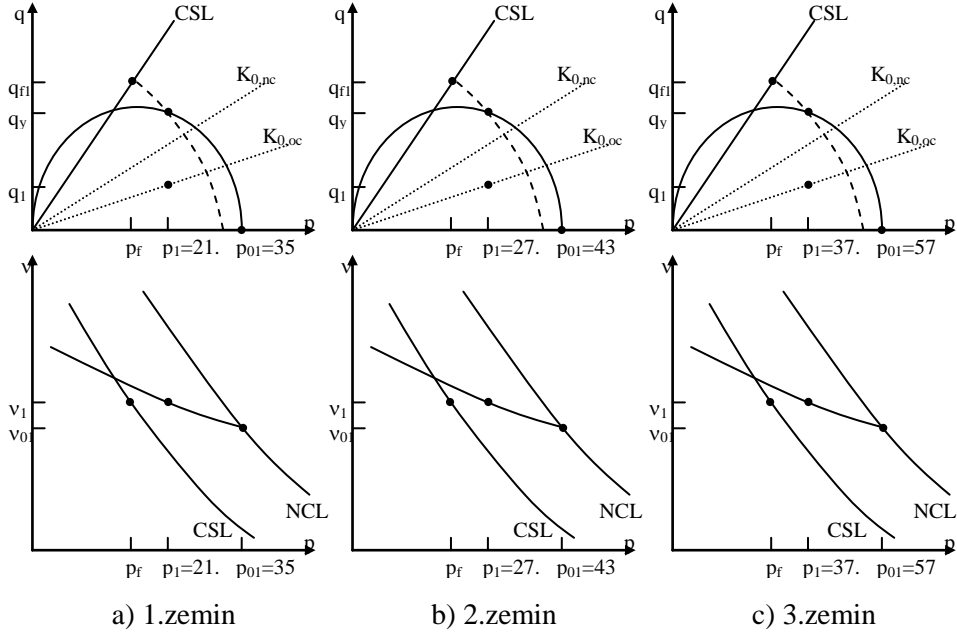
Zemin elemanı	$\lambda$	$\kappa$	$v_1$	$v_{K1}$	$v_{01}$	$N$	$\Gamma$
1	0.75	0.085	4.200	4.461	4.158	6.829	6.368
2	0.53	0.048	3.250	3.409	3.228	5.225	4.891
3	0.52	0.043	3.300	3.456	3.282	5.392	5.062

**Tablo 5.** Zemin Elemanlarının İlk Akma ve Göçme Anındaki Gerilme Değerleri (Öser, 2010)

Zemin elemanı	$p_y = p_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta q_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	$v_{f1} = v_1$	$p'_{f1}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{f1}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta q_f$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	21.5	8.9	17.7	8.8	4.200	18.0	18.5	9.6
2	27.5	13.9	21.5	7.6	3.250	22.1	22.8	8.9
3	37.2	19.2	28.5	9.3	3.300	29.6	30.5	11.3

Tablo 5’de elde edilen değerlerden, üç zemin elemanında da göçmeye neden olmayacak ilave yükün ( $\Delta q_f$ ) ikinci zemin elemanı için hesaplanan 8.9 kN/m<sup>2</sup> olduğu görülmektedir. Bu durumda, dolgunun ilk kademesinin yüksekliğinin en fazla 42 cm olacağı hesaplanmaktadır.

Yapılan çalışmada dolgunun ilk kademe yüksekliği  $H_{dolgu1} = 40$  cm olarak belirlenmiştir. Bu durumda ilk yük kademesi nedeniyle zemin elemanlarında 8.4 kN/m<sup>2</sup>’lik yük artışı meydana gelmektedir. 8.4 kN/m<sup>2</sup>’lik yük artışı sonunda 2.zemin elemanında akma meydana gelmekte ve zemin elemanı drenajsız göçme izi üzerinde kritik durum çizgisine (CSL) doğru hareket etmektedir. 1. ve 3.zemin elemanlarının gerilme durumu ise akma yüzeylerinin altında kalmaktadır.

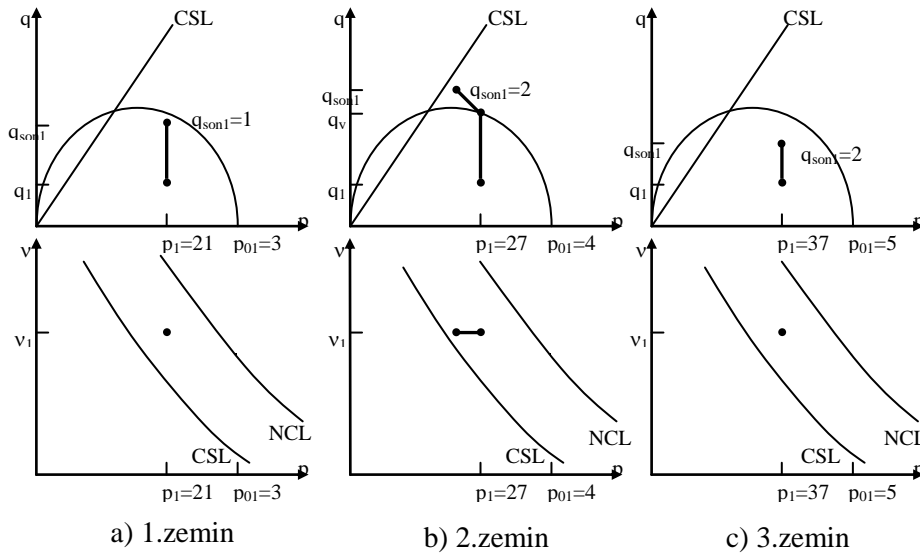


**Şekil 3.** Zemin Elemanlarının Başlangıç Gerilme Durumları (Öser, 2010)

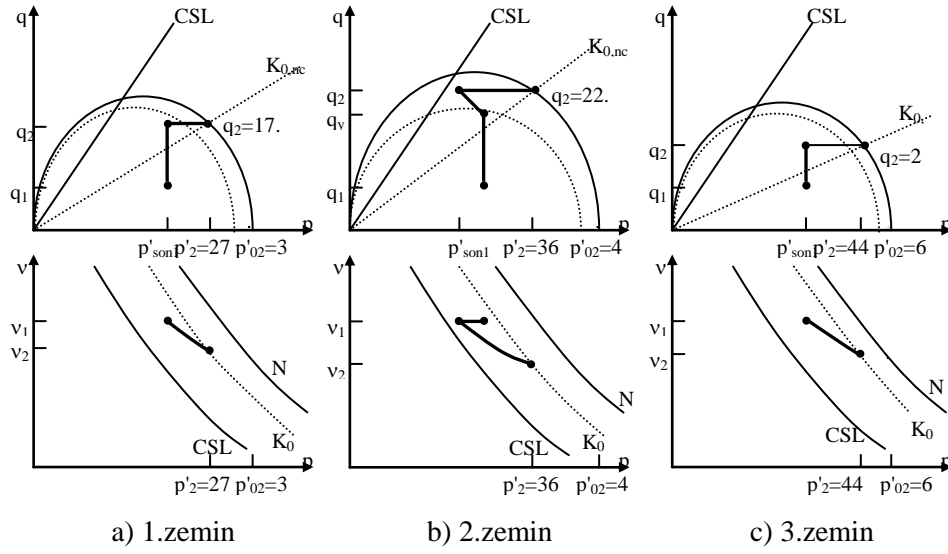
Tablo 6'da zemin elemanlarının ikinci yükleme kademesinden önceki özgül hacim değerleri görülmektedir.

**Tablo 6.** Zemin Elemanlarının İkinci Kademeden Önceki Özgül Hacim Değerleri (Öser, 2010)

Zemin elemanı	$v_1$	$v_{02}$	$v_{k2}$	$v_2$	$\Delta v/v$	Açıklama
1	4.200	4.101	4.410	4.127	% -1.74	Hacimsel sıkışma
2	3.250	3.162	3.349	3.177	% -2.25	Hacimsel sıkışma
3	3.300	3.257	3.434	3.271	% -0.88	Hacimsel sıkışma



**Şekil 4.** 40cm'lik İlk Dolgu Yüğü için Zemin Elemanlarının Gerilme İzlerindeki Değişim



**Şekil 5.** İkinci Kademe Yüklemesinden Önce Zeminin Gerilme Ve Özgül Hacim Durumu (Öser, 2010)

Bu çalışma kapsamında, yüklerin uygulanmasından sonra diğer yük kademelerinin başlangıcına kadar konsolidasyonun tamamlandığı ve gerilme izlerinin  $K_{0,nc}$  çizgisine ulaştığı kabul edilmiştir. İlk yükleme kademesi ve sonrasındaki konsolidasyon süreci sonunda zemin elemanlarının gerilme ve özgül hacim durumu Şekil 3, Şekil 4 ve Şekil 5’de görülmektedir. 8 kademede yapılması planlanan dolgunun her kademesi için hesaplanan yük miktarı ve yükseklikleri Tablo 7’de sunulmuştur.

**Tablo 7.** Dolgu Kademelerinde Uygulanan Yükler Ve Dolgu Kademe Yükseklikleri (Öser, 2010)

Yük kademesi	Dolgu yükü (kN/m <sup>2</sup> )	Kademe yüksekliği (m)
1	8.4	0.40
2	3.1	0.15
3	3.7	0.18
4	4.2	0.20
5	5.2	0.25
6	6.2	0.30
7	7.3	0.35
8	8.5	0.40
		$\Sigma$ 2.23m

1975 yılında ani göçmeye karşı 1.5 güvenlik sayısı ile 2.30 metre yüksekliğinde inşa edilen dolgu için, geliştirilen yeni yöntem ile zemin elemanlarında göçme meydana gelmeyecek şekilde 2.23 metre dolgu yüksekliği hesaplanmaktadır. Zemin elemanlarının ilave yük altındaki gerilme ve özgül hacim değişimleri Tablo 8, 9 ve 10’da görülmektedir.

**Tablo 8.** 1.Zemin Elemanının Yük Kademelerindeki Gerilme Ve Özgül Hacim Değerleri (Öser, 2010)

Yük Kademesi	Yüklemeden önce				Yük artışı $\Delta q$	Yüklemeden sonra		Konsolidasyon sonu			
	$q_{ilk}$	$p'_{ilk}$	$p'_{0ilk}$	$v_{ilk}$		$q_f$	$p'_f$	$q_{son}$	$p'_{son}$	$p'_{0son}$	$v_{son}$
1	8.9	21.5	35.2	4.200	8.4	17.3	21.5	17.3	27.9	38.0	4.127
2	17.3	27.9	38.0	4.127	3.1	20.4	20.0	20.4	33.0	44.9	4.002
3	20.4	33.0	44.9	4.002	3.7	24.1	23.4	24.1	38.9	53.0	3.877
4	24.1	38.9	53.0	3.877	4.2	28.3	29.3	28.3	45.7	62.2	3.757
5	28.3	45.7	62.2	3.757	5.2	33.5	32.6	33.5	54.1	73.7	3.630
6	33.5	54.1	73.7	3.630	6.2	39.7	38.6	39.7	64.1	87.3	3.503
7	39.7	64.1	87.3	3.503	7.3	47.0	45.9	47.0	75.9	103.3	3.377
8	47.0	75.9	103.3	3.377	8.5	55.5	56.2	55.5	89.7	122.1	3.251

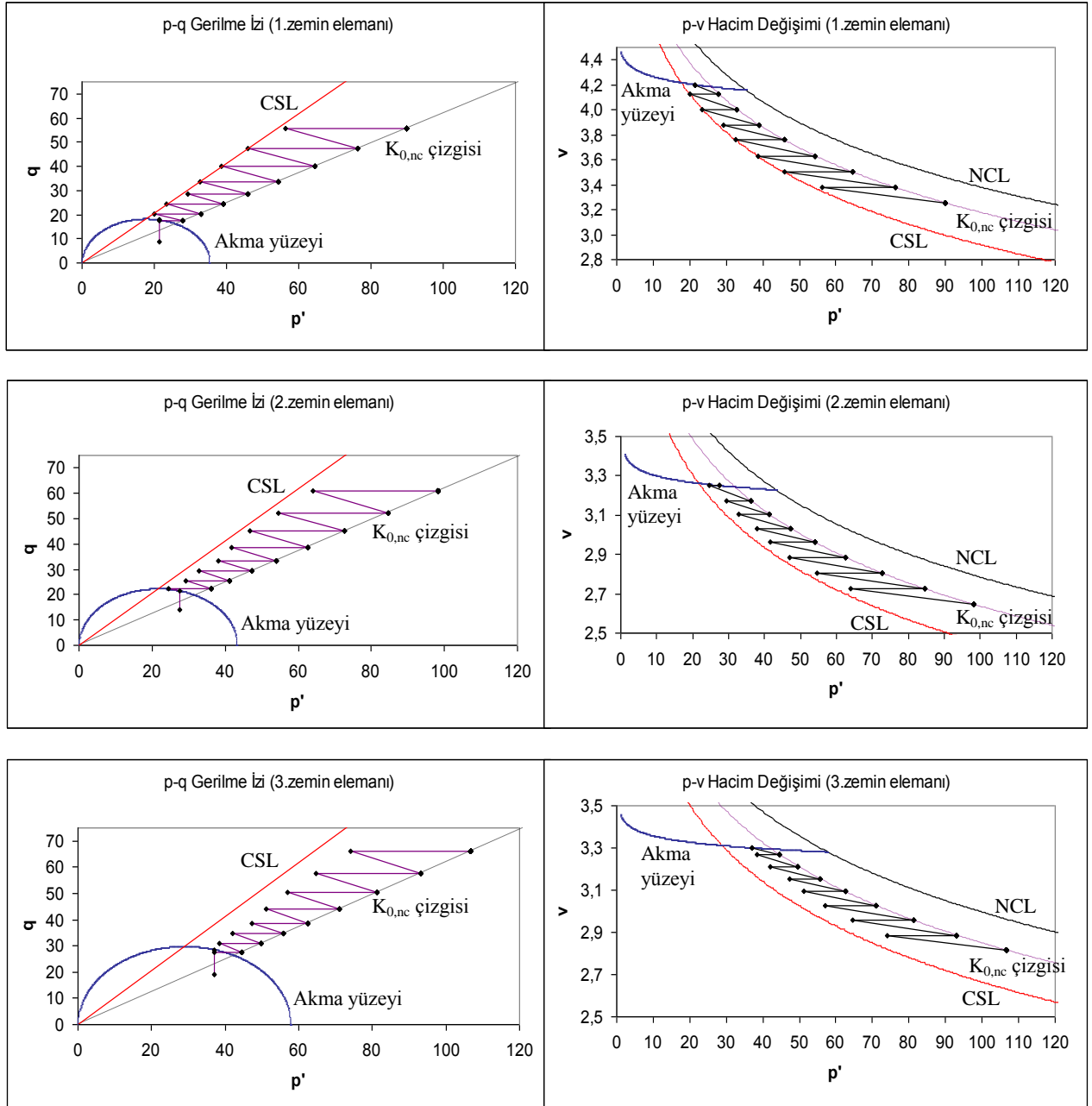
**Tablo 9.** 2.Zemin Elemanının Yük Kademelerindeki Gerilme Ve Özgül Hacim Değerleri (Öser, 2010)

Yük kademesi	Yüklemeden önce				Yük artışı $\Delta q$	Yüklemeden sonra		Konsolidasyon sonu			
	$q_{ilk}$	$p'_{ilk}$	$p'_{0ilk}$	$v_{ilk}$		$q_f$	$p'_f$	$q_{son}$	$p'_{son}$	$p'_{0son}$	$v_{son}$
1	13.9	27.5	43.3	3.250	8.4	22.3	24.6	22.3	36.0	49.0	3.177
2	22.3	36.0	49.0	3.177	3.1	25.4	29.3	25.4	41.0	55.8	3.108
3	25.4	41.0	55.8	3.108	3.7	29.1	32.9	29.1	47.0	64.0	3.036
4	29.1	47.0	64.0	3.036	4.2	33.3	38.1	33.3	53.8	73.2	2.965
5	33.3	53.8	73.2	2.965	5.2	38.5	41.6	38.5	62.2	84.7	2.887
6	38.5	62.2	84.7	2.887	6.2	44.7	46.9	44.7	72.2	98.3	2.808
7	44.7	72.2	98.3	2.808	7.3	52.0	54.5	52.0	84.0	114.3	2.727
8	52.0	84.0	114.3	2.727	8.5	60.5	64.0	60.5	97.7	133.0	2.648

**Tablo 10.** 3.Zemin Elemanının Yük Kademelerindeki Gerilme Ve Özgül Hacim Değerleri (Öser,2010)

Yük kademesi	Yüklemeden önce				Yük artışı $\Delta q$	Yüklemeden sonra		Konsolidasyon sonu			
	$q_{ilk}$	$p'_{ilk}$	$p'_{0ilk}$	$v_{ilk}$		$q_f$	$p'_f$	$q_{son}$	$p'_{son}$	$p'_{0son}$	$v_{son}$
1	19.2	37.2	57.8	3.300	8.4	27.6	37.1	27.6	44.6	60.7	3.271
2	27.6	44.6	60.7	3.271	3.1	30.7	38.4	30.7	49.6	67.5	3.215
3	30.7	49.6	67.5	3.215	3.7	34.4	42.0	34.4	55.6	75.7	3.155
4	34.4	55.6	75.7	3.155	4.2	38.6	47.2	38.6	62.4	84.9	3.095
5	38.6	62.4	84.9	3.095	5.2	43.8	51.1	43.8	70.8	96.3	3.030
6	43.8	70.8	96.3	3.030	6.2	50.0	57.0	50.0	80.8	111.0	2.961
7	50.0	80.8	110.0	2.961	7.3	57.3	64.6	57.3	92.6	126.0	2.890
8	57.3	92.6	126.0	2.890	8.5	65.8	74.1	65.8	106.3	144.7	2.818

Elde edilen sonuçlara göre zemin elemanlarının gerilme izleri ve hacimsel değişimleri Şekil 6'da görülmektedir.



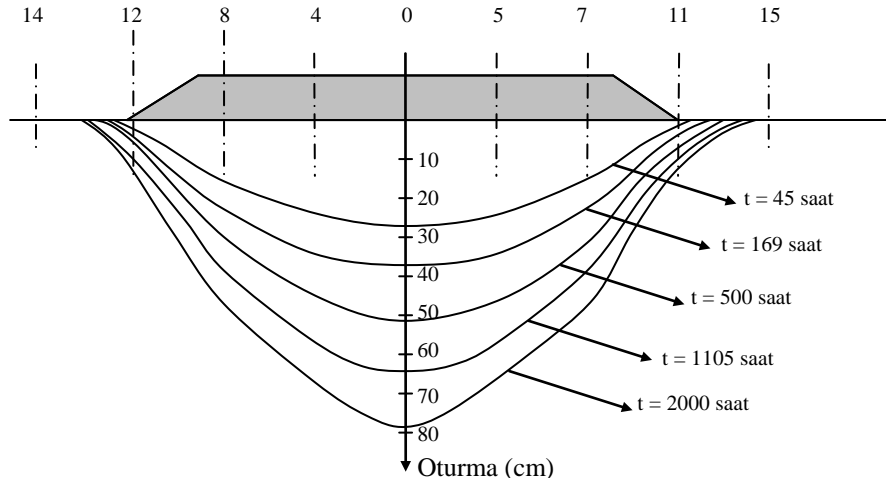
Şekil 6. Zemin Elemanlarının Gerilme İzleri Ve Hacimsel Değişimleri (Öser, 2010)

Hacimsel sıkışma miktarları ve hesaplanan konsolidasyon oturması değerleri incelendiğinde Tablo 11'de görüldüğü üzere 2 metre derinlikten itibaren başlayan çok yumuşak ve yumuşak zemin elemanlarında toplam 58.5 cm konsolidasyon oturması olacağı görülmektedir. Mangan vd. (1983) tarafından hazırlanan raporda zeminin üst tarafında bulunan kabuk ve aşırı konsolide kil tabakalarının yaklaşık 16 cm'lik oturma yaptığı dikkate alındığında gerilme izi yöntemine göre yapılan analizlerde toplam 75 cm'lik oturmanın meydana geleceği görülmektedir.

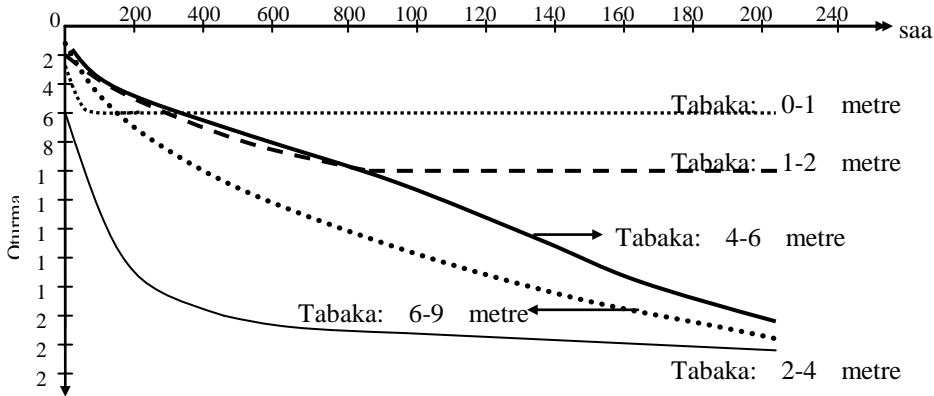


**Tablo 11.** Yükleme Kademeleri, Yük Miktarları, Hacimsel Sıkışma Ve Oturma Değerleri (Öser, 2010)

Yük Kademesi	Kademe Yüksekliği (m)	Dolgu Yüğü (kN/m <sup>2</sup> )	Hacimsel Sıkışma (%)			Konsolidasyon Oturması (cm)			
			1.zemin	2.zemin	3.zemin	1.zemin	2.zemin	3.zemin	Toplam
1	0.40	8.4	-1.74	-2.25	-0.88	1.1	0.8	0.6	2.5
2	0.15	3.1	-3.03	-2.17	-1.71	2.7	2.0	2.3	7.0
3	0.18	3.7	-3.12	-2.32	-1.87	2.8	2.1	2.5	7.4
4	0.20	4.2	-3.09	-2.34	-1.90	2.9	2.2	2.6	7.7
5	0.25	5.2	-3.38	-2.63	-2.10	2.9	2.3	2.8	8.0
6	0.30	6.2	-3.50	-2.74	-2.28	3.0	2.4	3.0	8.4
7	0.35	7.3	-3.60	-2.88	-2.40	3.1	2.5	3.1	8.7
8	0.40	8.5	-3.73	-2.90	-2.49	3.1	2.5	3.2	8.8
Toplam	2.23	46.6	-25.19	-20.23	-15.63	21.6	16.8	20.1	58.5



**Şekil 7.** Test Dolgusunda Meydana Gelen Oturmaların Zamana Bağlı Değişimi [Mangan vd. 1983]



**Şekil 8.** Test Dolgusu Merkezinde Bulunan Zeminlerde Zamana Bağlı Oturmalar [Mangan vd. 1983]

Şekil 7 ve Şekil 8'de görüldüğü üzere dolguda yaklaşık 80 cm toplam oturma meydana geldiği ölçülmüştür. Bu sonuçlara göre gerilme izi yöntemi ile yapılan analizlerin, gerçekte yapılmış olan bir dolgunun arazi ölçüm değerleri ile çok yakın sonuçlar verdiği, yöntemin pratik ve uygulanabilir olduğu görülmektedir.

## 4. SONUÇLAR

Yumuşak zeminler üzerinde istenilen yükseklikte bir dolgunun inşa edilebilmesi için genellikle çok kademeli dolgu inşası yöntemi kullanılmaktadır. Bu yöntemde, her yük kademesi, zeminde göçmeye neden olmayacak şekilde tasarlanmakta ve kademeler arasında zeminin konsolide olmasına izin verilerek mukavemetin artması beklenmektedir.

Bu çalışmada anlatılan gerilme-deformasyon davranışı ile göçme güvenliği ilişkisi sayesinde, dolgunun altında bulunan ve başlangıç gerilme durumları bilinen yumuşak zemin elemanlarının kademe yükleri ve kademeler arasındaki bekleme süresince konsolidasyona uğramaları sonucu gerilme izlerinin değişimi takip edilmektedir. Bu yöntem sayesinde, bir sonraki yükleme kademesinin ne zaman başlatılacağı karar verilebilirken zeminde meydana gelecek oturma miktarı da hesaplanabilmektedir. Ayrıca dolgu yapımı sırasında dolgunun her yük kademesinde zeminde göçmeye neden olacak ve zeminin gerilme izlerini göçme zarfına ulaştıracak yük miktarı hesaplanmakta ve temel zemininin hiçbir bölgesinde göçmeye neden olmayacak güvenli dolgu yükü belirlenebilmektedir. Geliştirilen yöntemin uygulanması ile elde edilen sonuçlar, gerçekte yapılmış olan bir dolgunun arazi ölçüm değerleri ile çok yakın sonuçlar vermiştir. Bu da, yöntemin uygulanabilir ve pratik olduğunu göstermektedir.

## KAYNAKLAR

- Cinicioglu, S.F., Ve Togrol, E. (1991): "Embankment Design on Soft Clays" *J.of Geotechnical Eng., ASCE*, V.117, No.11
- Duncan, J.M. (1993): "Limitations of Conventional Analysis of Consolidation Settlement" *J.of Geotechnical Eng., ASCE*, V.119, No.9, pp.1333-1359
- Mangan, J.P., Mieussens, C., Ve Queyroi, D.(1983):"Etude d'un Remblai sur Sols Compressibles: Le remblai B du Site Experimental de Cubzac-les-Ponts" *Laboratoire Central Des Ponts Et Chaussees Rapport de recherche LPC No.127.*
- Öztoprak, S. (2002): "Yüklenmiş Zeminlerde Gerilme-deformasyon Davranışının Teorik Tanımlanması ve Modellenmesi" Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi, İstanbul
- Oztoprak, S., ve Cinicioglu, S.F. (2005): "Soil Behaviour Through Field Instrumentation" *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.42, No.2, pp.475-490
- Oztoprak, S., ve Cinicioglu, S.F. (2006): "In Situ Yielding And Field Stress Paths Of Clayey Soils Under Embankment Loading" *13th Danube-European Conference On Geotechnical Engineering*, 29-31 Mayıs 2006, Ljubljana, Slovenia
- Öser, C. (2010): "Yumuşak Zeminler Üzerindeki Toprak Dolguların Limit Denge ve Performansa Dayalı Tasarımı" Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi
- Wood, D.M. (1990): *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics* Cambridge University Press, ISBN:0-521-33249-4
- Zhang, J., Shamoto, Y., Ve Tokimatsu, K. (1998): "Evaluation of Earth Pressure Under Any Lateral Deformation" *Soils and Foundations*, V.38, No.1, pp.15-33

# GEOTEKSTİL DONATILI KUM ZEMİNLERİN MEKANİK DAVRANIŞLARININ ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYLERİYLE BELİRLENMESİ

## EVALUATING THE MECHANICAL BEHAVIOUR OF GEOTEXTILE REINFORCED SAND WITH TRIAXIAL COMPRESSION TESTS

Ş. Çağlar TUNA<sup>1</sup> Eyyüb KARAKAN<sup>2</sup> Selim ALTUN<sup>3</sup> A. Burak GÖKTEPE<sup>4</sup>

### ABSTRACT

Since reinforced soil samples are extensively used in practice, it is important to determine the mechanical properties of them. In this study, laboratory triaxial tests were carried out in order to determine the stress-strain and dilation characteristics of geotextile-reinforced river sand. The mechanical behaviour of the composite material was investigated through varying the type of geotextile and confining pressure. The results demonstrated that geotextile inclusion increases the peak strength, and reduces dilation especially at higher confining pressures.

**Keywords:** Triaxial test, Geotextile, Sand, Reinforced Soil

### ÖZET

Donatılı zeminler uygulamada sıkça kullanılmaya başladıklarından dolayı mekanik özelliklerinin belirlenmesi de önem arz etmektedir. Bu çalışmada geotekstil donatılı nehir kumunun gerilme-deformasyon ve kabarma özelliklerinin belirlenebilmesi amacıyla laboratuvar üç eksenli deneyleri gerçekleştirilmiştir. Kompozit malzemenin mekanik özellikleri geotekstil tipi ve çevresel basınç değişimleriyle incelenmiştir. Sonuçlar, geotekstil donatının pik dayanımı arttırdığını ve özellikle yüksek çevresel basınçlar altında kabarmayı azalttığını göstermiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Üç Eksenli Basınç Deneyi, Geotekstil, Kum, Donatılı Zemin

<sup>1</sup> İnş.Yük.Mühendisi, Ege Üniversitesi, tunasahincaglar@hotmail.com

<sup>2</sup> Arş.Gör., Balıkesir Üniversitesi, eyyubkarakan@balikesir.edu.tr

<sup>3</sup> Doç.Dr., Ege Üniversitesi, selim.altun@ege.edu.tr

<sup>4</sup> Yrd.Doç.Dr., İstanbul Üniversitesi, bgoktepe@istanbul.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Uygun maliyeti ve kullanım kolaylığı nedeniyle, donatılan zeminler birçok geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılmaktadır (Zhanga v.d., 2006). Yol yapımında, şev stabilizasyonlarında, zayıf zeminlerin güçlendirilmelerinde ve çevre geotekniği gibi önemli alanlarda birçok örnek uygulamaları mevcuttur. Şimdiye kadar geosentetiklerin inşaat mühendisliğinde kullanımları, kullanım şekilleri ve en önemlisi tasarım parametreleri üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu çalışmalarda geosentetik-donatılı zeminlerin dayanım ve durabilite özellikleri, geosentetik yerleştirme şekillerinin etkileri ve geosentetiklerin temasta olduğu zeminler ile olan ilişkileri başta olmak üzere çeşitli konular irdelenmiştir. Bu konulardan özellikle geosentetik-zemin ilişkisi daha ön plana çıkmakta ve birçok deneysel çalışmanın öz amacını oluşturmaktadır (Haeri v.d.2000).

Geosentetikler inşaat mühendisliği içerisinde çok değişik amaçlarda kullanılmaktadırlar. Özellikle filtreleme ve ayırıcı fonksiyonları sıkça kullanılmaktadır. Bu uygulamalarda genelde örgüsüz geotekstiller tercih edilmektedir ve tasarım aşamalarında karşılaşılan en önemli sorunlardan birisi, arayüzey davranışının nasıl modelleneceğidir (Wua v.d.,2009). Bu amaçla genellikle kesme kutusu ve pull-out deneyleri ile donatı-zemin ara yüzeyinin mekanik özelliklerinin tayini yapılmaktadır. Bu uygulamalarda kompozit sistem gerek zemin yükü ve gerekse de muhtemel sürşarj yükleri altında kalmaktadır. Geosentetik donatılı zeminlerin tasarım aşamalarında karşılaşılan geosentetik donatının zeminin mekanik özellikleri üzerindeki direkt katkısı ise kesme yüzeyi tam olarak bilinemediği üç eksenli basınç deneyleri ile temsil edilmektedir

Bu çalışmanın amacı, farklı normal basınçlar altında seçilen farklı özelliklerdeki geosentetik donatıların kumun mekanik davranışı üzerindeki muhtemel etkilerinin üç eksenli basınç deneyleri ile incelemektir. Bu amaçla, piyasada kolayca bulunabilen 3 adet farklı özelliklere sahip geosentetik malzeme deneylerde kullanılmıştır.

## 2. KULLANILAN DENEY SİSTEMİ, MALZEME VE YÖNTEM

### 2.1 Deney Sistemi

Deneyler Ege Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Deneylerin yapımında ASTM D4767 - 11 "Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils" yöntemi takip edilmiştir. Önceden kurutulmuş kum zeminler istenilen rölatif sıklığı oluşturmak amacıyla hazırlanmış membran içerisine kuru yağmurlama yöntemi ile yerleştirilir. Bu işlem sonucunda 5 cm. çapında ve 10 cm. yüksekliğinde silindirik numuneler oluşturulur. Geotekstiller numunenin ortasına gelecek şekilde yerleştirilir. Bu işlem sırasında numuneye maksimum 1 kPa civarı emme basıncı uygulayabilen pompa ile vakum uygulanarak numunenin silindirik yapısını koruması sağlanır. Numunenin kendini bağımsız olarak tutabileceği duruma gelebilmesi için hücre basıncı artırılırken aynı anda vakum basıncı orantılı olarak azaltılıp kapatılır. Numunenin istenilen doygunluğa ulaşması amacıyla CO<sub>2</sub> ve su ardışık olarak uygun miktarlarda, numune içinden geçirilir. Numuneyi doygun hale getirebilmek için arka arkaya uygun değerlerde hücre basıncı ve ters basınç uygulanır. Efektif konsolidasyon basıncı, hücre basıncı ve ters basınç arasındaki fark ile ayarlandıktan sonra, numunenin üstünden su çıkışına izin verilerek konsolide olması sağlanır. Deneyler 50, 100, 200 ve 300 kPa'da yapılmıştır. Eksenel yük pistonu ile önceden belirlenen uygun sabit hızda (2.5 mm/dk)

numuneye yük uygulanır. En yüksek deviatör gerilme ya da sabit boşluk suyu basıncı şartlarından biri sağlanırsa deney sonlandırılır. Bu şartlar sağlanamaz ise eksenel deformasyonun %15'ine ulaşıncaya kadar deney devam ettirilmiştir.

Kohezyonsuz zeminlerde yapılacak uygulamalarda drenajlı deney parametreleri geçerli olacağı için, genellikle drenajlı üç eksenli deneyler uygulanmaktadır. Deneysel çalışmalar sonucu bulunan parametrelerin tasarım aşamasında kullanılabilmesi beklenmemektedir. Tüm numunelerin aynı şartlar altında deneye tabii tutulmaları, çalışmanın özünü oluşturan kumun mekanik davranışına olan etkilerini aynı şartlar altında deneyebilme olanağı sunmaktadır.

## 2.2 Deneylerde Kullanılan Malzemeler

Deneylerde Turgutlu yöresindeki dere yataklarından elde edilen kum kullanılmıştır. Malzeme üzerinde yapılan elek analizleri ve indeks deneyleri neticeleri Tablo 1'de sunulmuştur. Deneylerde kullanılan kum 25% rölatif sıklıklarda hazırlanmıştır. Geotekstillere 5 cm çapında dairesel olarak kesilerek numunenin ortasına gelecek şekilde yerleştirilmiştir.

**Tablo 1.**Deneylerde Kullanılan Kuma Ait Bazı Özellikler

Zemin Sınıflandırılması (USCS)	SW
Efektif Boyutu, $D_{10}$ (mm)	0,08
$D_{50}$ (mm)	0.60
$D_{85}$ (mm)	1.92
Üniformluk Katsayısı, $C_u$	10,00
Eğrilik Katsayısı, $C_c$	2,18
Maximum Kuru Birim Hacim Ağırlığı, $\gamma_{maks}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,90

Kullanılan geosentetiklerden 2'si örgülü ve 1 tanesi de örgüsüz olarak seçilmiştir. Farklı tip ve çekme mukavemetine sahip olarak seçilen malzemeler, kuma olan etkilerinin tayininde ve verilerin yorumlanmasında daha etki olabilmemizi sağlayacaktır. Seçilen geotekstillere ait bazı teknik veriler aşağıdaki tabloda sunulmuştur.

**Tablo 2.** Deneylerde Kullanılan Geotekstillere Ait Bazı Özellikler  
(Teknik Broşürlerden Alınmış Değerlerdir)

Geotekstil Adlandırılışı	Birim Alan Ağırlığı (g/m <sup>2</sup> )	Kalınlık(mm)	Çekme Mukavemeti (N /m)	Göçme Anı Uzama Miktarı (%)	Açıklık Boyutu (mm)
NW-Örgüsüz	150	1,5	2500	80	0,17
W1-Örgülü	-		80000	8,50-13,50	0,12
W2-Örgülü	-		25000	13-15	0,23

### 3.DENEY SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRMELER

Deneyleerde farklı tip geotekstilller kullanılmış, farklı normal basınçlar altında seçilen geotekstillerin kumun mekanik davranışı üzerindeki muhtemel etkileri incelenmiştir. Neticede, geotekstil donatının pik dayanımı arttırdığı ve göçme anından sonraki dayanım kaybının azaldığı gözlemlenmiştir. Donatılan numunelerdeki gerilim-deformasyon grafikleri incelendiğinde düktil davranışın arttığı gözlenmektedir. Deney sonrası kırılma zarfı Şekil 1’de görülmektedir.



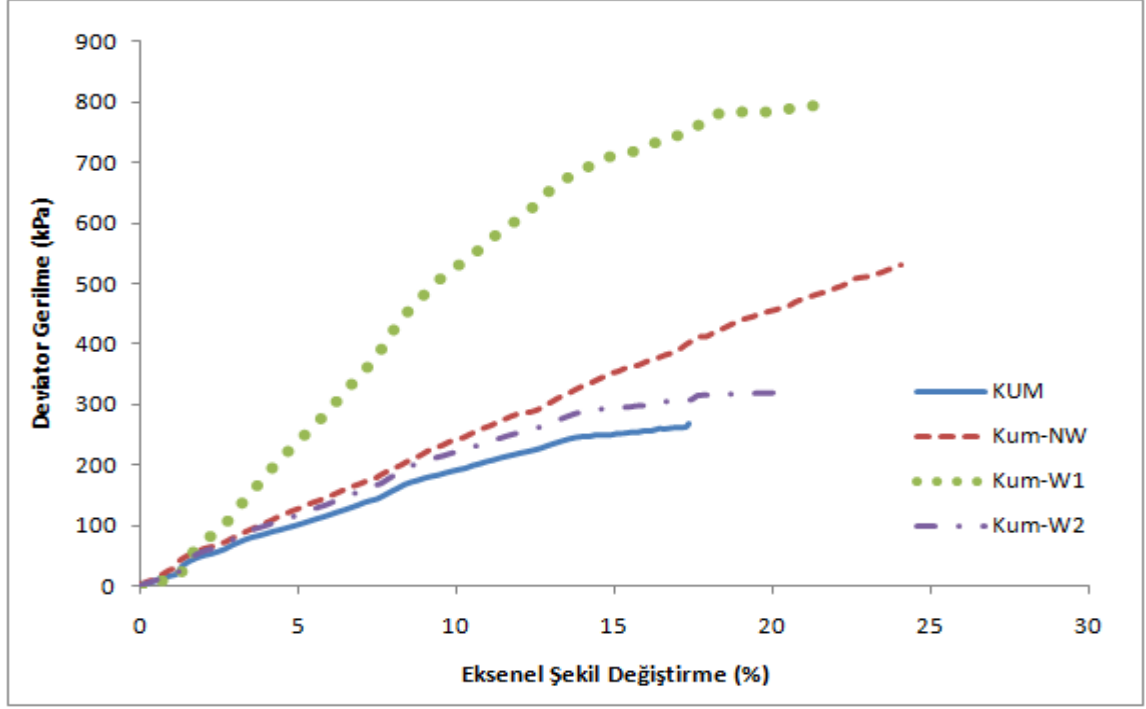
Şekil 1. Tek Sıra Donatılı Kum Zeminlerin Kırılma Şekli

Şekil 2’de 50 kPa efektif basınç altında temiz kum, NW, W2 ve W1 örgülü geotekstilleri kullanılarak yapılan deneyler sonuçları gözükmektedir. Donatısız zeminde deviatör gerilme 253 kPa mertebelerinde iken, W1 geotekstil ile donatılan zeminde bu değer 713 kPa’a çıkmıştır. Benzer etkiler Şekil 3.,4., ve 5’de görülebileceği gibi farklı çevresel gerilmeler altında da gözlenmektedir. Tablo 3’de bu değişimler özetlenmiştir. Grafikler incelendiği zaman, donatılan kumun elastisite modülü ve rijitlik parametrelerinin donatısız zemine kıyasla belirgin bir şekilde artış gösterdiği belirlenmektedir. Benzer sonuçlar Haeri v.d. (2000) ve Yetimoğlu v.d. (2003) çalışmalarında da gözlenmektedir.

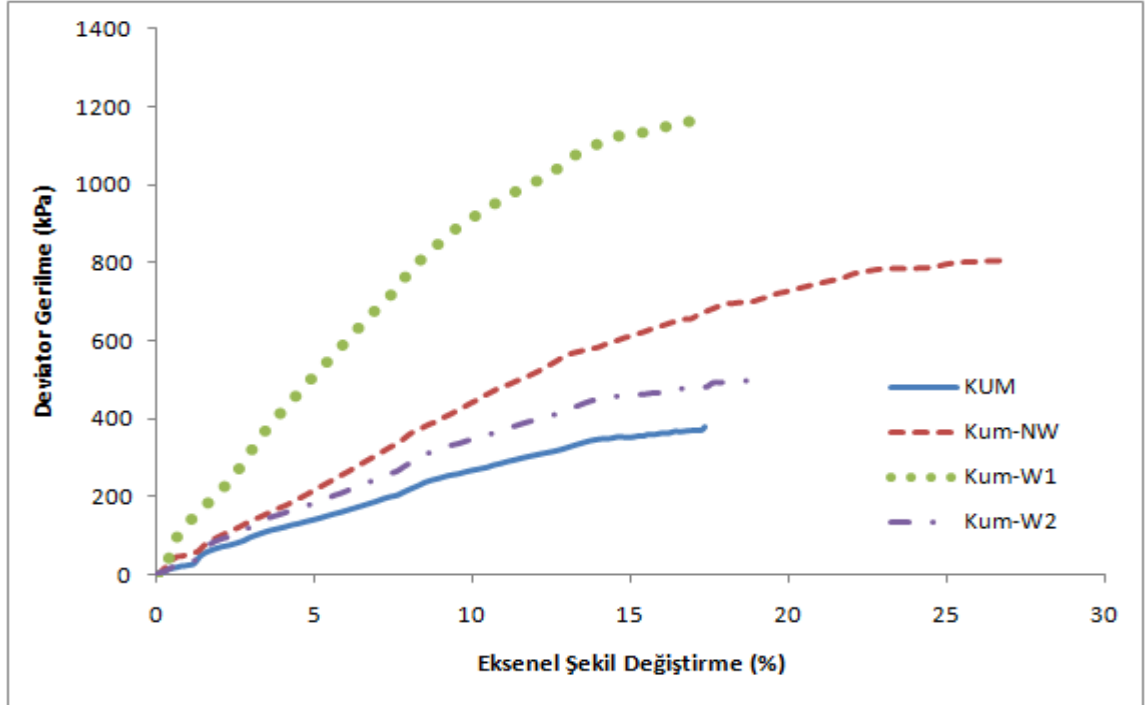
Farklı geotekstillerin kum üzerindeki etkileri de yine kullanılan geotekstil özelliklerine göre farklılık göstermektedir. Örneğin W1 tipi geotekstil, kullanılan geotekstilller arasında en yüksek çekme mukavemetine sahiptir. Şekil 2.,3.,4., ve 5 incelendiği zaman en yüksek mukavemet değeri yine W1 ile donatılan zeminde gözlenmiştir. Benzer biçimde deneylerde kullanılan diğer geotekstilller yine kendi mukavemetleri doğrultusunda etkili olmuşlardır.

Rijitlik artışı en çok örgülü tipteki geotekstillerde gözlenmektedir. Bunun sebebi Tablo 2’de görülebileceği gibi geotekstil davranışlarından çıkartılabilmektedir. W1 tipi örgülü geotekstilin yüksek mukavemet göstermesi ve nispeten düşük kopma uzama değeri yüksek rijitliğe işaret etmekle beraber bu özelliğinin donatılı zeminde devam etmesine sebep olmuştur. Diğer geotekstillerde ise artış seviyesi W1 geotekstil kadar olmamaktadır.

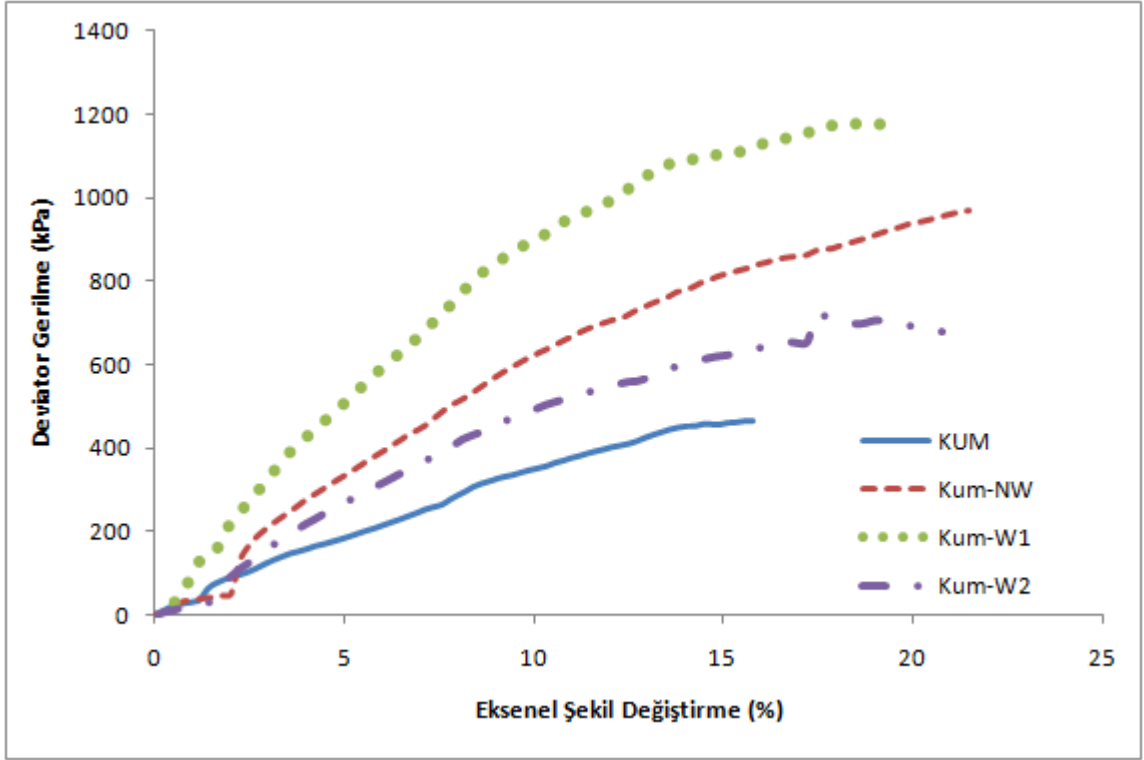
Özellikle yüksek çevresel gerilmeler altında geotekstil etkisi daha da fazla gözlenebilmektedir.



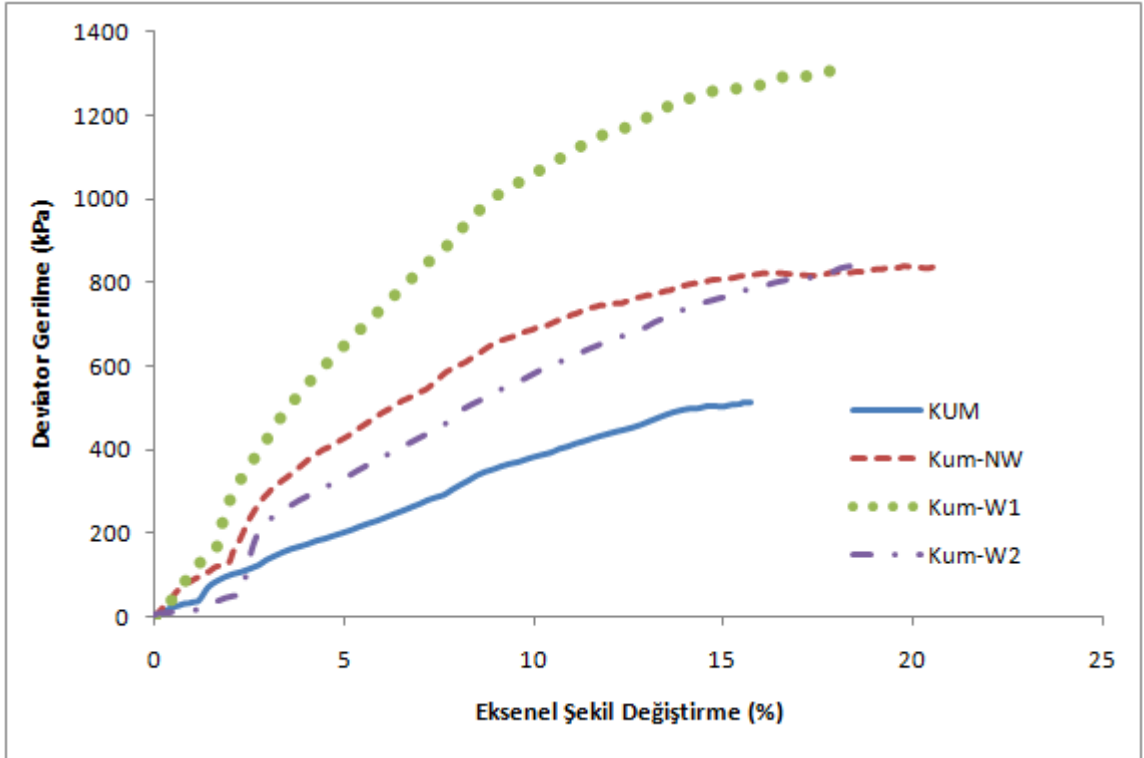
Şekil 2.  $\sigma_0'=50$  kPa için Temiz kum, Keçe\_150 gr, PP\_25 ve PP\_80 Deviator gerilme - Şekil değişirme grafiği



Şekil 3.  $\sigma_0'=100$  kPa için Kum, Keçe\_150 gr, PP\_25 ve PP\_80 Deviator gerilme - Şekil değişirme grafiği



Şekil 4.  $\sigma_0'=200$  kPa için Temiz kum, Keçe\_150 gr, PP\_25 ve PP\_80 Deviator gerilme - Şekil değiştirme grafiği



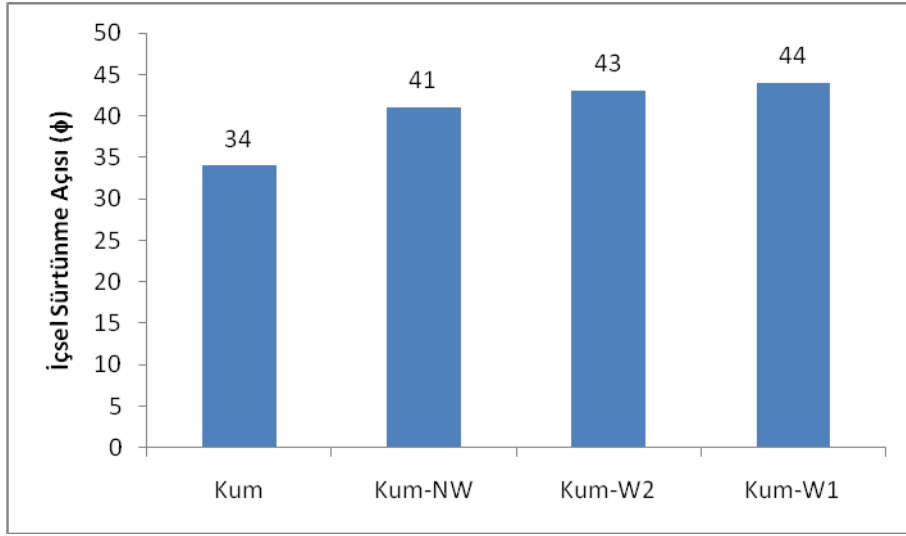
Şekil 5.  $\sigma_0'=300$  kPa için Temiz kum, Keçe\_150 gr, PP\_25 ve PP\_80 Deviator gerilme - Şekil değiştirme grafiği



Kumların gerilme-şekil değiştirme davranışları üzerinde etkili olan faktörlerin en önemlileri, sıklık derecesi ve çevre basıncıdır. Kohezyonsuz zeminlerde gözlenen kayma mukavemeti içsel sürtünme açısı ile aşağıdaki gibi belirlenmektedir.

$$\tau=c+\sigma\tan\Phi$$

Şekil 6'da deney sonuçlarından elde edilmiş kum ve kum+geotekstil donatılı zeminlerde gözlenen içsel sürtünme açısı değişimleri verilmektedir. Donatılı zeminlerde gözlenen mukavemet artışı, içsel sürtünme açısı değişimleri ile de gözlenebilmektedir. Temiz kum, W2, NW ve W1 ile yapılan üç eksenli basınç deneyleri sonucunda elde edilen içsel sürtünme açısı değerleri gösterilmiştir.



**Şekil 6.** Kum ve NW, W2 ve W1 tip geotekstillere donatılan Kumun Üç Eksenli Deneyler Sonucu Belirlenmiş İçsel Sürtünme Açısı grafiği

Ayrıca Tablo 3'de % 15 eksenel birim deformasyona karşılık gelen mukavemet değerleri temiz kumun deviator gerilme değeri %100 kabul edilerek karşılaştırılmıştır. Benzer sonuçlar Michalowski v.d. (2003) yaptığı çalışmalarda da gözlenmektedir. Anlaşılacağı gibi genel olarak çevresel basınç artışı ile beraber geotekstillerin etkisi daha da belirgin bir hale gelmektedir. Mesela 50 kPa basınç altında NW-Kum numunesi sadece kum ile yapılan deneylere kıyasla mukavemet değerini 1,40 katına çıkartmışken, 100 kPa basınç aile yapılan deneylerde aynı oran 1,74 katına çıkmıştır. Bu etki, artan çevresel basınç ile geotekstil ve kumun daha çok etkileşime girmesi ve neticede, geotekstillerin bünyesel özelliklerini kompozit malzemeye daha çok aktarabilmesi ile meydana gelebilmektedir.

Benzer bir durum W1 ile donatılan kum numunede gözlenmemiştir. 50 kPa çevresel basınç altında mukavemet artış oranı 2.82 kat iken artan çevresel basınçlar ile beraber bu oran 2.50 seviyelerine düşmektedir. Bunun sebebi ise boşluk suyu basıncı-eksenel şekil değiştirme grafikleri incelendiği zaman anlaşılabilir (Şekil 7-10). Bu grafiklerde W1 ile donatılan numunede, artan deviator gerilme ile beraber oluşan negatif boşluk suyu basıncı dikkat çekmektedir. Dolayısıyla numunede sıkışma eğiliminden ziyade genişleme ve kabarma eğilimi oluşmuştur. W2 ve NW geotekstilleri ile etkileşimi artan kumun aksine burada azalan bir etkileşimden bahsedilebilmektedir. Bunun sonucunda da mukavemet artış oranları azalmıştır.

**Tablo 3.** %15 Eksenel Deformasyona Karşılık Yüzde Mukavamet Değerleri  
(Michalowski v.d., 2003)

Efektif Gerilme (kPa)	Mukavamet Oranları			
	Kum	W2-Kum	NW-Kum	W1-Kum
50	1.00	1.16	1.40	2.82
100	1.00	1.30	1.74	2.59
200	1.00	1.36	1.79	2.47
300	1.00	1.53	1.63	2.51

Şekil 7, Şekil 8, Şekil 9 ve Şekil 10'da % 25 rölatif sıklıkta hazırlanan örnekler ile beraber  $\sigma_0' = 50, 100, 200$  ve  $300$  kPa efektif gerilmeler altında yapılan üç eksenli deneylere ait boşluk suyu basıncına karşılık eksenel şekil değiştirme grafikleri verilmiştir.

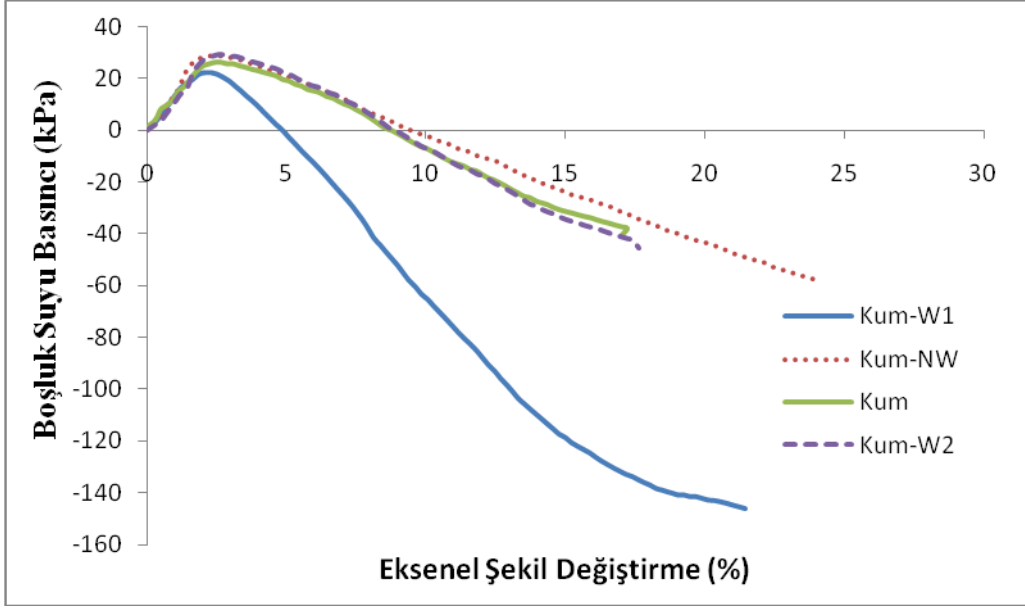
Uygulanan deviator gerilme altında ve drenajsız durumlarda, numunelerin hacimsel değişim durumlarına göre boşluk suyu basınçları değişimleri farklılık gösterebilmektedir. Kum 25% rölatif sıklıkta ve gevşek durumda deneylere tabi tutulduğu için sıkışma eğilimi içerisindedir. Drenajsız olarak yapılan deneylerde de numunede oluşan sıkışma eğilimine paralel olarak boşluk suyu basıncı artmaktadır (Holtz and Kovacs, 1981).

Beklenildiği gibi, ilk olarak numunedeki sıkışma etkisiyle oluşan pozitif boşluk suyu basıncı daha sonra, ileriki yüklemelerle beraber negatif boşluk suyu basıncına dönmüştür. Aynı şekilde artan normal basınçlarında numunelerdeki sıkışma eğilimi ve buna karşın oluşan pozitif boşluk suyu basınçları artma eğiliminde olmuştur (Madhavi Latha v.d, 2007, Rajagopal v.d. 1999).

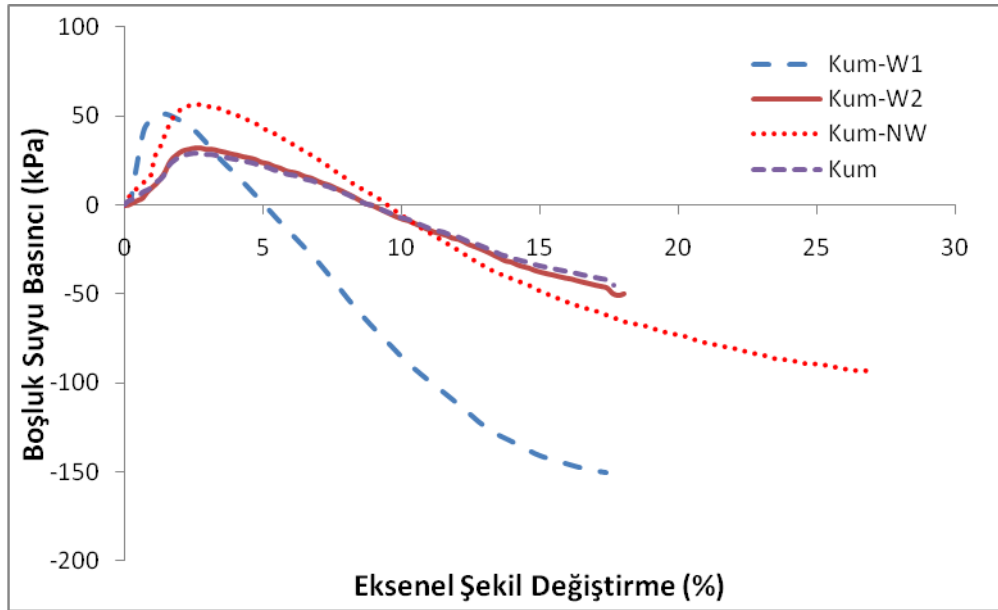
Benzer davranışlar geotekstil+kum numunelerde de daha belirgin olarak gözlenmektedir. Çevresel gerilme artışı ile beraber sınırlanma etkiside artmış ve dolayısıyla pozitif boşluk suyu basınçları daha belirgin bir biçimde gözlenmiştir.

Kumun geotekstil etkisiyle kabarma eğiliminin azalması, çevresel gerilme etkisiyle beraber Şekil 10'da daha iyi gözlenebilmektedir. Bunun sebebi Tablo 1 ve Tablo 2'ye bakıldığı zaman, zemindeki ortalama dane boyutunun ( $D_{50}$ ), geotekstil açıklık boyutlarından daha büyük oluşu ile açıklanabilmektedir. Zemindeki daneler, geotekstil açıklıkları içerisine giremeyecek kadar büyük oldukları için birbirleri üzerinde yer değiştiremezler ve daneler genleşme hareketi yapamazlar. Bunun yerine numunedeki sıkışma eğilimi, özellikle artan normal basınçlar ile beraber daha da belirgin bir hale gelmektedir. Benzer sonuçlar Athanasopoulos (1993) çalışmasında da gözlenmektedir.

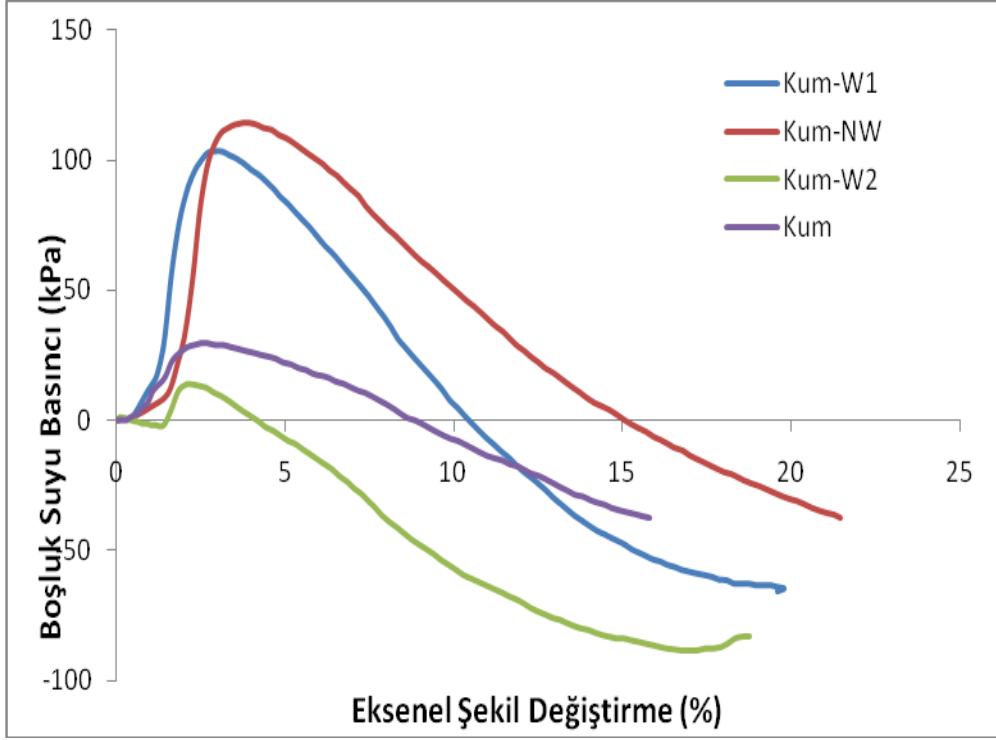
Düşük çevresel basınçlar altında, örgülü geotekstillerin numune üzerindeki sınırlama etkileri örgüsüz geotekstile kıyasla daha az gerçekleşmiştir. Bunun sebebi, örgüsüz geotekstilin örgülü geotekstile göre (özellikle rijitliği en fazla olan W1 geotekstili, bakınız Tablo 2) daha fazla deforme olabilen yapısından kaynaklanmaktadır. Artan deviatorik gerilmeler altında, zeminle beraber daha rahat hareket edebilen geotekstil tabakası zemini sınırlandırıcı etkide bulunmamış, dolayısıyla zeminin kendi davranışına benzer bir davranış gözlenmiştir. Buna karşın, Şekil 7 ve Şekil 8 ile görülebileceği gibi rijit W1 geotekstili, zemin üzerinde sınırlandırıcı bir etkide bulunmuştur.



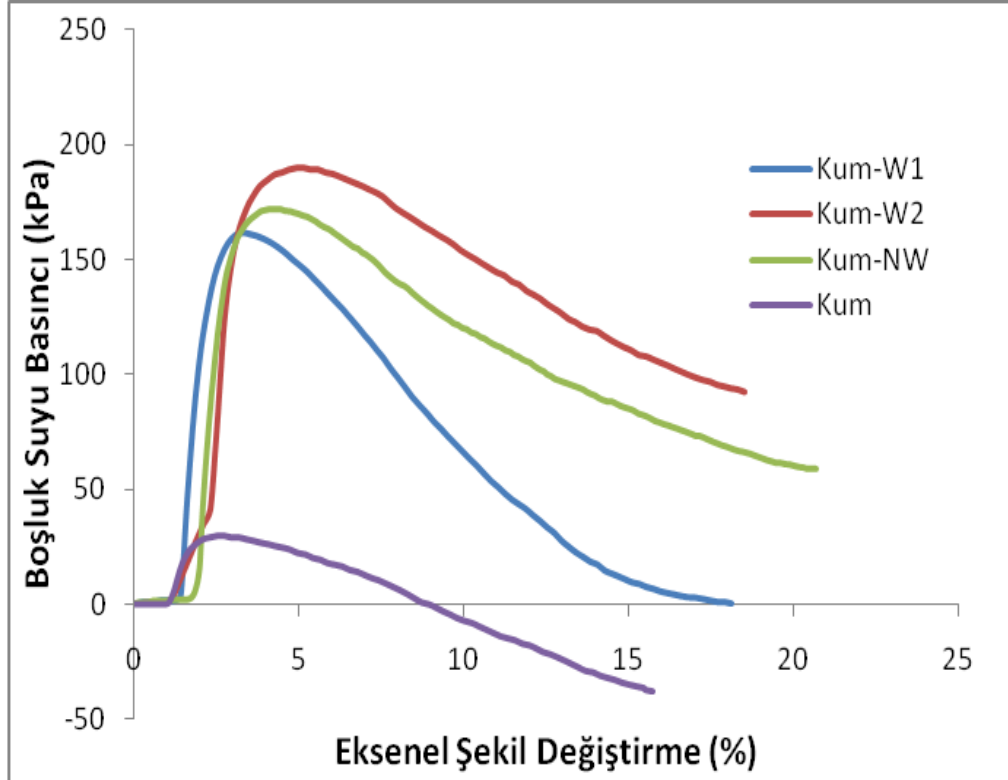
Şekil 7.  $\sigma_0' = 50$  kPa için Kum ve Geotekstil Donatılı Kumların Boşluk Suyu Basıncı-Eksenel Şekil Değişirme Grafiği



Şekil 8.  $\sigma_0' = 100$  kPa için Kum ve Geotekstil Donatılı Kumların Boşluk Suyu Basıncı-Eksenel Şekil Değişirme Grafiği



Şekil 9.  $\sigma_0' = 200$  kPa için Kum ve Geotekstil Donatılı Kumların Boşluk Suyu Basıncı-Eksenel Şekil Değişirme Grafiği



Şekil 10.  $\sigma_0' = 300$  kPa için Kum ve Geotekstil Donatılı Kumların Boşluk Suyu Basıncı-Eksenel Şekil Değişirme Grafiği

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada gevşek temiz kumlar ve 3 farklı tipte geotekstil kullanılarak konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Deneylerde kullanılan geotekstiller zeminin ortasına yerleştirilerek hazırlanmış ve temiz kumlara kıyasla davranışının ne şekilde değiştiği gözlemlenmiştir.

- Donatılı kohezyonsuz zeminlerin davranışı, tek bir parametreye bağlı olmayıp, birçok etken ile beraber değişebilmektedir. Kullanılan geotekstillerin çekme mukavemetleri, mekanik özellikleri, açıklık oranları ve kullanılacakları zemin ile beraber oluşacak etkileşimleri kompozit malzemenin mekanik özellikleri üzerinde direkt bir etkisi bulunmaktadır.
- Özellikle hacimsel değişim grafiklerinden de anlaşıldığı gibi, dane boyutu, geotekstil mekanik özellikleri ve çevresel gerilme etkisi aynı anda etkin olabilmektedir.
- Geotekstil özelliklerinden farklı olarak, çevresel faktörler de (deneylerin yapıldığı çevresel basınç) deney sonuçları üzerinde etkili olabilmektedir. Özellikle yüksek normal basınç seviyelerinde, diğer faktörlerin etkileri azalmaktadır.
- İleriki çalışmalarda, deneysel bulguların analitik olarak değerlendirilmesi ve geotekstil-zemin modellemelerinde bünyesel davranışların belirlenmesi amacı ile istatistiksel ve matematiksel çalışmalar yapılacaktır. Ayrıca, bulunan bu sonuçlar, deney sayısının artması ve çeşitlendirilmesi ile desteklenmelidir.

## KAYNAKLAR

- ASTM D4767 - 11 Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils
- G. Madhavi Latha, Vidya S. Murthy, (2007), "Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand", *Geotextiles and Geomembranes* 25 (2007) 23-32.
- Haeri, S.M., Nourzad, R., Oskrouch, A.M., (2000), "Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sands", *Geotextiles and Geomembranes* **Vol. 18 (6)**, 385-402.
- Robert D. Holtz, William D. Kovacs, (1981). "An Introduction to Geotechnical Engineering", Prentice Hall.
- Athanasopoulos, G.A., (1993), "Effect of particle size on the mechanical behavior of sand-geotextile composites", *Geotextiles and Geomembranes* 12, 255-273.
- K. Rajagopal, N.R. Krishnaswamy, G.Madhavi Latha, 1999. Behaviour of sand confined with single and multiple geocells. *Geotextiles and Geomembranes* **Vol 17** 171-184.
- Michalowski, R.L., Cerma J., (2003), "Triaxial compression of sand reinforced with fibers", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 129 (2), 125-136.
- Yetimoglu, T., Salbas, O., (2003), "A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers", *Geotextiles and Geomembranes* 21 (2), 103-110.
- Wua Cho-Sen, Hong Yung-Shan, Lin Hsien-Chin (2009), "Axial stress-strain relation of encapsulated granular column", *Computers and Geotechnics* Vol.36 226-240
- Zhanga M.X., Javadib A.A., Min X. (2006), "Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions", *Geotextiles and Geomembranes* Vol.24 201-209.

## **BARET TEMELLER**

### **BARETTE FOUNDATIONS**

**Turan DURGUNOĞLU, P.E., Ph.D, D.GE, FASCE<sup>1</sup>**

#### **ABSTRACT**

Barette foundations are utilized much more frequently in foundation construction during recent years, due to increase in the magnitude of vertical loads imposed to foundations as a result of increase implications of high rise structures. The advantages of barette foundations over cast-in-situ pile foundations are discussed in the paper. The introduction of O'Cell testing during last twenty years has offered the possibility of load tests to be performed reaching to very large vertical loads. As a result, barette foundations have gained a big advantage over the cast-in-situ piles. Therefore, various important information for the O'Cell testing is also presented.

The principles of performance (displacement) based design is presented towards the determination of socket length of dee foundations within the base rock. The confidence introduced by means of cutter technology in achieving the required socket length even within a very hard formations is emphasized. Further, the construction details of barette foundations, together with referenced recent projects in the country and abroad are presented.

Key Words: Barrette, Cast-in-situ Pile, O'Cell Test, Cutter

#### **ÖZET**

Baret temeller son yıllarda yüksek yapıların inşası ile birlikte temele intikal eden düşey yüklerin artması ile çok daha sık uygulanmaktadır. Bu tebliğde, baret temellerin fore kazık temellere nazaran avantajları belirtilmiştir. Son yirmi yıl içinde O'Cell yükleme deneyinin devreye girmesi ile birlikte çok büyük yüklere ulaşan kazık/baret yükleme deneyleri yapılabilmesi, baret temeller yönünden büyük bir avantaj teşkil etmiştir. Bu nedenle, O'Cell deney yöntemi ile ilgili temel bilgiler ayrıca verilmiştir.

Tebliğde ayrıca deplasman bazlı derin temel tasarım esasları belirlenmiş, ve bunun doğal bir sonucu olarak derin temellerin taşıyıcı zemin içinde teşkil edilen boyunun (soket) önemi vurgulanmıştır. Önemli yapıların uygulamalarında bu tasarım boyunun gerçekleştirilebilmesinin önemi vurgulanarak, bu anlamda freze teknolojisinin avantajları özetlenmiştir. Tebliğde, bütünlüğü sağlamak üzere ayrıca baret temel inşası ile ilgili temel bilgilere yer verilmiş, dünyada ve ülke içindeki benzer uygulamalar belirtilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Baret, Fore Kazık, O'Cell Deneyi, Freze

---

<sup>1</sup> Profesör, Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Zetaş Zemin Teknolojileri A.Ş., Yönetim Kurulu Başkanı, durgunoglut@zetas.com.tr

## 1. GİRİŞ

Şehirleşmenin sürat kazanması ile birlikte, büyük şehirlerde büyük açıklıklı alışveriş merkezleri, spor ve konferans salonları ile yüksek konut yapıları inşaatı hızla artmaktadır. Öngerme ve ardgerme teknolojisindeki gelişmelere paralel olarak köprü ve viyadüklerdeki geçilebilen açıklıklar da hızla artmaktadır. Bu gelişmelerin tabii bir sonucu olarak üst yapı düşey taşıyıcılarından (perde duvar, kolon ayak) temellere intikal eden düşey yükler de süratle artmıştır. Bunun tabii bir sonucu olarak daha yüksek düşey yükleri taşıyabilen derin temel sistemlerinde teknolojik olarak büyük ilerlemeler meydana gelmiş, ve bunun tabii bir sonucu olarak da baret temeller son senelerde çok çeşitli projelerde uygulanmıştır. Baret temeller, yerinde dökme kazıklara (fore kazıklar) benzer bir yöntemle inşa edilmekle beraber, dairesel kesit yerine dikdörtgen kesitte teşkil edilebilmesi ve Şekil 1’de görüldüğü gibi planda çeşitli konfigürasyonlarda teşkil edilebilme özellikleri ve avantajları dolayısıyla, fore kazıklara göre çok daha büyük kesitlerde teşkil edilebilmekte ve dolayısıyla daha büyük düşey yükleri emniyetle taşıyabilmektedir.

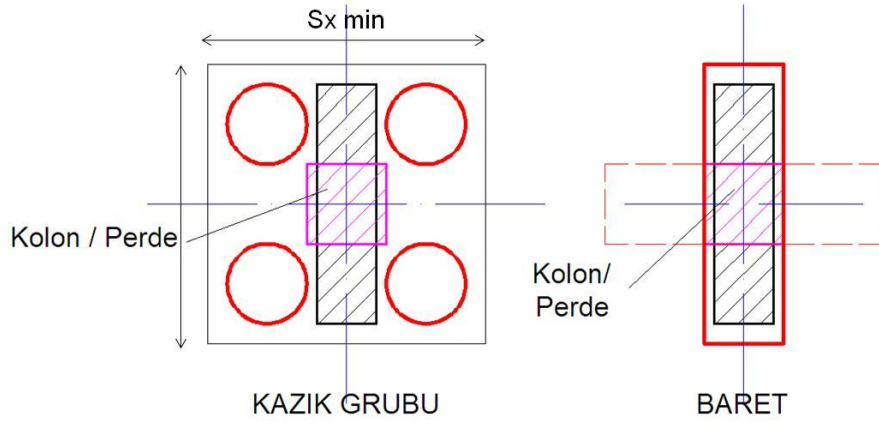
- **Genişlik: 60, 80,100,120cm**
  - **Boy: 220, 280cm**
  - **Şekil: T, +, H, L, Π**
- 

Şekil 1. Baret Temel Konfigürasyonları

## 2. NEDEN BARET TEMELLER?

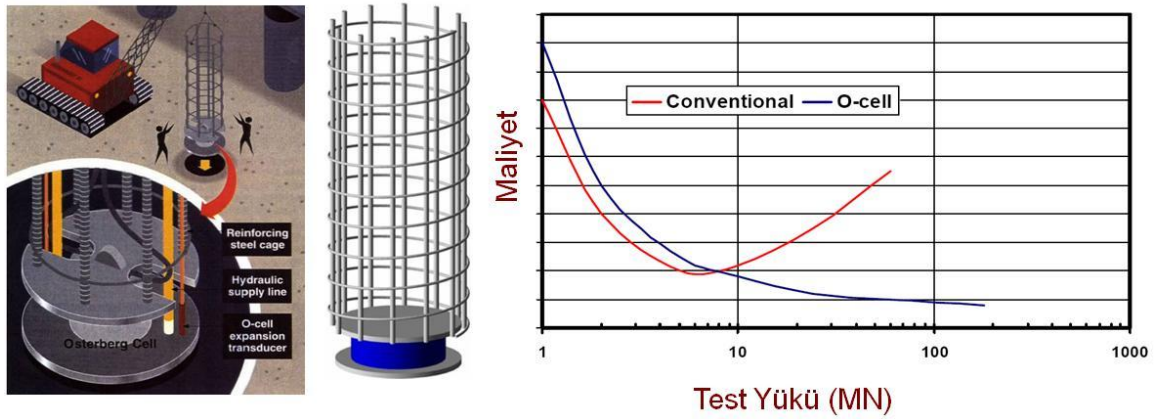
Baret temellerin fore kazıklara göre avantajları aşağıda sıralanmaktadır;

- Kazıklarda kullanılan grup tesiri azaltma faktörünün yermaması, tekil temellerde gerekli kazık baret başlığının boyutlarının küçülmesi, Şekil 2’de gösterildiği gibi düşey bir kolon veya perde altında kazıklı temel halinde (bu örnekte 4 adet) fore kazık yer aldığı halde, baret alternatifinde bir adet baret veya bir adet artı (+) şeklinde baret ile temel teşkil edilebilmektedir. Bu durumda fore kazık grubu için, ara mesafeye bağlı olarak, düşey taşıma kapasitesi hesabında  $\alpha \leq 1.0$  grup azaltma faktörü uygulanmakta, buna mukabil baret temel kapasite hesabında böyle bir azaltma faktörü yer almamaktadır. Diğer bir husus ise, bu azaltma faktörü değerinin yüksek olabilmesi için fore kazıklar arasındaki mesafe, kazık çapına bağlı olarak, belirli minimum değerlerden yüksek tutulmakta, bunun tabii bir sonucu olarak da kazık grubu için gerekli tekil temel (örneğin köprü orta ayak temeli) kazık başlığı boyutları ( $S_x, S_y$ ) artmaktadır.



Şekil 2. Kolon veya Perdeler Altında Kazık ve Baret Yerleşimi

- O'Cell derin temel yükleme deneyinin temel mühendisliği teknolojisine son 20 yıl içinde girmesi ile birlikte, baret temeller için en büyük sorun teşkil eden, yüksek düşey yükler altında yükleme deneyi yapılabilmesi sorununun giderilmiş olmasıdır. Şekil 3'de gösterildiği gibi konvansiyonel yükleme deneyleri ile en fazla 5.000 tona kadar yükleme deneyi yapılabilirken, O'Cell teknolojisi ile bu değer 30.000 tona kadar arttırılabilmiş, ve çok büyük düşey yükler altında temel tasarımının yükleme deneyi ile kontrol edilebilme olanağı sağlanmıştır. O'Cell teknolojisinin getirdiği diğer bir avantaj ise yüksek düşey yükler altında, 1000 tonu aşan yüklerde yükleme deneyi maliyetinde meydana gelen büyük azalmadır.

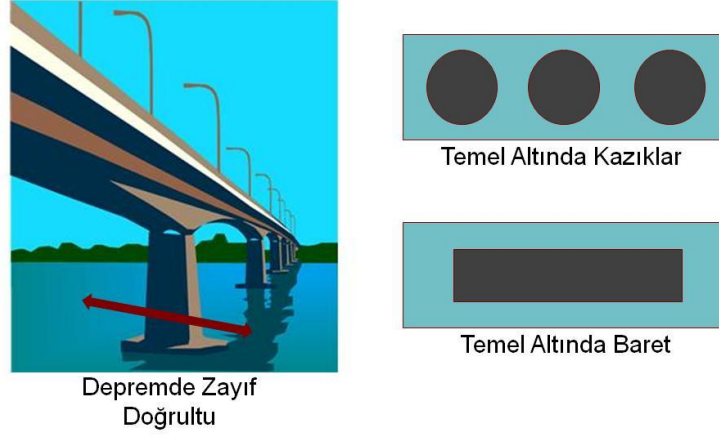


❖ Şekil 3. Konvansiyonel Yükleme Deneyi ile Baret Deneyinin Maliyet Karşılaştırılması (Fugro)<sup>1</sup>

- Baret temellerin bir diğer avantajı ise, özel yükleme durumlarında (deprem, rüzgar, hidrostatik) yapının davranış yönünden zayıf olan doğrultusunda Şekil 4'de gösterildiği gibi temelin teşkil edilebilmesidir.

<sup>1</sup> Fugro, Dr. Melvin England'ın sunumlarından (özel)





Şekil 4. Yapının Zayıf Doğrultusu ve Baret Temelin Uygulanışı

- Temel mühendisliğinde, temel tasarımında öngörülen derin temel boylarının uygulamada sorunsuz teşkil edilebilmesi büyük önem teşkil etmektedir. Baret temellerin inşasında, diyafram duvar inşaat teknolojisinin aynen kullanılması sayesinde, en sert kayalarda dahi, hidrolik freze (cutter) teknolojisi (Şekil 5) sayesinde kayaç öğütülebilmekte ve bunun sonucu olarak tasarımda öngörülen seviyelere kadar her zaman baret inşa edilebilmektedir. Fore kazıklarda ise rotary teknolojisi nedeni ile en yüksek kapasiteli kazık makinalarında dahi (40 ton-m torque) büyük kazık çaplarında ( $\text{Ø} > 1000\text{mm}$ ) sert kayalarda özel kayaç kesici uçlar kullanılmasına rağmen çoğunlukla öngörülen derinliklerde kazık teşkil edilememekte ve kısa kalmaktadır. Bu durum, özellikle ana kayada minimum bir soket uzunluğu istenen tasarımlarda büyük sorun teşkil etmekte, uygulamanın durmasına, idare, mühendis ve temel inşaatı müteahhit şirketi arasında karşılıklı görüş farklarının oluşmasına neden olarak, proje sürecinde büyük zaman kayıplarına neden olabilmektedir. Çoğu zaman tasarımda değişiklik yapılması gerekmekte, zaman kayıplarından doğan ilave mali yüklerden ayrı olarak, ilave imalatların getirdiği ilave maliyetlerle karşılaşmakta ve bu ilave maliyetlerin sözleşmesel olarak hangi grup tarafından ödeneceği de çoğu zaman hukuksal anlaşmazlıklara neden olmaktadır.



Hydrofraise



Cutter

Şekil 5. Hidrofreze-Cutter Diyafram Duvar Makinası

- Baret temellerin, fore kazığa göre çok önemli diğer bir avantajı ise dikdörtgen kesitli olmasından dolayı dairesel kesite nazaran, aynı bir kesit alanı için daha büyük çevre uzunluğuna sahip olmasıdır. Bunun sonucu olarak Şekil 6'da özetlendiği gibi 0.8mx2.8m boyutundaki 2.24 m<sup>2</sup> alanlı bir barete eşdeğer alanlı dairenin çapı 1.69m ve her iki kesit için hesaplanan birim boya tekabül eden çeper alanları ise sırası ile, baret için  $a_{sb}=7.20\text{m}^2/\text{m}$ , kazık için  $a_{sp}=5.31\text{m}^2/\text{m}$  olmakta ve bu alanların oranı ise  $a_{sb}/a_{sp}=1.35$  olarak hesaplanmaktadır. Diğer bir deyişle teorik olarak aynı miktarda beton ve demir kullanılsa, aynı miktarda zemin forajı yapılsa dahi, çeper uzunlukları farkı dolayısıyla baret kazığa göre %35 daha fazla düşey taşıma kapasitesine haiz olacaktır.

#### Aynı Kesit Alanı ile Daha Fazla Sürtünme Çevresi

Örn: Baret 0.8m x 2.8m

$$A_b = Alan = 0.8 \cdot 2.8 = 2.24\text{m}^2$$

$$d_{eq} = Eş Fore Kazık Çapı = \sqrt{\frac{4 \cdot 2.24}{\pi}} = 1.69\text{m}$$

$$a_{sb} = \text{Birim uzunluk için baret sürtünme alanı} = 2 \cdot (0.8 + 2.8) = 7.2\text{m}^2 / \text{m}$$

$$a_{sp} = \text{Birim uzunluk için baret sürtünme alanı} = \pi \cdot 1.69 = 5.31\text{m}^2 / \text{m}$$

$$\text{Oran } \frac{a_{sb}}{a_{sp}} = 7.2 / 5.31 = 1.35 \quad !!!$$

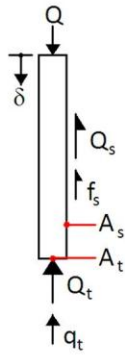
**Şekil 6.** Aynı Kesit Alanına Sahip Kazık ve Baretin Çevreleri Oranı

- Uygulamada, bu fark daha da belirgin bir hale gelmekte kullanılan farklı foraj tekniği nedeni ile fore kazıklarda foraj yöntemine bağlı olarak beton zaiyatı %15-20 olduğu halde (gerçek beton sarfiyatı teorik beton hacminden daha fazla), bu değer baret imalatında genellikle, %5-10 arasında kalmaktadır. Diğer bir deyişle beton zaiyatının kazıkta fazla olması nedeni ile benzer şartlarda, kazıkta barete kıyasla %10 daha fazla beton kullanımı gerekmekte, bunun tabii bir sonucu olarak da temel maliyetleri artmaktadır.

### 3. TEMEL TASARIMINDA PERFORMANS KRİTERİ

Derin temellerde (kazık, baret) düşey yükler altında kapasite hesabı Şekil 7'de özetlendiği şekilde yapılmaktadır. Bu yaklaşımda temel uç ve çeperinde oluşan birim zemin mukavemetinin ( $q_t$  ve  $f_s$ ) temel düşey deplasmanına bağlı gelişmesi düşünülmemekte kapasiteler büyük değer (ultimate) yaklaşımı nedeni ile en büyük ( $q_{t_{ult}}$  ve  $f_{s_{ult}}$ ) değerleri alınarak belirli güvenlik sayıları ile bölünerek ( $q_{t_{all}}$  ve  $f_{s_{all}}$ ) emniyetli değerleri bulunmakta ve " $Q_{all} = A_t \cdot q_{t_{all}} + A_s \cdot f_{s_{all}}$ " bağıntısı ile hesaplanmaktadır. Ancak, burada cevap verilmesi gereken önemli bir soru tasarım düşey yükü altında,  $Q_{all}$  oluşacak düşey deplasmanın  $\delta_v$  değerinin ne olduğudur?

## DERİN TEMELLERDE DÜŞEY KAPASİTE HESABI



- $Q$  : düşey yük
- $Q_s$  : sürtünme ile taşınan yük
- $Q_t$  : uç direnci ile taşınan yük
- $f_s$  : birim sürtünme direnci
- $q_t$  : birim uç direnci
- $A_s$  : çevre sürtünme alanı
- $A_t$  : taban alanı

$$Q_s = f_s \cdot A_s$$

$$Q_t = q_t \cdot A_t$$

$$Q = Q_s + Q_t = f_s \cdot A_s + q_t \cdot A_t$$

Göçme Halinde:

$$Q_{ult} = f_{s,ult} \cdot A_s + q_{t,ult} \cdot A_t$$

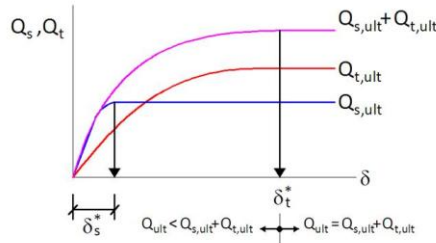
Şekil 7. Derin Temellerde Düşey Kapasite Hesabı

Bu soruya cevap verebilmek için Şekil 8’de uç ve çeper kapasitelerinin kazık deplasmanı ile dağılımları verilmektedir. Görüldüğü gibi çeper kapasiteleri,  $Q_{s,ult}$  çok düşük deplasmanlarda oluştuğu halde (çap veya genişliğin %0.1-0.3’ü), zemin veya kayalık cinsine bağlı olarak uç kapasitesi  $Q_{t,ult}$ , çok daha büyük deplasmanlarda gelişebilmektedir (çap veya genişliğin %1-10’u). Bu durumda, servis yükleri altında temel düşey deplasmanlarının sınırlandırılması istenen performans (deplasman kriterli) temel tasarımlarında, örneğin mütemadi üst taşıyıcı sistemi olan köprü temelleri, çok yüksek katlı binalar, v.s. tasarım yükü, kapasitede belirli bir güvenlik yerine, tasarım yükü altında oluşacak temel düşey deplasmanlarının ( $\delta_v$ ), kritik performans değerinden ( $\delta_{vcr}$ ) küçük olması esasına dayanır.

$$(\delta_v) < (\delta_{vcr})$$

Bu nedenle, bu tür yapılarda emniyetli düşey yükün hesabında çoğu zaman, uç mukavemeti kale alınmaz. Böyle bir durumda, tasarım yalnız çeper mukavemetine göre yapılabildiği için baret temeller daha önce belirtildiği şekilde daha büyük çeper alanına sahip olduklarından uygulamada önemli bir ekonomi sağlayabilirler.

## DERİN TEMELLERDE DÜŞEY KAPASİTE HESABI



$$\delta > \delta_t^* \rightarrow Q_{ult} = Q_{s,ult} + Q_{t,ult}$$

$$\delta < \delta_t^* \rightarrow Q_{ult} < Q_{s,ult} + Q_{t,ult}$$

$$\delta < \delta_s^* \rightarrow Q_{ult} \sim Q_{s,ult}$$

$\delta_s^*$  : Performans kriteri sağlayan düşey deplasman

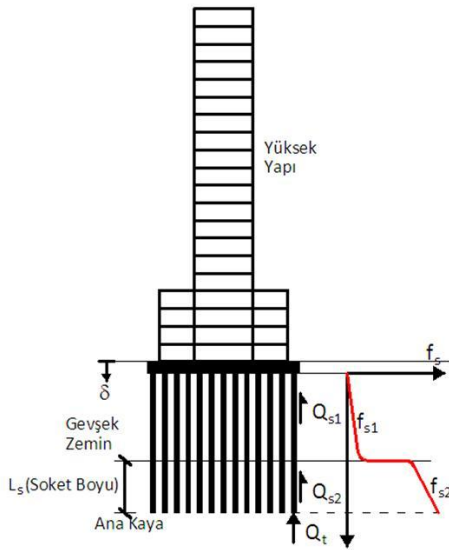
Sonuç: Temel düşey deplasmanı sınırlandırılmak isteniyorsa, düşey temel (kazık/baret) yalnız sürtünmede çalışacak şekilde tasarlanır.

Şekil 8. Deplasmana Bağlı Taşıma Kapasitelerinin Gelişimi

## 4. SOKET BOYUNUN TAYİNİ

Performans kriterinin esas olduğu köprü, yüksek bina (tower) gibi yapılarda, tasarım, sürtünme direnimi esaslı yapıldığından, çeper birim sürtünme mukavemetinin  $f_{s,ult}$  derinlikle değişimi büyük önem arz eder. Derin temel uygulamalarında  $f_{s,ult}$  derinlik dağılımı genellikle, Şekil 9’da gösterildiği gibidir. Üstte yer alan zayıf zeminlerde düşük  $f_{s,ult}$  değerleri dolayısıyla, tasarımda temelin derinde yer alan sağlam seviye(lere) ne kadar devam ettirileceği (soket boyu) tasarımın esasını teşkil eder. Özellikle deprenselliğin yüksek olduğu ülkemizde, yüksek yapılarda veya yüksek orta ayaklı köprü temellerinde yatay yüklenme durumlarında derin temeller çekme yüklerine maruz kalır. Bu durumda seçilecek tasarım soket boyunun çekme yükleri altında da tahkik edilmesi büyük önem taşır. Sonuçta Şekil 9’da özetlendiği şekilde tasarımda, yapılan ön hesaplara göre “soket boyunun” en az ne uzunlukta olması gerektiği tayin edilir. Böyle bir durumda daha önce açıklandığı gibi bu soket boyunun uygulamada sorunsuz gerçekleştirilebilmesi büyük önem taşır. Bu nedenledir ki, baret temeller freze teknolojisi kullanılması sayesinde bu sorunun çözümü olmuştur. Ve son on sene içinde özellikle bu tür yapılarda fore kazık temellere tercih edilmişlerdir.

### DERİN TEMEL TASARIMI



- Düşey deplasman  $\delta$  minimize edilecek i.e. derin temeller yalnız sürtünmede çalışacak.
- $f_{s1}(\text{gevşek zemin}) \ll f_{s2}(\text{ana kaya})$   
Sürtünme direncinin çok büyük bir kısmı ana kayadaki soket boyunca oluşur. Gevşek zemindeki sürtünme ihmal edilebilecek mertebededir.
- Esas, kritik soket boyunun hesabıdır.

Şekil 9. Soket Boyunun Hesaplanması

## 5. BARET İMALATI VE AŞAMALARI

Baret imalatı ile ilgili olarak önemli hususlar aşağıda ekli şekiller yardımı ile açıklanmaktadır.

- Kazı makinaları (Şekil 10A, 10B)

## BARET İMALATI ve AŞAMALARI

### 5.1. Kazı

- Baret kazısı Grab tipi ve/veya Hydrofraise (cutter) tipi makinelerle yapılır.
- Grabler, mekanik grab ve hidrolik grab olarak iki tiptir.
- Hydrofraise tipi makineler kaya zeminlerde kazı için geliştirilmiş özel makinelerdir.
- Kazı sırasında çeperlerin göçmesini önlemek amacıyla bentonit (bir çeşit doğal kil) süspansiyonu kullanılır.
- Bentonit süspansiyonu Reverse Circulation sistemi ile devridaim edilerek tekrar tekrar kullanılır.

### **Şekil 10A. Baret İmalat Aşamaları**

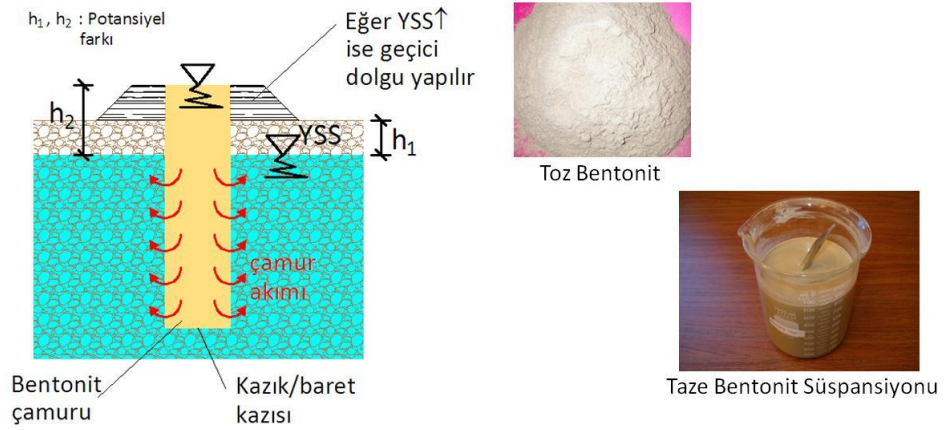
#### Kazı – Kazı Makineleri



### **Şekil 10B. Kazı Makinaları**

- Kazı bentonit çamurunun kullanımı (Şekil 11A, 11B, 11C)

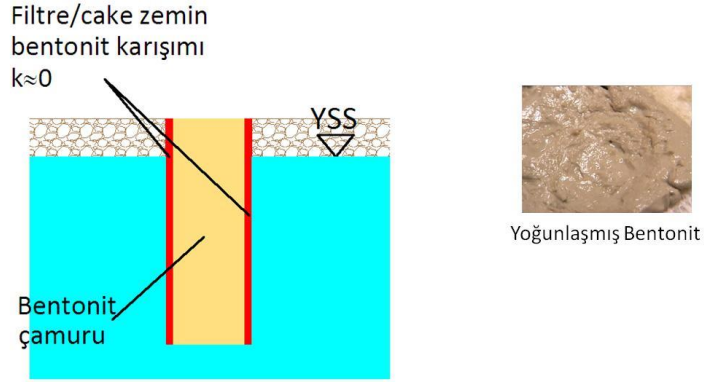
#### Kazı – Bentonit Çamurunun Kullanımı



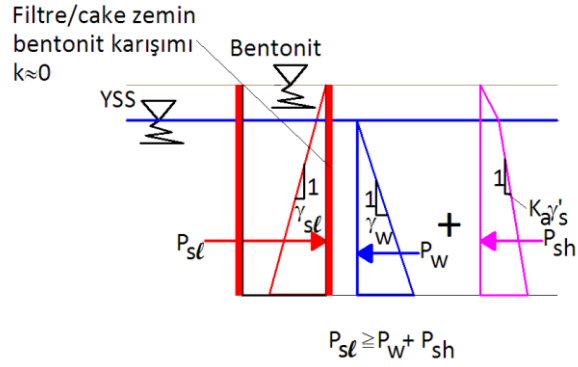
### **Şekil 11A. Bentonit Çamuru**



## Kazı – Bentonit Çamurunun Kullanımı



**Şekil 11B.** Bentonit Çamuru – Cake Oluşumu



**Şekil 11C.** Bentonit Çamuru Stabilitesi

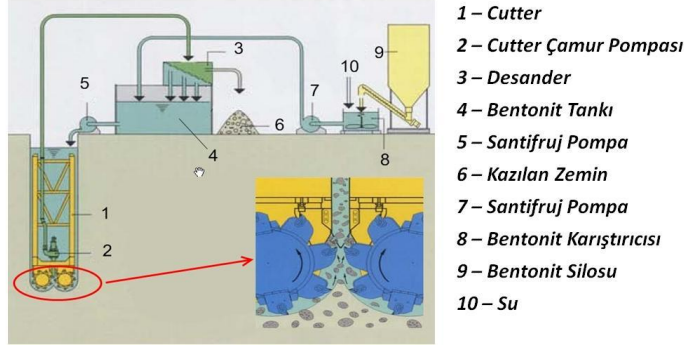
- Ters sirkülasyon ve freze ile baret kazısı (Şekil 12A, 12B, 12C)

## Kazı – Bentonit Çamurunun Kullanımı, Reverse Circulation ve Cutter Metoduyla Baret Kazısı

- Kaya zeminler için geliştirilmiş özel bir yöntemdir.
- Son derece karmaşık ve gelişmiş makineler kullanılır.
- Yüksek tecrübe ve altyapı gerektirir.
- Parçalanan kaya bentonit süspansiyonu ve sirkülasyon sistemi ile kuyudan eleğe (desander) ve oradan tekrar kullanılmak için tanklara aktarılır.
- Bentonit süspansiyonu defalarca kullanılabilir (Bentonit, çimento gibi maliyetli bir malzemedir!).
- Hızlı ve emniyetli bir yöntemdir.

**Şekil 12A.** Cutter ile Zemin Kazısı

## Kazı – Bentonit Çamurunun Kullanımı, Reverse Circulation ve Cutter Metoduyla Baret Kazısı



Şekil 12B. Cutter ile Zemin Kazısı

## Kazı – Bentonit Çamurunun Kullanımı, Reverse Circulation ve Cutter Metoduyla Baret Kazısı



Şekil 12C. Bentonit Tesisi ve Desander

### • Bentonit Çamuru kriterleri (Şekil 13)

- Bentonit çamurunun imalatlar süresince işlevini yerine getirebilmesi için bazı özelliklerinin periyodik olarak kontrol edilmesi gerekir.
- TS EN 1538/2001 (ÖZEL JEOTEKNİK UYGULAMALAR- DİYA FRAM DUVARLAR)'a göre Bu özellikler aşağıdaki gibi olmalıdır.

Özellik	Bentonit Süspansiyonların Özellikleri_ TS EN 1538		
	Kullanım safhaları		
	Taze	Tekrar kullanım için hazır	Betonlamadan önce
Birim hacim kütlesi (g/ml)	< 1,10	< 1,25	< 1,15
Marsh değeri (s)	32 – 50	32 - 60	32 - 50
Akışkan kaybı (ml)	< 30	< 50	-
pH	7 – 11	7 - 12	-
Kum muhtevası (%)	-	-	< 4
Filtre keki (mm)	< 3	< 6	-

Şekil 13. Bentonit Özellikleri

### • Donatı kafesi imalatı ve yerleştirilmesi (Şekil 14A, 14B)



Paspayı



Şekil 14A. Donatı Kafesi İmalatı

Şekil 14B. Donatı Kafesinin Askıya Alınması

- Tremie ile betonlama (Şekil 15)



Şekil 15. Tremie Yöntemi ile Betonlama

## 6. O'CELL YÜKLEME DENEYİ

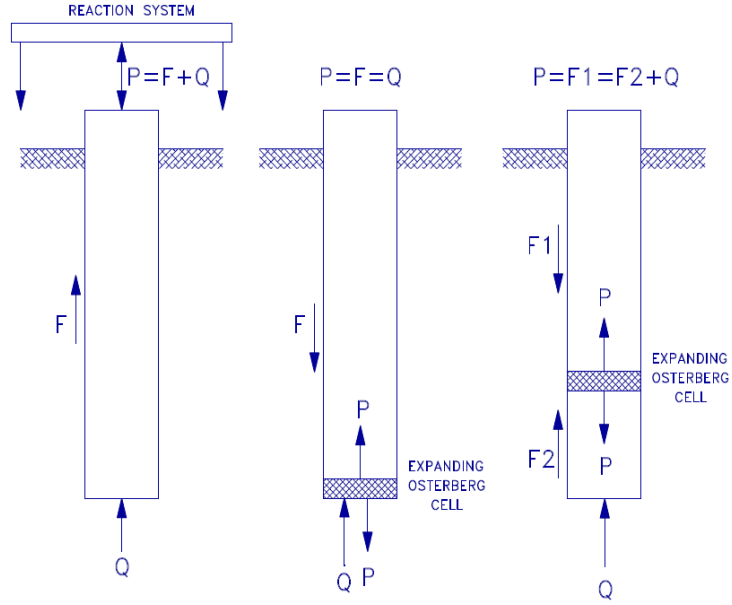
### 6.1. GENEL

Geleneksel yükleme deneyi (direk yükleme, çekme kazıkları ile kontra yük) ile O'Cell yükleme deneyinin karşılaştırılması Şekil 16A ve B'de özetlenmiştir. Görüldüğü gibi O'Cell yönteminde yük, baret içine yerleştirilen bir yük hücresinin her iki doğrultuda yüklenebilmesi ile kontra yüke ihtiyaç duyulmadan yapılabilmektedir bunun sonucu olarak bu yüklemenin avantajları Şekil 17'de özetlenmiştir.





Şekil 16A. Geleneksel Kazık Yükleme Deneyleri ve O'Cell Deneyi (Fugro)



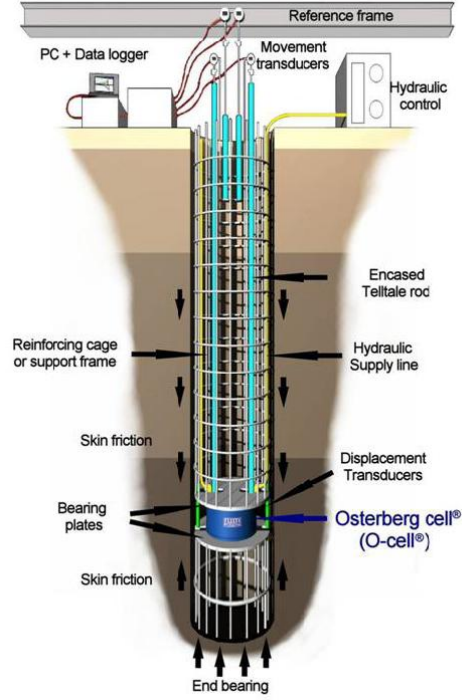
Şekil 16B. Geleneksel Yöntem ile O-Cell Test Karşılaştırması (Fugro)

- Yüksek yük uygulama kapasitesi
- Kaya soketlerine yük uygulayabilir
- Maliyet, güvenlik ve alan kazanımı sağlar
- Reaksiyon sistemi kurmaya gerek yoktur
- Uygulanan kriko yükünü ikiye katlar
- Yüzey sürtünmesini ve taban direncini doğrudan ölçebilir

Şekil 17. O-Cell Statik Yükleme Testi Avantajları (Fugro)

## 6.2. O'CELL DENEYİNİN YAPILMASI

O'Cell deneyinin şematik gösterimi yükleme hücresinin yeri ölçüm aletleri, yükleme plakası montajı, O'Cell deneyi elemanları çelik donatı içindeki yeri, yükleme hücresi montajı, baretin betonlanabilmesi için koni tremie kılavuzu teşkili, O'Cell ve donatı kafesinin yerleştirilmesi, Şekil 18A,B,C,D,E,F,G'de gösterilmektedir.



Şekil 18A. O-Cell Statik Yükleme Testi Gösterimi (Fugro)



Alt ve Üst Tabakalar O-Cell'e Kaynakla Birleştiriliyor



O-Cell/Plaka Donatı Kafesine Kaynakla Birleştiriliyor

Şekil 18B. O-Cell Statik Yükleme Testi Yük Krikosu ve Donatı Kafesi





Şekil 18C O-Cell Test Ekipmanları



Şekil 18D Çoklu Hücre Montajı



Şekil 18E Üst Plağın Bağlanması



Şekil 18F Tremie için Klavuz Yapılması



Şekil 18G Donatı Kafesinin Yerleştirilmesi

### 6.3. O'CELL DENEYİNİN SINIRLAMALARI

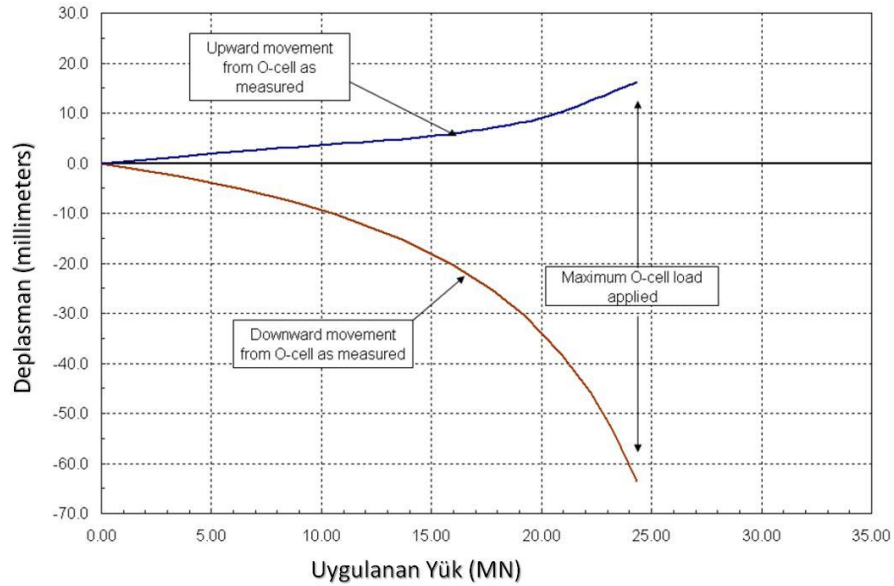
Belirtilen avantajları yanında Şekil 19'da özetlenen hususlar ise bu deneye ait başlıca sınırlamalardır.

- Önceden belirlenmiş kazık/baret üzerinde yapılır.
- Uygulanabilecek maksimum yük, taşıma kapasitesi ve yüzey sürtünmesinin zayıf olmasıyla sınırlıdır.
- Test sonuçlarının anlaşılması için sonuçların yorumlanması gerekir.
- Kazık başlığı test edilemez.

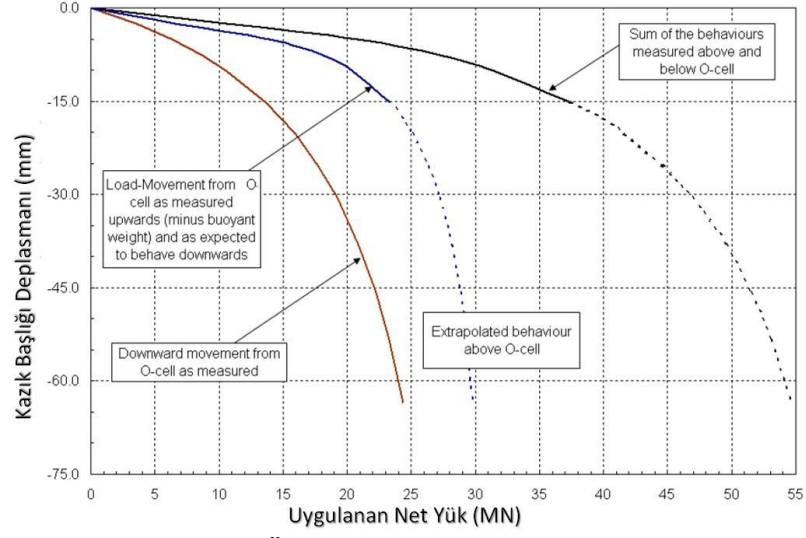
Şekil 19 O-Cell Test Sınırlamaları (Fugro)

### 6.4.O'CELL DENEYİ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

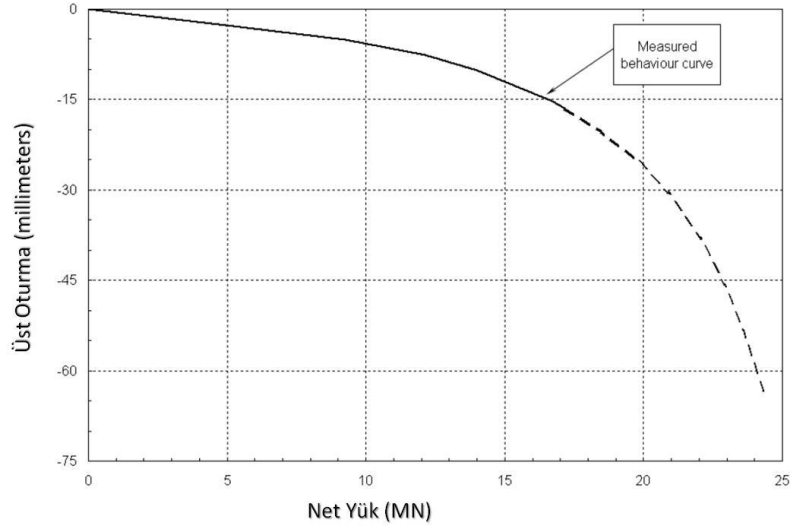
O'Cell deneyinin sonuçları, Şekil 20'de belirtildiği gibi yorumlanarak değerlendirilmeli ve eşdeğer baret üst noktasından yapılan geleneksel yükleme deneyine ait eşdeğer deplasman eğrisi hesaplanmalıdır. Bu hesap yöntemine ait aşamalar, Şekil 20A,B,C,D'de gösterilmiştir. Aynı bir baret (kazık) üzerinde yapılan geleneksel yükleme deneyi ve ölçülen O'Cell deneyi ile ölçülerek hesaplanan yük-deplasman eğrileri Şekil 21'de görüldüğü gibi birbirinin neredeyse aynıdır. Dolayısıyla O'Cell yükleme deneyi ile geliştirilen hesaplama algoritmasının deney sonuçlarının güvenilirliğine bir etkisi olmamaktadır.



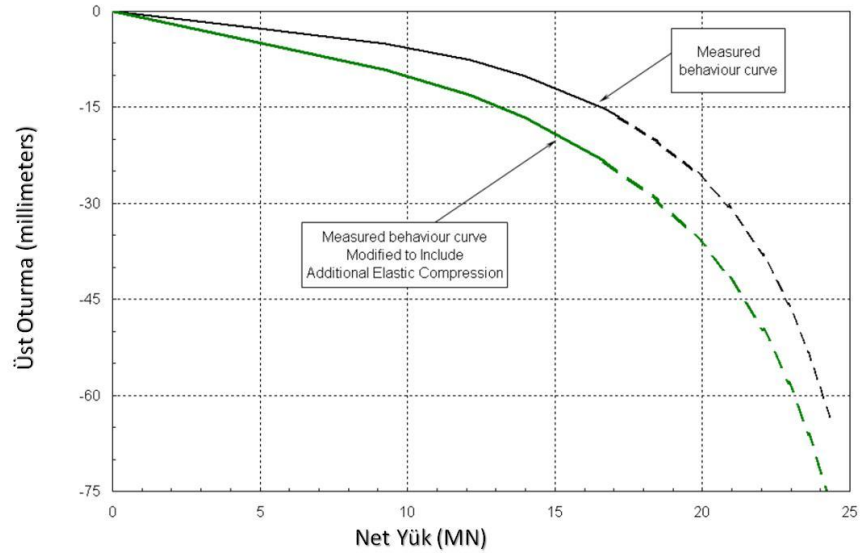
Şekil 20A O-Cell Test Sonuç Analizi (Fugro)



Şekil 20B Ölçülen Sonuçların Toplamı (Fugro)

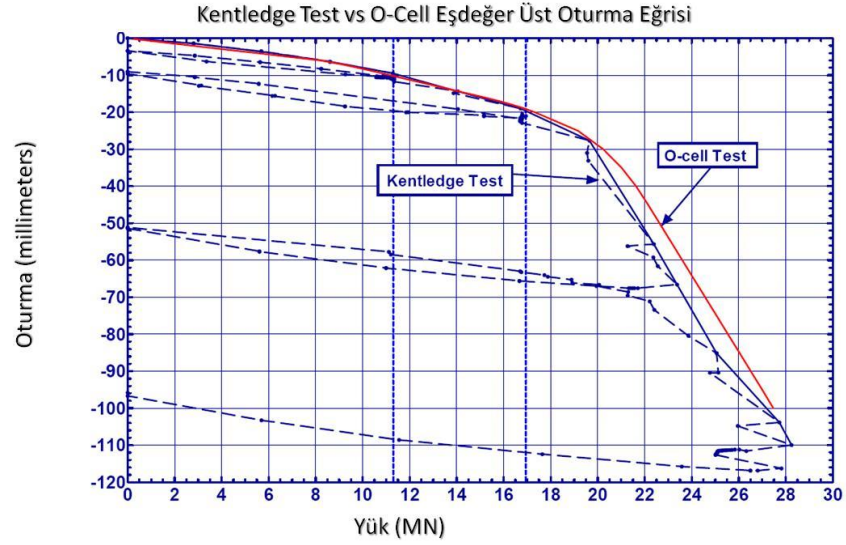


Şekil 20C O-Cell Test Sonuç Analizi (Fugro)



Şekil 20D Ölçülen Ekstra Elastik Kısalma (Fugro)





Şekil 21 Test Eğrilerinin Karşılaştırılması (Fugro)

## 6.5. O'CELL DENEYİNİN GEÇMİŞTEKİ ÖNEMLİ UYGULAMALARI

Daha önce belirtildiği gibi, O'Cell yöntemi sayesinde çok büyük düşey yüklere ulaşan yükleme deneyleri yapılabilmektedir. Şekil 22'de dünyadaki farklı uygulamalarda test edilen düşey yükleri özetlenmektedir.

Konum	Çap	Derinlik	Maksimum Yük
Ohio River Bridge, Kentucky (1992)	1.8m (6ft.)	36m (117 ft.)	54 MN (6200 ton)
St. Mary's River, Georgia (1992)	1.5m (5 ft.)	23m (75 ft.)	65 MN (7300 ton)
Penang, Malaysia (1996)	6x1 m barette	91m (300 ft.)	97 MN (11000 ton)
Apalachicola River, Florida (1997)	2.75m (9 ft.)	39m (127 ft.)	133 MN (15000 ton)
Tuscon, Arizona (2001)	2.4m (7.9 ft.)	41m (135 ft.)	151 MN (17000 ton)
Pomeroy-Mason WV, Ohio River	2.4m (8 ft.)	26m (86 ft.)	163 MN (18400 ton)
Incheon 2nd Crossing Korea	2.4m-3m (8 ft. - 10 ft.)	67m (220 ft.)	279 MN (31350 ton)

Şekil 22 Kaydedilmiş En Yüksek Değerler (Fugro)

## 7. BARET TEMEL UYGULAMALARI

Son on yıl içinde dünyanın çeşitli ülkelerinde yüksek bina inşasının adeta bir yarış halini alması ile baret temellerinin uygulaması da süratle artmıştır. Bu uygulamalardan Dubai, UAE'deki temelleri inşa edilip tamamlanarak, 2008 mali krizi dolayısıyla inşaatına ara

verilen yüksekliği 1 Km'yi aşan Dubai Tower ile halen tasarımı yapılmakta olan ve 1 km yüksekliğindeki Cidde'deki KSA Kingdom Tower verilebilir. Ülkemizde baret uygulamaları ile son üç seneden itibaren yer almış ilk uygulama olarak Batı Ataşehir'de Ülker tarafından Fenerbahçe Spor Kulübü için inşa edilen 18.000 kişilik kapalı spor salonunun temellerinde kullanılmıştır. Yine aynı yıllarda Beşiktaş'ta eski tütün deposunun olduğu yerde inşa edilen otelde uygulanmıştır. İstanbul dışındaki ilk baret temel uygulaması ise İzmir Bayraklı'daki Folkart İkiz Kulelerinde halen (2011) devam etmekte olan uygulamadır. Ülkemizde O'Cell uygulaması ise yukarıda belirtilen her üç baret temel projesinde de başarı ile gerçekleştirilmiştir.

## 8. SONUÇLAR

- şehirleşmenin hızlanması, yüksek yapıların inşa edilmesi sonucu temellere intikal eden düşey yüklerde büyük artışlar olması, bunun tabii bir sonucu olarak da baret temel uygulaması temel mühendisliğinde her geçen yıl daha fazla uygulanır olmuştur.
- Baret temellerin O'Cell deneyi ile yüksek düşey yükler altında denenmesi ile tasarım yükleri uygulamada kolaylıkla kontrol edilmekte, uygulama öncesi yapılan deneyler sonucu tasarım deney sonuçlarına göre optimize edilebilmektedir.
- Performans kriterine (deplasman sınırlamalı) göre yapılan tasarımlarda derin temeller çeper sürtünmesine göre tasarlandığından baretler aynı kesitteki dairesel kazıklara göre daha fazla yük taşıdığından daha ekonomik bir tasarım alternatifi sunmaktadır.
- Baret temellerin en sağlam kayalarda dahi uygulanan freze teknolojisi ile tasarlanan boylarda inşa edilebilmesi, kazıklara göre büyük avantaj teşkil etmektedir.
- Baret temellerin inşası ile üst yapıdaki taşıyıcılar temelde aynen devam ettirilebilmekte (perde duvar altına baret, kolon altına kazık) ve böylece fazla imalata yer vermeyen ekonomik bir uygulama gerçekleştirilebilmektedir.

## TEŞEKKÜR

Bu tebliğ 4. Geoteknik Sempozyumu organize eden İnşaat Mühendisleri Odası, İMO Adana şubesi'nin çağrısı üzerine hazırlanmıştır. Sempozyuma çağrılı tebliğ ile katılmamı sağlayan organizasyon üyelerine, bu tebliğin hazırlanmasındaki katkılarından dolayı Zetaş Zemin Teknolojisi A.ř. Mühendislik Grubundan İnş. Yük. Müh. Önder Akçakal'a teşekkür ederim.

# İNCE TANE ORANI VE ŞEKİSEL ÖZELLİKLERİN REZİDÜEL DİREKT KESME KUTUSU DENEYLERİNDEKİ KUM DAVRANIŞINA ETKİSİ

EFFECTS OF FINES CONTENT AND PARTICLE SHAPE ON THE  
BEHAVIOUR OF SANDS IN RESIDUAL DIRECT SHEAR TEST

Ali Fırat ÇABALAR<sup>1</sup>

Kemal DULUNDU<sup>2</sup>

Kağan TUNCAY<sup>3</sup>

## ABSTRACT

Soil layers are subjected to cyclic loadings under some cases (traffic loadings, sea waves, earthquake...). This study presents an investigation on the effects of fines content and particle shape on the behaviour of sands under cyclic loadings. Sands having various fines contents and shape properties were tested using residual direct shear testing set up under strain controlled loading. Different sizes of sands having distinct shapes (rotund and angular) were tested at a vertical stress level of 100 kPa, and a shearing rate of 2.0 mm/min. The experimental results show that fines content and particle shape properties have an effect on the residual direct shear strength values.

**Keywords:** Residual Direct Shear Box, Fines Content, Particle Shapes.

## ÖZET

Zemin tabakaları, çeşitli durumlarda (deprem, bazı makine temelleri, deniz dalgaları, trafik yükleri...) çevrimli yüklere maruz kalmaktadır. Bu çalışmada, zemin tanelerinin ince tane oranı ve şekil özelliklerinin çevrimli yükler altındaki davranışa etkisi üzerine yapılan bir araştırma sunulmaktadır. Farklı ince tane oranı ve şekil özelliğine sahip kum örnekleri rezidüel direkt kesme deney aletinde gerilme kontrollü olarak test edildi. Deneysel çalışmada kullanılan örneklerden biri Trakya Bölgesi'nden elde edilmiştir ve yuvarlatılmış şekle sahiptir. Diğerleri ise, Kuzey Kıbrıs'ta kırma taş olarak bilinen köşeli kum örneğidir. 100 kPa altındaki numuneler 2 mm/dak yükleme hızıyla test edilmişlerdir. Farklı eleklere elenerek elde edilen numuneler üzerinde yapılan deneysel çalışmalar, zeminlerin ince tane oranı ve şekil özelliklerinin, gerilme kontrollü olarak uygulanan çevrimli yüklemeler sonrası elde edilen kayma mukavemetleri üzerinde etkili olduğunu göstermiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Rezidüel Direkt Kesme Kutusu, İnce Tane Oranı, Tane Şekilleri.

<sup>1</sup> Y. Doç Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Gaziantep, cabalar@gantep.edu.tr

<sup>2</sup> Y. Lisans Öğrencisi, Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Gaziantep

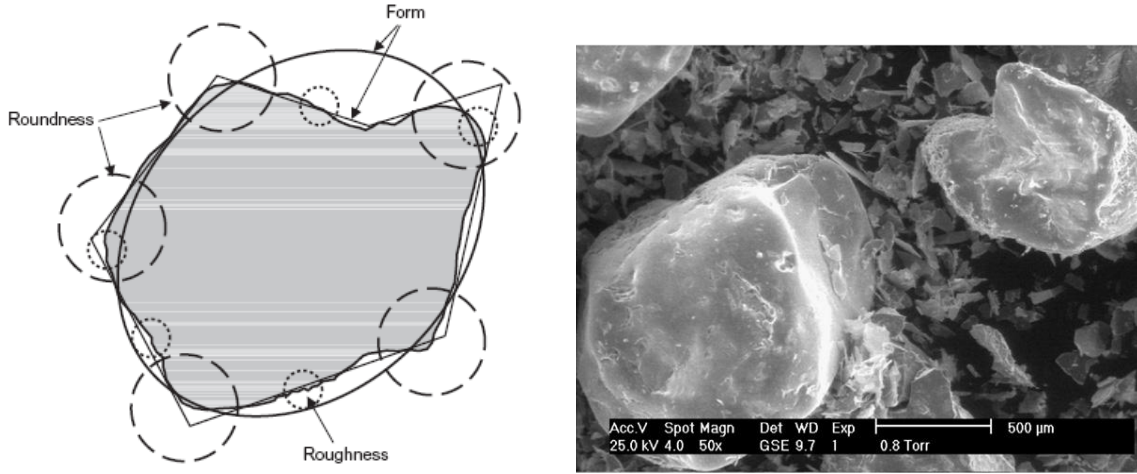
<sup>3</sup> Prof. Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Kuzey Kıbrıs Kampüsü, İnşaat Müh. Bölümü, KKTC



# 1. GİRİŞ

Zemin taneleri, kayaçların kimyasal ve/veya mekanik yollarla daha küçük parçalara ayrışması ile oluşmaktadır. Taneleri oluşturan kayaçların farklı mineralojik yapıya sahip olmaları ve ayrışmaya yol açan faktörlerin farklı olması, zemin tanelerinin farklı büyüklük ve şekillerde oluşmasına neden olmaktadır. Zemin tanelerinin fiziksel ve geometrik özellikleri zeminlerin genel davranışını etkilemektedir. Mineraloji ve mukavemet gibi özellikler fiziksel yapıyı tanımlarken, ölçü, tane dağılımı ve şekilsel yapılar ise geometrik özellikleri tanımlamaktadır. Zeminlerin mukavemet ve deformasyon özelliklerinin tespiti için oldukça önemli çalışmalar yapılmışken, şekilsel özelliklerini inceleyen nispeten daha az sayıda araştırma yapılmıştır (Vermulen, 2001; Santamarina ve Cho, 2004; Clayton vd., 2009; Powrie vd., 2005).

Bazı araştırmacılar, doğal zemin tanelerinin şekilsel yapılarını üç temel ifadeyle tanımlamışlardır. Bunlar; (i) pürüzlülük, (ii) yuvarlatılmış ya da köşelilik, (iii) yapı. ‘Pürüzlülük’, sıradan bir mikroskop ya da elektron mikroskopla kolaylıkla görülebilen bir özelliktir. Fractal metot (Hyslip ve Vallejo, 1997) ya da Fourier metot (Bowmann vd., 2001)’la tespiti yapılabilen bu özellik ile ilgili olarak yapılan en kapsamlı çalışmalardan biri Stout ve Blunt (2000)’dir. ‘Yuvarlatılmış’ ya da ‘köşeli’ olarak ifade edilen durum, yüzey düzensizliğinin (köşeler, kenarlar) ölçüsü olarak tanımlanabilir (Wadell, 1932; Lees, 1964; Cho vd., 2005). ‘Yapı’ ise bir zemin tanesinin 3 boyutlu görünüşünü tanımlamak için kullanılan bir ifadedir (Barrett, 1980; Abbireddy vd., 2009; Clayton vd., 2009). Şekil 1a’da bu tanımlamalar gösterilmektedir.



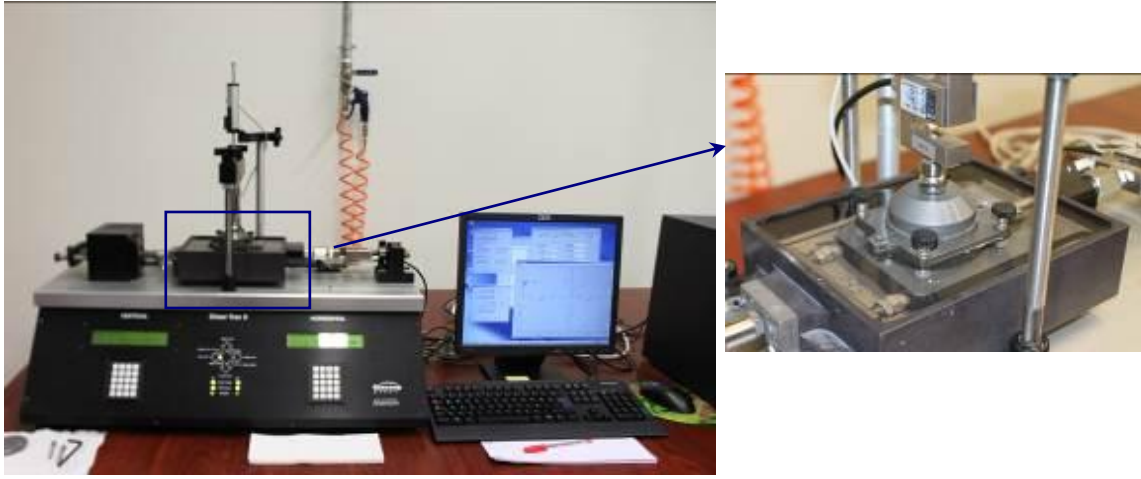
**Şekil 1. (a)** Tanelerin şekil özellikleri (Barrett, 1980), **(b)** İnce-iri taneli kum karışımı.

Ayrıca, bir zemindeki ince tane oranı, o zemine ait mekanik ve dinamik davranışları etkilemektedir. Yapılan deneysel çalışmalar genellikle standartlarda önerilen, büyüklüğü ve şekilleri bilinen zemin örnekleri (Leighton Buzzard Kum, Ottawa Kum, Toyoura Kum...) üzerinde yapılmaktadır. Halbuki, arazide yapılan çalışmalarda farklı şekil ve büyüklüğe sahip örnekler değişik oranlarda karışmış olarak bulunabilmektedir. Yapılan bazı çalışmalar iri taneli bir zemin örneğindeki ince tane oranının davranış üzerinde etkili olduğunu ortaya koymuştur (Terzaghi, 1925; Olson ve Mesri, 1970; Clayton vd., 2004; Çabalar ve Çevik 2009; Çabalar 2010a, b). Bir zemin örneğindeki ince tane oranı direkt kesme kutusu ve üç eksenli deneylerindeki davranış etkilediği gibi, dinamik özellikleri de etkilemektedir (Shen vd., 1977; Lade ve Yamamuro, 1997; Salgado vd., 2000; Naeini ve Baziar, 2004; Masayuki ve Uk-Gie, 2009). Şekil 1b’de, ince ve iri taneli zeminlerden oluşmuş bu tür bir zemine ait resim verilmiştir.

Bu çalışmada, zemin tanelerinin şekilsel özellikleri ve iri taneli zeminlerdeki ince tane oranının rezidüel direkt kesme kutusu deneylerinde elde edilen sonuçlara etkisi incelenmektedir. Deneysel çalışmada kullanılan zemin örneklerinden biri Trakya Bölgesi'nden elde edilmiştir ve yuvarlatılmış şekle sahiptir. Diğerisi ise, Kuzey Kıbrıs'ta kırma taş olarak bilinen köşeli kum örneğidir. Deneysel çalışmanın yapıldığı deney ekipmanı ve kullanılan zemin örnekleri hakkında bilgi verildikten sonra, elde edilen deney sonuçları tartışılmıştır.

## 2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Deneysel çalışmalar 'rezidüel direkt kesme kutusu' deney aletinde yapılmıştır. Konsolidasyon ve standart direkt kesme deneyleri yapabilme özelliklerine sahip olan deney aleti ASTM D3080'e uygun olarak üretilmiştir (www.geocomp.com). Deney aletine ait resim Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2. Rezidüel Direk Kesme Kutusu Deney Aleti

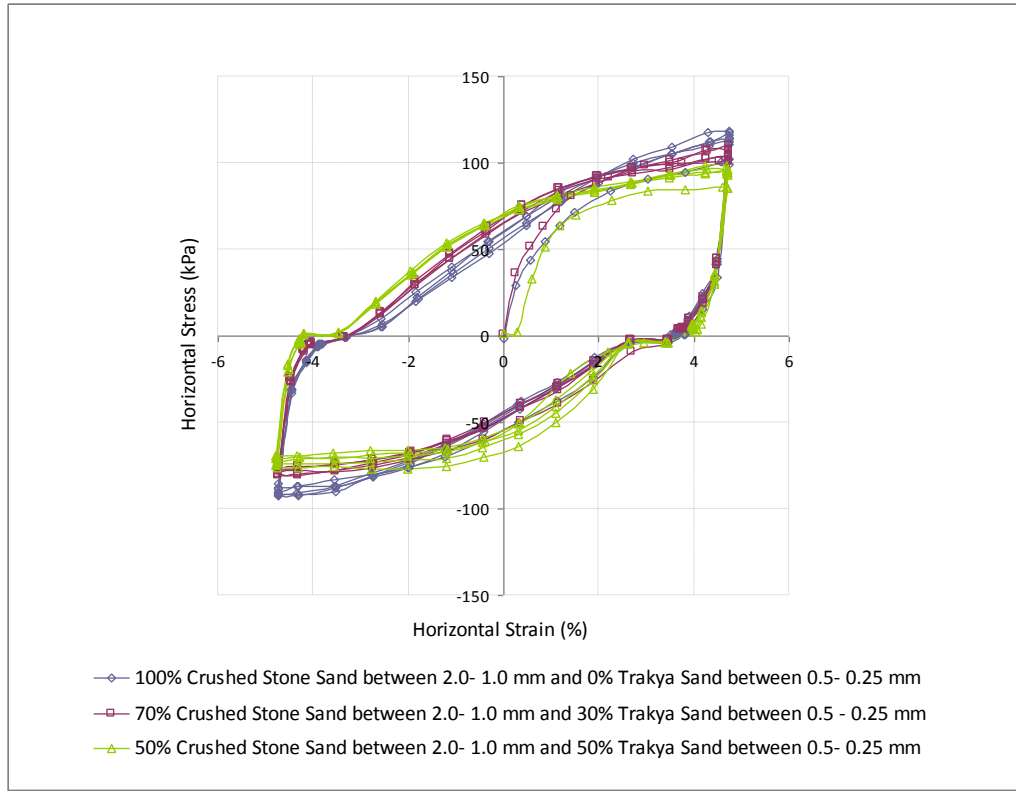
İki farklı ocaktan alınan şekil yapıları birbirinden farklı olan numuneler değişik eleklerden geçirildiler. Deneysel çalışmada kullanılan örneklerden biri Trakya Bölgesi'nden elde edilmiştir ve yuvarlatılmış şekle sahiptir. Diğerisi ise, Kuzey Kıbrıs'ta kırma taş olarak bilinen köşeli kum örneğidir (Şekil 3). Yapılan ilk seri deneysel çalışmada; ince tane oranının genel davranışa etkisi gözlemlenmiştir. 2.0- 1.0 mm arasındaki Kırma taş kumu farklı oranlarda, 0.5- 0.25 mm arasındaki Trakya kumu ile karıştırılarak test edilmiştir. Ağırлықça eklenen Trakya kumu oranları; %0, %30 ve %50 olmuştur.



Şekil 3. (a) Kırma taş kumu (2.0-1.0 mm), (b) Trakya Kumu (2.0-1.0 mm).

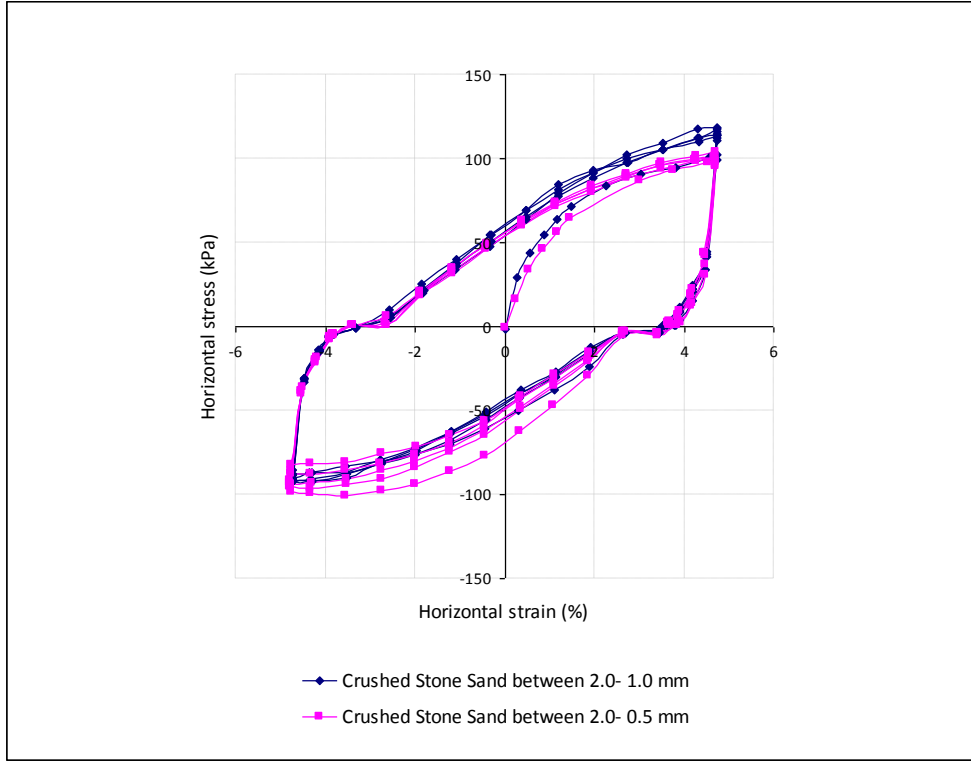
### 3. DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

Elde edilen deneysel veriler Şekil 4-7'deki grafiklerde sunulmaktadır. 100 kPa düşey yük altında yapılan deneylerde, her örneğe 5 defa tekrarlı kesme uygulanmıştır. Tüm tekrarlı yüklemelerde 2 mm/dak'lık yatay kesme hızı uygulanmıştır. Şekil 4'te farklı karışım oranlarındaki Kıрма taş ve Trakya Kumu örneklerinin davranışı görülmektedir. Köşeli bir yapıya sahip olan Kıрма taş kumu taneleri 2.0- 1.0 mm arasındaki eleklerden elenmiştir, yuvarlatılmış şekil özelliğine sahip olan Trakya Kumu tanelerinin büyüklüğü ise 0.5- 0.25 mm arasında değişmektedir. Şekil 4'te görüldüğü gibi, ince tane karıştırılmamış saf Kıрма taş Kumu örneği tekrarlı yüklemeler altındaki en yüksek yatay kesme mukavemetine sahiptir. Trakya Kumu oranı, ya da diğer bir ifadeyle, ince tane oranı arttıkça kesme mukavemeti değerlerinin azaldığı görülmektedir. Büyük gerilme seviyelerindeki bu azalmaya karşın, çok küçük gerilme seviyelerindeki kesme mukavemeti değerleri ise artmaktadır.

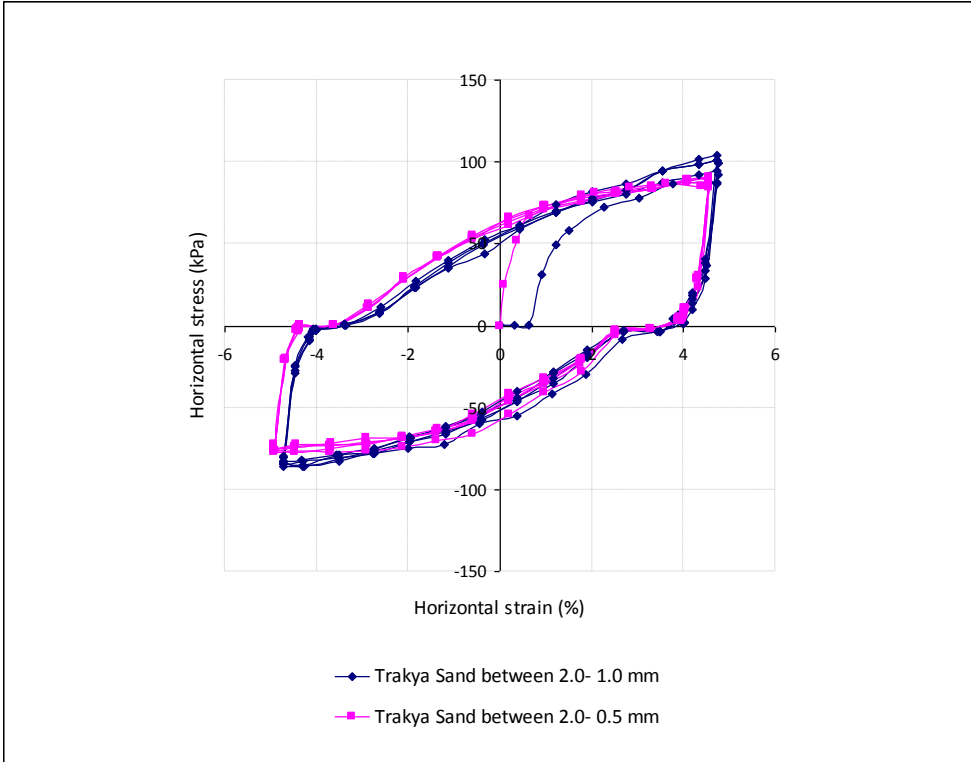


Şekil 4. Farklı Karışım Oranlarındaki Kıрма Taş ve Trakya Kumu Örneklerinin Davranışı.

Şekil 5'te farklı büyüklükteki Kıрма taş kumu örneklerinin davranışı görülmektedir. Farklı renklerdeki grafiklerle gösterilen deneylerden biri 2.0- 1.0 mm arasındaki kumlardan elde edilmişken, diğeri ise aynı kumun 2.0- 0.5 mm arasındaki örnekleri üzerinde yapılmıştır. İnce tane oranı 2.0- 1.0 mm zemin numunesinde çok daha az bulunmaktadır. İki numune arasında görülen farkların nedeninin ince tane oranı olduğu düşünülmektedir. İnce tane oranı daha az olan numune yüksek gerilme seviyesinde daha fazla kesme mukavemetine sahiptir. Şekil 6'da da benzer bir çalışma yapılmış ve aynı sonuca ulaşılmıştır. Şekil 6'da sunulan deneysel çalışmalar farklı iki büyüklük aralığındaki Trakya kumu örnekleri üzerinde yapılmıştır. İnce tane oranı daha az olan numune yine burada da daha fazla kesme mukavemetine sahiptir. Diğer taraftan, ince tane oranı daha fazla olan numunelerin küçük gerilme seviyelerinde daha fazla kesme mukavemetine sahip olduğu gözlemlenmiştir.



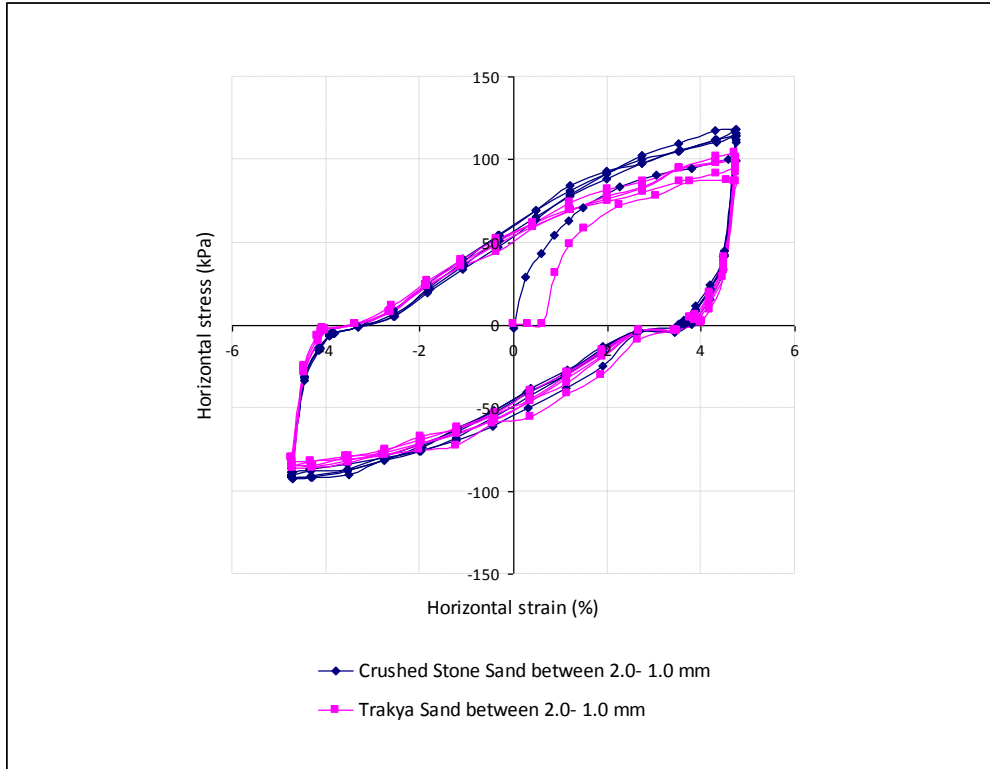
**Şekil 5.** Farklı Büyüklükteki Kırma Taş Kumu Örneklerinin Davranışı.



**Şekil 6.** Farklı Büyüklükteki Trakya Kumu Örneklerinin Davranışı.

Şekil 7, aynı büyüklük ve farklı şekildeki Kırma taş ve Trakya kumu örneklerinin davranışını göstermektedir. Şekil 3’de de görüldüğü gibi, iki kum örneğinin şekil özellikleri birbirinden farklıdır. Aynı büyüklüğe sahip olan bu numunelerden köşeli olana ait kesme mukavemeti daha yüksektir. Bu durum, bazı araştırmacıların (Vermulen, 2001;

Santamarina ve Cho, 2004; Powrie vd., 2005) daha önce yaptıkları çalışmalarla paralellik göstermektedir. Daha önce yapılan araştırmalarda; boşluk oranı, kesme mukavemeti ve deformasyon gibi özelliklerin tanelerin köşeli olmalarıyla arttığı belirtilmektedir.



Şekil 7. Aynı Büyüklük ve Farklı Şekildeki Kırma Taş ve Trakya Kumu Örneklerinin Davranışı.

#### 4. SONUÇ

Yapılan çalışmada elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- Tekrarlı olarak 5 defa kesme kuvvetine maruz kalan köşeli olan kum örneği yuvarlatılmış olana kıyasla daha fazla mukavemet göstermiştir.
- Bir zemindeki ince tane oranı rezidüel kesme mukavemetini etkilemektedir. İnce tane oranı arttıkça mukavemette azalma gözlemlenmiştir.
- İnce tane oranı, büyük gerilme seviyelerinde mukavemeti azaltırken, küçük gerilme seviyelerinde mukavemetin artışına neden olmuştur.
- Kesme mukavemeti değerleri üzerinde, ince tane miktarının, ince tanelerin şekilsel özelliğine göre daha etkili olduğu düşünülmektedir.

#### TEŞEKKÜR

Kırma taş ve Trakya kumlarına ait resimler Boğaziçi Üniversitesi'nden Doç. Dr. Ayşe Edinçliler tarafından sağlanmıştır.

## 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*, 59 (6): 503- 511.
- Barrett, P.J. (1980). "The shape of rock particles: a critical review", *Sedimentology* 27, 3, 291- 303.
- Bowman, E. T., Soga, K., ve Drummond, W. (2001). "Particle shape characterisation using Fourier descriptor analysis", *Geotechnique*, 51(6): 545-554.
- Clayton C.R.I., Theron M., Vermeulen N.J. (2004). "The effect of particle shape on the behavior 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*, 59 (6): 493- 501.
- 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>)
- Çabalar A. F. ve Çevik, A. (2009). "Modelling Damping Ratio and Shear Modulus of Sand-Mica Mixtures using Neural Network". *Engineering Geology*, 104, 31- 40.
- Çabalar A. F. (2010). "The Effects of Fines on the Behavior of a Sand Mixture", *Geotechnical and Geological Engineering*, GEGE475, doi: 10.1007/s10706-010-9355-z.
- Çabalar A. F. (2010). "Applications of the Triaxial, Resonant Column and Oedometer Tests to the Study of Micaceous Sands", *Engineering Geology*, 112, 21- 28.
- Hyslip, J. P. ve Vallejo, L. E. (1997). "Fractal analysis of the roughness and size distribution of granular materials", *Engineering Geology*, 48, 231-244.
- Lade P.V. ve Yamamuro J.A. (1997) "Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands", *Can. Geotech J.* 34, 918–928.
- Lees, G. (1964). "A new method for determining the angularity of particles", *Sedimentology*, 3, 2-21.
- Masayuki, H., Uk-Gie, K. (2009). "Role of fines on cyclic strength of sands with various kinds of fines", *XVIIth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*, 2- 3. 10. 2009, Alexandria, Egypt.
- Naeini S.A., Baziar M.H. (2004) "Effects of fines content on steady state strength of mixed and layered samples of a sand", *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 24, 181–187.
- 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.
- 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.
- Salgado R., Bandini P., Karim A. (2000) "Shear strength and stiffness of silty sand", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* ASCE 126(5): 451– 462.
- 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.
- Shen C.K., Vrymoed J.L., Uyeno C.K. (1977) "The effect of fines on liquefaction of sands", In: *Proceedings of the IX international conference on soil mechanics and foundation engineering*, 381– 385.
- 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.

# ADAPAZARI ZEMİNLERİNİN ÖZELLİKLERİ

## GEOTECHNICAL PROPERTIES OF ADAPAZARI SOILS

Ersin AREL<sup>1</sup> Akın ÖNALP<sup>2</sup> Ertan BOL<sup>1</sup> Sedat SERT<sup>1</sup> Aşkın ÖZOCAK<sup>1</sup>  
Nazile URAL<sup>3</sup> İlhan Burak DURAN<sup>4</sup>

### ABSTRACT

The behaviour of fine grained soils under seismic conditions is a controversial field because of the interaction between liquefaction and deformation conditions. The widespread ground failure observed in Adapazari during the 1999 earthquake prompted this team to look at different aspects of the problem. This paper gives an account of several research efforts expended since then. It is found that a silt is likely to fail under dynamic loads if the pore pressure dissipation indicates  $t_{90}$  values below 300 seconds. Secondly, it is very likely that the soil profiles in a city or region can be predicted with high confidence by the use of ANN methods even in a city like Adapazari, where chaotic profiles are frequent. The last finding pertains to the laboratory testing by DSS and CTX as compared to empirical methods to identify liquefiable silts. Although clay content and plasticity index are good indicators of the affinity for liquefaction, the number of variables affecting test results are too many which makes laboratory testing a minor alternative.

**Keywords:** Silts, Physical/Mechanical Property, Liquefaction, Dissipation, Artificial Neural Network, Dynamic Testing

### ÖZET

Adapazari kent merkezindeki problemlili zemin koşulları son 15 yıldır incelenmektedir. Bildiride yapılmış araştırmaların sonuçları toplu halde sunulmaktadır. Buna göre, zeminin sismik koşullarda davranışı koni penetrasyon deneyinde ölçülen fazla boşluk suyu sönümlenme zamanı yenilmenin tanısında çok hızlı bir yol olarak belirmiştir. Bir diğer bulgu, kentin son derece karmaşık zemin profilinin bu güne kadar birikmiş bilgilerin yapay sinir ağında analizi ile yüksek güvenilirlikle tahmin edilebileceği olmuştur. Buna göre kentte yakın gelecekte sondaj yapmadan parsel koordinatları yardımı ile zemin profili çıkartılabilecektir. Son aşamada doğal ve yapay silt numuneleri dinamik basit ve üç eksenli kesme deneylerine tabi tutulmuştur. Bulgular kil içeriği ve plastisite indisinin zemin yenilmesini tanımlayabilecek özellikler olduğunu göstermiş ise de laboratuvar deneylerinin ancak özel durumlarda tercih edilmesinin doğru olacağına işaret etmiştir.

**Anahtar kelimeler:** Silt, Fiziksel/Mekanik Özellikler, Sıvılaşma, Sönümlenme, Yapay Sinir Ağı, Dinamik Deneyler

<sup>1</sup>Y.Doç.Dr., Sakarya Üniversitesi, earel@sakarya.edu.tr

<sup>2</sup>Prof.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, a.onalp@iku.edu.tr

<sup>3</sup>Y.Doç.Dr., Bilecik Üniversitesi, nazile.ural@bilecik.edu.tr

<sup>4</sup>İnş.Yük.Müh., İstanbul Kültür Üniversitesi, b.duran@iku.edu.tr



## 1. GİRİŞ

1999 Marmara depremlerini izleyerek, kuvvetli yer hareketleri sonucu oluşan kayıpların birçok yerde zemin özelliklerinden kaynaklandığı görüşü ağırlık kazanmıştı. O kadar ki, en ağır hasarın görüldüğü Adapazarı'nda zemin, şimdi kaldırılmış olan Afet İşleri G.M. yetkililerince kent "patates tarlası" na benzetilmiş, alel acele yaptırılan zemin incelemesi sonucu Adapazarı bir sıvılaşma kenti ilan edilerek kuzeydeki tepelere taşınması kararı alınmıştı. Bunu izleyen süreçte Sakarya Üniversitesi'nce son 20 yıl boyunca yürütülen kapsamlı araştırmalarla kent merkezindeki zeminlerin özellikleri geniş bir veritabanına yüklenerek teknik kamuoyunun kullanımına sunulmuş bulunmaktadır. Bu bildiri de sondajlar/SPT ölçümleri, laboratuvar deneyleri, konik sondalamalar (CPTU, SCPTU), dinamik üç eksenli ve dinamik basit kesme deneyleri sonuçlarından edinilen bilgiler özetlenerek kent zeminlerinin mekanik özelliklerine genel bir bakış sunulmakta, diğer kentlere de örnek olması için bir genel yargıya varma denemesi yapılmaktadır.

## 2. KENTİN JEOMORFOLOJİSİ

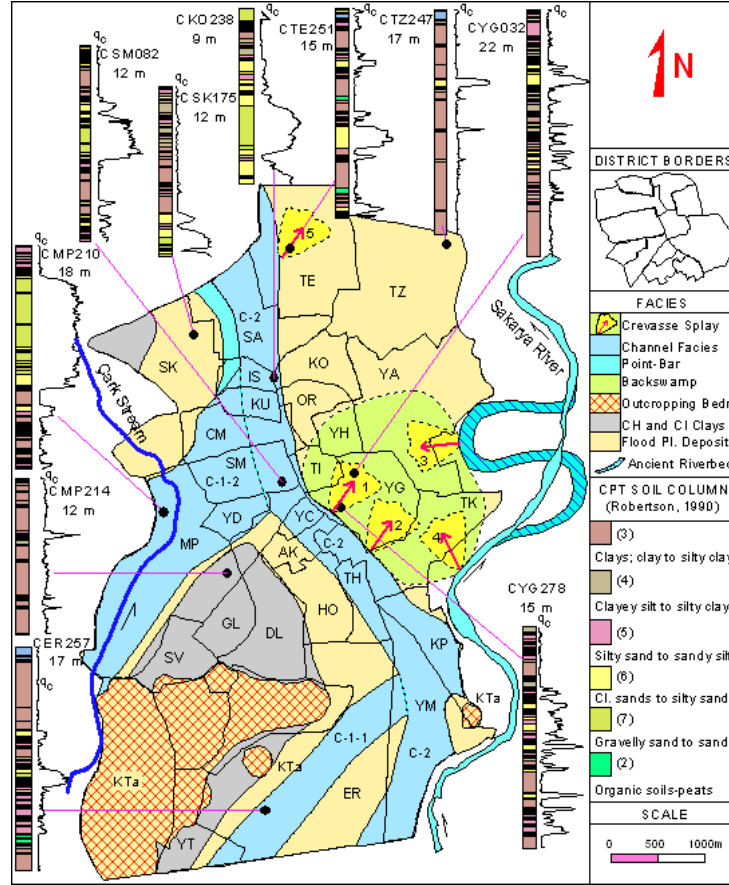
Bu bildiri de; yakın jeolojik geçmişe kadar bir bataklık alanı, 1966'ya kadar da Sakarya'nın taşkın etkisinde olan Adapazarı kent merkezindeki problemlili zeminlerle ilgili son 15 yıl içinde yapılmış olan araştırmaların sonuçları statik ve dinamik özellikleri öne çıkartılarak anlatılacaktır.

Ada-Pazar'ı ve çevresinde en önemli zemin özelliğinin üst 10m'de bulunan katmanların 1000 yıldan daha genç olmasıdır (Holosen). Bu özellik yaptırılan karbon yaş tayini ile bulunmuş olduğu gibi, eski bilgilerden de anlaşılabilir. Evliya Çelebi kitaplarında Sapanca'dan uzunca bahsettiği halde Adapazarı'na değinmemiştir. XVIII.yüzyıl sonlarında kente gelen bir yabancı bir seyyah bu köye bataklıklar içinden geçerek girdiklerini yol kenarındaki büyük çukurlarda mandaların yattığını anlatmaktadır.

Daha da önemli bilgi şimdi kentin batısında akan cılız Çark Deresinin altından geçmekte olduğu 2000 yıllık 12 gözlü Roma köprüsünden gelmektedir. Sakarya Nehri'nin o tarihlerde buradan akmakta iken, zaman içinde 4km doğuya göçettiği anlaşılmaktadır. Bu göçte güncel Ada-Pazarı'nın merkezinde uzunca bir süre kaldığı, yaptığı menderes ve taşkınlarla çevreyi kapladığı, yapılan çalışmalarla saptanmıştır (Şekil 1). Şekil değerlendirildiğinde büyük akarsuyun kentin ortasından geçtiği yollarda kumlar ve siltli kumlar, taşkın yaptığı yerlerde silt aratabakaları, uzun süre göllendiği yerlerde ise orta ve yüksek plastisiteli killerin yaygın olduğu gibi bir genelleme yapılabilir. Yine buradan görülebileceği gibi düşeyde sayısı yüzlerce varabilen tabakalar sistemin karmaşıklığının kanıtıdır.

## 3. ZEMİNLERİN FİZİKSEL ÖZELLİKLERİ

Adapazarı'nın diğer deprem bölgelerine oranla farkı, kenti kaplayan çökeller içinde plastik olmayan ve düşük plastisiteli siltlerin (ML) egemenliğidir. Siltler içerdikleri kum ve killerin oranına bağlı olarak "Kumsu" veya "Kilsli" olarak nitelendirilirler. ML siltler %90'lara kadar inceler içerirse de bunların fiziksel özelliklerinin ölçümünde sorunlarla karşılaşmaktadır. Bu bölümde likit, plastik limitlerle kil içeriğinin ölçümünde çıkan problemlere değinilecektir.

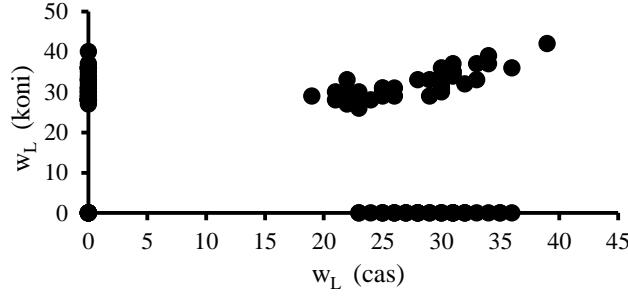


Şekil 1. Adapazarı'nın Jeomorfolojik Özellikleri ve Değişik Formasyonlardan CPT Profilleri

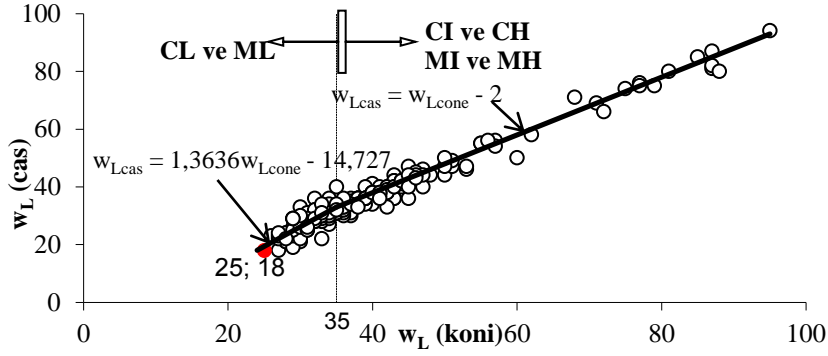
Gevşek kumların deprem koşullarında birincil sıvılaşmayla yenildiği artık standart bilgi haline gelmiştir. Killerin sıvılaşmadığı ancak, uzun süreli salınımlarla aşırı şekil değiştirdiği de genelde kabul edilmektedir. Siltlerin kuma benzer olmasında sıvılaşabildiği, kile benzerliği durumunda ise aşırı şekil değiştirdiği bulguları da yaygındır.

Adapazarı zeminlerinin SAÜ'ce 1000'i aşkın delgiyle incelenen profillerinde silt tabakalarının bolluğu dikkat çekmiştir. Siltler genelde orta ve yüksek plastisiteli killerle ardışık katmanlar halinde buldukları gibi, siltli kumlarla da bir arada belirmektedir. Bu güne kadar edinilen deneyim 1999 depremlerinde yüzeyden 5-7m derinliğe kadar yeralan siltlerin ciddi sismik aktivite sırasında sorunlar oluşturduğu yolundadır. Şekil 2'de Adapazarı siltleri üzerinde yapılmış likit limit deney sonuçları gösterilmiştir. Buradan denenmiş önemli oranda siltin NP özellik göstermekte olduğu görülmektedir. Bir diğer bulgu, Türkiye'de büyük çoğunlukla tercih edilen çarpmalı aletle ölçülen likit limitin siltlerde doğru sonuç vermediği, bunun ötesinde koni düşürme aleti ile ölçülen değerlerinden 5 birime kadar farklı sonuçlar gösterdiğidir (Şekil 3).

Bunun sonucu da, TS1500/2000'e göre sınıflandırma yapıldığında gerçek simgesi ML veya MI olacak zeminlerin CL olarak belirmesi gibi sakıncalı ortaya çıkmaktadır.



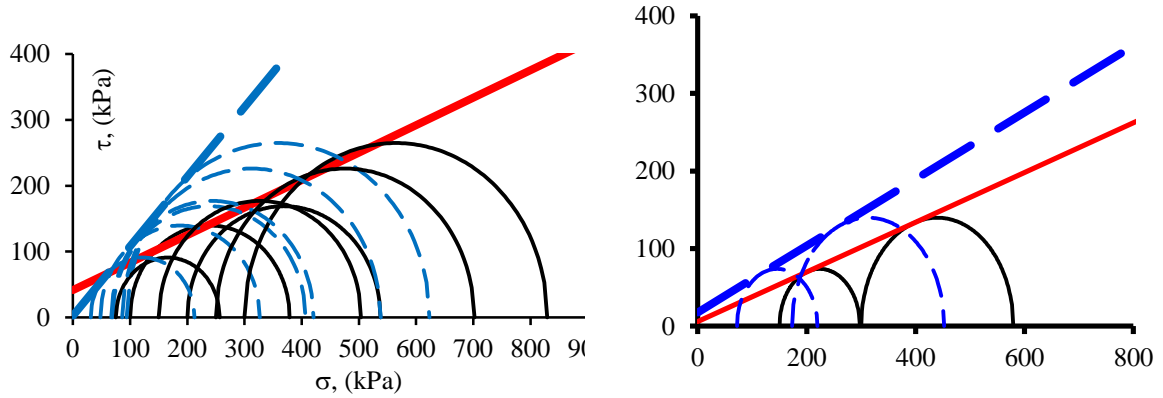
Şekil 2. Adapazarı Siltleri Üzerinde Yapılmış Likit Limit Deney Sonuçları



Şekil 3. Siltlerde Çarpmalı ve Koni Düşürme Aleti ile Ölçülen Likit Limitlerin Karşılaştırılması

#### 4.ZEMİNLERİN MEKANİK ÖZELLİKLERİ

İnce daneli zeminlerin mekanik özellikleri sıkışabilirlik/konsolidasyon ve kayma direnci olarak özetlenirse bunları ödometre ve boşluk suyu basınçlarının ölçümüne olanak sağladığı için üç eksenli kesme deneyinde ölçmek uygun bir yol olarak düşünülebilir. Ancak, çok genç çökellerden örselenmemiş numune almak zor olduğundan özellikle siltlerde laboratuvar deney sonuçlarını dikkatle değerlendirmek gerekmektedir. Şekil 4'te ML silt ve CH killerden alınmış numunelerin toplam ve efektif gerilme kırılma zarfları verilmektedir.

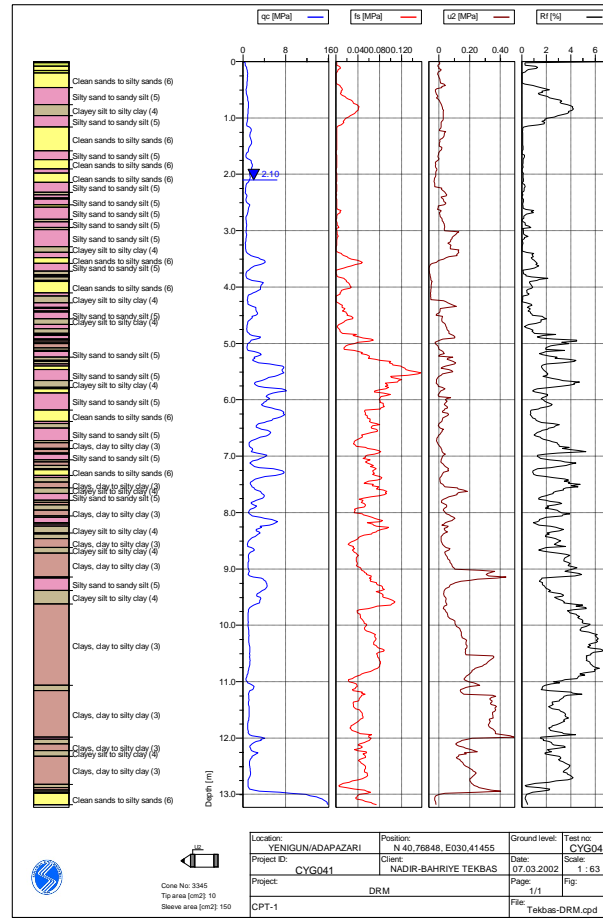


Şekil 4. Adapazarı silt ve killerinde yapılan üç eksenli (CIU) deney sonuçları  
ML,  $c = 40 \text{ kPa}$   $\phi = 21^\circ$   $c' = 5 \text{ kPa}$   $\phi' = 41^\circ$  CH,  $c = 16 \text{ kPa}$   $\phi = 16^\circ$   $c' = 4 \text{ kPa}$   $\phi' = 31^\circ$

## 5. ZEMİNLERİN YERİNDE ÖZELLİKLERİ

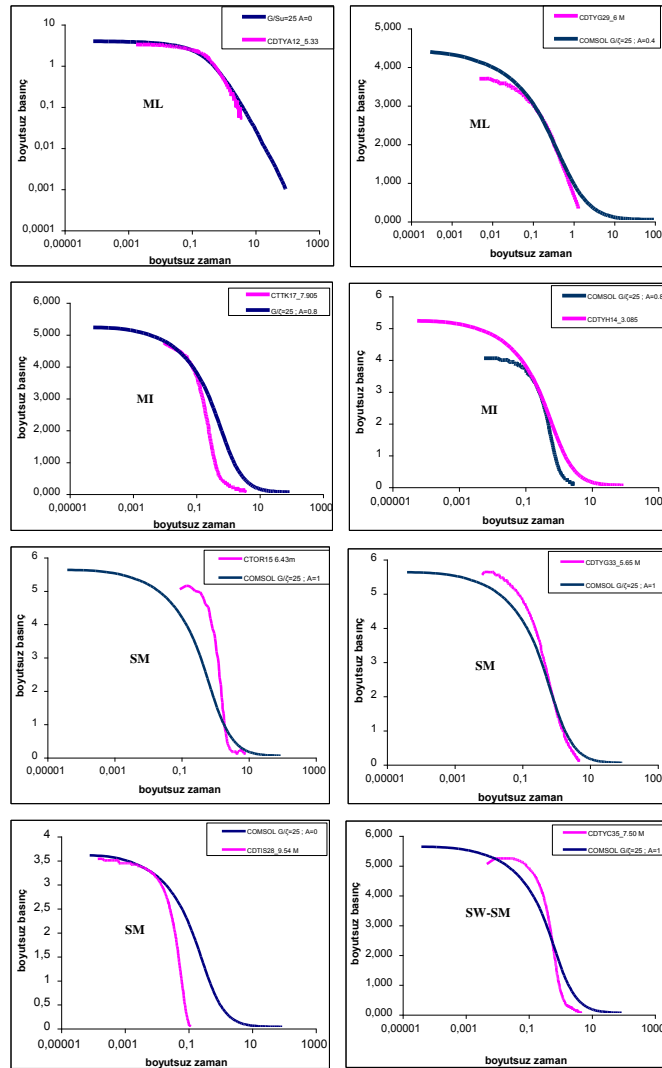
Adapazarı kent merkezindeki alüvyial zemin yapısı derinlikle büyük değişkenlik gösterir. Bu değişkenlik CPT profilleri ile Şekil-1 ve Şekil 5'te gösterilmiştir. Bu bölgede zeminler sınıflarına göre farklılık gösteren 3 tip arazi sönümlenme eğrilerine sahiptir. Tip 1 sönümlenme eğrisi genellikle siltli (ML, MI) ve kumlu (SM, SW-SM) zeminlerde, Tip 2 sönümlenme eğrisi çoğunlukla killi (CH, CL), nadiren siltli ve kumlu zeminlerde, Tip 3 sönümlenme eğrisi ise siltli zeminlerde (ML, MI) görülmektedir. Bu eğri tiplerine göre boşluk genleşmesi teorisine dayanarak COMSOL Multiphysics yazılımı ile analizler yapılmıştır. Tip1 eğrilerinde SM ve SW-SM kumlar dışında siltli olan zeminlerde arazi eğrileri ile programın eğrileri uyum göstermiştir. Tip2 eğrilerinde killi ve siltli olan örneklerde uyum yakalanmıştır. Tip3 eğrilerinde arazi ölçümü ve program uygulaması sonucu elde edilen eğriler arasında tam bir uyum gözlenmiştir.

Analizler sonucunda kumlu (SM, SW-SM) zeminler dışında diğer zemin sınıflarının arazi CPTU sönümlenme eğrisi tiplerinin (Tip1, Tip2, Tip3) Elsworth ve diğ., (2006)'nin boşluk genleşmesi modeli ile temsil edilebileceği açıklanmıştır (Şekil 6). Bu modelde boşluk suyu basınçlarının artışı izotrop ve deviatorik gerilmelerin etkisinde dreajsız kayma direnci  $c_u$ , kayma modülü  $G$  ve Skempton  $A$  parametresi ile tanımlanmaktadır.



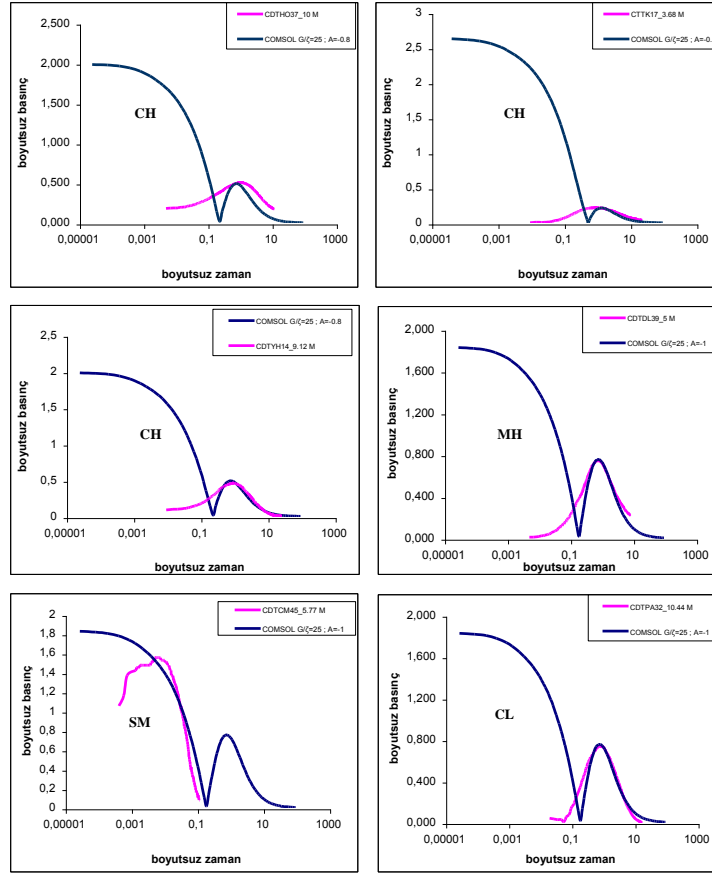
Şekil 5: Zemin Sınıfının Değişimini Gösteren Örnek CPT Zemin Profili

ML siltlerde COMSOL Multiphysics ile yapılan analiz sonucunda Elsworth'un boşluk genişlemesi modeli ile Tip 1 eğrisinin temsil edilebileceği görülmektedir. MI siltlerde yapılan Tip 1 analizinde de aynı şekilde bir uyum olduğu gözlemlenmektedir. Ancak, zemin sınıfı SM olan siltli kumlara bakıldığında ise sadece eğrinin başlangıcında uyum sağlandığı görülmektedir. Bu durum iri daneli zeminlerde boşluk suyu basıncı sönümlenmesinin ince daneli zeminlere göre çok daha hızlı gerçekleşmesinden kaynaklanabilmektedir. İnce dane yüzdesi arttıkça uyumun daha fazla olduğu görülmektedir. COMSOL Multiphysics yazılımı ile yapılan analizler sonucunda killi (CH, CL) vesitli zeminlerde (MH) özellikle negatif basınçlarda önemli ölçüde uyum sağlandığı görülmektedir. Bu nedenle Elsworth'un boşluk genişlemesi modeli ile Tip 2 sönümlenme eğrilerinin temsil edilebilmesi mümkün görülmektedir (Şekil 7). Tip 3 sönümlenme eğrileri analiz edildiğinde ise, özellikle orta plastisiteli siltlerde (MI) neredeyse tam bir uyum gözlenmiştir. Düşük plastisiteli siltlerde (ML) ise Tip 2 de olduğu gibi çoğunlukla eğrinin döndüğü negatif boşluk suyu basıncı okumaları alınmaya başlandığında uyum görülmektedir. Ancak bazı örneklerde tam bir uyuma rastlandığı görülmüştür. Eğrinin başlangıcı çoğu kez COMSOL yazılımının sonucuyla üst üste gelmese de biçim itibariyle benzerlik bulunmaktadır. Bu nedenle, Elsworth'un boşluk genişlemesi modeli ile Tip 3 sönümlenme eğrileri temsil edilebilmiştir (Şekil 8).



Şekil 6. Zemin Sınıflarına Göre Tip1 Eğrileri (Yekte, 2009)

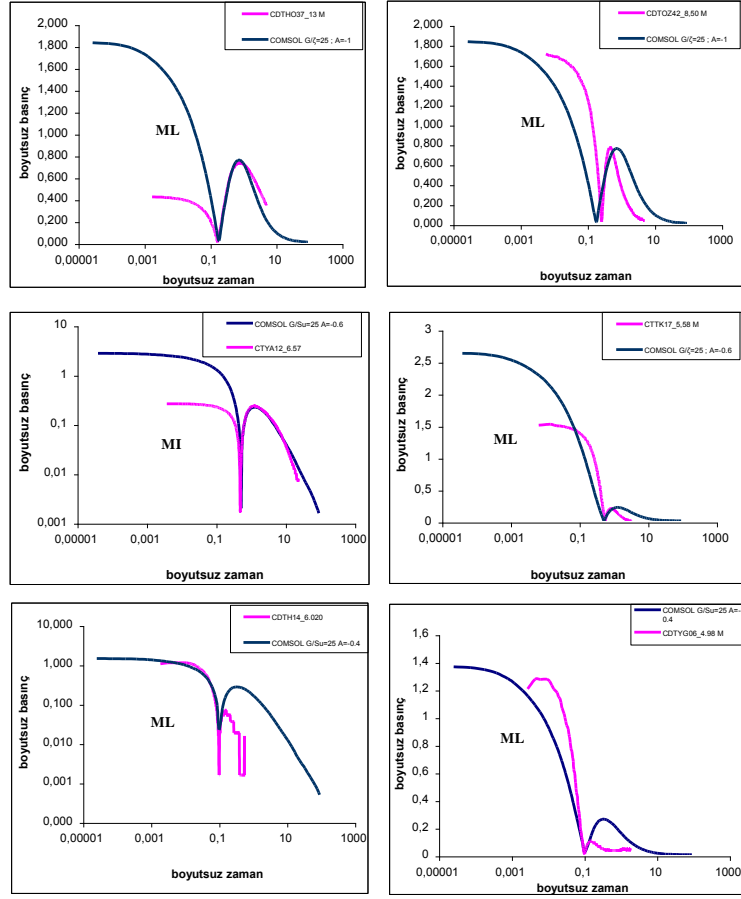
Genellikle aluviyal birikimler gösteren deprem bölgelerinde zemin yenilmesi ve sıvılaşma olasılığı bulunan kumlar ve siltlerde tanı, sıvılaşabilir bu zemin tiplerinin çok farklı geçirimsizlik özellikleri olması nedeniyle genelde başarı ile yapılamamaktadır. Öte yandan, ML sınıfı zeminlerde  $u_2$  sönümlenmeleri göz önüne alındığında, sıvılaşan siltlerde  $t_{50}$  okumasının 55s, sıvılaşmaz siltlerde 327s olduğu; sıvılaşan siltlerde  $t_{90}$  okumasının 125s, sıvılaşmaz siltlerde 713s ve sıvılaşabilir siltlerde  $t_{100}$  okumasının 315 s, sıvılaşmaz siltlerde ise 1285 s olduğu görülmüştür. Buna göre, sönümlenmenin %90' ının tamamlanması için gerekli sürenin sıvılaşabilir ve sıvılaşmaz siltler için bir gösterge olduğu ve araştırmaların bu yolda geliştirilmesinin yararlı olacağı anlaşılmıştır.



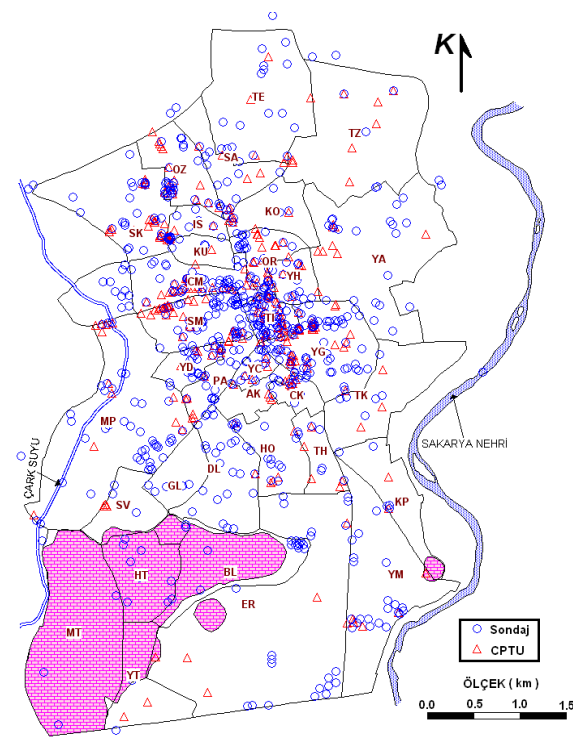
Şekil 7. Zemin Sınıflarına Göre Tip2 Eğrileri

## 6. ADAPAZARI ZEMİN PROFİLİNİN YAPAY SINIR AĞLARIYLA (YSA) TAHMİNİ

Kent içinde oluşan deneyim, geleneksel sondaj çalışmalarında zemin profillerinin oldukça hatalı biçimde çıkartıldığını göstermiştir. Çalışmanın bu bölümünde, farklı noktalarda yapılmış toplam 117 adet CPTU verilerinden 1.5-7m.leri arasında 3236 adet okuma ile Yapay Sınır Ağlarında Adapazarı zemin profili modellenmesine yer verilmektedir. Şekil 9'da kent içinde 27 km<sup>2</sup> alanda yapılan CPT ve SPT noktalarının dağılımı gösterilmiştir.



Şekil 8. Zemin Sınıflarına Göre Tip3 Eğrileri



Şekil 9. Çalışma Alanında Yapılan CPTU ve Sondaj Yerleri

Arazi CPT verilerinden elde edilen; normalize edilmiş koni direnci ( $Q_t$ ) ve sürtünme faktörü ( $F_r$ ) ile Robertson 1990 sınıflandırma kartına göre 9 tip zemin sınıfı ayırtılmaktadır. YSA'da uzaysal dağılımın tahmin edilmesi için öncelikle  $Q_t^*$  ve  $F_r^*$  değerlerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla oluşturulan eşitlikler aşağıda verilmiştir:

$$Q_t^* = \left[ \alpha_1 \left( \left( \frac{\Delta x}{a} \right)^2 + \left( \frac{\Delta y}{b} \right)^2 + \left( \frac{\Delta z}{c} \right)^2 \right) + \alpha_2 \left( \frac{Q_t}{1000} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$F_r^* = \left[ \alpha_1 \left( \left( \frac{\Delta x}{a} \right)^2 + \left( \frac{\Delta y}{b} \right)^2 + \left( \frac{\Delta z}{c} \right)^2 \right) + \alpha_2 \left( \frac{F_r}{10} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Burada;

a:  $x_{\max} = 36852 - x_{\min} = 33597 = 3.255 \text{ km}$

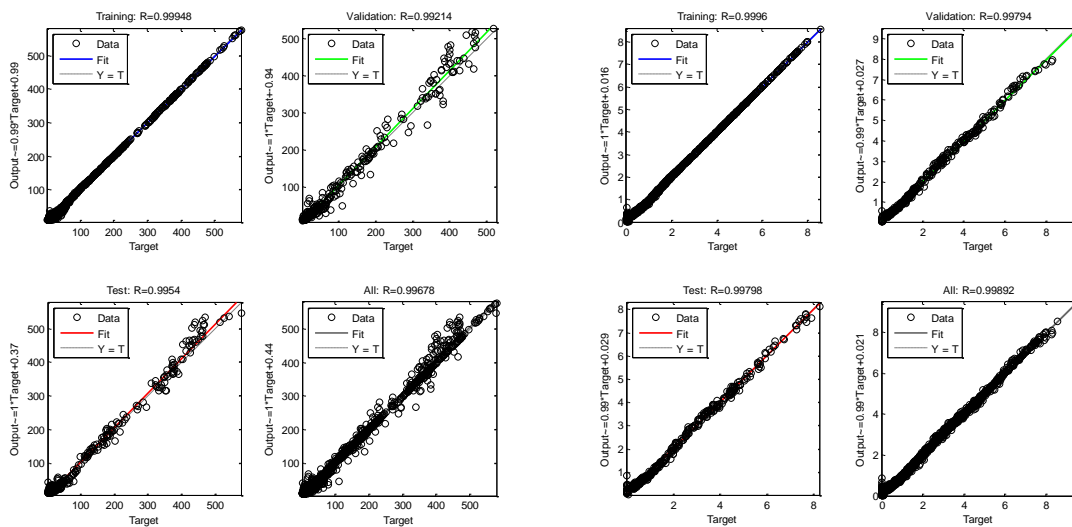
c: toplam derinlik

b:  $y_{\max} = 36706 - y_{\min} = 30580 = 6.126 \text{ km}$

$\alpha_1: 0.2 \quad \alpha_2: 0.8$

Eğitim için oluşturulan 90 adet CPT verisi ile tek matris büyüklüğünün 3236x3236 olması, bunun derinliğe göre 13 ayrı matrise bölünme zorunluluğunu getirmiştir. Toplam derinlik 1.6- 7 m arası 0.38 m aralıklarla 13 matris elde edilmiştir. YSA'da eğitim için Microsoft Excel çarşaf çizelgesinde (*worksheet*) her biri 1800x1800 olarak hazırlanan toplam 13 matris oluşturulmuştur (1.60-1.98m, 2.00-2.38m, 2.40-2.78m, 2.80-3.18m, 3.20-3.58m, 3.60-3.98m, 4.00-4.38m, 4.40-4.78m, 4.80-5.18m, 5.20-5.58m, 6.00-6.38m, 6.40-6.78m, 6.80-6.98m). Son matrisin kısa olması nedeniyle 900x900 den oluşmaktadır.  $Q_t^*$  ve  $F_r^*$  ayrı ayrı olmak üzere toplam 26 matristen oluşmaktadır. Simülasyon için toplam 27 CPT datası kullanılmıştır. 13 tane eğitim matrisi 1800x1800 boyutunda, 13 tane simülasyon matrisi ise 540x1800 boyutundadır. 6.80 – 6.98 matrisinin aralığı diğer matrislerden kısa olduğundan eğitim matrisi 900x900, simülasyon matrisi ise 270x900 dür.

Arazi CPT verilerinden elde edilen  $Q_t$  ve  $F_r$  değerleri ile YSA'dan tahmin edilen  $Q_t^*$ - $F_r^*$  arasındaki korelasyonlara örnek, Şekil 10'da yüzeyde 1.60-1.98m ve derinde 6.00-6.38m için verilmiştir. Bulunan korelasyon katsayıları  $R=0.98-0.99$ 'a kadar yükselmektedir.

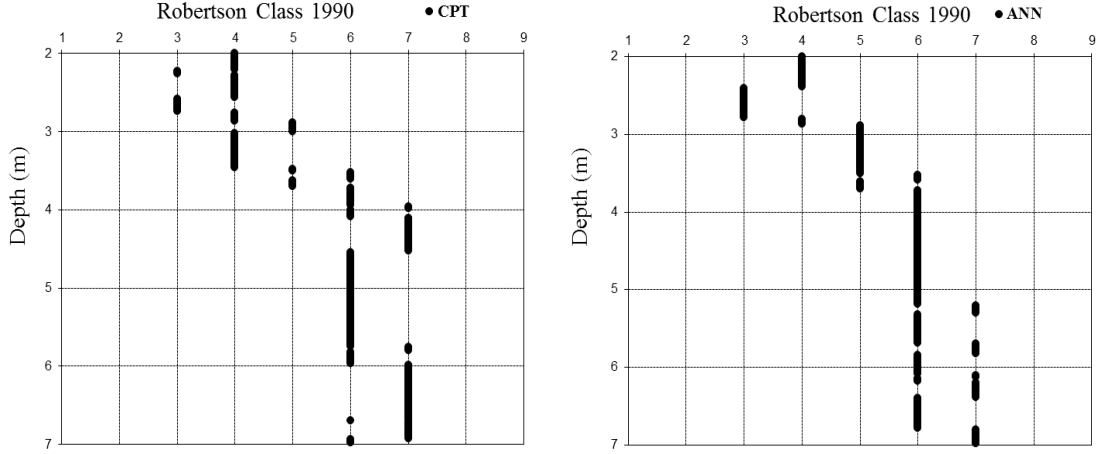


Şekil 10. a)  $Q_t$ - $Q_t^*$

b)  $F_r$ - $F_r^*$  için Örnek YSA'nın Performansı



CPT değerlerinden yapılan sınıflandırma derinliğe göre noktalanmış, YSA'dan tahmin edilen  $Q_t^*$ - $F_r^*$  değerleri ise yine Robertson kartına göre sınıflandırılarak derinliğe göre Şekil 11'de noktalanmıştır. Analizler Matlab 2010a Toolbox7 NNtraintool arayüzünde gerçekleştirilmiştir.



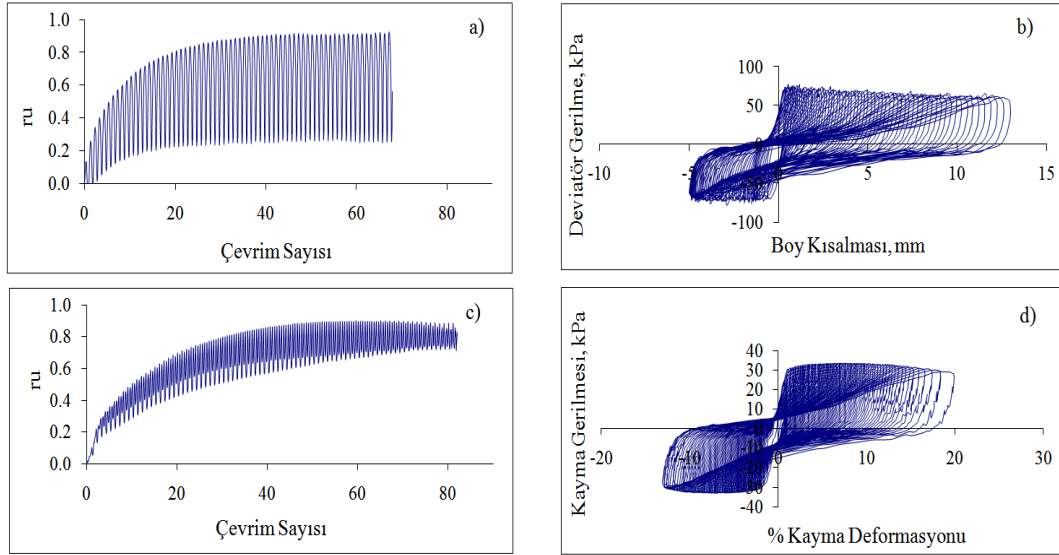
Şekil 11. Robertson (1990) Sınıflarının Karşılaştırmasına Örnek (a) Ölçülen (b) ANN

Zemin profilinin tahmini 2-7m arası için yapılmış ve  $R=0.92$  gibi yüksek değerlere ulaşması YSA'nın zemin profili tahminindeki başarısını göstermiştir. Bunun anlamı, yakın gelecekte kent içinde koordinatları verilen herhangi bir parseldeki zemin profilinin Sakarya Üniversitesi veri tabanının kullanımı ile %92 ve daha yüksek güvenirlikle tahmin edilebilecek olmasıdır.

## 7. ZEMİNLERİN DİNAMİK DAVRANIŞI

Dinamik yükler altında zeminin davranışı limit durum eğrisi, p-q liyagramında LSC (*limit state curve*) içinde kalmak şartıyla lineer elastik durumdan plastik durumuna kadar üç bölgeye ayrılmaktadır. En içteki düşük deformasyon değerleri ( $\gamma < 10^{-5}$ ) bölgesi için lineer bir gerilme-deformasyon ilişkisi vardır. Bu bölgede kayma modülü maksimum değere, sönüm oranı ise minimum değere sahiptir. Bu bölge için istenilen özelliklerin belirlenmesinde lineer elastik teoriye uygun modellerin kullanımı doğru olmaktadır. Bu şekil değiştirme seviyesinde zemin davranışının modellenmesinde kayma modülü en önemli parametredir. Yine bu bölge için,  $\gamma_t^e$  değeri lineer elastik kayma deformasyonunun eşik değeridir ve zeminin türüne bağlı olarak değişir. Birim kayma deformasyonunun  $10^{-2}$  den büyük olması durumunda tekrarlı yüklemeler altındaki zeminde oluşan şekil değiştirmelerin kalıcı olacağı söylenebilir. Bu seviyeden sonra kayma modülü ve sönüm oranı tekrarlı yüklemeler ile birlikte düşüşlerini sürdürürler. Bu durumda zeminin davranışı "azalan histeresis türü" (*degraded hysteresis type*) olarak isimlendirilir. Bu deformasyon seviyesi için de şekil değiştirmelerin plastik teoriye uygun olduğu kabul edilerek model çalışmaları yapılmaktadır. Yenilmeye giden 3. bölgede rijitlik azalımı ve sönüm oranı artışı devam ederken plastik deformasyonlar oluşur. Ayrıca  $\gamma_t^v$  değerinden sonra boşluk suyu basıncı da artmaya başlar. Killerde, çevrimsel hareketliliğin sonucu beliren aşırı toplam/farklı oturmalar depremden hemen sonra görüleceği gibi zemin profilinin özelliğine bağlı olarak depremden uzun bir süre sonra da belirebilmektedir.

Adapazarı zemin profilinin dinamik yüklemeye karşı olan hassasiyeti birçok araştırmacının dikkatini çekmiş gerek ulusal gerekse uluslararası pek çok çalışmada ana konuyu oluşturmuştur. 2010 yılında tamamlanmış olan İnce Daneli Zeminlerin Sismik Koşullarda Yenilmesinin Adapazarı Kriteri İle Tanısında Dinamik Deneyle Etkisi başlıklı TÜBİTAK Projesi kapsamında Adapazarı şehrinin belirli bölgelerinden alınmış farklı derinliklerdeki yaklaşık 60 UD numunesi üzerinde hem CTX (dinamik üç eksenli) hem de DSS (dinamik basit kesme) deneyleri yapılmış (Şekil 12) ve farklı fiziksel özelliklerin dinamik davranış üzerindeki etkisi 500'ü aşkın deneyde incelenmiştir (Önalp vd., 2010).



**Şekil 12.** Adapazarı Güneşler UD2 5.00-5.50 m Numunesi için CTX (a, b) ve DSS (c, d)

Bu çalışmadan aşağıdaki bulgular gelmiştir:

- Siltli zeminlerin sismik koşullarda davranışı kumlardan farklı olarak boşluk suyu basınçlarının yükselmesi ve şekil değiştirme'nin birlikte ve bağımsız etkileri ile gerçekleşmektedir
- Doğal numunelerde yapılan tüm laboratuvar deneyleri sonucunda (DSS, CTX)  $N=15$  koşulunda sıvılaşması "olanaksız" zemin olarak  $w_L=36$ ,  $I_p>18$ ,  $w_n/w_L<0.8$  özellikleri tanımlanmıştır.
- Zeminin kil içeriği  $C$ , dinamik davranışını etkileyen önemli bir öge olarak belirmiştir. Mineralojik özelliğinden bağımsız olarak  $C>22$  sıvılaşmanın üst sınırını gösterir.
- Konu şekil değiştirme bazlı olarak değerlendirildiğinde  $w_{L(cas)}>60$  durumunda ve  $I_{p(cas)}>37$ ,  $I_{p(koni)}>40$  olması durumunda %5 deformasyona ulaşmak için en az 100 çevrim gerekmektedir. Daha basit deyişle, bu değerler zemin için hiçbir koşulda yenilmeyecek sınırları göstermektedir.
- Doğal numunelerde Adapazarı kriterinde kullanılan fiziksel özellikler ile dinamik parametreler arasında oluşturulan çoklu regresyon modellerinde fiziksel parametrelerden % $C$  ve  $w_L$  ile en yüksek,  $I_L$  ve  $D_{50}$  ile ise orta düzeyde korelasyon katsayıları bulunmuştur. Doğal numunelerde DSS verileri ile yapılan çoklu regresyon modelleri iyi derece ilişkiler gösterirken CTX verileri ile orta düzeyde ilişkilerin varlığı saptanmıştır.
- Yapılan analizlerden  $I_p$  nin Adapazarı kriterinde kullanılan diğer fiziksel özellikler gibi dinamik parametrelerle yüksek korelasyon katsayıları verdiği ve bu

parametrenin Adapazarı kriteri için alternatif bir seçenek olduğu bulgusuna varılmıştır.

- Rijitlik parametreleri açısından değerlendirmede ilk 15 çevrim için (30 saniyelik dinamik yüklemeyi temsil etmektedir) kayma deformasyonlarının düşük değerlerde kalmasına rağmen numunelerin kil içeriği ve kıvam limitlerine bağlı olmak üzere, numunelerin rijitlik modüllerinde %30 ila %80 seviyelerinde kayıpların olduğu görülmüştür.

## 8. SONUÇLAR

Adapazarında 15 yılı aşkın sürede biriken bilgiler araştırmacıları şu sonuçlara yönlendirmiştir:

1. İnce daneli zeminlerin dinamik özellikleri hızlı ve güvenilir olarak yapılabilen konik sondalama deneyinde fazla boşluk suyu basınçlarının sönmülmesini izleyerek ölçülebilir.
2. Yapay sınır ağları yöntemi kaotik olarak nitelendirilebilecek zemin profillerinde dahi doğru dizilimleri vermektedir. Böylece kentlerde zeminin statik ve dinamik yükler altında davranışının önceden bilinmesine olanak sağlayacak çalışmalar orada mevcut güvenilir bilgi birikimi ile metropoliten zemin kullanım haritalarına dönüştürülebilir. Örneğin, bu çalışma Adapazarı kent merkezi için son aşamasına gelmiş bulunmaktadır.
3. Zeminin sismik koşullarda davranışının laboratuvar deneyleri ile değerlendirilmesi cazip bir yaklaşım olarak görülebilirse de değişkenlerin fazlalığı bunun sanıldığından daha karmaşık bir yol olduğunu göstermiştir.

## KAYNAKLAR

- Bol, E., (2003), “Adapazarı Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri”, Doktora tezi, Sakarya Üniversitesi, FBE, Adapazarı.
- Duran, İ.B., (2010) “Sismik Etkiler Alan İnce Daneli Zeminlerin Rijitlik Parametreleri Açısından Değerlendirilmesi” Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Kültür Üniversitesi
- Elsworth, D., Lee, D.S., Hryciw, R., Shin, S., (2006). Pore Pressure Response Following Undrained uCPT Sounding in a Dilating Soil, *ASCE Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, 132, 11, 1485-1495,
- Önalp, A., Arel, E., Bol, E., Özocak, A., Sert, S., Ural, N., (2010), “İnce Daneli Zeminlerin Sismik Koşullarda Yenilmesinin Adapazarı Kriterleri ile Tanısında Dinamik Deneylerin Etkisi”, TÜBİTAK Proje No.106M042.
- Robertson, P. K. (1990), “Soil classification using the cone penetration test”, *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151-158.
- Sert, S., (2003), “Aluviyal Ortamda Kazıklı Yayılı Temellerin Üç Boyutlu Analizi” Doktora Tezi, Sakarya Üniversitesi, FBE, Adapazarı.
- Yekte, Y., (2009), “İnce Daneli Zeminlerin Koni Penetrasyonunda Boşluk Suyu Basınçlarının Sönmülmesi” Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Kültür Üniversitesi FBE, İstanbul.”

# HİDROLİK İLETKENLİK DENEYLERİNDE ÖRNEK HAZIRLAMANIN ÖNEMİ

## THE IMPORTANCE OF SAMPLE PREPARATION IN HYDRAULIC CONDUCTIVITY TESTS

Ali Hakan ÖREN<sup>1</sup>

Abidin KAYA<sup>2</sup>

### ABSTRACT

The landfill liner soils can yield much different hydraulic conductivity values when the tested samples are not prepared properly. This could lead to the selection of wrong materials for landfill liners with devastating consequences. In this study, the importance of sample preparation is defined in terms of amount of sample disturbance. The sample disturbance is given by means of smearing in which clay particles squeeze out on the compacted sample surface during smooting. For this purpose, zeolite-bentonite mixture having 20% bentonite content was compacted at wet of optimum and was smeared with varying degrees. The hydraulic conductivities of smeared samples were determined using flexible-wall permeameter. The obtained results showed that the hydraulic conductivity of zeolite-bentonite mixtures significantly decreased as the degree of smearing was increased.

**Keywords:** Flexible-Wall Permeameter, Hydraulic Conductivity, Smearing, Zeolite-Bentonite Mixture

### ÖZET

Doğru hazırlanmayan örneklerin hidrolik iletkenlik değerleri olması gerekenden çok daha düşük ya da yüksek çıkabilir. Bu da atık depolama alanları için yanlış malzemelerin seçilmesine yol açabilir. Bu çalışmada örnek hazırlamanın önemi örseleme miktarı ile ifade edilmiştir. Burada tarif edilen örseleme, sıkıştırıldıktan sonra örnek alt ve üst yüzlerinin düzleme sırasında kil ile sıvanmasıdır (smearing). Bu sebeple, %20 bentonit içeriğine sahip zeolit-bentonit karışımı optimum su içeriğinin ıslak kısmında kalacak şekilde sıkıştırılmış ve farklı derecelerde örselenmiştir. Örselenen örneklerin hidrolik iletkenlikleri esnek duvarlı permametre ile belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar örseleme derecesi arttıkça, örneklerin hidrolik iletkenliklerinin önemli miktarda azaldığını göstermiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Esnek Duvarlı Permametre, Hidrolik İletkenlik, Örseleme, Zeolit-Bentonit Karışımı

<sup>1</sup> Yard.Doç.Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Tınaztepe Yerleşkesi, 35160, Buca-İzmir, ali.oren@deu.edu.tr  
<sup>2</sup> Dr., AKAYA and Associates, 3033 Woolsey Place, Honolulu, HI. 96822, USA, abidinkaya@hawaii.rr.com

# 1. GİRİŞ

Atıkların çevreye zararını önlemek için uygun olarak depolanması gerekir. Bunun için atıklar, geçirimsiz bir bariyer içine hapsedilir. Geçirimsiz bariyer (ya da tabaka), atık kaynaklı zehirli sızıntı suyunun ve gazların yeraltı suyuna karışmasını önleyen bir tampon görevi görür. Bu bariyer, geçirimsizlik açısından (hidrolik iletkenlik performansı açısından) kısa ve uzun dönem stabilitesini korumalıdır.

Seçilen geçirimsizlik bariyer malzemesinin arazide kullanılmasından önce laboratuarda hidrolik iletkenlik performansının belirlenmesi gerekir. Hidrolik iletkenlik deneyleri uzun süren deneyler olduğu için laboratuarda birkaç hidrolik iletkenlik deneyinin yapılması geçirimsiz bariyer tasarımı için genellikle yeterli görülür. Bu yüzden, hidrolik iletkenlik deneylerinin doğru ve arazi koşullarına uygun bir şekilde yapılabilmesi çok önemlidir.

Malzeme sıkıştırılarak hidrolik iletkenlik deneyi yapılıyorsa, sıkıştırma işlemi sonrasında örnek örselenmeden yüzeyleri düzlenmelidir. Hidrolik iletkenlik deneyleri için esnek duvarlı permametre kullanılıyorsa, örneğin kalıptan çıkarılmasına ve membran içerisine düzgün bir şekilde yerleştirilmesine daha fazla özen gösterilmelidir.

Bu çalışmada, örseleme derecesinin alternatif bariyer malzemelerinden zeolit-bentonit karışımının hidrolik iletkenliğine etkisi incelenmiştir. Burada ifade edilen “örseleme” karışım sıkıştırıldıktan sonra örnek alt ve üst yüzlerinin düzleme aparatıyla gelişigüzel bentonit parçacıkları ile sıvanmasıdır (smearing). Örselemenin hidrolik iletkenliği değiştirdiği bilinen bir gerçektir. Fakat bu olgunun, Türkiye’de tam olarak bilinmediği tahmin edilmektedir. Burada sunulan çalışmanın amacı, atık depolama alanı konularına ilgi duyan araştırmacılara ve bu yönde çalışan inşaat mühendislerine hidrolik iletkenlik deneylerinde örnek örselemenin ne derece önemli olduğunu göstermektir.

## 2. MALZEME ve YÖNTEMLER

### 2.1. Malzeme

Deneylerde bentonit ve zeolit kullanılmıştır. Zeolit, yüksek oranda klinoptilolit, bentonit ise montmorillonit minerali içermektedir. Zeolit daneleri herhangi bir işleme tabi tutulmadan elde edildiği şekil ve dane dağılımında deneylerde kullanılmıştır. Bentonit iri dane boyutunda olduğu için öğütücü vasıtasıyla toz haline getirilmiştir. Öğütülen bentonit, daha sonra No. 40 elekten elenmiş ve deneylerde 425 µm’den daha küçük olan bentonit kullanılmıştır. Deneylerde kullanılan bentonit ve zeolit kimyasal içeriği Tablo 1’de, fiziksel özellikleri ise Tablo 2’de verilmiştir.

**Tablo 1.** Deneylerde kullanılan zeolit ve bentonitin kimyasal bileşimi.

Malzeme	SiO <sub>2</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	MgO (%)	CaO (%)	Na <sub>2</sub> O (%)	K <sub>2</sub> O (%)
Zeolit	63.74	11.80	1.66	1.18	1.86	0.51	2.46
Bentonit	47.28	10.97	1.28	6.81	7.90	2.81	0.22

**Tablo 2.** Deneyleerde kullanılan zeolit ve bentonitin fiziksel özellikleri.

Ana Mineral	Zeolit	Bentonit
	Klinoptilolit	Montmorillonit
Kum dane boyutu yüzdesi (%)	95	-
Silt dane boyutu yüzdesi, (%)	5	20
Kil dane boyutu yüzdesi, (%)	-	80
Özgül Ağırlık, $G_s$	2.28	2.76
Likit Limit, $w_L$ (%)	-	244
Plastik Limit, $w_P$ (%)	-	49

## 2.2. Yöntemler

Bu çalışmada örselemenin hidrolik iletkenlik deneyleri üzerine etkisi zeolit-bentonit karışımı üzerinde belirlenmeye çalışılmıştır. Örselemenin hidrolik iletkenlik üzerindeki etkisini net olarak görebilmek için karışım içindeki bentonit oranı yüksek tutulmuştur (ağırlıkça %20).

Sıkıştırma deneyi için zeolit ve bentonit önce kuru olarak karıştırılmış, sonrasında karışım ıslatılarak karıştırılmaya devam edilmiştir. Islatılan karışım, plastik bir kap içerisinde bir gün bekletilmiş ve deneye başlamadan önce karışım son kez karıştırılmıştır. Sıkıştırma deneyi için örnekler standart Proctor enerjisi altında sıkıştırılmıştır (ASTM D 698). Bu deney için, 10.2 cm çapında ve 11.6 cm yüksekliğindeki kalıp kullanılmış; sıkıştırılan örnekler kalıptan hidrolik krika yardımıyla örselemeden çıkarılmıştır.

Hidrolik iletkenlik deneyleri esnek duvarlı permametre kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Sıkıştırılmış örnekler Şekil 1’de gösterilen permametre hücresi içine yerleştirildikten sonra geri basınç uygulanarak örnekteki ve sistemdeki havanın yüksek basınç altında çözünmesi sağlanmıştır. Doyurulma işlemi, basınç kademe kademe artırılarak yapılmış; örnek %100 doygunluğa eriştiğinde ise hidrolik iletkenlik deneyine başlanmıştır. Laboratuarda test edilen zeolit-bentonit karışımları için 350 kPa geri basınç uygulanmış, hücre basıncı 370 kPa verilerek deneyleerde 20 kPa’lık bir efektif gerilme sağlanmıştır. Çıkış ağzındaki basıncın düşürülmesi ile istenen hidrolik eğim miktarı ayarlanmış ve örselemenin etkisi farklı hidrolik eğimler altında belirlenmiştir ( $i=10-120$ ). Esnek duvarlı permametre düzeneğiyle hidrolik iletkenlik deneyinin detayları Ören (2007)’den takip edilebilir. Hidrolik iletkenlik deneyi için ASTM D5084’deki yöntem izlenmiştir.

## 3. ÖRSELENMİŞ ÖRNEKLERİN HAZIRLANMASI

Örneklerin örselenmesi niteliksel, diğer bir deyişle gözleme dayalı olarak ayarlanmıştır. Örseleme derecesi, bentonit parçacıklarının örnek yüzeyine yayılma miktarı olarak tarif edilmiştir. Örselelenmemiş örneklerde alt ve üst yüzler kıl testere ile kesilmiş ve düzleme aparatı kullanılmamıştır (Şekil 2). Kısmi örselemede ise düzleme aparatı kullanılarak örnek alt ve üst yüzleri az miktarda bentonit ile sıvanmıştır. Örseleme, örnek kalıp içindeyken ve düzleme aparatı kısa süreli kullanılarak elde edilmiştir. İyi örselelenmiş örneklerde düzleme aparatı uzun süreli kullanılmış ve bentonit parçacıklarının örnek alt ve üst yüzlerinin büyük bir kısmına yayılmasına çalışılmıştır (Şekil 2).

Örselemenin hiçbir derecesinde örnek yüzlerine dışarıdan bentonit ilave edilmemiştir. Sıvanan yüzler, karışım içindeki mevcut bentonit ile bir miktar kuvvet uygulanarak sağlanmıştır.



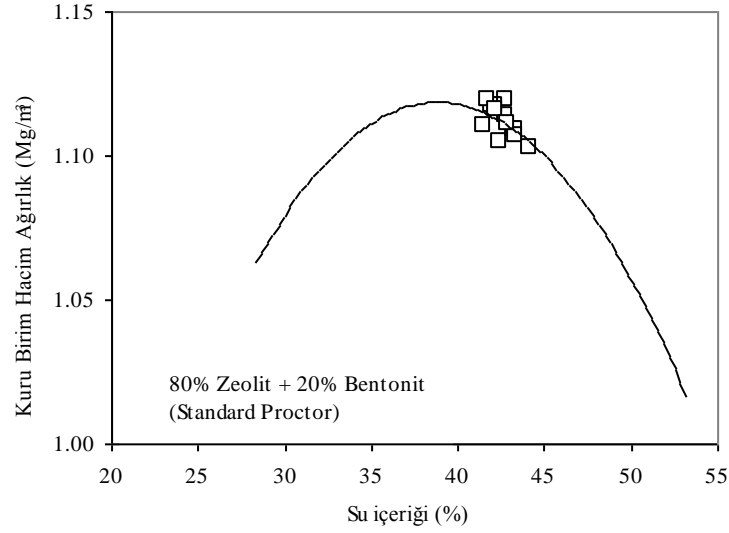
Şekil 1. Esnek Duvarlı permametre deney düzeneği.



Şekil 2. Farklı örseleme derecelerine sahip zeolit-bentonit karışımları.

Örselemeyle hidrolik iletkenliğin azalacağı beklendiğinden, deneyleri makul zaman içinde bitirebilmek için bazı örneklerin çapı sabit tutulmuş (10.2 cm) ve örnek kalınlıkları kesilerek azaltılmıştır. Böylece farklı görüntü oranına (L/D) sahip örnekler üzerinde hidrolik iletkenlik deneyleri yapılabilmektedir.

Karışım içindeki bentonitin düzleme sırasında kolayca yayılmasını sağlamak için karışımlar optimum su içeriğinin %2-5 ıslak kısmında sıkıştırılmış ve hidrolik iletkenlik deneyleri bu örnekler üzerinde yapılmıştır. Şekil 3, test edilen örneklerin kuru birim hacim ağırlıklarını ve su içeriklerini, %20 bentonit içeriğine sahip zeolit-bentonit karışımı için elde edilen sıkışma eğrisi üzerinde göstermektedir.



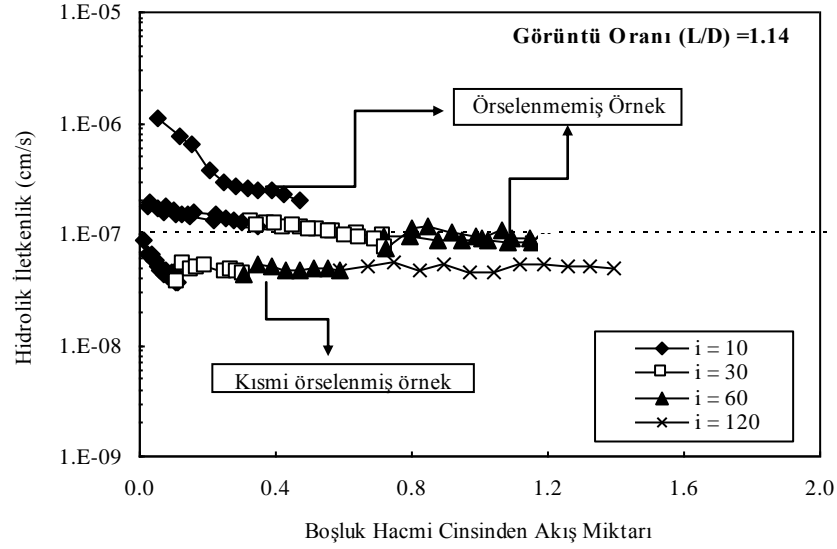
**Şekil 3.** Hidrolik iletkenlik deneyi yapılan örneklerin sıkıştırma eğrisi üzerindeki konumları.

#### 4. BULGULAR ve TARTIŞMA

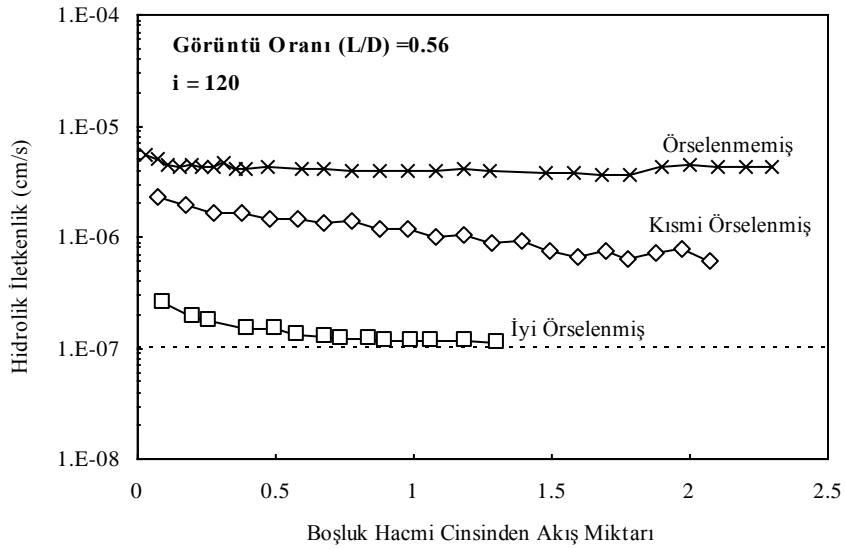
Örseleme etkisi ilk olarak 1.14 görüntü oranına sahip zeolit-bentonit karışımı için belirlenmiştir (Şekil 4). Şekil 4'te örselenmemiş örneğe ait üç, kısmi örselenmiş örneğe ait bir hidrolik iletkenlik deney sonucu verilmiş ve hidrolik iletkenlik değerleri, örnek içinden geçen su miktarının örneğin boşluk hacmine bölümü cinsinden ifade edilmiştir. Şekil 4'den de görülebileceği gibi kısmi örselenen zeolit-bentonit karışımının hidrolik iletkenliği, örselenmeyen örneklere göre daha düşüktür. Hidrolik eğimin 10 olduğu durum göz önüne alınırsa, örselenmemiş örneklerin hidrolik iletkenlikleri  $1.2 \times 10^{-7}$  cm/s ile  $2.0 \times 10^{-7}$  cm/s arasında değişmektedir. Örnek kısmi olarak örselendiğinde ise hidrolik iletkenlik başlangıçta (düşük hidrolik eğimde) azalmakta, sonrasında bir miktar artarak sabit kalmaktadır. Fakat kısmi örselenmiş örneğin hidrolik iletkenliği her eğimde örselenmemiş örnekten düşüktür.

Hidrolik iletkenlik deneyleri uzun sürebilen deneylerdir. Bazı durumlarda deney süresi altı aya kadar uzayabilir. Bu gibi durumlarda örnek boyunun kısaltılması veya hidrolik eğimin artırılması deney süresinin kısaltılmasına yardımcı olur. Bu yüzden örselemenin etkisi daha küçük görüntü oranına sahip örnekler üzerinde yüksek hidrolik eğimler altında da belirlenmiştir. Şekil 5 görüntü oranı 0.56 olan örneklerin hidrolik iletkenlik davranışlarını örseleme derecesine göre vermektedir. Şekil 5, örseleme miktarı arttıkça hidrolik iletkenliğin önemli miktarda azaldığını göstermektedir. Zeolit-bentonit karışımının örselenmemiş, kısmi örselenmiş ve iyi örselenmiş durumlar için elde edilen nihai hidrolik iletkenlik değerleri sırasıyla  $4.2 \times 10^{-6}$ ,  $6.0 \times 10^{-7}$  ve  $1.1 \times 10^{-7}$  cm/s'dir.



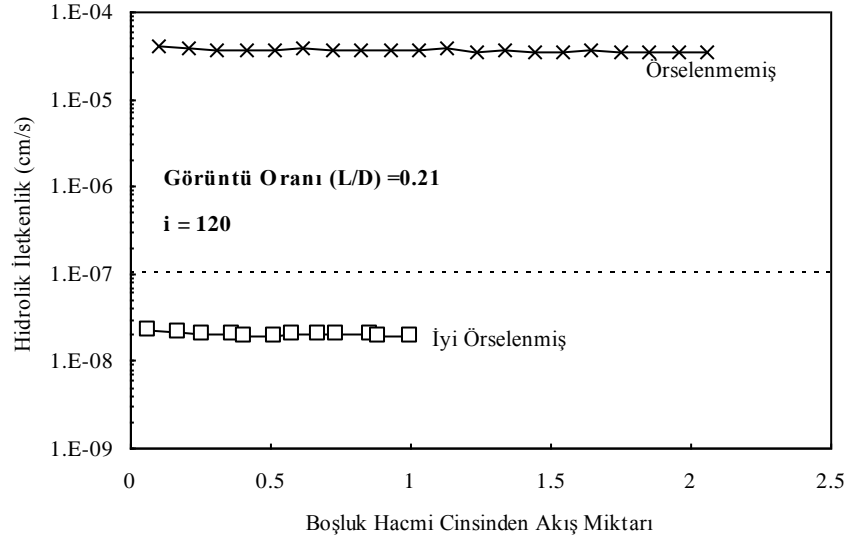


**Şekil 4.** Örselenmenin görüntü oranı 1.14 olan zeolit bentonit karışımının hidrolük iletkenlik davranışı üzerindeki etkisi.



**Şekil 5.** Örselme derecesine bağlı olarak görüntü oranı 0.56 olan zeolit bentonit karışımlarının hidrolük iletkenliklerinde meydana gelen değişim.

Benzer şekilde, örselme etkisi görüntü oranı 0.21 olan örnekler üzerinde de belirlenmiştir (Şekil 6). Şekil 6, görüntü oranı azaldıkça hidrolük iletkenlik arasındaki farkın örselme derecesine bağlı olarak daha da arttığını göstermektedir. Buna göre, görüntü oranı 0.21 olan zeolit-bentonit karışımının hidrolük iletkenliği örselenmemiş örnek için  $3.4 \times 10^{-5}$  cm/s iken iyi örselenmiş örnekte hidrolük iletkenlik  $2.0 \times 10^{-8}$  cm/s olarak belirlenmiştir. Dolayısıyla örneğin örselenmesi görüntü oranı 0.21 olan örneğin hidrolük iletkenliğini 1700 kat azaltmıştır.



**Şekil 6.** Örselme derecesine bağlı olarak görüntü oranı 0.21 olan zeolit bentonit karışımı örneklerinin hidrolik iletkenliklerinde meydana gelen değişim.

Şekil 4-6'da elde edilen hidrolik iletkenlik değerleri Şekil 7'deki gibi görüntü oranı cinsinden de ifade edilebilir. Örnek boyunun kısaltılması örselenmemiş örneklerin hidrolik iletkenliklerini arttırmıştır (Şekil 7). Görüntü oranı düşük örnekler içindeki boşlukların birbiriyle bağlantılı olması ve akışın daha kolay gerçekleşmesi, görüntü oranı 1.14 olan örneğe göre daha olasıdır. Bu yüzden hidrolik iletkenlik görüntü oranı 1.14 olan örnek için daha düşüktür. Örselme derecesi kontrol edilemediğinden (niteliksel olarak örselenme oluşturulmaya çalışılmıştı), en düşük hidrolik iletkenlik değeri görüntü oranı 0.21 olan iyi örselenmiş örnek için elde edilmiştir.

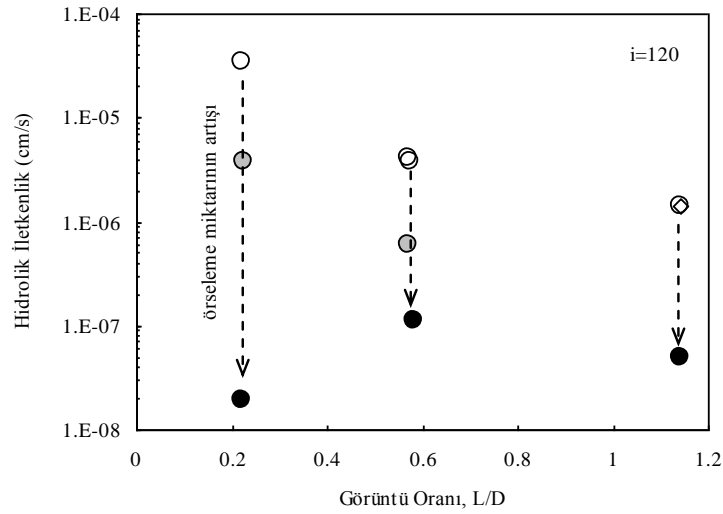
Genel olarak örsellemenin hidrolik iletkenliği önemli miktarda azalttığı görülmektedir. Hidrolik iletkenlikteki bu azalma, örnek yüzlerindeki boşlukların bentonit parçacıkları ile tıkanmasından kaynaklanmaktadır. Bu şekilde de suyun akış yolları bentonit ile kapatılmış olmaktadır. Burada ölçülen hidrolik iletkenlik değeri aslında zeolit-bentonit karışımının değil, bentonitin hidrolik iletkenliğidir. Dolayısıyla karışımın gerçek değerini vermekten uzaktır. Örsellemeye bağlı hidrolik iletkenlikteki bu değişim farklı karışımlar veya yalnız killeri için daima azalma yönünde olacaktır. Bu yüzden laboratuarda hidrolik iletkenlik deneyleri yapılırken örneklerin örselenmemesi için son derece dikkatli olmak gerekir.

## 5. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Burada sunulan çalışmada, %20 bentonit içeriğine sahip zeolit-bentonit karışımlarının hidrolik iletkenlikleri farklı miktarlarda örselenmiş örnekler üzerinde belirlenmiştir. Deney öncesi sıkıştırılan örnekler, alt ve üst yüzlerinin düzlenmesi sırasında bentonit ile sıvanarak örselenmiştir.

Örselme derecesine bağlı olarak örneklerin hidrolik iletkenlikleri azalmıştır. Örselenmemiş örnekler ile iyi örselenmiş örneklerin hidrolik iletkenlikleri arasındaki fark görüntü oranı azaldıkça artmış ve 0.21 görüntü oranında 1700 kat fark belirlenmiştir.

Bu nedenle, laboratuarda hidrolik iletkenlik deneyleri için örnek hazırlanırken örselemeden mümkün olduğunca kaçınılmalıdır. Bunun için, bir spatula yardımıyla örnek alt ve üst yüzlerine çok sayıda çizikler atılarak yüzeylerin kille sıvanmasının önüne geçilmelidir.



**Şekil 7.** Hidrolik iletkenlik sonuçlarının örseleme derecesine bağlı olarak görüntü oranı cinsinden verilmesi.

## TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın bir kısmı TÜBİTAK-İÇTAG-I676 projesinden karşılanmıştır. Verdiği destek için TÜBİTAK'a teşekkür ederiz. Bu çalışmada sunulan sonuçlar ve öneriler yazarların kendi görüşleridir ve hiçbir şekilde TÜBİTAK'ın resmi görüşlerini yansıtmamaktadır.

## KAYNAKLAR

- ASTM. 2007b. Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12 400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>)). ASTM standard D698. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa.
- ASTM. 2010. Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. ASTM standard D5084. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa.
- Ören, A.H. (2007). "Engineering investigation of zeolite-bentonite mixtures for landfill liners." Doktora Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir.

## SEDDELERDE ANİ SU SEVİYESİ DEĞİŞİMLERİNİN DURAYLILIĞA ETKİSİ-BİR VAKA ANALİZİ

EFFECT OF RAPID DRAWDOWN ON DIKE STABILITY: A CASE STUDY

Mehmet BERİLGİN<sup>1</sup>

Tuncer EDİL<sup>2</sup>

### ABSTRACT

This is a case study of the stability of a wastewater lagoon dike subject to rapid drawdown. A coupled analysis of transient water flow into the dike due to external water level changes and the mechanical response of the dike to the associated pore water pressure changes was undertaken using two finite element analysis codes that communicate with each other, i.e., PLAXFLOW and PLAXIS. The numerical simulations included initial conditions, raising of the dike height, rapid raising of water level due to discharges into the lagoon, sustained water level, and eventual drawdown by pumping water from the lagoon. Safety factor was calculated for all of these stages established by the owner. Classical limit equilibrium analyses, with their limiting assumptions, indicated potential failure during the imposed water level history. More realistic simulations, made possible by the coupled numerical analyses, indicated safe conditions at all stages enabling the owner to avoid costly dike reinforcement options.

**Keywords:** Stability, Hydrolic Water Flow, Dike

### ÖZET

Seddelerin arkasında depolanan sudaki ani seviye değişimleri düşük hidrolik iletkenlik ve kayma mukavemetine sahip şevlerde duraylılık sorununa yol açtığı bilinmekte olup özellikle su tutan yapıların tasarımında göz önüne alınması gerekmektedir. Bu çalışmada bir gölet seddesinin su seviyelerinde ani değişimler olması durumunda duraylılığının sayısal analizlerle incelendiği bir vaka analizi ele alınmıştır. Çalışma kapsamında ABD Wisconsin eyaletinin başkenti Madison'da yer alan iki atık su göletinden batıdakinin güney cephesindeki seddesinin duraylılık durumu, su seviyesindeki değişime bağlı olarak sayısal analizler ile incelenmiştir. Göletteki ani su değişimlerinin sedde üzerindeki etkisini belirlemek için kararsız su akımı analizleri ile bütünleşik gerilme-şekil değiştirme analizleri yapılarak zemin tabakalarındaki boşluk suyu basıncındaki değişimler belirlenmiştir. Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri arazi ve laboratuvar çalışmaları ile belirlenerek seddenin mevcut durumuna eklenecek dolgu yükü ile bu yük altında gölet seviyedeki suyun ani yükselmesi, bir süre sabit kalması ve sonra hızla inmesi durumları için konsolidasyon analizlerini müteakip duraylılık analizler gerçekleştirilmiştir. Bu

<sup>1</sup>Doç.Dr., YTÜ İnşaat Fakültesi berilgen@yildiz.edu.tr

<sup>2</sup>Prof.Dr., University of Wisconsin-Madison edil@engr.wisc.edu

analizlerde tüm su seviyesi için şev güvenlik sayılarının yeterli güvenliği sağladığı görülmekle birlikte ani su inmesi durumu için güvenlik seviyesinde ciddi bir düşüş olduğu belirlenmiştir. Klasik yöntemle şev duraylılık analizleri yapıldığında su seviyesi değişiklikleri analizlere yansıtılmadığından gerçekçi olmayan bir takım kabuller yapılmasını gerektirmektedir. Bu kabullere dayanarak yapılan analizler seddenin yeterli duraylılığa sahip olmadığını ortaya koymuştur. Oysa hem kararsız su akımı hem de gerilme-şekil değiştirme davranışını esas alan sayısal analizlerde bu tip kabulleri yapmadan analizleri gerçekleştirmek mümkün olduğu için daha gerçekçi duraylılık durumlarına ulaşılmış ve gereksiz ek masrafları önlemiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Duraylılık, Hidrolik İletkenlik, Sedde

## 1. GİRİŞ

Seddeler su tutan yapılar olup genellikle taşkın koruma veya gölet oluşturmak için inşa edilirler. Yükseklikleri barajlara göre daha az olan seddeler, genellikle barajlar gibi çok zonlu bir kesite sahip olmayan şevli dolgulardır. Seddelerin arkasında yer alan su farklı amaçlar için kısa sürelerde alçalıp yükselebilmektedir. Bu ani su değişimlerinin düşük hidrolik iletkenlik ve kayma mukavemetine sahip şevlerde duraylılık sorununa yol açtığı bilinmekte olup özellikle su tutan yapıların tasarımında göz önüne alınması gerekmektedir. Bu çalışmada bir gölet seddesinin su seviyelerinde ani değişimler olması durumunda duraylılığının sayısal analizlerle incelendiği bir vaka analizi ele alınmıştır. Çalışma kapsamında ele alınan vaka ABD Wisconsin eyaletinin başkenti Madison'da yer alan iki atık su göletinden batıdakinin güney cephesindeki seddedir.

## 2. MADISON METROPOLİTAN ATIK SU UZAKLAŞTIRMA SİSTEMİ BATI GÖLETİ SEDDESİ

Çalışmada göz önüne alınan sedde ABD Wisconsin Eyaleti başkenti Madison atık su uzaklaştırma sisteminde yağışlı dönemlerde şehir şebekesinden gelen atık sularının tamamının arıtma sistemine alınamadığı durumlarda atık suların depolanması için inşa edilen göletlerin batıdakinin güney cephesinde yer alan seddedir. Seddenin konumu Şekil 1'de, en kesiti ise Şekil 2'de verilmiştir. Seddenin yer aldığı batı göleti 194 250 m<sup>2</sup>(48 acres) alana sahip olup birbirine hidrolik bağımlı üç hücreden oluşmaktadır.

Batı göletinin seddeleri turba ve organik zemin içeren yumuşak çökeller üzerine bu malzemelerin doldurulması ile inşa edilmiştir. Tarihsel olarak seddeler, sulu çamurun (sludge) depolanması için gerekli payı sağlamada kret yüksekliğinin dolgu yapılarak periyodik artırılmasıyla büyük miktarlarda orturmalara maruz kalmıştır. Bu ilave dolgular dolayısı ile artan ağırlık altındaki yumuşak çökellerde bir göçük meydana geldiği rapor edilmiştir. Bu göçük doğu göletinin kuzey ve güney seddeleri ile sınırlı kalmıştır. 1985'de yürütülen bir incelemede sedde duraylılığının alt sınırı belirlenmiş ve bu çalışma esas alınarak tüm gölet çevresindeki seddelere gözlem aletleri yerleştirilmiştir. Aletsel gözlem ile seddelerin duraylılığı hakkında düzenli olarak veri sağlanmıştır. Bu zamandan beri seddelerde iki yerel göçme durumu hariç göçük oluşmamıştır. Yerel göçükler batı göletinin kuzeydoğu köşesi ile kısa bir uzunlukta batı göletinin güney seddesinde sulu çamurun kaldırılması sırasında seddelere bitişik aşırı kazı yapılması dolayısı ile ortaya çıkmıştır (Hjellen ve Taylor, 2005).

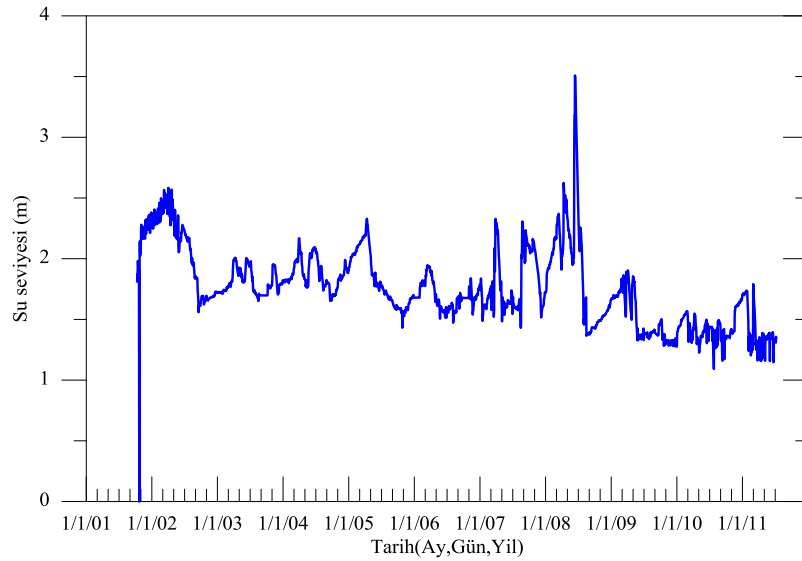


**Şekil 1** Madison Metropolitan Atık Arıtma Sistemi ve Göletleri

Amaçlanan derivasyonu elde edebilmek için mevcut seddenin 1.533 m kotuna çıkarılmasına yani krette 0.305 m yüksekliğinde dolgu yapılmasına ihtiyaç vardır. Diğer yandan atık suyun derivasyon işlemi göletteki su seviyesinin hızla yükselmesine yol açacak, birkaç gün sabit seviyede tutulduktan sonra su seviyesi indirilecektir. Bu işlem suyun sedde malzemelerine nüfuz etmesi yanında bu malzemelerde hem normal hem de kayma gerilmelerinin değişimine yol açacaktır. Bu mekanizma sedde ve altındaki zeminlerde boşluk suyu basınçları değişimine de yol açacak ve bunların kayma direncini değiştirerek duraylılığını etkileyecektir.

## 2.1 Gölette Su Seviyesi Değişimi

Batı göletinde su seviyesi göçmen kuşların doğal yaşamını sağlamak için periyodik olarak indirilip yükseltilmektedir (Edil ve Berilgen, 2006). Göletin su seviyesindeki bu değişim sürekli ölçülmekte olup 10 Ekim 2001'den 8 Temmuz 2011 tarihleri arasındaki değişimi Şekil 2'de verilmiştir.



**Şekil 2.** Batı Göletinde Su Seviyesi Değişimi

Şekil 2'den görüldüğü gibi göletteki su seviyesi oldukça hızlı bir şekilde yükselmekte veya inmektedir. 10 yıllık dönemde gölette su seviyesinin maksimum yükselme hızı 1.21 m/gün olurken maksimum inme hızı 1.10 m/gün olmuştur.

### 3. SEDDE DURAYLILIĞINI BELİRLEME YAKLAŞIMI

Sedde duraylılığını belirlemek için iki yol izlenmiştir. Bunlar :

1. *Ön analizler:* Ani su inme durumunun gerçekleşeceği seddenin analizi 1985'de kullanılan malzeme özellikleri ve sedde geometrisi göz önüne alınarak alışagelmış limit denge yöntemlerinden Basitleştirilmiş Bishop ile yapılmıştır.
2. *İleri düzey analizler :* Ön analizlerde esas alınan sedde geometrisi için yeni yapılan zemin sondajları ve laboratuvar deneyleri göz önüne alınarak ani su inme etkisinin sayısal analizlerle incelendiği durum.

#### 3.1 Ön Analizler

Birinci aşama analizler 2004'de gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerde 1985'de belirlenen sedde enkesiti ve malzeme parametreleri kullanılarak Bishop şev duraylılık analizleri yapılmıştır. 1985'de yapılan bu analizler özel olmayıp parametrik bir çalışmadır. Parametrik çalışmanın varsayımlarından biri sonraki yıllarda sedde doldurma işleminden ötürü oluşacak yük artışının turba tabakada yol açacağı artık boşluk suyu basıncının kalıcı değeri olmuştur. Ön analizlerde bulunan güvenlik faktörleri 1985'de bulunanlara benzerdir. Özet olarak, turba tabakada artık boşluk suyu basıncının sıfır yani konsolidasyonun tamamlandığı durum için hesaplanan güvenlik faktörü ( $F_s$ ) 2.28 olmuştur. Oysa turba tabakada 7.2 kPa 'lık bir boşluk suyu basıncı olduğu kabul edilirse güvenlik faktörü 1.05 değerine düşmektedir. Göçme için güvenlik faktörü  $F_s=1$  olacağına göre sedde 1.05 güvenlik faktörü değerine sahipken göçmeyeceği veya bu koşulda göletin kullanılmaya devam edeceği söylenebilir.

1985'de göz önüne alınan bu sedde kesitine ani su inmesi durumunun uygulanması, göletteki su seviyesinin yükselmesiyle suyun seddeye tamamen nüfuz etmesini izleyen aşamada göletteki su seviyesinin aniden indirilmesinin sedde şevindeki su basıncını yokedeceği fakat zemin tabakalarında hapsolmuş boşluk suyu basınçlarına yol açacağı kabul edilerek gerçekleştirilmiştir. Bu zorlayıcı bir varsayım olup yüzeyindeki su seviyesinin ani olarak yükselmesi veya düşmesi etkisinde olan şevlerin tasarımında yaygın olarak kullanılan bir yaklaşımdır. Ani su inmesi durumu için efektif gerilme analizi yaklaşımı esas alınarak zemin tabakalarına boşluk suyu basıncı oranı  $r_u$  atanır. Bu oran zemin tabakasının herhangi bir noktasında boşluk suyu basıncının düşey zemin gerilmesine oranı olup zeminin hidrolik iletkenlik ve deformasyon karakteristiklerine bağlıdır.  $r_u=0.3$  olduğu kabul edilerek yapılan analizlerde güvenlik faktörü 2.28'den 1.03'e düştüğü görülmüştür. Turba zeminde boşluk suyu basıncı 3 kPa arttığı takdirde güvenlik faktörü  $F_s= 0.96$  olmaktadır. Seddenin duraysızlığı için 1985'teki bilgi esas alındığında kalıcı boşluk suyu basınçları göz önüne alınsın ya da alınmasın her iki durum için de güvenlik faktörü çok düşüktür.

Bu ön çalışmalar, batı göletinin seddeleri için sahadaki durumu daha iyi temsil etmek için daha modern teknikleri esas alan analizlerin yapılması gereğini ortaya çıkarmıştır.

### 3.2 Gelişmiş analizler

Seddelerin maruz kaldığı etkiler altında duraylılıklarını daha gerçekçi belirlemek için yapılan gelişmiş analizlerin gerçekleştirilmesinde aşağıdaki adımlar izlenmiştir:

1. Batı göletinin su seviyesindeki değişimlerin belirlenmesi atık derivasyon programına dayanarak tahmin edilmiştir. Hjellen ve Taylor (2005) tarafından hazırlanmış rapora dayanarak, kurum yetkilileri tarafından atık su derivasyonu, bekleme ve boşaltma sırasında göletteki su seviyeleri Çizelge 1’de gösterildiği gibi verilmiştir. Çizelge 1 göletteki su kotları için olası senaryoları göstermektedir. Ortalama ve yüzde 95 derivasyon için hacim ve doluluk süresi geçmişteki verilere bakılarak çıkarılmıştır. Doluluk süresi 4.54 m<sup>3</sup>/dak pompaj kapasitesine göre nihai su kotunun 0 m olduğu varsayımına dayanarak tahmin edilmiştir.

**Çizelge 1. Atık Su Derivasyonu, Bekleme ve Boşaltma Sırasında Göletteki Su Seviyeleri**

Vaka durumu	Başlangıç su seviyesi (m)	Nihai su seviyesi (m)	Toplam hacim (m <sup>3</sup> )	Dolma süresi (saat)	Tahmini doluluk süresi	İndirme süresi (saat/gün)
Ortalama derivasyon işlemi	0.0	0.27	51 860	14	48	190/7.9
Gerçekleşmesi %95 derivasyon	0.0	0.65	124 919	40	48	463/19.3
Olası maksimum derivasyon	0.0	1.08	208199	66	48	764/31.8

Not: Gölet alanı 194 250 m<sup>2</sup> ve pompalama hızı 4.54 m<sup>3</sup>/dak alınmıştır.

2. Analizler için kritik ve temsili sedde kesitleri seçilmiş ve bu kesitlerde topoğrafik ölçümler yaptırılarak sedde geometrisi belirlenmiştir. Mevcut zemin tabakalaşma durumuna bakılıp Batı Göleti’ni çevreleyen seddeler yerinde görsel olarak incelendikten sonra 3 No’lu Hücre’nin kuzey doğu ve güneydoğu ucunda iki konum seçilmiştir. 3 No’lu Hücre, Batı Göleti’nin en doğusundaki bölümü olup Doğu göletinden bir sedde ile ayrılmıştır. Çevresindeki zemin seviyesine göre en yüksek olduğu görülen bu bölgenin kuzeyinde yer alan Kuzey Seddesi Nine Spring Deresi/Kuzey Kanalı ‘na ve güneyinde yer alan Güney Seddesi, Güney Kanalı ‘na komşu bulunmaktadır.
3. Sedde geometrisini belirlemek için kurum elemanlarınca yerinde ölçümler yapılmıştır. Bu ölçümler sonucunda seddenin kret genişliği ve kotu, kenar şevlerin uzunlukları ve eğimleri ile gölet ve kanallardaki su kotları tespit edilmiştir.



4. Zemin araştırmaları kapsamında zemin sondajları yapılımlı, örselenmiş ve örselenmemiş örnekler alınmıştır. Zemin hareketlerini izlemek için sondaj kuyularından birine inklinometre borusu yerleştirilmiş, boşluk suyu basınçlarını izlemek için ise kritik sedde kesitlerinden her birisi için birer gözlem kuyusu tesis edilmiştir.
5. Zemin sondajlarından alınan örselenmemiş örnekler üzerinde University of Wisconsin Madison laboratuvarlarında yapılan deneylerle zemin tabkalarının mekanik ve hidrolik özellikleri belirlenmiştir.
6. Planlanan gölet kapasitesini artırma inşaatı ve atık derivasyon faaliyetlerini göz önüne alarak seddelerdeki duraylılık durumunu belirleyebilmek için gelişmiş sayısal analizler gerçekteştirilmiştir.

#### **4. SAYISAL MODELLEME**

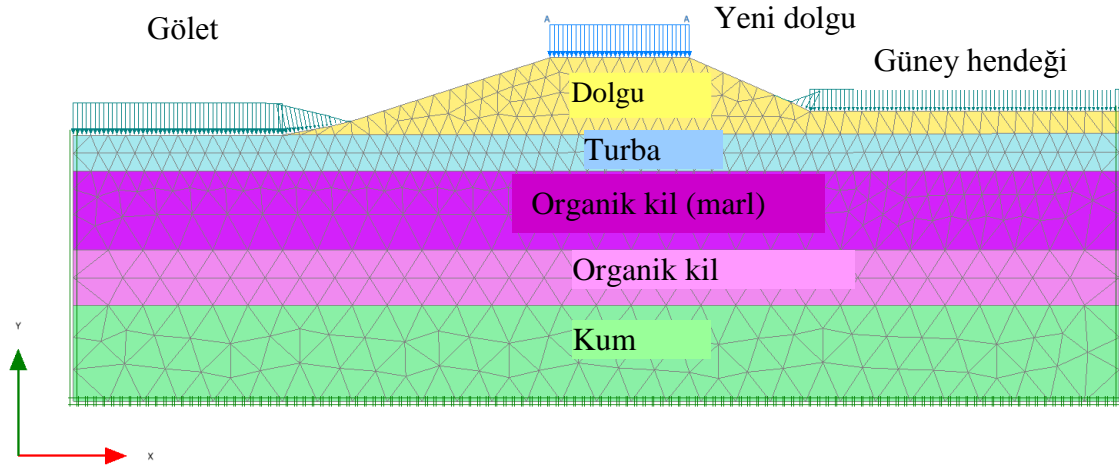
Göletteki atık suyun doldurulması, beklenmesi ve boşaltılmasını sayısal olarak modellemek için PLAXIS ve PLAXFLOW programlarından yararlanılmıştır. PLAXIS programı bilindiği gibi hemen her türlü 2 boyutlu geoteknik mühendisliği problemlerinin analizinde kullanılmak üzere geliştirilmiş bir sonlu elemanlar yazılımı olmakla birlikte kararsız zemin suyu akımı problemleri için PLAXFLOW ile koşturulması gerekmektedir (Brinkgreve v.d., 2010). PLAXFLOW, zemin suyu problemleri için geliştirilmiş bir sonlu elemanlar yazılımı olup gerilme şekil değiştirme analizleri için PLAXIS ile entegre edilebilmektedir (Brinkgreve., v.d., 2010. Duraylılık analizleri Plaxis ile mukavemet azaltımı yöntemi (Phi-c reduction method) kullanılarak yapılmıştır. Sayısal modelleme aşağıda verilen adımları izleyerek gerçekteştirilmiştir:

1. Mevcut sedde geometrisi ve göletteki su seviyesi göz önünde bulundurularak başlangıç duraylılık durumu için analizler yapılması. Bu analizler başlangıç geometri ve sınır koşulları için gerilmeleri bulmak için yapılan analiz ile bunu izleyen duraylılık analizidir.
2. Yeni yapılacak dolgunun etkisini gözönüne almak için mevcut sedde geometrisi üzerine bir sürşarj yükü konmuştur. Burada eklenecek dolgu yüksekliğinin 0.46 m (1.5 ft) olup yapacağı basınç 8.62 kPa olduğu varsayılmıştır. Bu yük uygulandığında, yükün boşluk suyu tarafından alınacağı ve zemin iskeletine yavaşça aktarılacağı yani sedde altındaki ince daneli zeminlerde konsolidasyonun düşük hidrolik iletkenliğe bağlı olarak yavaş gerçekteşeceği kabul edilmiştir. Boşluk suyu basıncının maksimum ve başlangıçtaki durumuna göre efektif gerilmelerin azaldığı ani yükleme durumu için bir duraylılık analizi gerçekteştirilmiştir.
3. Uygulanan yeni dolgu yükü altında sedde ve temel zemininde artan boşluk suyu basıncının zamanla sönümlenecektir. Bir yıllık bir zaman aralığında beklenenden daha fazla atık derivasyonu yapılmayacağı varsayımı ile bu sürede gerçekteşen konsolidasyon için analiz yapılabilir. Bir yıllık süre sonunda sönümlenen boşluk suyu basıncı ve artan efektif gerilmeler hesaplanarak bu durum için seddenin duraylılığı hesaplanmıştır.

4. Bu adımda gölet su seviyesinin Çizelge 1’de gösterildi hızda maksimum seviyesine eriştiği (maksimum derivasyonda 66 saat veya 2.75 gün) varsayılarak duraylılık analizler yapılmıştır. Su seviyesinin en yüksek seviyeye çıkmak için geçen zamana kadar gölet suyu ile temasa geçen sedde ve temel zemini bölümlerinde boşluk suyu basıncı artmaya başlayacaktır. Gölet suyu seviyesinin artması yani toplam hidrolik yükün zamanla değişmesine bağlı olarak sedde içinde meydana gelecek kararsız su akımı analizi PLAXFLOW ile yapılmış ve bu analiz pompaj süresinde tamamlanmıştır. Bu analiz sonuçları PLAXIS’de koşturularak derivasyon süresinde göletteki su seviyesinin neden olduğu boşluk suyu basıncı ve efektif gerilme değişimleri bütünlük analizler ile hesaplanmıştır. Bütünlük analizlerde göletteki su seviyesi değişimleri süresince boşluk suyu basıncının artması yanında sönümlenmesi yani konsolidasyonu da göz önüne alınmıştır. Bütünlük analizler tamamlandıktan sonra seddenin duraylılığı hesaplanmıştır.
5. Göletteki su seviyesinin maksimum seviyesine eriştikten sonra 48 saat değişmediği varsayılarak zemin suyu akımının neden olduğu boşluk suyu basıncı değişimleri hesaplanmıştır. Bunun için yukarıda belirtildiği gibi kararsız su akımı ve bütünlük gerilme şekil değiştirme analizleri yapıldıktan sonra seddenin duraylılığı hesaplanmıştır.
6. Bu son adımda, göletteki su seviyesinin pompaj ile indirilmesi durumu modellenmiştir. Bu durum zemin suyu akımının neden olduğu boşluk suyu basınçlarının azalmasına yol açmakla birlikte düşük hidrolik iletkenliğe sahip zeminlerde su inme hızına bağlı olarak gecikmektedir. Diğer yandan göletteki dış su basıncının pozitif etkisinin kaybolmasından dolayı sedde içindeki kayma gerilmeleri artmaktadır. Bu durumda da yukarıdaki gibi kararsız su akımı analizini müteakip bütünlük gerilme şekil değiştirme analizleri yapıldıktan sonra seddenin duraylılığı hesaplanmıştır.

### **3. GEOMETRİ VE ZEMİN PROFİLİ**

Bu çalışmada yukarıda verilen senaryoya göre farklı durumlar için kararsız su akımına göre yapılan duraylılık analizlerinden sadece Güney Seddesi’ne ait veriler sunulacaktır. Güney seddesi ve temel zemin profili Şekil 3’de görüldüğü gibidir. Bu seddede yapılan 2 No’lu sondaj loguna göre 3.4 m sedde dolgusu geçildikten sonra 1.7 m turba tabakası, onun altında 3.5 m kalınlığında koyu gri renkli organik kil (marl) tabakası ve onun altında 2.4 m kalınlığında organik kil tabakası geçildikten sonra 12.5 m derinlikte sondaj sonlandırılmıştır. Bu bölgede yapılan başka bir zemin sondajı ve araştırma çukuru olmadığından sondaj bilgileri doğrudan sayısal modele uyarlanmıştır.



**Şekil 3.** Sedde Enkesiti Ve Zemin Profili

Zemin sondajından alınan örselenmiş numuneler üzerinde yapılan kıvam limitleri deneyler sonuçları ile doğal su muhtevası tayini Çizelge 2’de verilmiştir. Bu sonuçlara göre dolgunun altında yer alan turba ve organik kil (marl) tabakası yüksek plastisteli zemin grubuna girmekte olup killi tabakalardan yüzeye yakın olanı plastik kıvamdadır.

**Çizelge 2.** Sedde Altında Yer Alan Tabakaların Doğal Su Muhtevası Ve Kıvam Limitleri

Zemin tabakası	Doğal su muhtevası %	Likit limit %	Plastik limit	Plastisite indisi
Turba	169.9	240	181	59
Organik zemin (marl)	131.8	138	123	15
Organik zemin	46	36-53	16-27	20-26

Analizlerde tüm zemin tabakaları için Hardening Soil Model bünye modeli göz önüne alınmış olup zemin tabakaları için kullanılan malzeme parametreleri Çizelge 3’de verilmiştir.

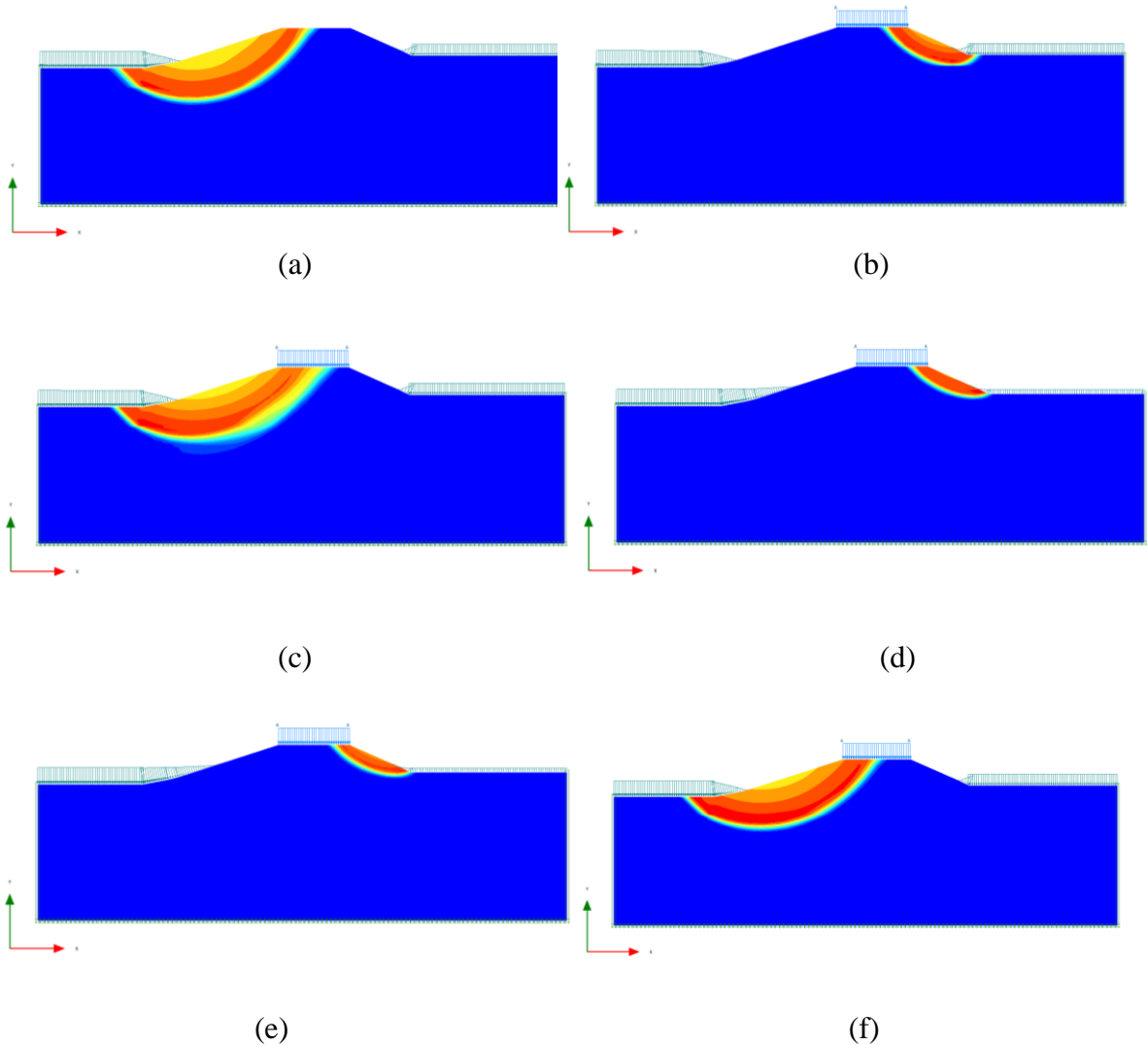
**Çizelge 3.** Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri

Parametre	Sembol	Birim	Dolgu	Turba	Organik kil (marl)	Organik kil	Kum
Tabii Birim Hacim Ağırlık	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.5	12.1	11.5	17.3	18.1
Doygun Birim Hacim Ağırlık	$\gamma_d$	[kN/m <sup>3</sup> ]	22.0	12.1	17.6	17.3	18.1
Yatay ve Düşey Permeabilite	$k_x = k_y$	[m/gün]	0.863	$3.0 \times 10^{-4}$	0.044	0.044	0.045
Sekant Modülü	$E_{50}^{ref}$	[kPa]	7200	3350	1450	2900	9600
Ödometre Modülü	$E_{oed}^{ref}$	[kPa]	7200	3340	1450	2900	9600
Boşaltma Modülü	$E_{ur}^{ref}$	[kPa]	21600	10000	4350	8700	28800
Kohezyon	$c_{ref}$	[kPa]	10	10	30	30	1
Kayma Muk. Açısı	$\phi$	[°]	38	42	40	40	35
Poisson Oranı	$\nu$	[-]	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Referans Gerilme	$p_{ref}$	[kPa]	100	100	100	100	100
Hiperbolik Model Üstel Katsayısı	$m$	[-]	0.9	0.6	1	1	0.5
Göçme Oranı	$R_f$	[-]	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

Ani su inmesi veya çıkması durumunda killi tabakalarda oluşacak artık boşluk suyu basıncını hesaplayabilmek ve konsolidasyon analizi yapabilmek için dolgu, turba ve diğer killi tabakalar için drenajsız malzeme durumu göz önüne alınmıştır.

#### 4.ANALİZ SONUÇLARI

Yukarıdan belirtildiği şekilde sonlu elemanlar yöntemi ile kararsız su akımını takiben gerçekleştirilen bütünleşik gerilme-şekil değiştirme analizleri için yapılan duraylılık analizleri sonucunda elde edilen güvenlik sayıları ve bu güvenlik sayılarının elde edildiği kritik kayma yüzeylerinin konumu Çizelge 4’de verilmiştir. Analiz adımlarına göre kritik kayma yüzeylerinin konumları Şekil 4’de verilmiştir.



**Şekil 4.** Duraylılık Analizlerinde Olası Kayma Yüzeylerini Gösteren Yer Değiştirme Artırımları: (a) Mevcut Durum, (b) Yeni Dolgu Eklenmesi, (c) 1 Yıl Konsolidasyon (d) Gölette Su Yükselmesi (66 Saat), (e) Yükselen Su Seviyesi Sabit (48 Saat), (f) 764 Saatte Gölet Su Seviyesinin Inmesi.

**Çizelge 4.** Analizlerden elde edilen güvenlik sayıları ve göçme yüzeyleri konumları

Adım No	Analiz adı	Bütünleşik Analizler Fs	Göçme Yüzeyi	Göçme Yüzeyi Yeri
1	Mevcut durum	2.00	Gölet	Dolgu+Turba
2	Yeni dolgu eklenmesi	1.66	Hendek	Dolgu
3	1 yıl konsolidasyon	1.97	Gölet	Dolgu+Turba
4	Gölette su yükselmesi (66 saat)	1.98	Hendek	Dolgu
5	Yükselen su seviyesi sabit (48 saat)	1.96	Hendek	Dolgu
6	764 saatte gölet su seviyesinde inme	1.51	Gölet	Dolgu+Turba

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışmada bir gölet seddesinin su seviyelerinde ani değişimler olması durumunda duraylılığının sayısal analizlerle incelendiği bir vaka analizi ele alınmıştır. Çalışma kapsamında ABD Wisconsin eyaletinin başkenti Madison’da yer alan iki atık su göletinden güney seddesi ele alınarak göletteki su seviyesindeki değişimlerin duraylılığa etkisi sayısal analizlerle incelenmiştir. Sayısal analizlerden önce yapılan ön çalışmalarda, batı göletinin seddeleri için klasik limit denge analizleri ile duraylılık durumları araştırılmış olup bu analizler sahadaki durumu daha iyi temsil etmek için daha modern teknikleri esas alan analizlerin yapılması gereğini ortaya çıkarmıştır. Bu gerekçeden yola çıkarak Batı Göleti seddelerinin duraylılık durumlarını belirlemek için zemin sondajları yapılmış ve bu sondajlardan alınan örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri gerçekleştirilerek seddelerin üzerinde yer aldığı zemin tabakalarının özellikleri belirlenmiştir.

Göletteki ani su değişimlerinin sedde üzerindeki etkisini belirlemek için kararsız su akımı analizleri ile bütünleşik gerilme-şekil değiştirme analizleri yapılmıştır. Bütünleşik gerilme-şekil değiştirme analizlerinde konsolidasyon analizi yapılarak zemin tabakalarındaki boşluk suyu basıncındaki değişimler belirlenmiştir. Analizlerde seddenin mevcut durumuna eklenecek dolgu yükü ile bu yük altında gölet seviyedeki suyun ani yükselmesi, bir süre sabit kalması ve sonra hızla inmesi durumları için konsolidasyon analizlerini müteakip duraylılık analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerde tüm su seviyesi için şev güvenlik sayılarının yeterli güvenliği sağladığı görülmekle birlikte ani su inmesi durumu için güvenlik seviyesinde ciddi bir düşüş olduğu belirlenmiştir.

Klasik yöntemle şev duraylılık analizleri yapıldığında su seviyesi değişiklikleri analizlere yansıtılmadığından gerçekçi olmayan bir takım kabuller yapılmasını gerektirmektedir. Bu kabullere dayanarak yapılan analizler seddelerin yeterli duraylılığa sahip olmadığını ortaya koymuştur. Oysa sonlu elemanlar yöntemi gibi hem kararsız su akımı hem de gerilme-şekil değiştirme davranışını esas alan sayısal analizlerde bu tip kabulleri yapmadan analizleri gerçekleştirmek mümkün olduğu için daha gerçekçi duraylılık durumlarına ulaşılmış ve gereksiz ek masrafları önlemiştir.

## TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmayı destekleyen Wisconsin Madison Metropolitan Sewerage District’e ve bu kurumdaki veri akışını sağlayan David Taylor’a teşekkür eder. Ayrıca bu çalışmanın gerçekleşmesinde YTÜ ve Univ. of Wisconsin Madison’un sağlamış olduğu olanaklar için minnettardır.

## **KAYNAKLAR**

- Brinkgreve R.B.J, Al-Khoury R, van Esch J.M.,(2010), Plaxflow user manual Version 1.4, Balkema.
- Brinkgreve RBJ (2010), Swolfs, WM., ve Engin, E. (2010) Plaxis 2D 2010 finite element code for soil and rock analyses, Balkema.
- Hjellen, E. ve Taylor, D. (2005) “Madison Metropolitan Sewerage District Effluent Diversion Evaluation Report”, Madison Metropolitan Sewerage District, Madison, WI.
- Edil, T.B ve Berilgen M., (2006) “Madison Metropolitan Sewerage District Effluent Diversion Project Western Lagoon Dike Stability Evaluation”, An Interim Report to the Madison Metropolitan Sewerage District, Madison, WI.

# KAZIK ÇAPININ ZEMİN SIKILIĞINA BAĞLI OLARAK ÇEKME KAPASİTESİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİNİN DENEYSEL OLARAK BELİRLENMESİ

## THE EXPERIMENTAL ANALYSIS OF THE EFFECT OF DIAMETER OF PILE REGARDING TO SOIL DENSITY ON UPLIFT CAPACITY

Ahmet DEMİR<sup>1</sup> Mustafa LAMAN<sup>2</sup> Baki BAĞRIAÇIK<sup>3</sup> Murat ÖRNEK<sup>4</sup>

### ABSTRACT

In this study, uplift capacity of pile foundations embedded in sand was investigated by model tests in a laboratory. The experimental study includes measuring the ultimate uplift capacity of pile foundations subjected to uplifting forces. The investigated factors, which affect the uplift capacity of pile foundations were selected as density of sand, the length of embedment (L) and diameter of pile foundations. The sand used in experimental study, was placed into the model box in layers for two different densities of sand. Model pile foundations having 17mm and 34mm diameter were used in the tests. The vertical displacements which take places in the centre of pile foundation was measured by displacement transducers and uplifting forces was measured by a load cell in the whole tests. End of the this study, it is deduced that the uplift capacity is a function of density of sand, the length of embedment (L) and diameter of pile foundations.

**Keywords:** Pile Foundations, Uplift Capacity, Length of Embedment, Soil Density

### ÖZET

Bu çalışmada, kum zeminlere inşa edilen kazık temellerin çekme kapasitesi laboratuvar ortamında model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Deneysel çalışma, kum zeminlere gömülü model kazık temellerin çekme yükü altındaki nihai çekme kapasitelerinin ölçülmesi ve bulunan değerlerle kum sıklığının, kazık çapının ve kazık gömülme boyu (L)'nin etkilerinin araştırılmasını içermektedir. Deneyde kullanılan kum numuneleri, iki farklı sıklık için deney kasası içerisine tabakalar halinde yerleştirilmiştir. Deneylerde, kazık temel olarak 17mm ve 34mm çapında metal kazıklar kullanılmıştır. Çekme deneyleri sırasında kazık temel merkezinde meydana gelen düşey yer değiştirmeler deplasman ölçerler yardımıyla, çekme yükleri ise yük hücresi ile ölçülmüştür. Deneysel çalışmalar sonunda, çekme kapasitesinin sıklık, gömülme boyu (L) ve kazık çapına bağlı olarak değiştiği görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Kazık Temeller, Çekme Kapasitesi, Gömülme Boyu, Zemin Sıklığı

<sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr. Ahmet DEMİR, Osmaniye Korkut Ata Üniv. İnşaat Müh. Böl., ahmetdemir@cu.edu.tr

<sup>2</sup> Prof. Dr. Mustafa LAMAN, Osmaniye Korkut Ata Üniv. İnşaat Müh. Böl., mlaman@cu.edu.tr

<sup>3</sup> Arş. Gör. Baki BAĞRIAÇIK, Çukurova Üniv. İnşaat Müh. Böl., bbagriacik@cu.edu.tr

<sup>4</sup> Yrd. Doç. Dr. Murat ÖRNEK, Mustafa Kemal Üniv., İnşaat Müh. Böl., morenek@mku.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Teknolojik gelişmeye paralel olarak, yüksek ve özellikli yapıların inşa edilebilir olması ile temel sistemlerinin çok daha dikkatli bir şekilde değerlendirilmesi gereği ortaya çıkmıştır. Bu tip yapılarda, yapıdan zemine aktarılacak yüklerin çok büyük değerlere ulaşması nedeniyle, çoğu zaman yüzeysel temeller ile temel sisteminin çözümü mümkün olmamakta ve böyle durumlarda kazık temel sisteminin seçilmesi zorunluluğu ortaya çıkmaktadır.

Kazık temeller genellikle basınç yükleri altında çalışırlar. Bazı durumlarda da çekme kuvvetine maruz kalmaktadırlar. Bu durum özellikle yüksek gerilim hatları, haberleşme kuleleri (radyo ve televizyon kuleleri vb.), fabrika bacaları, deniz platformları (deniz yüzeyinde inşa edilmiş rıhtım yapıları, su altındaki platformlar, dalgakıran vb. yapılar), otoban ve demiryollarındaki işaret levhaları, reklam panolarını taşıyan direkler ve boru hatları gibi özel yapıların tasarımını yakından ilgilendirmektedir. Bu tür yapıların temelleri, suyun kaldırma kuvveti, kablo yükleri ya da rüzgar kuvveti gibi dış etkilerden dolayı çekme kuvvetlerine maruz kaldığından çekme kapasitesi yönünden de irdelenmelidir.

Kulhawy vd. (1987) doğal zemin ile dolgunun sıkışma derecesinin etkisini laboratuvar model deneyleri yaparak araştırmışlardır. Bu çalışmada, farklı sıklıkta hazırladıkları kum zeminde oluşan göçme mekanizmasını gömülme oranına bağlı olarak incelemişlerdir.

Chattopadhyay ve Pise (1986) yapmış oldukları çalışmada, kum zemin içerisine gömülü dairesel kesitli kazıkların nihai çekme kapasitesini hesaplamak için analitik bir yöntem geliştirmişlerdir. Bu analitik yöntemde, zemin içerisindeki yenilme yüzeyinin eğrisel olduğu varsayılarak, dairesel kazığın net çekme kapasitesi aşağıdaki eşitlikle ifade edilmiştir.

$$P_u(\text{Net}) = A_1 \times \pi \times D \times L^2 \quad (1)$$

Burada  $P_u(\text{Net})$ , kazık net çekme kapasitesini,  $A_1$ , kazık net çekme kapasitesi faktörünü,  $D$ , kazık çapını,  $L$  ise, kazık gömülme derinliğini ifade etmektedir.

Das (1986), suya doymun orta ve sıkı kum zemin içerisine gömülü tekil ve grup metal kazıkların nihai çekme kapasitelerini belirlemek için laboratuvar model deneyleri yapmıştır. Ayrıca, deney sonuçlarını mevcut teorilerle de karşılaştırmıştır. Sonuçta tekil bir kazığın nihai çekme kapasitesini aşağıdaki denklemle ifade etmiştir.

$$Q_u = Q_o + W \quad (2)$$

Bu ifadedeki  $Q_u$ , kazık nihai çekme kapasitesini,  $Q_o$ , kazık net çekme kapasitesini,  $W$  ise, kazık ağırlığını ifade etmektedir.

Dickin ve Leung (1990) laboratuvarında yapmış oldukları santrifüj deneylerde, kum zemine gömülü geniş tabanlı kazıkların çekme davranışı üzerinde gömülme oranı, kazık taban çapı ve kum sıklığının etkilerini araştırmışlardır. Ayrıca, karşılaştırma yapmak amacıyla düz kazıklar üzerinde de deneyler yapılmıştır. Yapılan araştırma sonucunda, çan şeklindeki kazıkların çekme kapasitesinin, kazığın gömülme oranı ve kum sıklığından önemli derecede etkilendiği



gözlenmiştir. Yine, Dickin ve Leung (1992) tarafından yapılan bir diğer çalışmada ise, kum zemin içerisine gömülü geniş tabanlı kazıkların çekme kapasitesi üzerinde kazık gövde çapının taban çapına oranı ve kazık taban açısının etkilerini araştırmışlardır. Sonuçta, çap oranındaki ve kazık taban açısındaki artışın, kazığın net çekme kapasitesinde ve yenilme anındaki yer değiştirmesinde bir azalmaya sebep olduğu ifade edilmiştir.

Ilamparuthi ve Dickin (2001), model kazık ile kum arasındaki kenetlenmeyi artırmak için kazık çevresine yerleştirilen iri daneli malzemenin kazığın çekme davranışı üzerindeki etkisini ayrıntılı bir şekilde araştırmışlardır.

Dash ve Pise (2003), kazık temelin çekme kapasitesinin özellikle kazık ile zemin arasındaki yüzey sürtünmesine bağlı olduğunu ve model deneylerde, kum sıklığının, gömülme oranının ve ilave basınç yüklerinin kazık çekme kapasitesi üzerindeki etkilerini araştırılmışlardır.

Laman vd. (2006), yapmış oldukları deneysel çalışmanın kapsamı, kum zeminlere gömülü model kazık temellerin çekme yükü altındaki nihai çekme kapasitelerinin ölçülmesi ve bulunan değerlerle kum sıklığının ve gömülme oranı (L/D)'nin etkilerinin araştırılmasını içermektedir.

Demir vd. (2007), kum zeminlere gömülü model kazık temellerin çekme yükü altındaki nihai çekme kapasitelerinin ölçülmesi ve bulunan değerlerle kazık pürüzlülüğü ve gömülme oranı (L/D)'nin etkilerini deneysel olarak araştırmışlardır.

Bu çalışmada, kum zeminlere inşa edilen kazık temellerin çekme kapasitesi laboratuvar ortamında model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Deneysel çalışma, kum zeminlere gömülü model kazık temellerin çekme yükü altındaki nihai çekme kapasitelerinin ölçülmesini içermektedir. Model deneylerde, kazık temellerin nihai çekme kapasitesinin, kazık çapına, kum sıklığına ve gömülme boyu (L)'ye bağlı olarak değişimi araştırılmıştır.

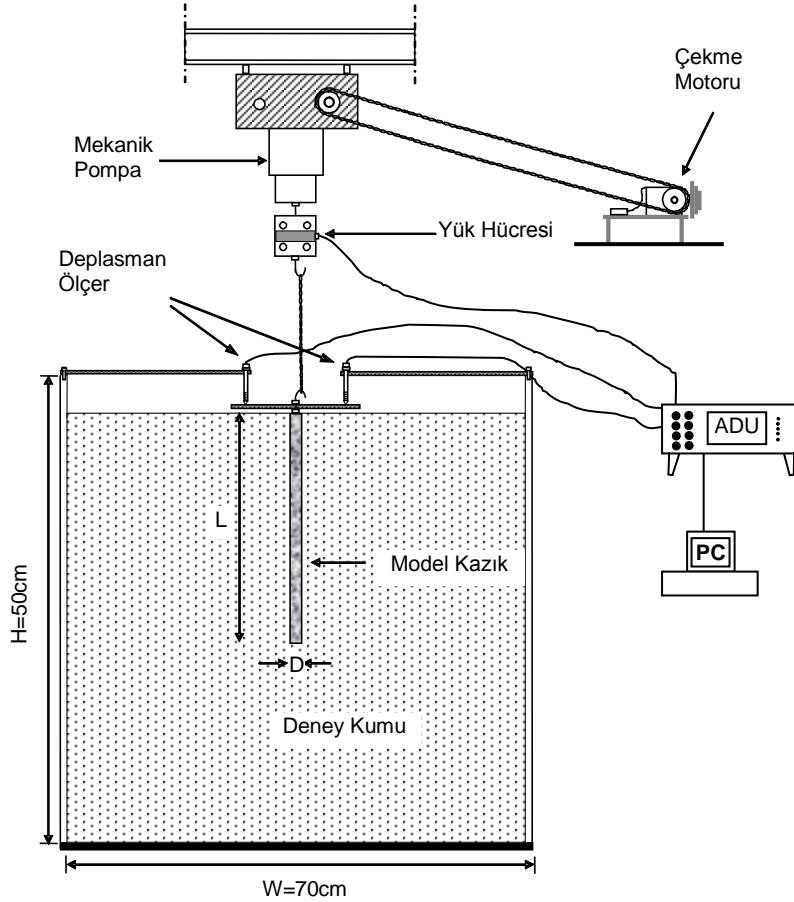
## **2. DENEYSEL ÇALIŞMA**

### **2.1. Deney Düzenegi**

Model deneyler, Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü zemin mekaniği laboratuvarında yapılmıştır. Bu çalışmada kullanılan deney düzenegi Şekil 1'de görülmektedir. Deney kasasının iskeleti çelik profillerden olup, ön ve arka yüzeyi 8mm kalınlığında cam, yan yüzeyler ile alt taban ise, 20mm kalınlığındaki ahşap malzemenin imal edilmiştir. Deneysel çalışmada, dış çapı 17mm, et kalınlığı 2.2mm ve yüksekliği 340mm ile dış çapı 34mm, et kalınlığı 3.2mm ve yüksekliği 340mm olan metalden imal edilen iki tip model kazık kullanılmıştır. Deney sırasında, çekme yükü model kazık temelin merkezine aksenal olarak uygulanmıştır.

Deneylerde kullanılan yükleme sistemi, laboratuvarında mevcut yükleme çerçevesine, 45 kN kapasiteli mekanik krikon monte edilerek oluşturulmuştur. Deney sırasında kazık temele uygulanan yük değerlerini okumak için ESİT firması tarafından imal edilen 100 kg kapasiteli yük halkası kullanılmıştır. Çekme nedeniyle model kazık temelinin merkezinde meydana gelen düşey deplasmanları ölçmek için ELE firması tarafından üretilen 0.0-9.9mm arasında okuma

alabilen EL27-1355 seri numaralı düşey deplasman ölçerler (transducerler) kullanılmıştır. Deneylere başlamadan önce yük halkası ve deplasman ölçerlerin kalibrasyonları yapılmıştır. Yük ve deplasman okumaları, 8 kanal girişli ADU (Autonomous Data Acquisition Unit) data logger cihazı yardımıyla sayısal değerlere dönüştürülerek bilgisayar ortamında kaydedilmiştir.



**Şekil 1.** Deney Düzeneği (Demir, 2006)

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



Şekil 2. Kum Zeminin Kasa İçerisine Yerleştirilmesi (Demir, 2006)

## 2.2. Zemin Özellikleri

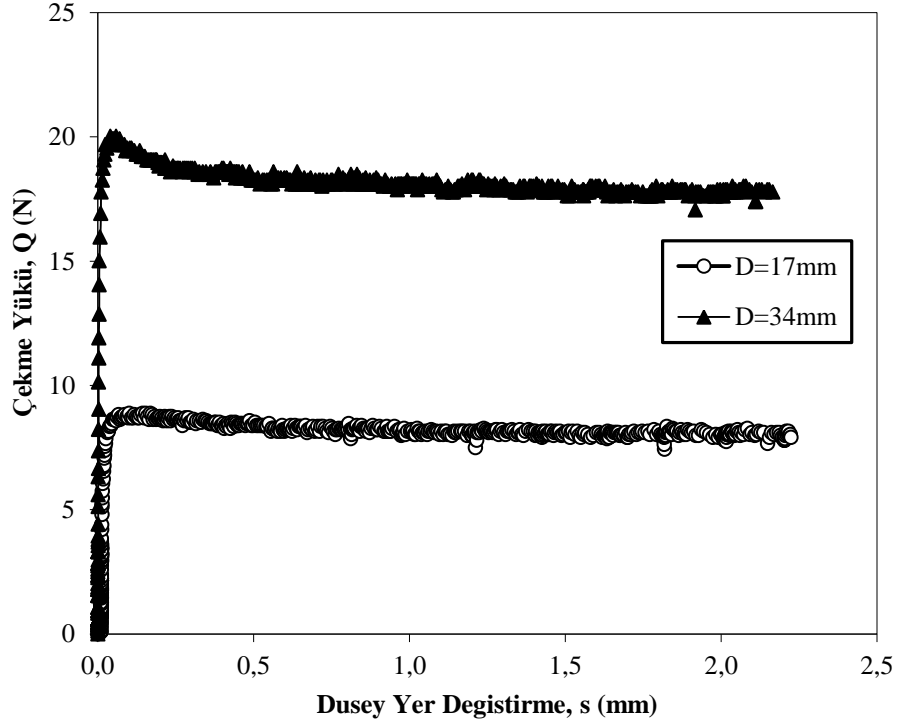
Deneysel çalışmalarda, Çukurova Bölgesi, Seyhan nehir yatağından getirilen kum numuneler kullanılmıştır. Kum numuneler üzerinde yapılan elek analizi ve piknometre deneyleri sonucunda, kullanılan kumun zemin sınıfı, kötü derecelenmiş ince ve temiz kum (SP) ve dane birim hacim ağırlığı da,  $\gamma_s=2.68\text{g/cm}^3$  olarak elde edilmiştir. Ayrıca,  $\gamma_k=1.71\text{g/cm}^3$  olacak şekilde hazırlanan kum numuneler üzerinde yapılan kesme kutusu ve drenajlı üç eksenli basınç deneyleri sonucunda, kayma mukavemet açısı  $\phi=41^\circ$  olarak bulunmuştur (Demir, 2006).

## 2.3. Deney Yöntemi

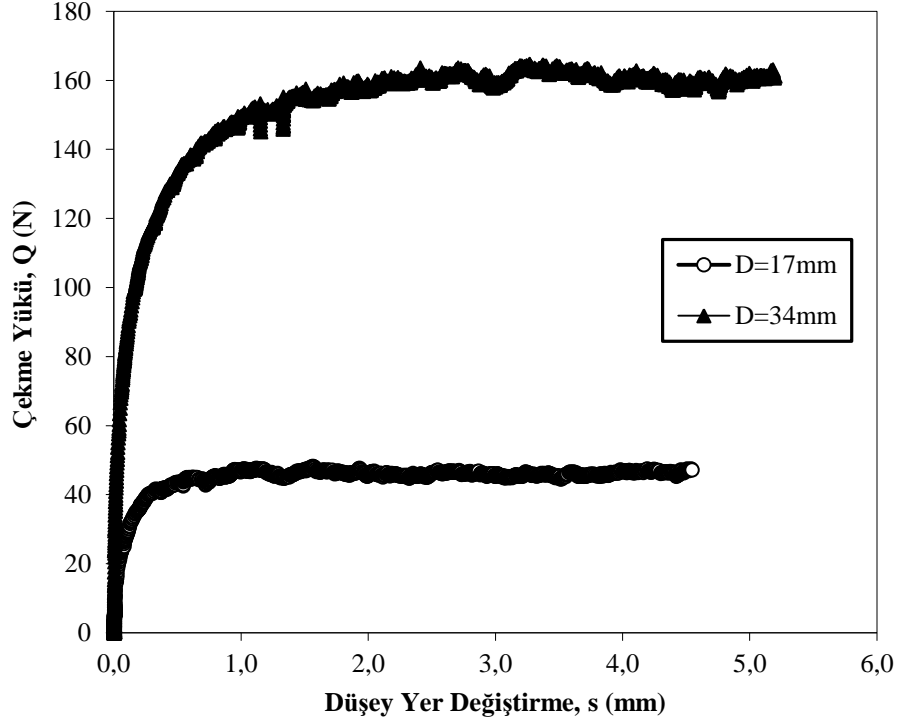
Deneylerde öncelikle model kazık, deney kasesinin merkezine gelecek şekilde yerleştirilmiştir. Kum numuneleri, deney kasesi içerisine birim hacim ağırlığı, gevşek kum için  $\gamma_k=1.50\text{g/cm}^3$  ve sıkı kum için ise,  $\gamma_k=1.71\text{g/cm}^3$  olacak şekilde 5cm'lik tabakalar halinde dinamik yöntem kullanılarak yerleştirilmiştir. İstenilen sıklığı sağlamak amacıyla, deney kasesinin kenarları ölçeklendirilmiş ve her bir tabaka için gerekli olan kum ağırlığı önceden hesaplanarak kontrollü bir şekilde sıkıştırma işlemi yapılmıştır. Ayrıca, her bir tabakada dolgu yüzeyinin düzgün olup olmadığı su terazisi yardımıyla kontrol edilmiştir. Çekme yükü, yük hücresi ile model kazık arasında yerleştirilen bir zincir yardımıyla sağlanmıştır. Çekme yükü, kum zeminde göçme (sıyırılma) meydana gelene kadar 0.022mm/sn'lik sabit bir hızla uygulanmıştır. Deney yöntemi ile ilgili daha kapsamlı bilgiler, Demir (2006)'da yer almaktadır.

### 3. BULGULAR VE TARTIŞMA

Birinci grup deney serisinde, kum zeminlerdeki kazık boyutunun, model kazığın çekme kapasitesine etkisi zemin sıkılığına bağlı olarak (sıkı ve gevşek kum zemin durumu) araştırılmıştır. Her iki zemin sıkılığında da kazık gömülme boyu,  $L=340\text{mm}$  olarak sabit tutulmuştur. Gevşek ve sıkı olmak üzere iki farklı sıkılık oranında hazırlanan kum numuneler içerisine gömülü iki farklı çaptaki ( $D=17\text{mm}$  ve  $34\text{mm}$ ) model kazık üzerinde yapılan deneylerden elde edilen deney sonuçları, sırasıyla Şekil 3 ve 4'de görülmektedir.



Şekil 3. Gevşek Kum Zemin İçin Yük-Deplasman Eğrileri

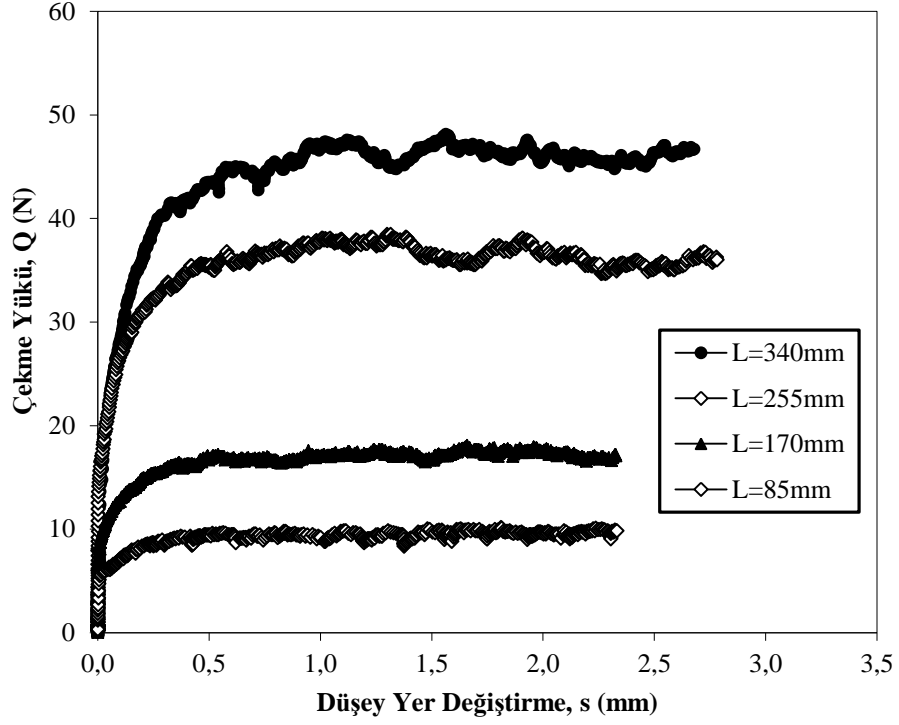


**Şekil 4.** Sıkı Kum Zemin İçin Yük-Deplasman Eğrileri

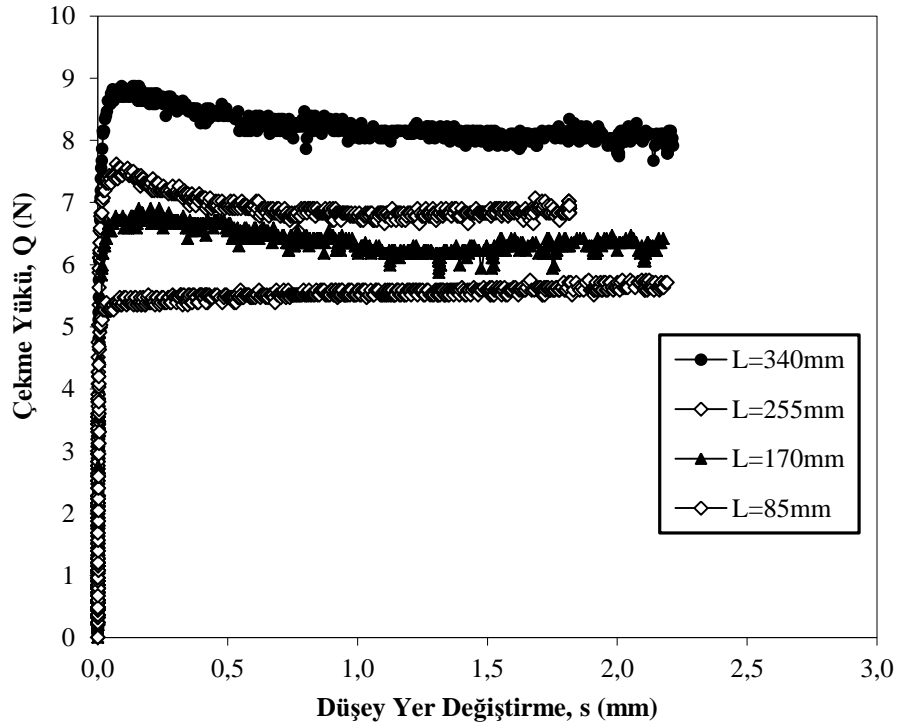
Şekil 3’de görüldüğü gibi gevşek kum zemin durumunda, farklı kazık geometrileri ( $D=17\text{mm}$  ve  $D=34\text{mm}$ ) üzerinde yapılan çekme deneyleri sonucunda, model kazığın nihai çekme kapasitesi, kazık çapı  $D=17\text{mm}$  iken  $8.80\text{N}$  ve buna karşılık gelen yer değiştirme  $0.140\text{mm}$  olurken,  $D=34\text{mm}$  iken,  $19.80\text{N}$  ve bu göçme yüküne karşılık gelen yer değiştirme ise,  $0.100\text{mm}$  olarak tespit edilmiştir. Sıkı kum zemin durumunda ise, kazık çapları  $D=17\text{mm}$  ve  $34\text{mm}$  olan model kazıkların nihai çekme kapasiteleri sırasıyla,  $47.39\text{N}$  ve  $160.93\text{N}$  olurken, bu göçme yüklerine karşılık gelen düşey yer değiştirmeler ise,  $1.01\text{mm}$  ve  $1.51\text{mm}$  olmuştur (Şekil 4).

İkinci grup deney serisinde ise, gömülme boyu  $L$ ’nin kazık çekme kapasitesi üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Deneylerde  $L$  sırasıyla  $85\text{mm}$ ,  $170\text{mm}$ ,  $255\text{mm}$  ve  $340\text{mm}$  olarak seçilmiştir.  $D=17\text{mm}$  çapa sahip model kazık için elde edilen sonuçlar, sıkı ve gevşek kum için sırasıyla Şekil 5 ve 6’da, kazık çapı  $D=34\text{mm}$  iken elde edilen sonuçlar ise, sıkı ve gevşek kum için sırasıyla Şekil 7 ve 8’de verilmektedir.

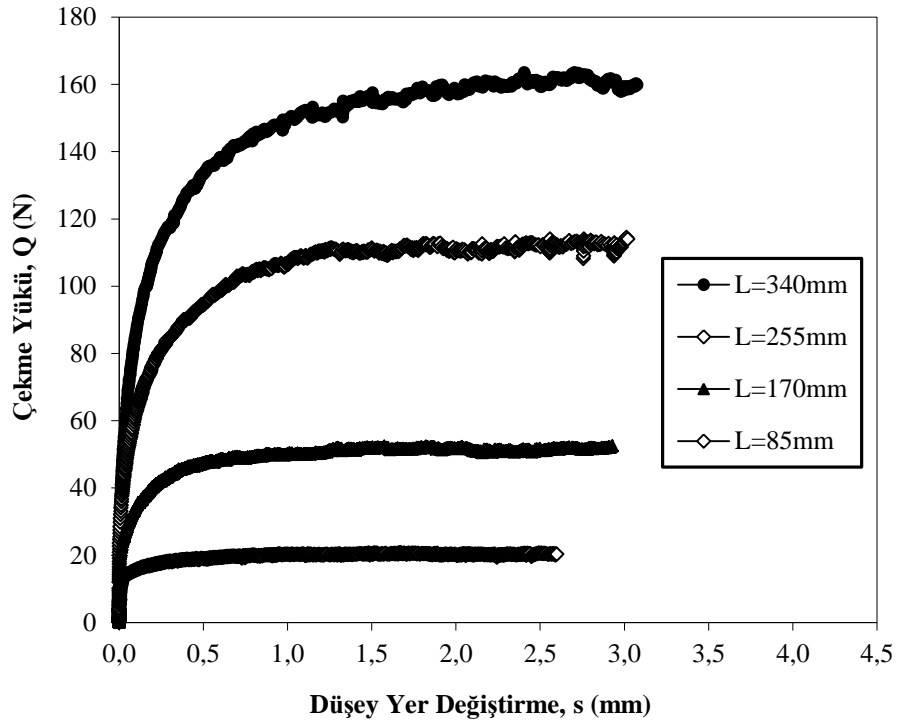
Göçme anında elde edilen yer değiştirme değerleri incelendiğinde, gevşek halde elde edilen yer değiştirmelerin sıkı halde elde edilen yer değiştirme değerlerinden daha düşük olduğu gözlenmektedir.



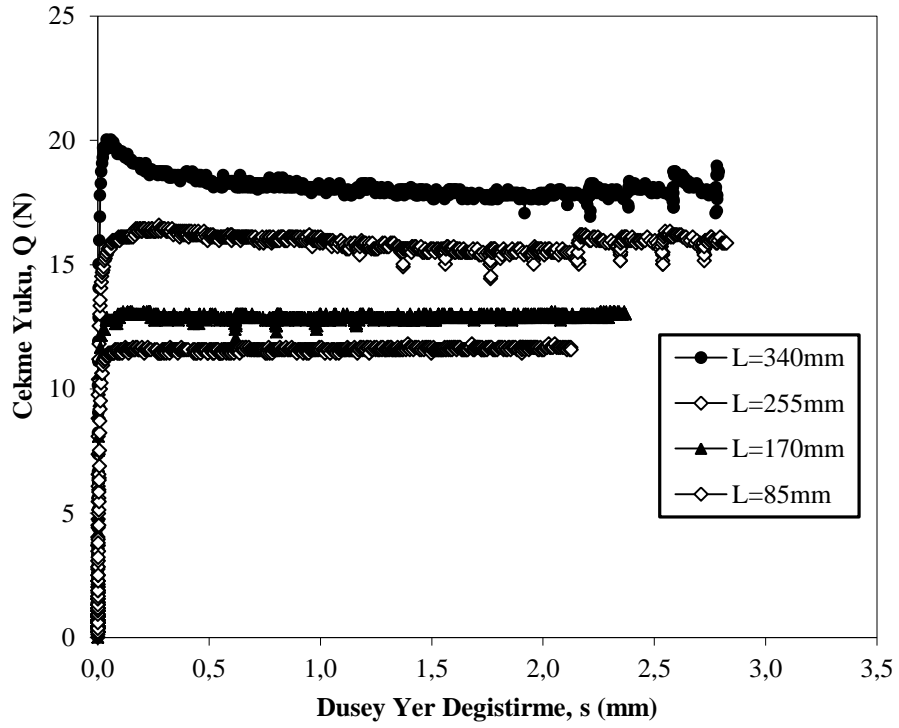
Şekil 5. Sıkı Kumda Farklı Gömülme Oranı İçin Yük-Deplasman Eğrileri (D=17mm)



Şekil 6. Gevşek Kumda Farklı Gömülme Boyu İçin Yük-Deplasman Eğrileri (D=17mm)



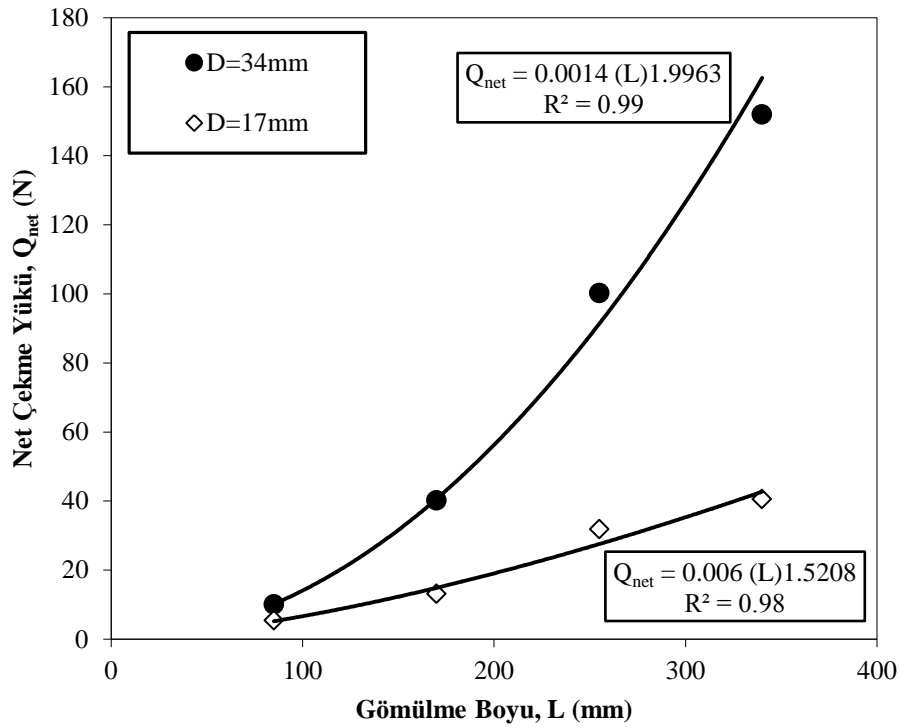
Şekil 7. Sıkı Kumda Farklı Gömölme Oranı İçin Yük-Deplasman Eğrileri (D=34mm)



Şekil 8. Gevşek Kumda Farklı Gömölme Boyu İçin Yük-Deplasman Eğrileri (D=34mm)

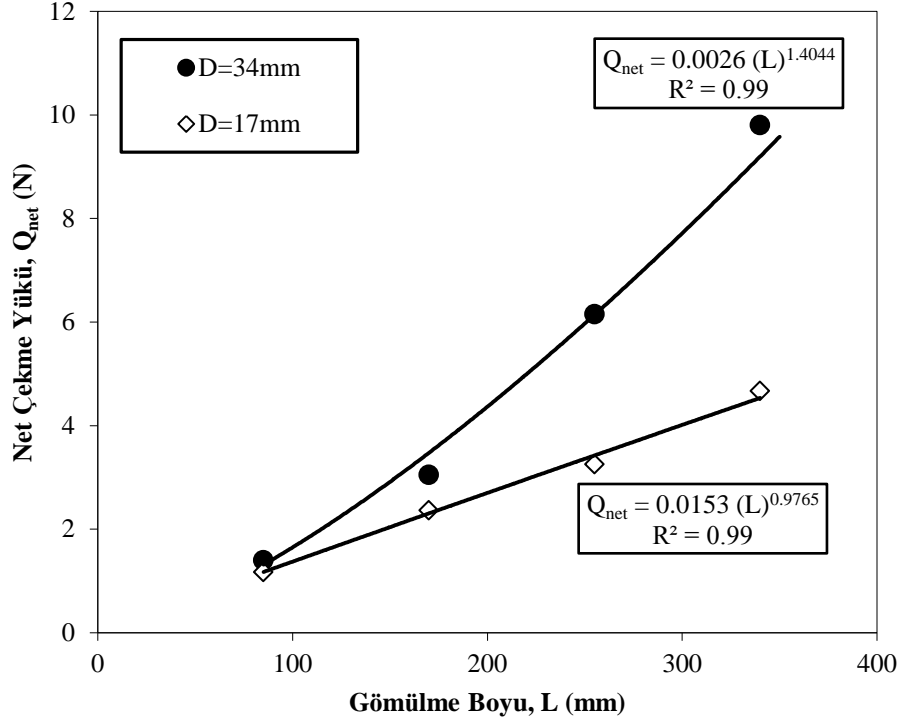
Şekil 5-8’de görüldüğü gibi, sıkı ve gevşek kum zeminlerde kazığın gömülme oranı arttıkça nihai çekme kapasitesi artmaktadır. Ancak, sıkı kum için gömülme oranının etkisinin daha fazla olduğu görülmektedir. Gevşek kum zeminlerde, göçmenin meydana gelmesiyle kazık altında oluşan boşluğa doğru bir kum akışının olduğu düşünülmektedir. Kazığın yük-deplasman eğrisinde, göçme bölgesinde, çekme dayanımında dalgalanmalar tespit edilmesi bu düşüncüyü güçlendirmektedir.

Şekil 9 ve 10’da ise, kazık net çekme kapasitesinin ( $D=17\text{mm}$  ve  $34\text{mm}$ ) sıkı ve gevşek kum için gömülme boyuna ( $L$ ) bağlı olarak değişimi görülmektedir. Şekillerden görüldüğü gibi, model kazık çapının, kazık net çekme kapasitesi üzerindeki etkisi gömülme boyu  $L$ ’nin artmasıyla daha da arttığı ve bu durumun özellikle sıkı kum zeminde daha da belirgin hale geldiği görülmektedir.



Şekil 9. Kazığın Net Çekme Kapasitesinin Gömülme Boyu İle Değişimi (Sıkı Kum)





**Şekil 10.** Kazığın Net Çekme Kapasitesinin Gömülme Boyu İle Değişimi (Gevşek Kum)

Bu çalışmada kullanılan iki farklı model kazık için, sıkı ve gevşek kum koşulları dikkate alınarak kazık gömülme boyu ile net çekme kapasitesi arasında aşağıdaki bağıntılar elde edilmiştir.

Sıkı Kum Durumunda;

$$Q_{net} = 0.0014 \times L^{1.9963} \quad (D=34\text{mm}) \quad (3)$$

$$Q_{net} = 0.0060 \times L^{1.5208} \quad (D=17\text{mm}) \quad (4)$$

Gevşek Kum Durumunda;

$$Q_{net} = 0.0026 \times L^{1.4044} \quad (D=34\text{mm}) \quad (5)$$

$$Q_{net} = 0.0153 \times L^{0.9765} \quad (D=17\text{mm}) \quad (6)$$

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, kum zeminlere inşa edilen kazık temellerin çekme kapasitesine, kum sıkılığının ve kazık gömülme boyunun etkileri laboratuvar model deneyleri yapılarak araştırılmıştır. Bu çalışma sonucunda;

1. Kum zeminlerin sıkılık oranı arttıkça kazıkların çekme kapasiteleri artmıştır.
2. Sıkı kum durumunda göçme anında daha büyük yer değiştirme değerleri elde edilmiştir.
3. Gömülme boyu  $L$ , arttıkça kazığın çekme kapasitesi de artmıştır. Sıkı ve gevşek kum için, bu çalışmada dikkate alınan gömülme boylarına göre, kazık net çekme kapasitesini veren parametrik denklemler yüksek korelasyon katsayıları ile elde edilmiştir.
4. Sıkı kum içerisine gömülü kazıkta gömülme boyu,  $L$ 'nin artmasıyla elde edilen çekme kapasitesindeki artış oranının, gevşek kumdaki çekme kapasitesindeki artış oranından çok daha büyük olduğu tespit edilmiştir.
5. Kazık çapının artmasıyla aynı gömülme boyunda, kazığın net çekme kapasitesinin de arttığı, bu artışın özellikle gömülme boyu  $L$ 'nin bir fonksiyonu olarak değiştiği görülmüştür.

## KAYNAKLAR

- Chattopadhyay, B. C., and Pise, P. J., (1986) "Uplift Capacity of Piles in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 9 pp. 20919.
- Das, B. M., (1986) "Uplift Capacity of Piles and Pile Groups in Sand", Institute of Electrical and Electronics Engineers (IEEE).
- Dash, B. K., and Pise, P. J., (2003) "Effect of Compressive Load on Uplift Capacity of Model Piles" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, ASCE, 987.
- Demir, A., (2006), "Temel Mühendisliğinde Çekme Dayanımının İrdelenmesi ve Kazıklı Temellerin Çekme Dayanımının Analizi", Yüksek Lisans Tezi, Cukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 110s.
- Demir, A., Laman, M., Yıldız, A., Örnek, M., (2007) "Kazık Yüzey Pürüzlülüğünün Kazık Çekme Kapasitesine Etkisi", 2. Geoteknik Sempozyumu, Sayfa 132-142, 22-23 Kasım, Adana.
- 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.
- Dickin, E. A. and Leung, C. F., (1992) "The Influence of Foundation Geometry on The Uplift Behaviour of Piles With Enlarged Bases", Canadian Geotech. J., Vol. 29, pp. 798-505.
- Ilamparuthi, K., and Dickin, E. A., (2001) "The Influence of Soil Reinforcement on The Uplift Behaviour of Belled Piles Embedded in Sand", Geotextiles and Geomembranes Vol. 19, pp. 1-22.
- Kulhawy, F. H., Trautman, C. H., and Nicolaidis, C. N., (1987) "Spread Foundations in Uplift: Experimental Study, Foundation for Transmission Towers" Geotech. Spec. Pub. 8, ASCE, 110.
- Laman, M., Demir, A., Yıldız, A., Uncuoğlu, E., (2006) "Kazık Temellerin Çekme Kapasitesinin Deneysel Olarak Belirlenmesi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 11. Ulusal Kongresi, Sayfa 761-769, 7-8 Eylül, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.

# GÖMÜLÜ BORULARIN DAVRANIŞININ DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

## EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF BEHAVIOUR OF BURIED PIPES

Selçuk BİLDİK<sup>1</sup> Mustafa LAMAN<sup>2</sup> Muhannad T. SULEIMAN<sup>3</sup>  
M. Arslan TEKİNSOY<sup>4</sup>

### ABSTRACT

In this study, uplift capacity of buried pipes embedded in sand was investigated by conducting model tests. The parameters investigated for the uplift capacity of buried pipes were embedment ratio of the pipe and density of sand. From the experiments it is observed that uplift capacity is effected substantially from pipe embedment ratio and density of sand.

**Keywords:** Buried Piles, Uplift Capacity, Soil Density

### ÖZET

Bu çalışmada, kum zeminlere gömülü boruların çekme kapasitesi model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Model deneylerde, gömülme oranı ve kum sıklığı parametrelerinin çekme kapasitesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Yapılan çalışma sonucunda çekme kapasitesinin, boru gömülme oranı ve kum sıklığından önemli derecede etkilendiği görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Gömülü Boru, Çekme Kapasitesi, Zemin Sıklığı

## 1. GİRİŞ

Zemin mekaniği, inşaat mühendisliğinin değişik ve en karmaşık konularından birini oluşturmaktadır. Her inşaat projesinde değişik ölçülerde zemin problemleri karşımıza çıkmaktadır. Yirminci yüzyılın ilk yıllarında, zemin deneylerinde bilimsel mekanik prensiplerin başarılı şekilde uygulanmaya başlanmasıyla, uzun ve planlı araştırmalar sonucu, zeminlerle ilgili problemler çözülmeye başlanmıştır. Bu problemlerden en önemlilerinden biri de, zemin tabakaları içine gömülü boru hatlarının tasarımıdır.

<sup>1</sup> Araş. Gör., Osmaniye Korkut Ata Üni., selcukbildik65@gmail.com

<sup>2</sup> Prof. Dr., Osmaniye Korkut Ata Üni, mlaman@cu.edu.tr

<sup>3</sup> Asist. Prof., Lehigh Uni, mts210@lehigh.edu

<sup>4</sup> Prof. Dr., Çukurova Üni, tekinsoy@cu.edu.tr

Çok eski çağlardan beri insanoğlunun, yeraltına yerleştirdikleri borularla temiz ve atık suları taşıdıkları tespit edilmiştir. Günümüzde, gömülü borular bir şehrin hayat damarlarını oluşturmaktadır. Bununla birlikte, gömülü boruların, gaz, petrol gibi hammaddelerin taşınması, yağmur sularının drenajı, karayolları ve demiryolları altından geçen menfezler, elektrik ve telefon kablolarının yeraltından geçirilmesi gibi birçok kullanım alanı vardır. Anlaşılacağı gibi gömülü boru hatları, kent yaşamının sürdürülebilmesi için vazgeçilmez mühendislik yapılarıdır. Bu nedenle, bir gömülü borunun hatalı bir şekilde yerleştirilmesi ve yataklanması, yanlış boru ve ekipman seçimi, deprem ve benzeri doğal afetler sebebiyle oluşabilecek hasarlar günlük yaşantıyı olumsuz etkileyebilir (Değirmenci, 1997).

Boru hatları; ekonomik, estetik, güvenlik ve çevresel nedenlerden dolayı genellikle zemin altına gömülürler. Boru hatları sürekli ve parçalı diye iki kısma ayrılırlar. Petrol ve gaz boru hatları genellikle sürekli boru hattı şeklinde, su temini boru hatları ise parçalı boru hattı şeklinde dizayn ve inşa edilirler. Boru hatları deprem hasarlarına direnç gösterecek şekilde dizayn ve inşa edilmelidirler. Gömülü boru hatları hem kalıcı zemin hareketlerinden hem de geçici sismik dalga yayılımından hasar görebilirler. Kalıcı zemin hareketleri; fay hareketlerinin zemin yüzeyine etkisini, sıvılaşma nedeniyle yanal yayılmayı ve zemin kaymasını içerir. Kalıcı zemin şekil değiştirmesi genellikle boru hattı ağının küçük bir bölümünde etkili olur. Fakat boru hattına etkittiği büyük deformasyonlar nedeniyle bu hareketler çok büyük hasar potansiyeline sahiptir. Tüm boru hattı ağını etkilemesine rağmen sismik dalga yayılımının hasar oranı düşüktür. Sürekli boru hatları çekme ve basınç altında eğilme ile kopabilirler. Büyük çaplı parçalı boru hatları için sismik hasar genellikle boru hattı ek yerlerinde oluşur. Sismik hasarlar küçük çaplı parçalı boru hatlarında ise çevresel çatlaklar oluştururlar (Yiğit, 2007).

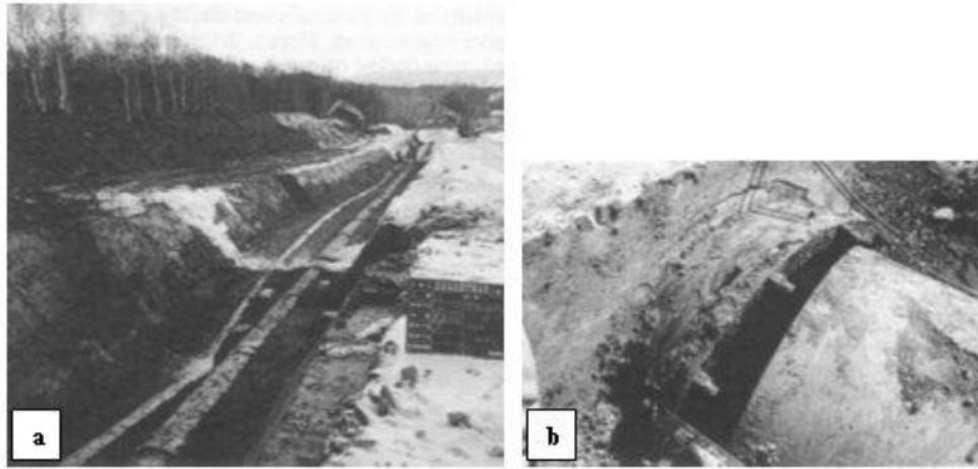
Bu çalışmada kum zemine gömülü boruların çekme kuvvetlerine maruz kalması durumunda boru tasarımını etkileyen faktörler deneysel olarak incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar incelendiğinde, zemin sıklığı ve gömülme derinliğinin çekme kapasitesini etkileyen önemli parametreler olduğu görülmüştür.

## **2. DEPREM BÖLGELERİNDE GÖMÜLÜ BORULARIN DAVRANIŞI VE KARŞILAŞILAN HASAR TÜRLERİ**

Gömülü borular gibi yeraltı yapılarının depremlere karşı her ne üst yapı elemanlarından daha dayanıklı olduğu düşünülse de, yakın zamanlardaki büyük depremlerde, gömülü borularda da büyük hasarlar oluşmuştur. Örneğin, doğalgaz borularında meydana gelen hasarlar büyük yangınlara sebep olmuştur. Ayrıca, enerji iletiminin sağlanamaması, taşımacılığın yapılamaması ve su borularının kırılması sonucu su baskınlarının meydana gelmesi ve yangınların söndürülememesi gibi olaylar, depremlerin neden olduğu zararları daha da artırmıştır. Yapılan arazi incelemeleri ve çeşitli çalışmalara göre, taşıma gücü düşük zeminler, ıslah edilen, denizden-gölden kazanılan alanlar, gevşek kumlu zeminler, alüvyal ve dilüvyal zemin arasında sınırda olan zeminler, boruların gömüldüğü zeminde keskin topoğrafik değişikliklerin olduğu yerlerde; ana hattın yan kollarla veya bacalarla birleştiği yerlerde, boruların yapılarla birleştiği yerlerde ve zemin yüzeyine yakın yerlerdeki gömülü boru hatlarında depremler sonucu büyük hasarlar meydana gelmiştir. Boru hatlarında meydana gelen bu hasarlar, boru hattının farklı noktaları arasındaki dalga yayılması ve faz farkı ile meydana gelen eksenel gerilme ve eğilme deformasyonları, boru hattı önemli bir fay hattından geçtiğinde, deprem sırasında fay hareketlerinden kaynaklanan büyük yer değiştirmeler, toprak kaymaları, sıvılaşma nedeniyle boruların

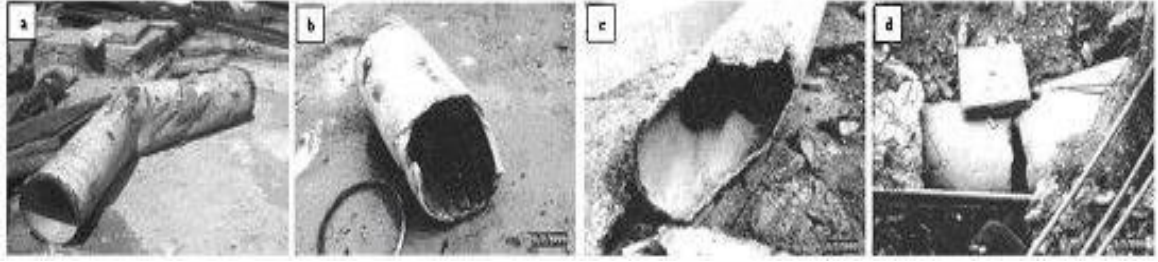
zemin içinde yüzmesi, gömülü boruların zemin yüzeyine çıkması sebebiyle boru ekseninde yer değiştirme (Şekil 1.a), baca birleşim yerlerindeki çatlama ve kırılmalar (Şekil 1.b), birleşim ve dikiş yerlerindeki yer değiştirme, açılma ve kırılmalar sonucu ortaya çıkmaktadır (Datta ve diğ., 1986; Sarıkaya ve Koyuncu, 1999).

Benzer şekilde, 17 Ağustos 1999 Marmara Depremi sırasında, fay kırığının her iki tarafında, 20km genişlikteki bölgelerde, su ve atık su iletim hatlarına ait gömülü borularda oldukça ağır hasarlar gözlenmiştir. Depremi merkez üssünde gömülü borularda görülen hasar oranı %100'e yaklaşırken deprem üssüne yakın ama nispeten daha az etkilenen kesimlerdeki hasar oranı %70 dolayındadır. Yapılan incelemeler sonucunda, gömülü borulardaki hasarın ana sebebinin kullanılan malzeme türü (Asbestli Çimento borular (AC borular)) ile boruların bağlantı noktalarındaki ayrılma ve kırılmalardan kaynaklandığı belirlenmiştir.



**Şekil 1.** 1993 Hokkaido-Nansei-Oki Depreminde (M=7.8) Boru Hatlarında Görülen Hasarlar a) Yüze Çıkan Boru Hattı (100cm yukarı çıkmıştır) b) Borunun Bağlantı Noktasından Ayrılması (Mohri ve diğ., 1995; Tani, 1995).

Depremde, özellikle Sapanca Gölü kıyısındaki 560 km<sup>2</sup>'lik Arifiye Su hattının, 360 km<sup>2</sup>'sinde önemli hasarlar oluşmuş, yüzey kırığı sebebiyle kanalizasyon hatları ile telefon ve elektrik hatlarında ciddi hasarlar tespit edilmiştir. Adapazarı Su Hattında ise, 500km<sup>2</sup>'lik gömülü boru hattının neredeyse tamamında ağır hasarlar görülmüştür (Şekil 2). Ağır hasarın en önemli sebebi, hattın %75'inin AC gevrek borulardan oluşmasıdır. Adapazarı Atık Su Hattındaki borularda orta derecede hasar ortaya çıkmıştır. Sapanca kesiminde ise 90 km<sup>2</sup>'lik AC boruların bağlantı noktalarının 400'ünde hasar gözlenmiştir. Depremden hemen sonra, Yalova-Gölcük kesiminde su ve kanalizasyon sisteminin büyük bir kısmında hasar görülmüş, ayrıca ana depremden 7-20 gün sonra oluşan artçı depremlerde de yeni hasarlar meydana gelmiştir. Benzer durumla, Değirmendere ve İzmit kent merkezinde de karşılaşılmıştır (Tang, 2000; Balkaya ve diğ., 2003).



**Şekil 2.** Adapazarı Su ve Atık Su Hattı Gömülü Borularında Karşılaşılan Yapısal Hasarlar (Balkaya ve diğ., 2003)

Gömülü boru hatlarının sismik davranışı, birçok açıdan diğer yer üstü yapılarının davranışından farklıdır (Datta ve Mashaly, 1986; Datta, 1999; Arıman ve Muleski, 1981). Bu farklılıklar aşağıdaki gibi özetlenebilir :

a) Üst yapıların tasarımını etkileyen en önemli faktör olan eylemsizlik kuvvetleri, gömülü borularda çevre zemin tarafından sınırlandırılır.

b) Birçok üst yapı zemin hareketlerine uygun biçimde projelendirilmesine rağmen, uzun ve sürekli sistemler olan boru hatları, farklı istasyonlar arasındaki faz farkı ve boru hattı boyunca zemin özelliklerinde gözlenen farklılıklar nedeniyle zemin hareketlerine uygun değildir.

c) Bir üst yapıda meydana gelen hasarlar sadece o yapıyla sınırlı iken, bir boru hattının belirli bir yerindeki hasar, sistemin diğer parçalarını da etkiler. Bu çalışmada deprem esnasında oluşabilecek zemin kabarmaları statik koşullar altında deneysel olarak incelenmiştir. Oluşacak bir kabarma karşısında boru üzerindeki zeminin özelliklerinin ve borunun gömülme oranının borunun davranışına etkisi incelenmiştir.

### 3. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Gömülü boru sistemlerinin davranışının incelenmesine yönelik deneysel ve gözlemsel birçok çalışma mevcuttur. 1964 Nigata ve Alaska (Hall ve O'Rourke 1991), 1989 Loma Prieta (O'Rourke ve diğ. 1989, 1991), 1993 Nansei-Okı (Mohri ve diğ.1995) ve 1995 Kobe Shinozuka ve diğ. 1995; Sitar ve diğ. 1995; Hamada ve diğ. 1996) depremlerinde ortaya çıkan gömülü boru zararları birçok araştırmacı tarafından vaka analizi olarak ele alınmış ve incelenmiştir. Geçmişten günümüze kadarki depremler nedeniyle meydana gelen hasarlar incelendiğinde, özellikle zayıf ve sıvılaşılabilen zeminlere gömülü boruların, zeminin kayma mukavemetinin düşük olmasından dolayı, deprem ile yukarı yönde ve yanal yönde hareketlere maruz kaldıkları ve tasarımda belirlenen deplasman kriterlerinin üzerinde deformasyona uğradıkları görülmüştür. Gözlemsel çalışmaların yanı sıra gömülü boru sistemlerinin davranışı üzerine birçok deneysel ve sayısal çalışmalarda mevcuttur. Yapılan bu deneysel ve sayısal çalışmalardan birkaçı aşağıda sunulmuştur.

Dickin (1994), santrifüj modelleme tekniğini kullanılarak, çekme kuvvetine maruz boruların davranışı deneysel olarak incelemiştir. Boru çapı, gömülme derinliği ve dolgu sıklığı gibi parametrelerin boruların çekme kapasitesine etkisi üzerine bir seri deneyler yapmıştır. Gömülme derinliği ve sıklığın artmasıyla, gömülü boruların çekme kapasitesinin önemli ölçüde arttığı ve bu parametrelerin davranışı etkilediğini görmüştür.

Ayrıca 25mm, 25cm, 50cm, 1m ve 2m çaplarındaki borularda yaptığı deneylerde, deneysel sonuçlarda ölçek etkisinin oluştuğunu ve daha düşük çaplı borularda daha büyük çekme kapasiteleri elde etmiştir. Ölçek etkisinin 1m çapından daha büyük çaptaki borularda oluşmadığı ve boyutsuz faktörler ile kıyaslandığında etkinin kalmadığını görmüştür. Boru çapına eşit genişlikteki şerit ankrajlar kullanılarak, gömülü borular ile şerit ankrajların davranışları arasındaki farklar araştırıldığında, şerit ankraj ile boru davranışının çok benzer olduğunu görmüştür.

Ling ve ark. (2003), sıvılaştırılabilir zemindeki büyük çaplı boruların yüzmeye karşı stabilitesi incelenmişlerdir. Santrifüj modelleme tekniği kullanılarak, laminer kasa içerisine gömülü boruların davranışı 30g'lik yerçekimi altında oluşturulan ölçekte, 8 adet sarsma deneyi ile irdelenmişlerdir. Bu çalışmada, zemin içindeki boşluk suyu basınçları ve ivmeler ölçülerek zamana bağlı davranışı araştırılmışlardır. Ayrıca sıvılaştırılabilir zemin içindeki boru sistemi, çakıl dolgu ve geogrid ile tecrit edilerek güçlendirmenin deplasmana etkisini incelenmişlerdir. Çakıl dolgu ve geogrid ile tecrit edilmesi durumunda, boru boyunca oluşan düşey yöndeki deplasmanların önemli mertebelerde azaldığı gözlenmiştir. Boru sisteminin tecriti ve güçlendirmesinde kullanılan dolgunun yoğunluğunun ve sertliği ile kullanılan güçlendirme elamanının tasarım için önemli parametreler olduğu görülmüştür.

Abdoun ve ark. (2009), santrifüj deneyleri ile gömülü bir borunun dinamik yükler altında davranışını incelemişlerdir. Bu amaçla 10 adet santrifüj deneyi yaparak, deneylerde yatay fay atımını simüle etmişlerdir. Yatay fay atımında farklı hızlar kullanılarak, hızın gömülü sistem üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Ayrıca farklı boru çaplarında yaptıkları deneyler ile ölçek etkisi araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre boru çapının değişimi ile borunun yanal yük taşıma kapasitesinin arttığını ve ölçek etkisinin sonuçları önemli ölçüde etkilediğini görmüşlerdir. Ayrıca borunun gömülme oranının borunun dayanımını etkileyen önemli parametre olduğu, çap-et kalınlığı oranının da zemin-boru etkileşiminde önemli bir faktör olduğu görülmüştür. Elde edilen sonuçlar ASCE'de önerilen hesaplama yöntemiyle yakın sonuçlar vermiştir.

Oliveira ve ark. (2010), santrifüj deney düzeneği ile kil içinde yer alan bir borunun zeminle etkileşimini incelemişlerdir. Farklı gömülme derinliklerinde yer alan gömülü boruların yanal hareketleri incelenmiş, gömülme oranının artmasıyla yanal yönde taşıma kapasitesinin arttığı görülmüştür. Elde edilen sonuçlar ASCE ile değerlendirildiğinde, sonuçların ASCE'ye uyumlu olduğu görülmüştür.

Liu ve Song (2006), yaptıkları sayısal modellemeler ile sıvılaştırılabilir zeminlerdeki boruların davranışlarını incelemişlerdir. Çalışmada boru sisteminin, kesici (cutoff) duvarlar ile çevresel olarak tecrit edilmesi durumunda davranışını incelenmiş ve sıvılaştırılabilir zeminlerde kesici duvar kullanılması durumunda yukarı yöndeki boru hareketlerinin önemli mertebelerde sınırlandırıldığı görülmüştür. Ayrıca borunun iki tarafında bulunan duvarlar arasındaki mesafenin artmasıyla boru deplasmanının arttığını, duvar kalınlığı ve duvar rijitliği gibi parametrelerinin de davranışı önemli ölçüde etkilediğini görmüşlerdir.

## 4. DENEYSEL ÇALIŞMALAR VE DENEY SONUÇLARI

### 4.1. Deneysel Çalışmalar

Deneysel çalışmalar kum zemin içerisine, 5 cm çapında bir borunun, farklı gömülme derinliklerinde yerleştirilip, boruya çekme kuvvetleri uygulanması suretiyle gerçekleştirilmiştir. Deneylerde farklı gömülme derinliklerinde ve farklı zemin sıklıklarında deneyler yapılarak, bu parametrelerin çekme kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Deneyler, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarında mevcut 114cm uzunluk, 47.5cm genişlik ve 50cm yükseklikteki dikdörtgen kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 3). Deney kasası iskeleti çelik profilden olup, ön ve arka yüzü 8mm kalınlığında cam, yan yüzler ile alt taban ise 20mm kalınlıkta ahşap malzemeden imal edilmiştir.



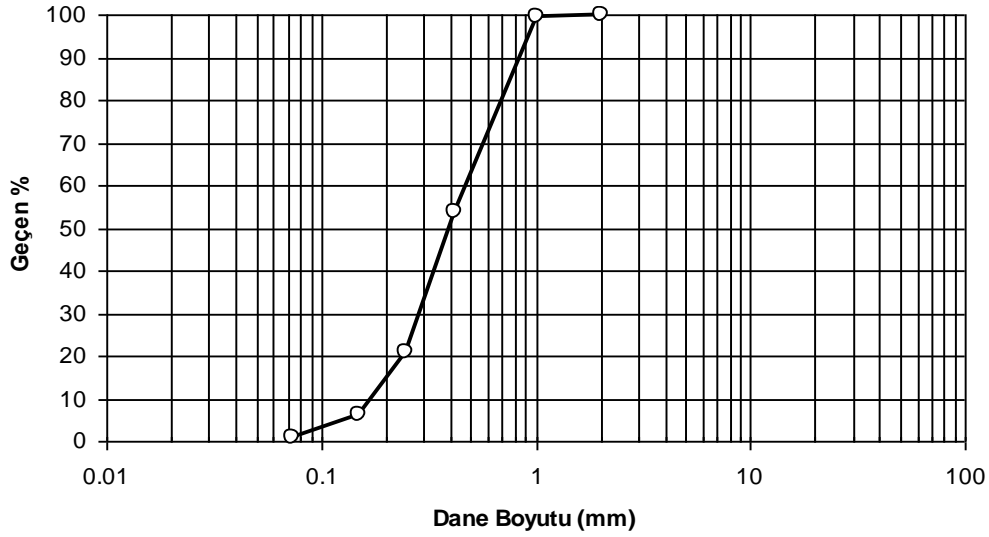
Şekil 3. Borunun zemin içerisine yerleştirilmesi

Deneysel çalışmalarda, Çukurova Bölgesi, Çakıt nehir yatağından getirilen kum zemin kullanılmıştır. Kum zemin, ASTM standartlarına göre sırasıyla 18 no'lu (1mm çaplı) ve 200 no'lu (0.074mm çaplı) eleklerden yıkanarak elenmiştir. Bu işlem sonunda No. 18 ile No. 200 arasında kalan kumlar, 105 °C'de etüvde kurutulduktan sonra geniş bir alana serilerek oda sıcaklığında havalandırılmıştır. Deney kumunun endeks ve kayma mukavemeti özelliklerinin belirlenmesi amacıyla Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Geoteknik Laboratuvarında bir seri deney yapılmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan kum zemin, ASTM standartlarına göre önceden belirlenen bir seri elekten elenerek dane çapı dağılımı elde edilmiştir (Şekil 4). Dane çapı dağılım eğrisinden, zemin sınıfı, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre kötü derecelenmiş ince ve temiz kum (SP) olarak elde edilmiştir. Elek analizi deney sonuçları toplu olarak Tablo 1'de verilmiştir.



**Tablo 1. Zemin Özellikleri**

Granülometri Parametreleri	Birim	Değer
Kaba Kum Yüzdesi	%	0.0
Orta Kum Yüzdesi	%	46.40
İnce Kum Yüzdesi	%	53.60
Efektif Dane Çapı, D10	mm	0.18
D30	mm	0.30
D60	mm	0.50
Üniformluk Katsayısı, Cu	-	2.78
Derecelenme Katsayısı, Cc	-	1.00
Zemin Sınıfı	-	SP

**Şekil 4. Deney Kumuna Ait Dane Dağılımı Eğrisi**

Deneyler aşağıda belirtilen hususlara dikkat edilerek zemin içindeki boruya düşey hareket uygulanmasıyla gerçekleştirilmiştir.

1. Deney düzeneğinin hazırlanması sırasında, öncelikle model boru deney kasasının merkezine gelecek şekilde farklı gömülme oranlarında kasa içerisine yerleştirilmiştir.

2. Kum numuneler kasa içerisine 5cm'lik tabakalar halinde birim hacim ağırlığı ilk aşamada %35 sıklıkta  $\gamma_k=15.03\text{kN/m}^3$  olacak şekilde, ikinci aşamada ise, %85 sıklıkta  $\gamma_k=17.06\text{kN/m}^3$  olacak şekilde dinamik yöntem ile sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Bu amaçla, deney kasasının kenarları ölçeklendirilmiş ve her tabaka için gerekli kum ağırlığı önceden hesaplanarak kontrollü bir şekilde sıkıştırma yapılmıştır. Ayrıca, her bir tabakada dolgu yüzeyinin düzgün olup olmadığı su terazisi yardımıyla kontrol edilmiştir. Bu işleme hedeflenen zemin tabaka kalınlığı elde edilinceye kadar devam edilmiştir.

3. Çekme yükü, yük hücresi ile model boruya bağlı olan ara çubuk eleman vasıtasıyla gerçekleştirilmiş, yükün eksantrik olmamasına dikkat edilmiştir.

4. Deneyler, model boru ile üzerinde mevcut zemin arasında yenilme koşulunun oluşmasına kadar elektrik motorlu yükleme düzeneği yardımıyla gerçekleştirilmiştir.

5. Her bir deneyde, model boru taşıma kapasitesine ulaşıncaya kadar deplasman değerleri ve buna karşılık gelen yük değerleri saniyede 4 okuma alacak şekilde bilgisayar ortamına aktarılmıştır (Şekil 5).



Şekil 5. Deneyin gerçekleştirilmesi

#### 4.2. Deney Sonuçları

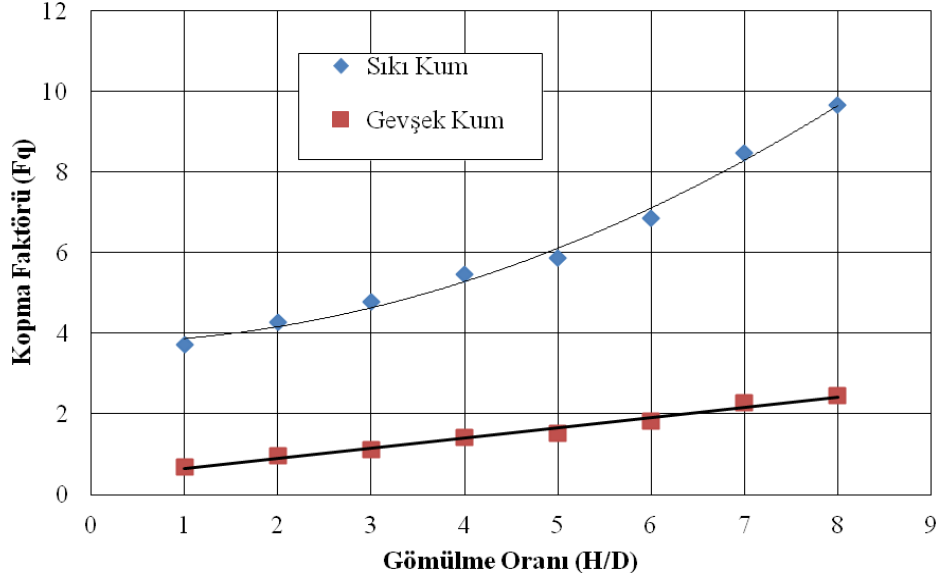
Bu çalışma kapsamında, farklı sıklık ve gömülme oranlarında çeşitli deneyler yapılmıştır. Sonuçların daha genel ifade edilmesi amacıyla deney sonuçlarının gösterilmesinde ve karşılaştırılmasında, boyutsuz bir parametre olan, kopma faktörü ( $F_q$ ) kullanılmıştır. Kopma faktörü aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır (Das, 1999).

$$F_q = \frac{Q_u}{\gamma \times A \times D_f} \quad (1)$$

Burada,

- $F_q$ : Kopma faktörü,
- $Q_u$ : Nihai çekme kuvveti,
- $\gamma$ : Zemin birim hacim ağırlığı,
- $A$ : Boru enkesit alanı,
- $D_f$ : Gömülme derinliği olarak ifade edilmektedir.

Elde edilen sonuçlar kopma faktörü cinsinden değerlendirildiğinde, gömülme oranının artmasıyla borunun çekme kapasitesinin arttığı görülmüştür. Bu artış sıkı zemin koşullarında daha fazla oranda oluşmaktadır. Aynı zamanda gevşek ve sıkı zemin koşulları için elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde, borunun sıkı zeminde daha fazla çekme kapasitelerine ulaştığı görülmektedir (Şekil 6).



**Şekil 6.** Deney Sonuçları

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, kum zeminlere gömülü boruların çekme kapasitesi model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Model deneylerde, gömülme oranı ve kum sıklığı parametrelerinin çekme kapasitesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Elde edilen deney sonuçlarına göre, gömülme oranının artmasıyla borunun çekme kapasitesinin arttığı görülmüştür. Bu artış sıkı zemin koşullarında daha fazla oranda oluşmaktadır. Aynı zamanda gevşek ve sıkı zemin koşulları için elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde, borunun sıkı zeminde daha fazla çekme kapasitelerine ulaştığı görülmüştür. Elde edilen sonuçlar, zemin özelliklerinin ve zemin içine yerleştirilen borunun bulunduğu konumun, boru tasarımını etkileyen önemli parametreler olduğunu göstermektedir.

## TEŞEKKÜR

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

## KAYNAKLAR

- Abdoun, T. H., Ha, D., O'Rourke, M. J., Symans, M. D., O'Rourke, T. D., Palmer M. C., Stewart, H. E., "Factors influencing the behavior of buried pipelines subjected to earthquake faulting" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29 (2009) 415– 427.
- Arıman, T., Muleski, G.E., 1981, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 9,133.
- Datta, T.K., Mashaly, E.A., 1986, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14, 559.
- Datta, T.K., 1999, *Nuclear Engineering and Design*, 192, 271.
- Değirmenci, G., "Zemine Gömülü Borulara Etkiyen Yükler", İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, 1997.
- Dickin, E. A., 1994. "Uplift resistance of buried pipelines in sand." *Soils Found.*, 34-2, 41–48.

- Hamada, M., Isoyama, R., and Wakamatsu, K., 1996. "Liquefaction-induced ground displacement and its related damage to lifeline facilities. Soils Found". (Special Issue on the Geotechnical Aspect of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake), 81–97.
- Ling, H. I., Mohri, Y., Kawabata, T., Liu, H., Burke, C., and Sun, L., "Centrifugal Modeling of Seismic Behavior of Large-Diameter Pipe in Liquefiable Soil." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 12, December 1, 2003.
- Liu, H., Song, E., "Working mechanism of cutoff walls in reducing uplift of large underground structures induced by soil liquefaction", *Computers and Geotechnics* 33 (2006) 209–221.
- Mohri, Y., Yasunaka, M., Tani, S., 1995, *Earthquake Geotechnical Engineering*, (Ed. K. Ishihara), Balkema, Rotterdam, 31.
- Mohri, Y., Yasunaka, M., and Shigeru, T., 1995. "Damage to buried pipeline due to liquefaction induced performance at the ground by the Hokkaido–Nansei–Oki earthquake in 1993". *Proc., 1st Int. Conf. On Earthquake Geotechnical Engineering*, K. Ishihara, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 31–36.
- Oliveira, J. R. M. S., Almeida, M. S. S., Almeida M. C. F., and Borges R. G. "Physical Modeling of Lateral Clay-Pipe Interaction", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136, No. 7, July 1, 2010.
- O'Rourke, T. D., et al., 1989. *Liquefaction hazards and their effects on buried pipelines*. Rep. No. NCEER-89-0007.
- O'Rourke, T. D., Gowdy, T. E., Stewart, H. E., and Pease, J. W., 1991. "Lifeline and geotechnical aspects of the 1989 Loma Prieta Earthquake". *Proc., 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Univ. of Missouri-Rolla, Rolla, Mo, 1601–1612.
- Sağlam, A., Balkaya, M., Gömülü Boru Sistemlerinin Statik ve Dinamik Yükler Altındaki Davranışı. İMO Kütüphanesi.
- Sağlam, A., Yılmaz, E., Balkaya, M., *International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2003, (Ed. C. Atalar, B.M. Das, A. Sağlam, E. Toğrol), Near East University, Lefkoşa, North Cyprus, 169.
- Sarıkaya, H.Z., and Koyuncu, I., 1999, *ITU-IAHS International Conference on the Kocaeli Earthquake 17 August 1999*, 2-5 December, Istanbul.
- Shinozuka, M., Ballantyne, D., Borcherdt, R., Buckle, I., O'Rourke, T., and Schiff, A., 1995. "The Hanshin–Awaji earthquake of January 17, 1995. Performance of lifelines". *Technical Rep. Prepared for NCEER*, Buffalo, N.Y.
- Sitar, N., et al., 1995. "Geotechnical reconnaissance of the effects of the January 17, 1995, Hyogoken–Nambu earthquake, Japan". *Rep. No. UCB/EERC-95/01*, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkeley, Berkeley, Calif.
- Tang, A.K., 2000, *ASCE Technical Council of Lifeline Earthquake Engineering Monograph*, ASCE, Virginia, 190.
- Tani, S., 1995, *Earthquake Geotechnical Engineering*, (Ed. K. Ishihara), Balkema, Rotterdam, 37.
- Yiğit, A., "Gömülü Boru Hatlarının Deprem Etkilerine Karşı Davranışı", *İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü*, 2007.

YAPI TASARIMLARINDA

# BİR GEOTEKNİK ETÜT RAPORU



NASIL OLMALI ?

*Prof. Dr. Murat Mollamahmutolu*  
*Adana, 2011*

**Geoteknik etütler, yapı tasarımları için olmazsa olmaz koşullardan biridir. Güvenli ve ekonomik yapı tasarımlarının temelinde, iyi bir geoteknik inceleme ve bu inceleme verilerinin projelendirme amacına yönelik gerekli ve yeterli bir biçimde rapor edilmesi yatar.**

**Ne yazık ki, hatalı ve/veya yetersiz etütler nedeniyle sonradan telafisi zor yapısal sorunlara ve ek mali külfetlere neden olunmaktadır.**

**İnsanlar binlerce yıl süreyle evler, barajlar, yollar, su kemerleri ve diğer projeleri inşa etmektedir. Bununla birlikte, son zamanlara kadar bu projeler, altta bulunan zemin ve kayanın mantıksal mühendislik değerlendirmesini içermemiştir.**

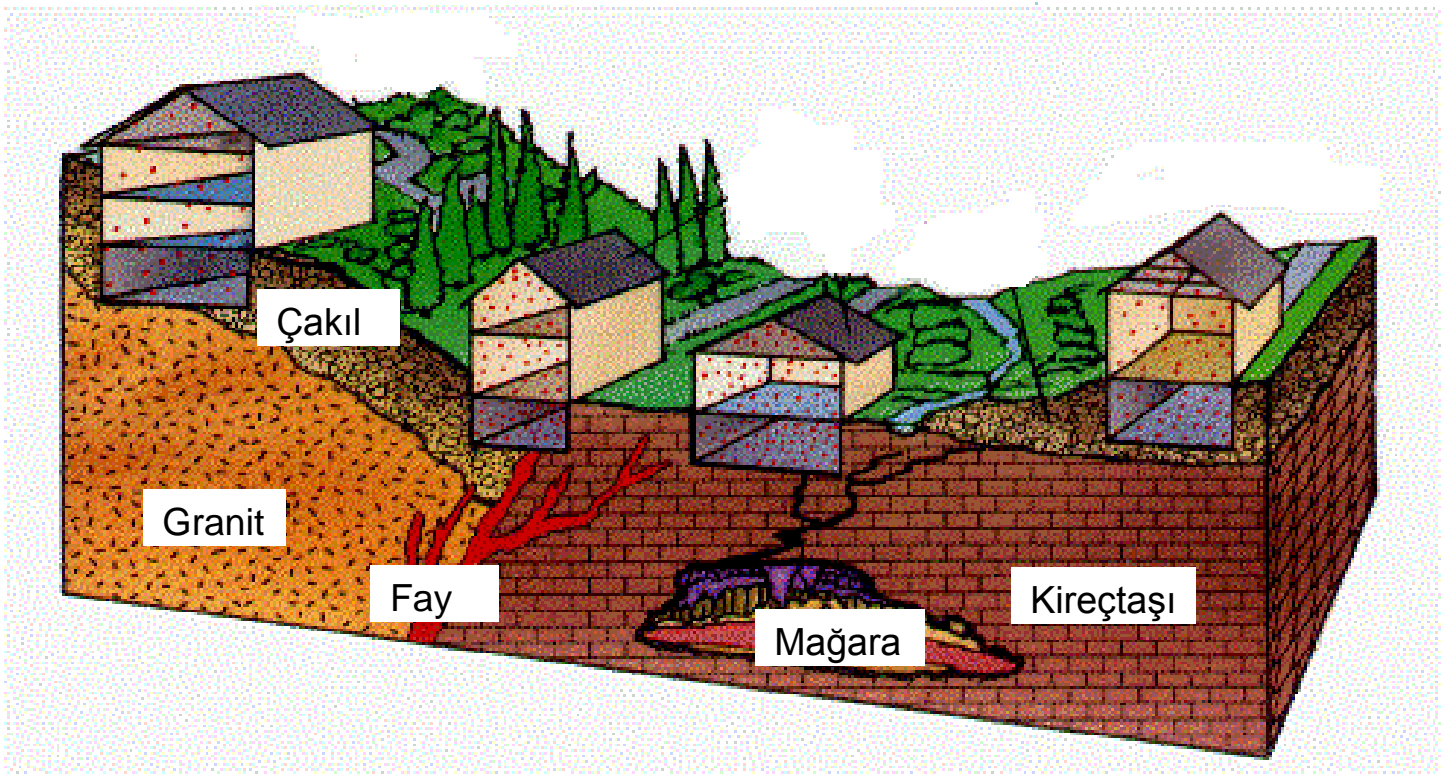
**Eski yapım sağduyu, tecrübe, sezgi ve parmak hesabına dayandırılmıştı ve inşaatçılar ortaklaşa bilgeliği, genellikle ticaret dernekleri yoluyla, sözlü olarak nesilden nesile geçirmiştir.**

**Örneğin, İtalyan mimar Palladoi (1508-1580) ağır bir şey düşürüldüğü zaman, yer yankılamaz veya titremez ise, sağlam zeminin doğrulanabileceğini yazmıştır.**



**Yapı mühendisi, bir  $I_{18 \times 55}$  kirişinin  $A_{36}$  çeliğinden yapılmasını tasarladığı zaman, bu malzemenin sünme dayanımının, elastisite modülünün ve atalet momentinin ne olacağından emindir.  $A_{36}$  çeliğini her seferinde test etmeye gerek duymayacaktır.**





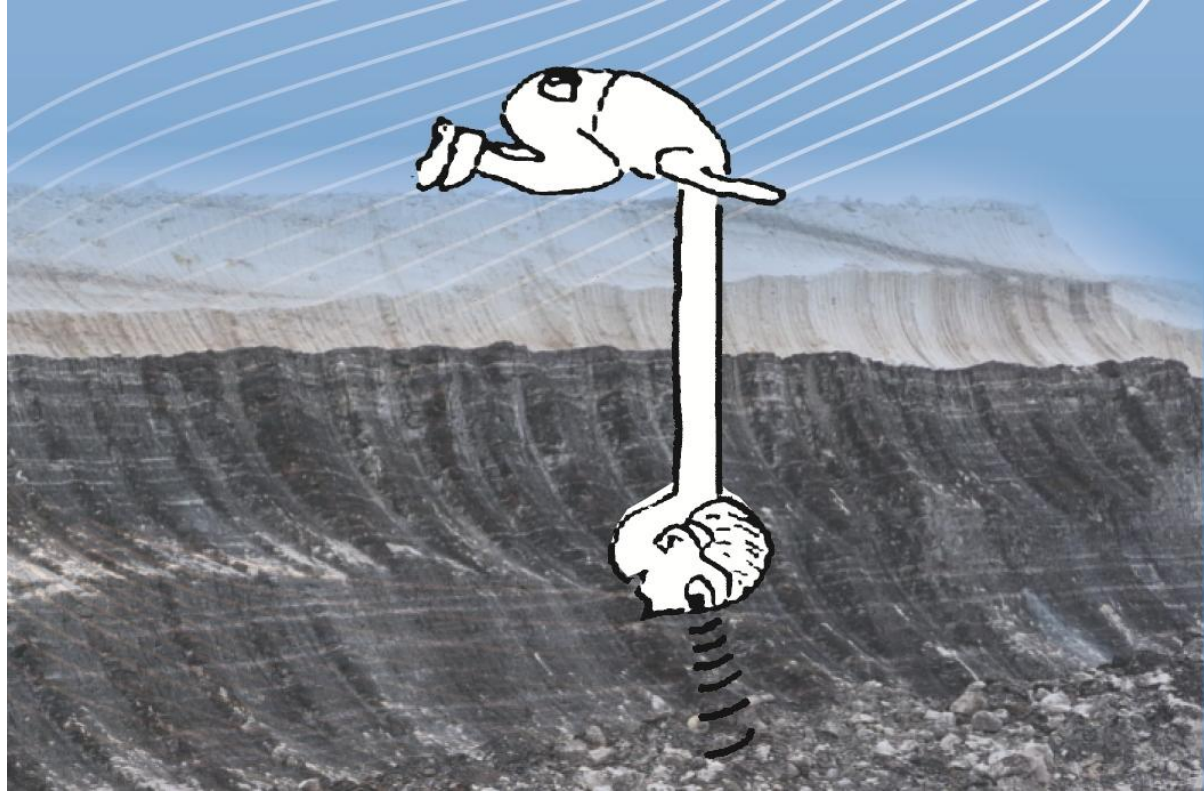
## **Geoteknik mühendisinin böyle bir lüksü yoktur**

Meselâ, bir saha granit gibi sağlam kayadan oluşup ağır yükler için güvenli destek sağlayabilirken, diğeri kil gibi yumuşak ve zayıf çökellerden oluşabilir ve orta düzey yükleri desteklemek için bile dikkatli tasarım ve inşaat teknikleri gerektirir.

*Ayrıca, sahada ne tür bir zemin veya kaya varsa onunla çalışmak zorundadırlar*

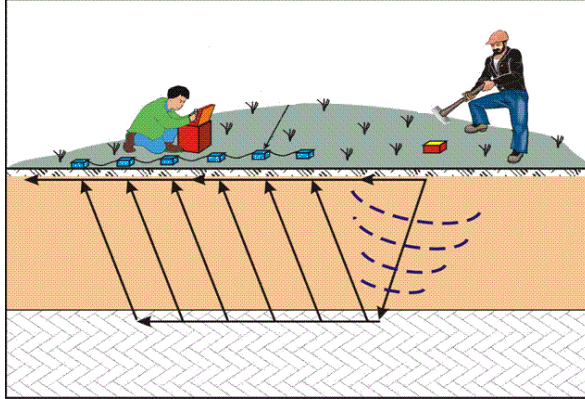
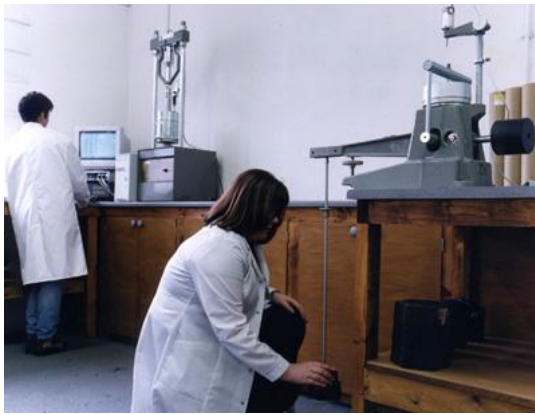
**Bu nedenle, geoteknik mühendislerinin görevi, istenen özellikleri önceden belirleme yerine, sahada mevcut özelliklerin belirlenmesidir**

*İşte bu sürece geoteknik inceleme denir*



**Geoteknik inceleme, arazinin fiziksel incelemesidir. Yüzeyden itibaren ilgili derinliğe kadar zemin tabakalarının projelendirmeye esas ilgili geoteknik verilerini sunar.**





**Geoteknik etüt;**

**jeofizik, sondaj,  
numune temini,  
deneylerini içerir.**

**araştırma çukurları,  
arazi ve laboratuvar**

## GEOTEKNİK ETÜTDE HEDEF

✓ Zemin ve/veya kaya katmanlarının lokasyon ve kalınlıklarının belirlenmesi

✓ Deney yapma ve değerlendirme için numuneler alınması

✓ İlgili mühendislik özelliklerinin ölçülmesi için yerinde veya laboratuarda deneyler yapılması

✓ Yeraltı suyu tablasının yeri ve olası olumsuz etkilerinin belirlenmesi

✓ Temel zemini taşıma gücünün değerlendirilmesi



✓ Özel temel problemlerinin tanımlanması (dolgu zemin, şişebilen veya çökebilir zemin, sıvılaştırılabilir zemin, vb.)



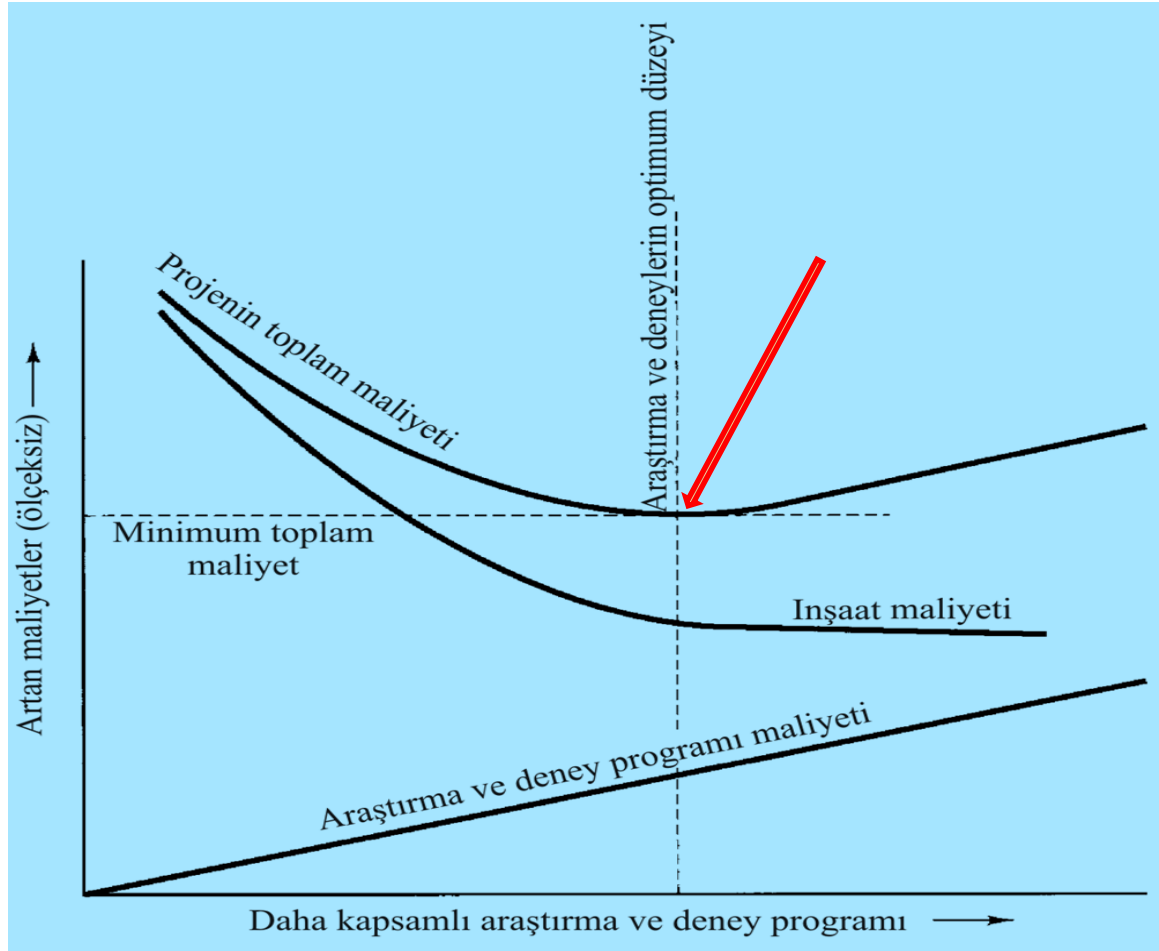
✓ Tasarlanan bir yapı için uygun temel tipi ve derinliği

✓ İstinat yapılarına (palplanj, istinat kazıkları vb.) etkiyen yanıl zemin basınçlarının tayini

✓ Değişen zemin koşullarında inşa yönteminin belirlenmesi.

# GEOTEKNİK ETÜT'ÜN MALİYETİ

Yetersiz arazi etütleri proje bedellerine % 10 veya daha fazla ek külfet getirmektedir.



Kapsamlı araştırma ve deney programı, bir noktaya kadar inşaat maliyetinin azalmasını sağlar.



# GEOTEKNİK ETÜT'ÜN PLANLANMASI

İyi bir planlama için, işe aşağıdaki soruları cevaplamak ile başlamak rasyonel bir yaklaşım olacaktır:

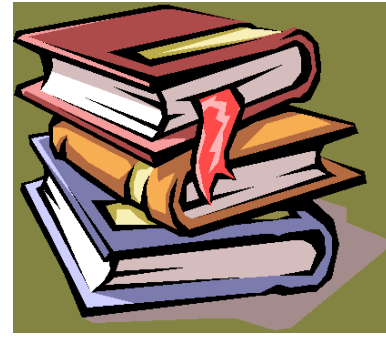


- Saha hakkında ne biliniyor?
- Saha hakkında ne bilinmiyor?
- Saha hakkında ne bilinmesi gerekiyor?

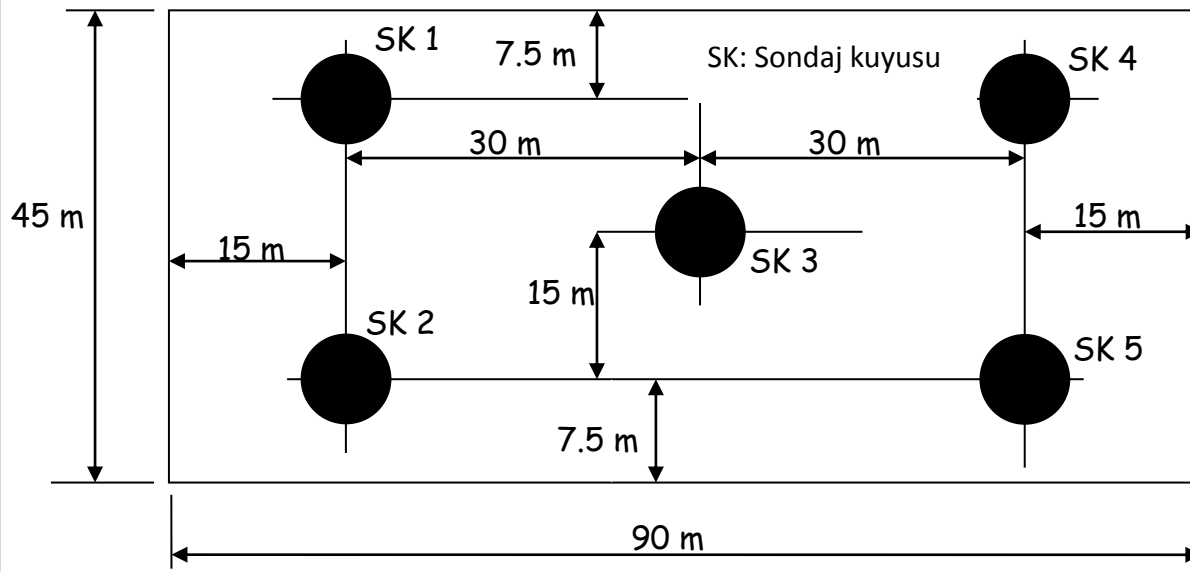
*Başarılı ve güvenli projelendirmelerin ön koşulu veya olmazsa olmaz koşulu etüt için yeterli zaman ve meblağın ayrılmasıdır. Planlama safhasında, müşteri, müteahhit, geoteknik mühendisi ve tasarım mühendisi arasında etkin bir iletişim ortamının sağlanmasına önem verilmelidir.*



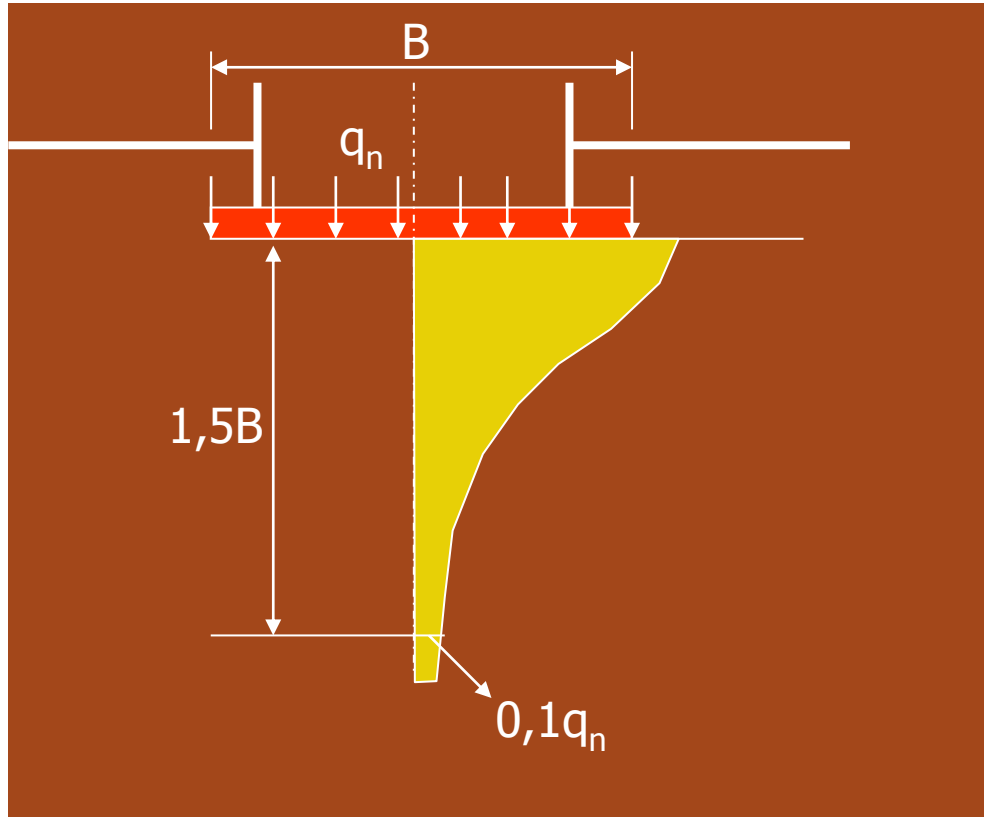
# GEOTEKNİK ETÜT RAPORU



- **Amaç ve kapsam** (inşaat türü, yeri ve boyutları, yeni bir yapı tasarımı için mi, yoksa var olan bir yapının güçlendirilmesi mi?)
- **İnceleme alanının tanıtılması** (imkânlar, topoğrafik durum, drenaj koşulları, iklim, etrafında bulunan yapılar, sahadaki ve sahayı çevreleyen bitki türü, doğal bir afete yatkınlığı ; heyelan, taşkın, deprem, vb.)
- **İnceleme alanının mühendislik jeolojisi** (Bölgesel jeolojik yapı, pasif veya aktif fay bilgileri, alanının depremselliği, muhtemel şev duraysızlık problemleri, olası zemin büyütme etkileri, zeminlerin şişmeye, ani çökmeye ve sıvılaşmaya yatkınlığı)
- **Saha inceleme detayları** (jeofizik, araştırma hendekleri ve deneme çukurları, sondaj, numune alma ve deneysel çalışmalar)

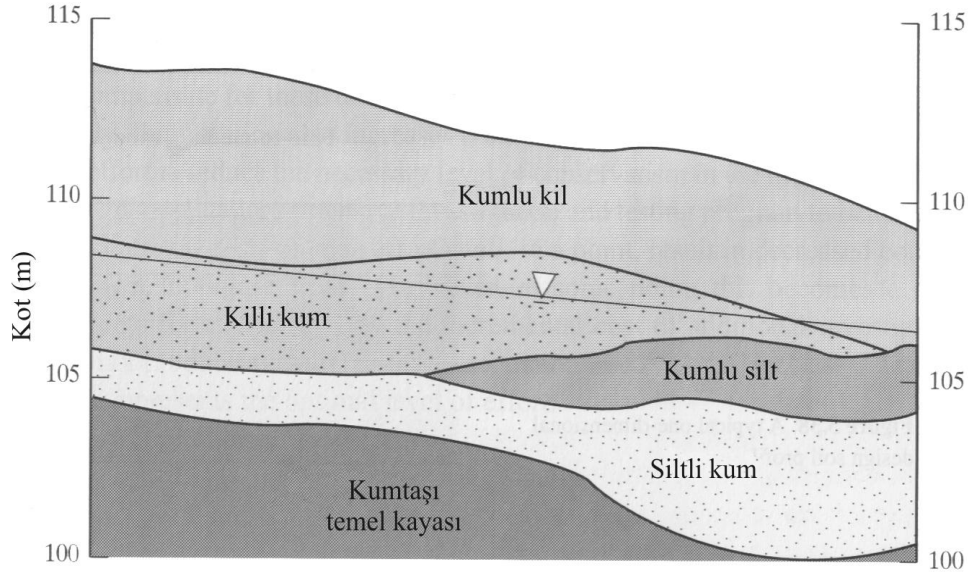


Bir inşaat sahasında sondaj lokasyonlarını gösteren bir plan

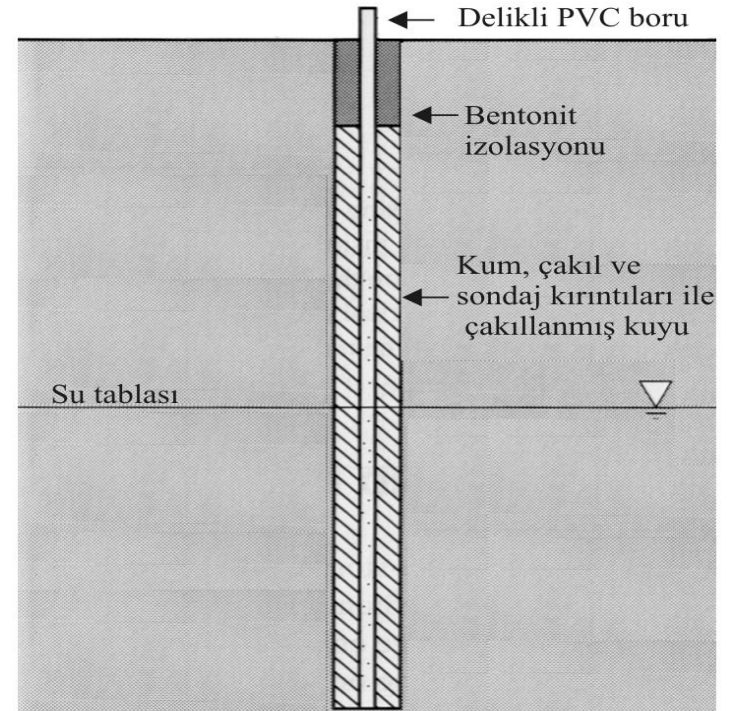


Temeller için sondaj derinliği

## •Yeraltı koşullarının tanımlanması

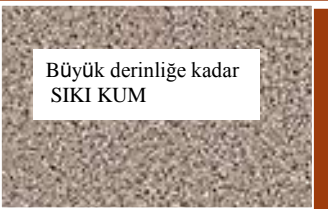
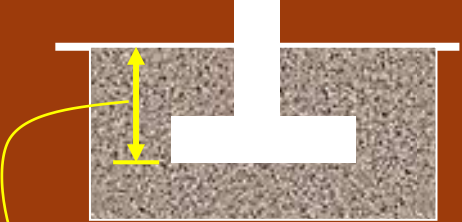

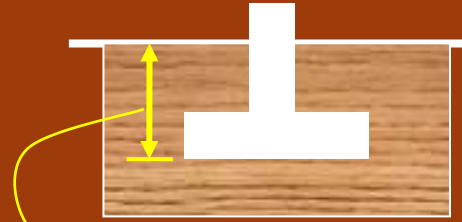


## •Yeraltı suyu koşulları



## •Geoteknik analizler ve temel önerileri

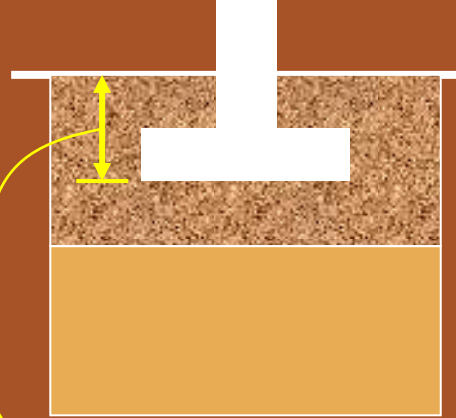
Zeminin izin verilebilir taşıma gücü ve oturma değerlerinin tespitine yönelik hesaplar anlaşılır bir biçimde verilmelidir. Ayrıca önerilen temel tipi gerekçeleri ile izah edilmelidir. Eğer temel zemininde iyileştirme gerekli ise gerekçesi ve uygun iyileştirme tekniği veya teknikleri önerilmelidir.

ZEMİN KOŞULLARI	UYGUN TEMEL TİPİ ve YERİ	TASARIM DÜŞÜNCELERİ
 <p>Büyük derinliğe kadar SIKI KUM</p>	 <p>Don veya erozyon derinliği aşağısında</p>	<u>Yüzeysel temeller</u> Geleneksel temel gereksinimleri için en uygun temeller
 <p>Büyük derinliğe kadar SERT KİL veya SİLT</p>	 <p>Don veya su muhtevasında değişiklik nedeniyle şişme veya rötre derinliği aşağısında</p>	<u>Yüzeysel temeller</u> Geleneksel temel gereksinimleri için en uygun temeller

## ZEMİN KOŞULLARI



## UYGUN TEMEL TİPİ ve YERİ



## TASARIM DÜŞÜNCELERİ

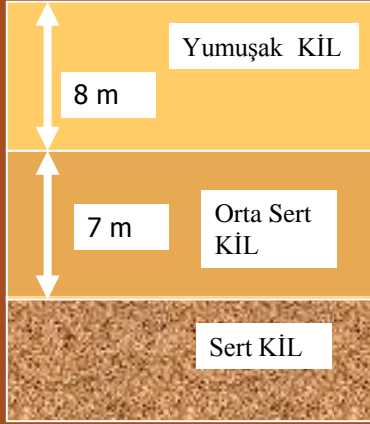
### Yüzeysel temel

Yumuşak kil tabakasına çok yakın yerleştirilmez ise, düşük ve orta yük aralıkları için uygun olabilir. Eğer ağır yükler taşınacak ise, derin (kazık) temeller gerekli olabilir.

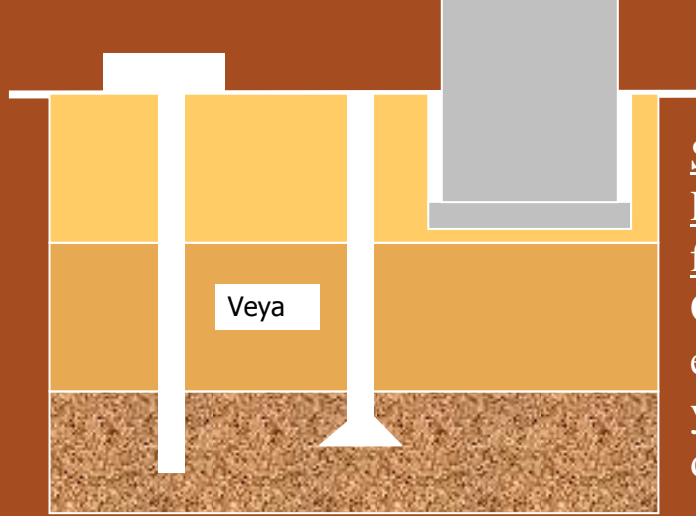
### Radye temel, ıslah + yüzeysel temel veya kazık

Düşünülebilir veya vibroflotasyon veya diğer teknikler ile kum sıkıştırılabilir ve yüzeysel temel tasarlanabilir. Çakma kazıklarda kullanılabilir. Böylece, kum sıkıştırılabilir. Yerinde dökme kazıklarda tasarlanabilir.

## ZEMİN KOŞULLARI

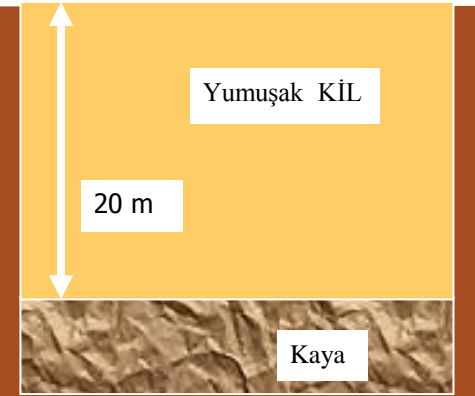


## UYGUN TEMEL TİPİ ve YERİ



## TASARIM DÜŞÜNCELERİ

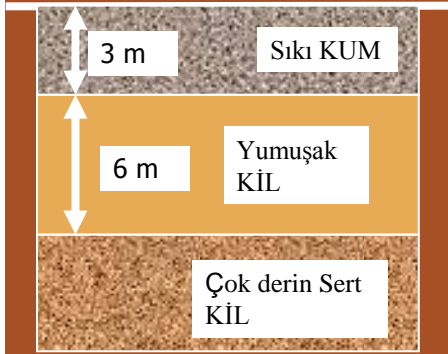
Sürtünme kazıkları,  
Radye temel veya kısmi  
flotasyon  
Oturmalar tolere  
edilebilir değilse  
yüzeysel temel uygun  
değildir



Uç taşıma kazıkları  
Oturmalar çok büyük  
ve taşıma gücü düşük  
ise yüzeysel temel  
uygun değildir



## ZEMİN KOŞULLARI



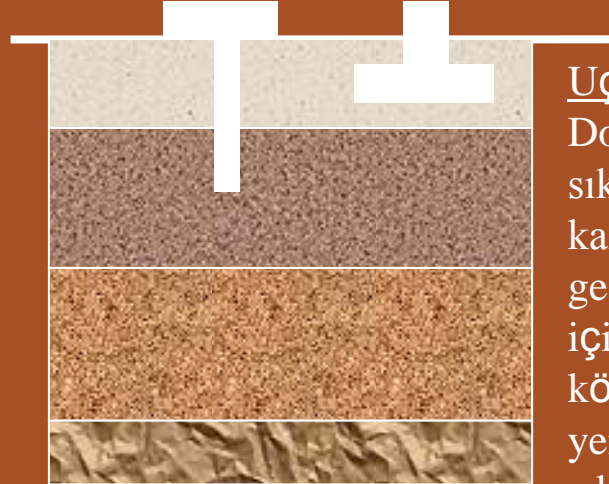
## UYGUN TEMEL TİPİ ve YERİ



## TASARIM DÜŞÜNCELERİ

Uç + sürtünme kazıkları

Altta bulunan yumuşak kil tabakası nedeniyle kum içindeki yüzeysel temel aşırı oturma yapabilir.



Uç taşıma kazıkları

Dolgu tabakanın sıkışmasını önlemek için kazıkları dolgu içinden geçerek kum tabaka içinde soketlemek veya kötü dolguyu kaldırıp yeniden kontrollü sıkıştırılmış dolgu yaparak yüzeysel temel tasarlamak

## •Sonuçlar ve öneriler

- ✓ İnceleme alanında temel zeminini oluşturacak tabaka veya tabakalar tanımlanmalıdır.
- ✓ Temel zemininin taşıma gücü ve oturma değerleri verilmeli ve uygun temel tipi ve derinliği önerilmelidir.
- ✓ Eğer temel kazısı derin olacaksa, kazı yüzeylerinin duraysızlığı için alınması gereken önlemler (kazının şevli yapılabilmesi durumunda duraylı şev açısı veya istinat yapısı tipi vb.) belirtilmelidir
- ✓ Temel zemininin iyileştirilmesi gerekiyor ise, uygun teknik veya teknikler gerekçeleri ile birlikte kısaca izah edilmelidir.
- ✓ Yeraltı suyunun durumu, derinliği ve olası olumsuz etkileri, kazı esnasında düşürülmesi gerekiyor ise, uygun tekniğin ne olacağı vurgulanmalıdır. Ayrıca, yeraltı suyunun temel betonuna -var ise- olası olumsuz etkileri ve alınması gereken tedbirler belirtilmelidir. Ya da yüzey ve yeraltı sularının olumsuz etkilerine karşı benimsenebilecek çevre drenajı tedbirleri de açıkça belirtilmelidir.
- ✓ Eğer temel önerilen bir dolgu üzerine inşa edilecekse, dolguda kullanılacak malzeme ve sıkıştırma tekniği ve ekipman belirtilmelidir.



## •Ekler

Rapora ilave edilmesi gereken grafikler aşağıda listelenmiştir:

- İnceleme sahası bölgesel haritası
- Sondajların yerini gösteren bir plan
- Sondaj logları
- Jeolojik kesitler ve zemin profilleri
- Laboratuar deney sonuçları
- Arazi deney sonuçları
- İnşaat için önerilen diğer grafik sunumlar



## İNŞAAT ESNASINDA GEOTEKNİK İZLEME

Saha incelemesindeki çok sayıda belirsizlikle ilgili olarak geoteknik mühendislerinin uğraşmak durumunda olduğu en önemli hususlardan biri, inşaat sırasında yeraltı koşullarının sürekli izlenmesidir. Özellikle inşaatın kazı da içeren kısımları olmak üzere, inşaat sırasında çoğu zaman yeni bilgiler ortaya çıkar. Yeni koşulların ortaya çıkması durumunda tasarımın da ona göre değişmesi gerekebilir.



HİÇBİR YAPI  
ÜZERİNE İNŞA EDİLDİĞİ  
ZEMİNDEN  
DAHA SAĞLAM DEĞİLDİR

İLGİNİZ ve SABRİNİZ İÇİN  
TEŞEKKÜRLER

# YUMUŞAK KİL ZEMİNLER ÜZERİNE İNŞA EDİLMİŞ HAARAJOKI DOLGUSUNUN ANİZOTROPİK KRİP MODEL İLE ANALİZİ

## NUMERICAL ANALYSIS OF HAARAJOKI TEST EMBANKMENT WITH ANISOTROPIC CREEP MODEL

Abdulazim YILDIZ<sup>1</sup> Mohammad REZANIA<sup>2</sup> Minna KARSTUNEN<sup>3</sup>  
Martino LEONI<sup>4</sup>

### ABSTRACT

This paper investigates to modelling the creep 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 analyzed with the finite-element method using a recently developed anisotropic constitutive model to represent the soft clay. For comparison, the problem is also analyzed with Modified Cam Clay model. The results of the numerical analyses are compared with the field measurements. The good performance of the finite element model in predicting time dependent behaviour of Haarajoki test embankment is presented.

**Key words:** Creep, Numerical Modelling, Embankment, Soft clay

### ÖZET

Bu çalışmada, 1997 yılında Finlandiya’da gürültü bariyeri olarak inşa edilen Haarajoki deneme dolgusunun krip davranışının modellenmesi araştırılmıştır. Dolgunun yarısı düşey drensiz bölge üzerine, diğer yarısı ise düşey drenli bölge üzerine inşa edilmiştir. Deneme dolgusunun inşaat safhası ve konsolidasyonu sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir. Analizlerde, yumuşak kil zemin davranışı yeni geliştirilen anizotropik krip model kullanılarak modellenmiştir. Söz konusu deneme dolgusu karşılaştırma amacıyla Modifiye Cam kili modeli ile de analiz edilmiştir. Çalışma sonunda sayısal analiz sonuçları arazi ölçümleri ile karşılaştırılmış ve bu tip problemlerde zamana bağlı davranışın hesaplanmasında anizotropi, yapı ve krip davranışın sonuçlar üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu görülmüştür.

**Anahtar kelimeler:** Krip, Sayısal Modelleme, Dolgu, Yumuşak kil

<sup>1</sup> Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, E-mail: azim@cukurova.edu.tr

<sup>2</sup> University of Strathclyde, Civil Engineering Department, E-mail: m.rezania@strath.ac.uk

<sup>3</sup> University of Strathclyde, Civil Engineering Department, E-mail: minna.karstunen@strath.ac.uk

<sup>4</sup> Wechselwirkung Studio Italiano, martino.leoni@wesigeotecnica.it

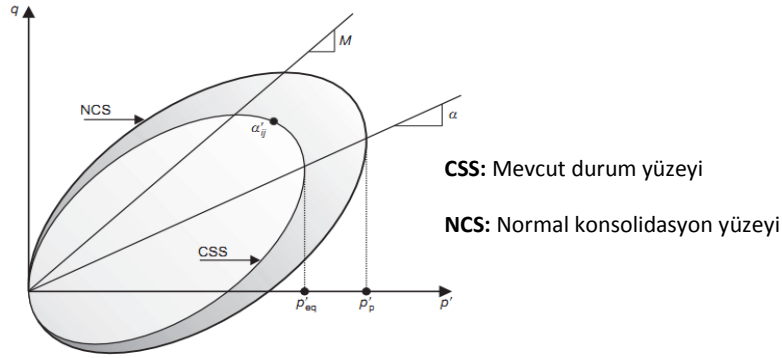
# 1. GİRİŞ

Yumuşak kil zemin üzerine inşa edilen dolguların tasarımında zamana bağlı davranışın dikkate alınması gerekir. Çünkü yumuşak killerin sıkışabilirliği yüksektir ve yük etkisinde meydana gelen deformasyonlar zamana bağlı olarak gerçekleşir. Ayrıca yumuşak kil zeminlerin kendine has doku ve yapısal özellikleri kil davranışı üzerinde önemli rol oynar. Başlangıç arazi koşulları dikkate alındığında, gerek kil danelerinin plaka şeklinde olması, gerekse de killerin oluşumu sırasında çökme ve onu izleyen konsolidasyon koşulları, killerin önemli ölçüde anizotropik özellik göstermesine neden olur. Bir diğer önemli özellik ise, killerin yapısal özellikleridir. Yapı (structure), doku ile birlikte daneler arası bağ kuvvetlerinin oluşturduğu kombinasyondur (Burland 1990). Çökme ortamının jeolojik şartları, bunu izleyen jeolojik ve gerilme tarihçesi, çevre koşullarındaki değişimler, çökme sırasında meydana gelen geo-kimyasal olaylar daneler arasında bağ kuvvetlerinin oluşmasına neden olur. Bu kuvvetler, kil zeminlere ilave dayanım kazandırır ve killerin akmaya karşı direncini artırır (Koskinen vd. 2002). Fakat killerde yük etkisinde oluşan plastik deformasyonlar nedeniyle daneler arasındaki bu bağ kuvvetleri zamanla çözülür. Yumuşak killerin gerilme-deformasyon-dayanım ilişkisi deformasyon hızına bağlı olarak gerçekleşir. Yumuşak killerde zamana bağlı olarak gelişen gerilme-deformasyon davranışı bir boyutlu konsolidasyon ve üç eksenli deney koşullarında birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir (Bjerrum 1967, Vaid ve Campanella 1977, Yin ve Cheng 2006 vb.). Oturmalar ve dayanım, deformasyon hızına bağlı olduğu için tasarım parametrelerinin seçilmesinde deformasyon hızı dikkate alınmalıdır. Yumuşak killerin gerilme-deformasyon davranışının modellenmesi için anizotropi, yapısal bağ kuvvetlerinin çözülmesi ve zamana bağımlı davranışın dikkate alınması gereklidir. Bu özelliklerin ihmal edilmesi durumunda özellikle temel, dolgu gibi uygulamalarda yük etkisindeki zemin davranışının yanlış hesaplanmasına neden olabilir. Son yıllarda kil zeminlerdeki bu özellikleri modellemek için çeşitli araştırmalar yapılmaktadır (Banerjee ve Yousif 1986; Dafalias 1987; Nova 1988; Kavvas ve Amorosi 2000; Wheeler vd. 2003; Leoni vd. 2008). Bu bildiride, Leoni vd. (2008) tarafından geliştirilen anizotropik krip model detaylı olarak incelenmiştir. Model, büyük deformasyonlar nedeniyle gelişen anizotropiyi dikkate alan ilk viskoz modellerden biridir. Bu çalışmada, yumuşak kil zeminler üzerine inşa edilen Haarajoki deneme dolgusunun davranışı yeni geliştirilen anizotropik krip model (Leoni et al. 2008) ile nümerik olarak analiz edilmiştir. Deneme dolgusunun davranışı yaklaşık 5 yıl süreyle gözlenmiş ve düşey oturmalar, yatay deplasmanlar ve boşluk suyu basınç değişimleri ölçülmüştür. Deneme dolgusunun inşaat safhası ve konsolidasyonu PLAXIS bilgisayar programı kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmiştir. Çalışma sonunda nümerik analiz sonuçları arazi ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca, izotropik Modifiye Cam kili modeli ile de dolgu analiz edilmiş ve anizotropi, yapı ve krip etkisinin ihmal edilmesinin ne kadar hatalı sonuçlar verdiği gösterilmiştir.

## 2. ANİZOTROPİK KRİP MODEL

Genellikle Modifiye Cam Kili (MCC) gibi modellerde doğal killerin akma yüzeylerinin elips şeklinde olduğu kabul edilir ve izotropik akma yüzeyi esas alınır. Deneysel araştırmalar doğal killerin başlangıç anizotropiden kaynaklanan eğrisel bir akma yüzeyine sahip olduğunu göstermiştir. Başlangıç anizotropi ise, kil partiküllerinin geometrik şekline, temas ve dizilim şekline, çökme sırasında maruz kaldığı bir boyutlu konsolidasyon koşullarına bağlı olarak gelişmektedir. Kil zeminler için geliştirilen modellerin başlangıç anizotropiyi ve plastik deformasyonlar sonucu anizotropideki değişimi dikkate alması

gereklidir. Leoni vd. (2008) tarafından geliştirilen anizotropik krip modeli (ACM) Şekil 1'de gösterilen ve Wheeler vd. (2003) tarafından S -CLAY1 modeli için önerilen eğrisel akma yüzeyini esas almaktadır.



**Şekil 1.** Üç eksenli Deney Gerilme Uzayında Anizotropik Krip Model Akma Yüzeyi

Mevcut zemin koşulları dikkate alındığında, üç eksenli basınç ve ödometre deneylerinde silindirik numunelerin kullanıldığı düşünüldüğünde yatay anizotropik (cross-anisotropy) gerilme koşulları kullanılabilir. Bu durumda gerilme sabitleri aşağıdaki gibi alınabilir.

$$p' = \sigma'_{ii}/3, \quad q = \frac{3}{2} \sqrt{s_{ij} \cdot s_{ij}} \quad (1)$$

$s_{ij}$  deviatorik gerilme tensörüdür.  $\alpha$  katsayısı akma eğrisinin yönelimini temsil eden bir katsayı olarak tanımlanabilir. Eşdeğer ortalama gerilme  $p'_{eq}$  ise aşağıdaki bağıntı ile tanımlanabilir:

$$p'_{eq} = p' + \frac{(q - \alpha \cdot p')^2}{(M^2 - \alpha^2) \cdot p'} \quad (2)$$

$M$  kritik durumdaki gerilme oranıdır. Normal konsolidasyon yüzeyi  $p'_{eq}=p'_p$  olarak tanımlanabilir. Burada  $p'_p$  ön konsolidasyon basıncıdır. Pekleşme kuralı gereğince krip deformasyonlarla ( $\epsilon^c_{vol}$ ) birlikte ön konsolidasyon basıncı  $p'_p$  de değişir.

$$p'_p = p'_{p0} \cdot \exp\left(-\frac{\epsilon^c_{vol}}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (3)$$

$\lambda^* = \lambda/(1+e_0)$  ve  $\kappa^* = \kappa/(1+e_0)$  parametreleri sırasıyla modifiye sıkışma ve kabarma indisleridir.  $p'_{eq}=p'_p$  olması durumunda mevcut gerilme, normal konsolidasyon yüzeyi üzerinde yer alır ve zeminin normal konsolide olduğu anlamına gelir.  $p'_{eq}/p'_p$  oranı ise  $OCR^*$  olarak tanımlanır ve mevcut gerilme yüzeyi ile normal konsolide yüzeyi arasındaki mesafenin ölçüsünü ifade eder. Denklem (3)'deki deformasyon terimleri kullanılarak hacimsel deformasyon hızı formüle edilirse;

$$\dot{\epsilon}^c_{vol} = \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{1}{OCR^*}\right)^\beta \quad \mu^* = \frac{C_\alpha}{\ln 10 (1 + e_0)} \quad (4)$$

$\mu^*$  modifiye krip indisidir.



## Rotasyonel Pekleşme Kuralı

Skaler bir büyüklük olan  $\alpha$  rotasyonel pekleşme parametresi gibi davranır. Bu nedenle  $\alpha$ 'nın değişimi pekleşme nedeniyle oluşan kriplere deformasyonları tarafından idare edilir.

$$\dot{\alpha} = \omega \left[ \left( \frac{3q}{4p'} - \alpha \right) \dot{\varepsilon}_{\text{vol}}^c + \omega_d \left( \frac{q}{3p'} - \alpha \right) \dot{\gamma}^c \right] \quad (5)$$

Burada  $\dot{\gamma}^c$  deviatörük kriplere deformasyon hızı olup üç eksenli deneyi gerilme koşullarında  $\dot{\gamma}^c = |\dot{\varepsilon}_1^c - \dot{\varepsilon}_2^c|$  ile tanımlanır. Zemin sabitleri  $\omega$  ve  $\omega_d$  ise dönme hızını kontrol eder.

## Başlangıç Koşulu $\alpha_0$ ve $\omega_d$

Normal konsolide kil zeminlerde  $K_0$  katsayısı Jaky's formülü ile hesaplanabilir.

$$K_0^{NC} \approx 1 - \sin \phi'_{cv} \quad (6)$$

$\phi'_{cv}$  kritik durum sürtünme açısıdır. Zeminlerin bir boyutlu konsolidasyon koşullarında çökeldiği düşünüldüğünde  $K_0^{NC}$  ve  $\alpha_0$  arasında bir ilişki olduğu açıktır. Çakıştırılmış akış kuralı ve bir boyutlu yükleme koşulları dikkate alındığında deviatörük ve hacimsel deformasyon hızları arasındaki oran yaklaşık 2/3 kabul edildiğinde aşağıdaki eşitlik yazılabilir:

$$\alpha_0 = \frac{\eta_0^2 + 3\eta_0 - M^2}{3} \quad (7)$$

$$\eta_0 = \frac{3(1 - K_0^{NC})}{(1 + 2K_0^{NC})} \quad (8)$$

$$M = \frac{6 \sin \phi'_{cv}}{(3 - \sin \phi'_{cv})} \quad (9)$$

$$\omega_d = \frac{3}{8} \frac{4M^2 - 4\eta_0^2 - 3\eta_0}{\eta_0^2 - M^2 + 2\eta_0} \quad (10)$$

Bundan dolayı başlangıçtaki eğrilik ( $\alpha_0$ ) ve kayma dönmesi ( $\omega_d$ ) parametreleri doğrudan kritik durum açısı yardımıyla belirlenebilir.

## Dönme Hızı $\omega$

$\omega$  parametresi, viskoz deformasyonlar nedeniyle normal konsolidasyon yüzeyindeki dönmenin mutlak hızını kontrol eder.  $\alpha$  katsayısının başlangıçtaki değerinin azalarak yaklaşık 1/10'una ulaştığında ( $\alpha_0/\alpha=10$ ) pratik olarak anizotropinin kaybolduğu kabul edilerek Eşitlik (31) çözülebilir ve  $\omega$  parametresi hesaplanabilir.

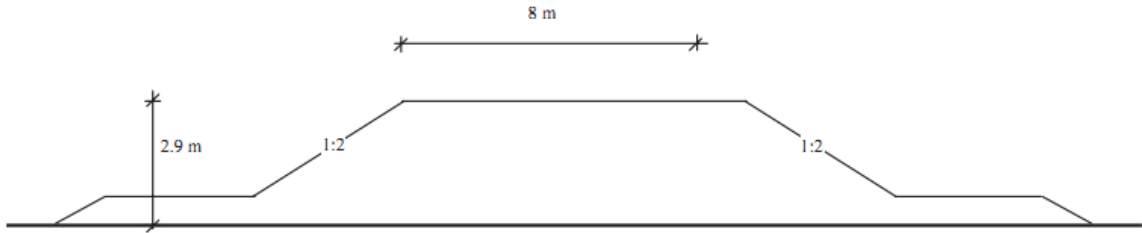


$$\omega = \frac{1}{\lambda^*} \ln \frac{10M^2 - 2\alpha_0\omega_d}{M^2 - 2\alpha_0\omega_d} \quad (11)$$

$\alpha_0$  ve  $\omega_d$  parametreleri kritik durum açısı yardımıyla belirlenebilir. Bu nedenle  $\omega$  büyük oranda modifiye sıkışma indisi  $\lambda^*$ 'a ve kritik durum açısına bağlıdır.

### 3. HAARAJOKİ DENEME DOLGUSU

1997 yılında Finlandiya'da inşa edilen deneme dolgusu 2.9m yüksekliğinde, 100m uzunluğunda olup tepe genişliği ise 8m'dir (Şekil 2). Dolgunun inşa edildiği bölgede zemin profili; en üstte yaklaşık 2m kalınlığında aşırı konsolide kil kabuk (dry crust), altında ise yaklaşık 20m kalınlığında yumuşak kil tabakası yer almaktadır. Yumuşak kil tabakasının organik madde içeriği %1.4 - %2.2 arasındadır. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyindedir. Su muhtevası değerleri %67 - 112 arasında değişmekte olup genellikle likit limit değerine eşit veya daha yüksek değerlerdedir. Yumuşak kil tabakasında hassasiyet (sensitivity) değerleri 20-45 arasında değişmekte olup kil zemin genellikle normal konsolide veya az aşırı konsolide konumdadır. Haarajoki deneme dolgusunun altına farklı noktalara oturma plakaları, piyezometre, inklonometre ve ektensometreler yerleştirilmiş ve dolgunun davranışı 5 yıl süreyle gözlenmiştir.



Şekil 2. Haarajoki Deneme Dolgusu

Haarajoki deneme dolgusunun yarısı düşey drenli bölge üzerine inşa edilmiştir. Geosentetik malzemeden imal edilen düşey drenler 15m uzunluğunda ve 1m aralıklarla kare şeklinde kil zemin içerisine yerleştirilmiştir (Tablo 1). Düşey drenlerin eşdeğer yarıçapı 0.034 m'dir. Hird vd. (1995) tarafından geliştirilen birleşik eşleme yöntemi ile eksenel simetrik koşullardan eşdeğer düzlem şekil değiştirme koşullarına dönüştürülmüştür (Şekil 3). Bu eşleme yöntemi için aşağıdaki bağıntı kullanılmıştır:

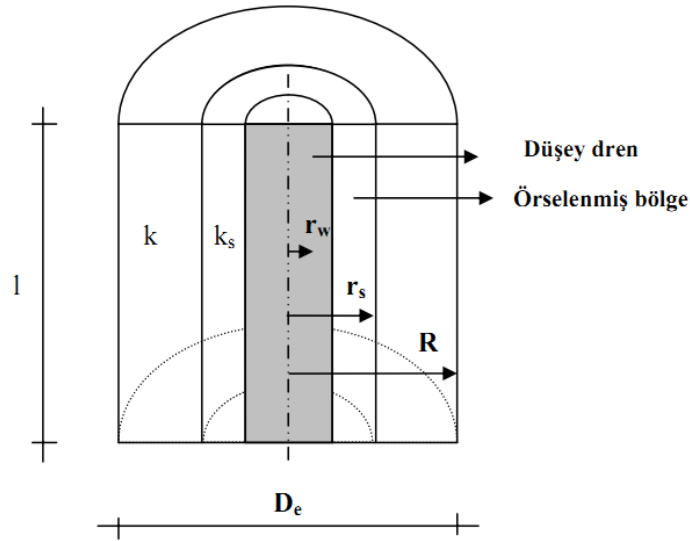
$$\frac{k_{pl}}{k_{ax}} = \frac{2B^2}{3R^2 \left[ \ln\left(\frac{R}{r_s}\right) + \left(\frac{k_{ax}}{k_s}\right) \ln\left(\frac{r_s}{r_w}\right) - \left(\frac{3}{4}\right) \right]} \quad (12)$$

Burada,  $B$ ; düzlem şekil değiştirme koşullarındaki birim hücrenin yarı genişliği,  $R$ ; eksenel simetrik birim hücrenin yarı çapı,  $r_w$ ; drenin yarı çapı,  $r_s$ ; örselenmiş bölgenin yarı çapı,  $k_{ax}$ ; doğal zeminin yatay permeabilitesi ve  $k_s$ ; örselenmiş bölgedeki yatay permeabilitedir. Bu yöntemde, hem geometrik hem de permeabilite değerleri dönüştürülmek suretiyle

eşleme işlemi gerçekleştirilmektedir (Birleşik eşleme). Böylece sonlu elemanlar ağının istenen geometrik koşullara göre ayarlanması sağlanabilir.

**Tablo 1.** Prefabrik Düşey Dren Özellikleri (Yıldız Vd. 2009)

Dren modeli	Kare ızgara
Model	SOLPACK C634
Aralık mesafesi	1 m
Eşdeğer çap ( $D_e$ )	1.13 m
Eşdeğer dren çapı ( $d_w$ )	0.067 m
Örselenmiş bölgenin çapı ( $d_s$ )	0.10 m



**Şekil 3.** Aksenal Simetrik Birim Hücre Modeli (Yıldız Vd. 2009)

Düşey drenlerin analizinde, 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 & Redana (1997) 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. Bunun nedeni, drenlerin yapımından sonrası kuyu içerisindeki kum malzemenin zamanla sıkışması ile ilave boşluk suyu basınçlarının oluşması ve drenlerin drenaj işlevini tam olarak yerine getirememesidir. Fakat günümüzde geosentetik malzemelerden imal edilen modern düşey drenler kullanıldığı için analizlerde kuyu direnci ihmal edilebilir.

#### 4. ZEMİN PARAMETRELERİ

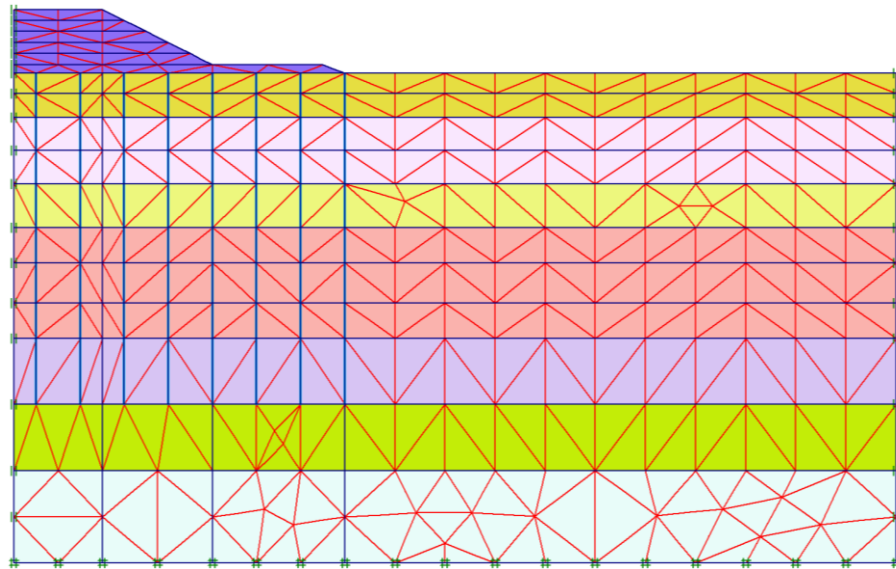
Stabilize malzeme kullanılarak inşa edilen deneme dolgusu, analizlerde Mohr Coulomb zemin modeli kullanılarak modellenmiştir. Mohr Coulomb zemin parametreleri;  $E'=40000$  kN/m<sup>2</sup>,  $\nu'=0.35$ ,  $\phi'=40^\circ$ ,  $\psi'=0^\circ$ ,  $c'=2$  kN/m<sup>2</sup> ve  $\gamma=21$  kN/m<sup>3</sup> ( $E'$ : Young's modülü,  $\nu'$ : Poisson's oranı,  $\psi'$ : dilatasyon açısı ve  $\gamma$ : dolgu malzemesinin birim hacim ağırlığıdır). Tablo 2'de ise ACM için kullanılan zemin parametreleri verilmiştir.

**Tablo 2. ACM Zemin Parametreleri**

Derinlik (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu'$	$e_0$	POP (kPa)	$\kappa$	$\lambda_i$	$k_v$ (m/gün)	$k_h$ (m/gün)
0-2	17.5	0.2	1.25	110	0.02	0.18	$1.73 \times 10^{-4}$	$3.46 \times 10^{-4}$
2-5	14.3	0.2	2.9	32	0.06	0.34	$5.18 \times 10^{-5}$	$1.04 \times 10^{-4}$
5-7	14.3	0.2	2.6	32	0.042	0.22	$4.32 \times 10^{-5}$	$8.64 \times 10^{-5}$
7-12	15.1	0.2	2.35	32	0.042	0.22	$4.32 \times 10^{-5}$	$8.64 \times 10^{-5}$
12-15	15.1	0.2	2.2	32	0.028	0.27	$4.32 \times 10^{-5}$	$8.64 \times 10^{-5}$
15-18	15.7	0.2	2	32	0.037	0.25	$4.32 \times 10^{-5}$	$8.64 \times 10^{-5}$
18-22	17.5	0.2	1.25	32	0.02	0.18	$1.73 \times 10^{-4}$	$3.46 \times 10^{-4}$

Derinlik (m)	M	$K_0$	$\alpha_0$	$\omega$	$\chi_0$	$\xi$	$\xi_d$	$\mu^*$
0-2	1.6	2.04	0.63	37	0	0	0	$3.5 \times 10^{-3}$
2-5	1.15	0.81	0.44	33	19	8	0.2	$4.26 \times 10^{-3}$
5-7	1.43	0.61	0.55	49	19	8	0.2	$4.16 \times 10^{-3}$
7-12	1.15	0.66	0.44	44	25	8	0.2	$2.64 \times 10^{-3}$
12-15	1.2	0.61	0.46	35	25	8	0.2	$2.19 \times 10^{-3}$
15-18	1.55	0.47	0.61	36	8	8	0.2	$1.65 \times 10^{-3}$
18-22	1.55	0.45	0.61	37	0	0	0	$2.21 \times 10^{-3}$



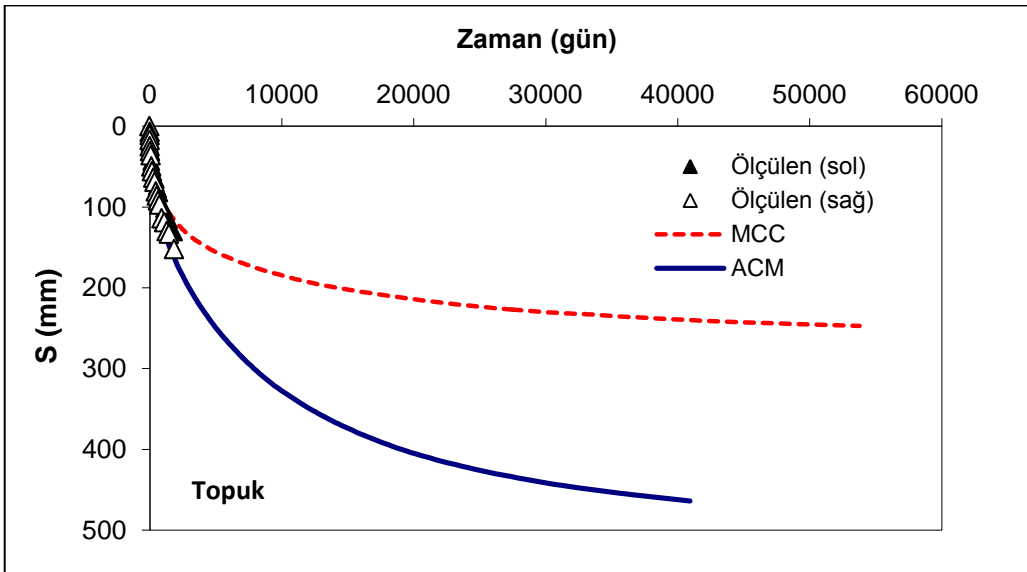
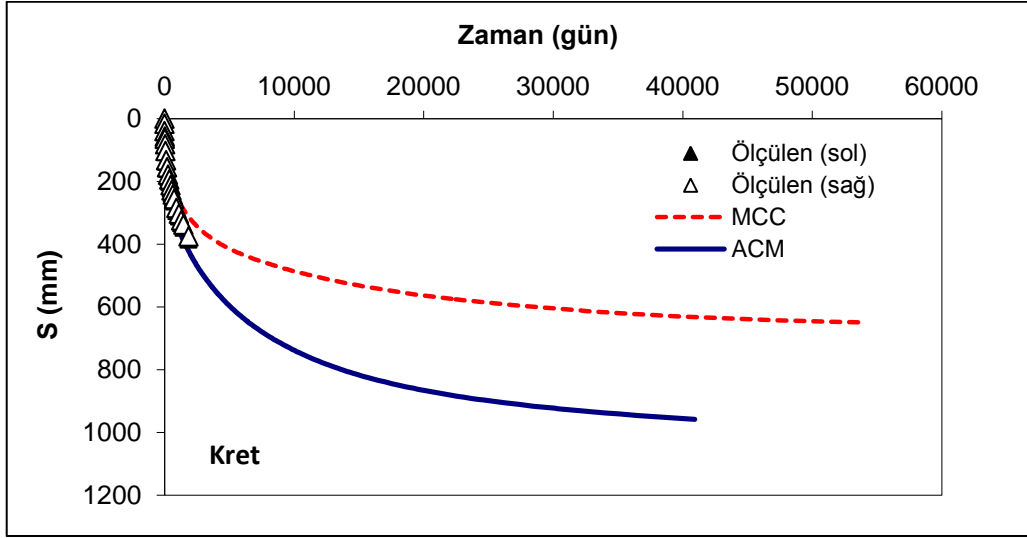
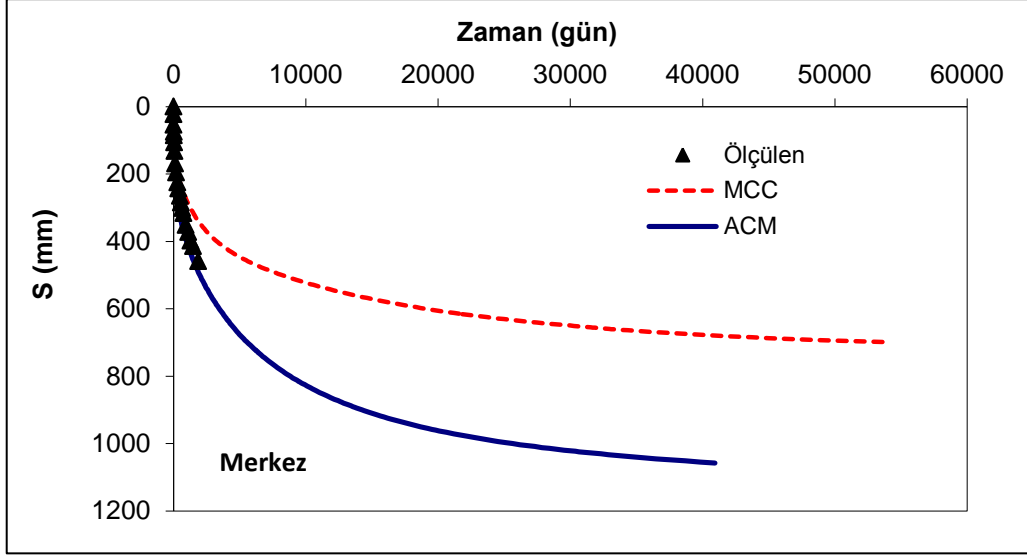
**Şekil 4. Sonlu Elemanlar Ağı**

## 5. SAYISAL ANALİZLER

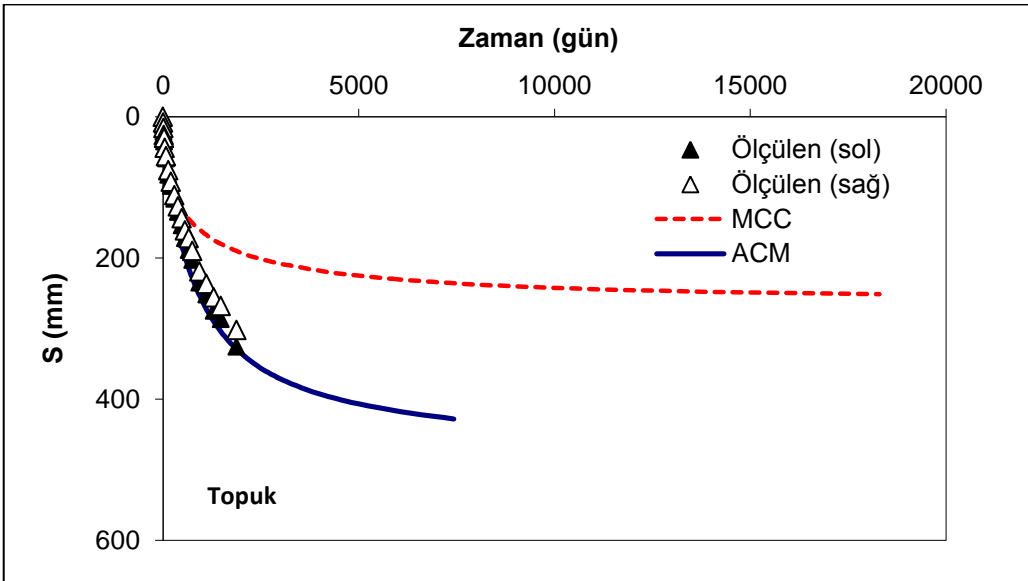
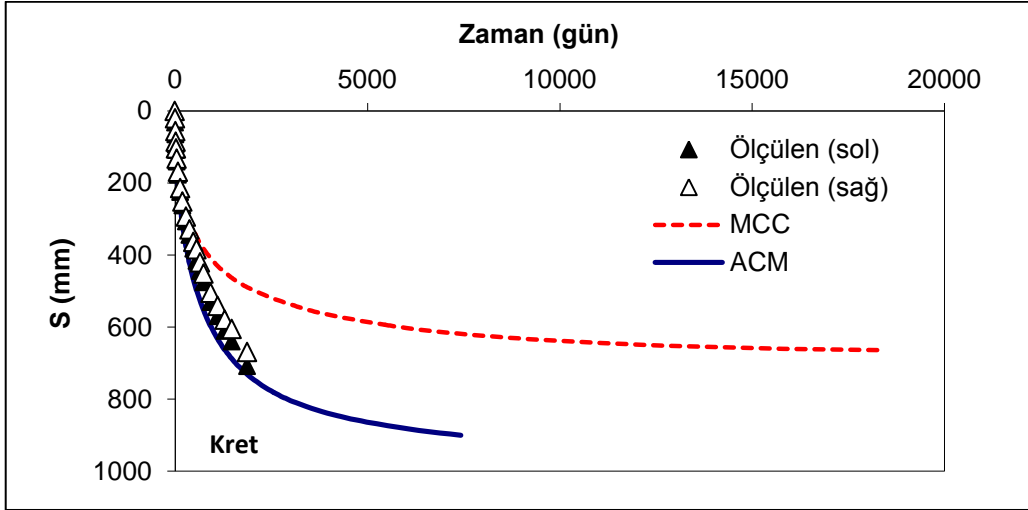
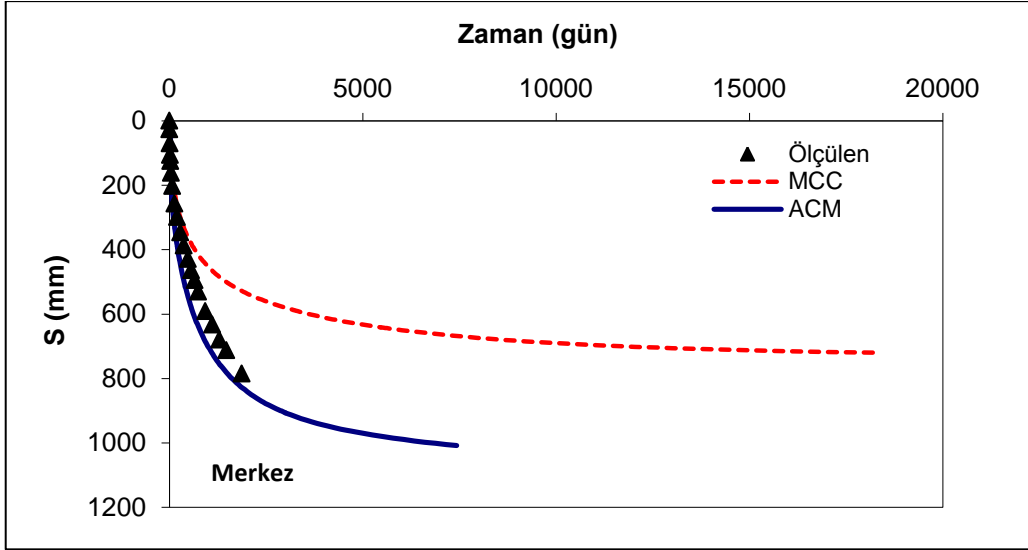
Bu bölümde, Haarajoki deneme dolgununun inşaat safhası ve konsolidasyonu PLAXIS V8.6 (Brinkgreve 2002) bilgisayar programı kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir. Analizlerde, MCC ve ACM zemin modelleri kullanılmış ve analiz sonuçları ile arazi ölçüm değerleri karşılaştırılmıştır. Düşey drenler, Hird vd. (1995) tarafından geliştirilen birleşik eşleme yöntemi ile düzlem şekil değiştirme koşullara dönüştürülmüştür. Birleşik eşleme yönteminde örselenmiş bölgenin etkisini dikkate almak için  $k/k_s=20$  ve  $d/d_m$  ise 5 olarak kabul edilmiştir. Bağıntı (12) kullanılarak yapılan birleşik eşleme neticesinde iki boyutlu düzlem şekil değiştirme koşulları için  $k_{pl}/k_{ax}=0.06$  olarak hesaplanmıştır. PLAXIS bilgisayar programında düşey drenler, özel elemanlar kullanılarak modellenir. Kuyu direncini ihmal etmek için hesaplamalar sırasında bu elemanlar üzerinde ilave boşluk suyu basınçları sıfıra eşitlenerek ilave boşluk suyu basıncı oluşmasına izin verilmez. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyindedir. Dolgu en kesitinin simetrik olmasından dolayı dolgunun sadece yarısı düzlem şekil değiştirme koşullarda 6 düğümlü üçgen elemanlar kullanılarak analiz edilmiştir. Dolgu ve yumuşak kil zemin tabakaları, 507 elemandan oluşan sonlu elemanlar ağı ile modellenmiştir. Analizlerde dolgunun inşaat safhası ve inşaat sonrası konsolidasyon davranışı dikkate alınmıştır. Dolgu, en altta temel tabakası olmak üzere 0.5m kalınlığında 6 tabaka halinde 35 günde inşa edilmiş ve analizlerde gerçek inşaat safhası dikkate alınmıştır. Her tabakanın inşaatında, ilk olarak inşaat safhası drenajsız yükleme koşullarında analiz edilmiş ve ardından konsolidasyon safhasına geçilmiştir. Sonlu elemanlar modelinde, yanal sınırlar sadece yatay yönde, alt sınır ise her iki yönde tutuludur. Zemin yüzeyi ve alt sınırın drenaja açık olduğu kabul edilmiştir. Ayrıca sonlu elemanlar ağının yeterli derecede hassas olduğu farklı sayıda sonlu eleman kullanılarak yapılan analizlerle test edilmiş ve sonuçlar üzerinde ağ etkisinin olmadığı gösterilmiştir.

Şekil 5’de düşey drensiz doğal kil zemin üzerine inşa edilen dolgu altındaki farklı noktalarda (merkez, kret ve topuk) hesaplanan konsolidasyon oturmaları ile ölçülen oturma değerleri karşılaştırılmıştır. MCC modeli ile hesaplanan oturmaların ölçülen oturma değerlerinden oldukça küçük olduğu görülmektedir. ACM model ile hesaplanan konsolidasyon oturmalarının arazi ölçüm değerleri ile uyum içerisinde olduğu görülmektedir.

Şekil 6’da ise düşey drenli bölge üzerine inşa edilen dolgu altındaki oturmalar karşılaştırılmıştır. Dolgunun altına merkez, kret ve topukta ACM ve MCC modelleri ile hesaplanan oturmalar arazi ölçüm değerleri ile karşılaştırılmıştır. Düşey drenler nedeniyle oturmaların önemli ölçüde hızlandığı açıkça görülmektedir. Sayısala analizlerde Hird vd. (1995) yöntemi ile düşey drenler düzlem deformasyon koşullara dönüştürülmüştür. Şekil 4’te olduğu gibi MCC modeli ile hesaplanan oturmalar arazi ölçüm değerlerinin çok altında kalmaktadır. ACM ile hesaplanan oturmaların ise arazi ölçüm değerleri ile uyum içerisinde olduğu görülmektedir.



Şekil 5. Dolgu Altında Meydana Gelen Düşey Oturmalar (Düşey Drensiz Bölge)



Şekil 6. Dolgu Altında Meydana Gelen Düşey Oturmalar (Düşey Drenli Bölge)

## 6. SONUÇLAR

Bu çalışmada, yumuşak kil zeminler üzerine inşa edilen Haarajoki deneme dolgusunun sonlu elemanlar yöntemi ile geri analizi yapılmıştır. Yumuşak kil zemin davranışı yeni geliştirilen anizotropik krip modeli ile modellenmiştir. Karşılaştırma amacıyla Modifiye Cam Kili modeli ile de analizler gerçekleştirilmiştir. ACM modeli ile hesaplanan oturma değerlerinin Modifiye Cam kili modeline göre arazi ölçüm değerleriyle çok daha iyi uyum içerisinde olduğu görülmüştür. Genellikle geoteknik tasarımlarda MCC modeli yaygın olarak kullanılmaktadır. Fakat sayısal analizlerde anizotropi, yapı ve krip davranışlarının ihmal edilmesi durumunda oturmalar önemli ölçüde hatalı hesaplanmaktadır. Bu tür bir dolgu probleminde yumuşak killerdeki anizotropi, yapı ve krip davranışı dikkate alınmalıdır.

Bu araştırmadan elde edilen bir diğer sonuç ise, sayısal analizlerde ACM modeli ile dolgu altındaki düşey drenler Hird vd. (1995) tarafından geliştirilen eşleme yöntemleri ile düzlem şekil değiştirme koşullara dönüştürülerek analiz edilebilir.

## TEŞEKKÜR

Bu bildiri, Çukurova Üniversitesi, Bilimsel Araştırma Proje Birimi tarafından desteklenmiştir (Proje No: MMF2010BAP11). Ayrıca bu araştırma, Avrupa Birliği tarafından desteklenen ve 7. Çerçeve Programı (FP7/2007-2013) kapsamında yürütülen “*GEO-INSTALL: Modelling Installation Effects in Geotechnical Engineering*” adlı proje (PIAG-GA-2009-230638) kapsamında gerçekleştirilmiştir.

## KAYNAKLAR

- Banejee, P. K., ve Yousif, N. B., 1986. “A plasticity model for the mechanical behaviour of anisotropically consolidated clay.”, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 10, 521-541.
- 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.
- Burland J. B., 1990. “On the compressibility and shear strength of natural clays.”, Géotechnique; 40, 329-378.
- Dafalias Y. F., 1987. “An anisotropic critical state soil plasticity model.”, Proc. 2nd Int. Conf. on Constitutive Laws for Eng. Mater., Toscon, N.Y., Vol:1, pp. 513-521.
- Gens A., Nova R., 1993. “Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks.”, Proc. of Int. Symposium on Hard Soils – Soft Rocks, Athens, 485-494.
- Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russell, D., Cinioglu, 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. 1998. Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation. *J. Geotech. and Geoenvironmental Engineering*, 124, 180-184.
- Karstunen M., Koskinen M., 2004. "Anisotropy and destructuration of Murro clay.", *Advances in geotechnical engineering – The Skempton Conference*, London; Thomas Telford. Vol. 1, pp. 476-487.
- Kavvas M., Amorosi A., 2000. "A constitutive model for structured soils.", *Géotechnique* 50(3): 263-274.
- Korhonen K. H. ve Lojander, M. 1987. "Yielding of Perno clay.", *Proc. 2nd Int. Conf. on Constitutive Laws for Eng. Mater.*, Toscon, N.Y., Vol:2, pp. 1249-1255.
- Koskinen M. ve Karstunen M., 2002. "The effect of structure on the compressibility of Finnish clays.", *Proc. NMG04*, Ystad, Sweden, Vol. 1, A11-A22.
- Leoni M., Karstunen M. & Vermeer P.A. (2008). Anisotropic creep model for soft soils. *Géotechnique* 58, No. 3, 215–226.
- Vaid, Y. & Campanella, R. G. (1977). Time dependent behaviour of undisturbed clay. *ASCE J. Geotech. Engng* 103, No. 7, 693–709.
- Yin, J.-H. & Cheng, C.-M. (2006). Comparison of strain-rate dependent stress–strain behavior from K<sub>0</sub>-consolidated compression and extension tests on natural Hong Kong marine deposits. *Mar. Geores. Geotech.* 24, No. 2, 119–147.



# KİLDE MİKROKONSOLIDASYONUN YORUMLANMASINDA YENİ BİR YAKLAŞIM

## A NEW APPROACH FOR THE INTERPRETATION OF MICROMECHANICAL CONSOLIDATION OF CLAY

İbrahim YİĞİT<sup>1</sup>

S. Feyza ÇİNİCİOĞLU<sup>2</sup>

### ABSTRACT

It is known that the stress-strain relationship during one dimensional consolidation depends mostly on time. In this study, time dependant variation of clay microstructure during 1-D consolidation was investigated by conducting image analysis techniques on the ESEM micrographs taken from the samples extracted from oedometer test samples. The clay was kaolin with high moisture content. The crucial feature of the test is that samples were chosen to represent different stages of consolidation both in terms of the applied load increment and the time passed under a specific load increment. Through the ESEM images representing different stages and durations of consolidation the change in the microstructure could be followed. The technique developed in this study quantifies microvoids and macrovoids found from the micrographs and having the total void ratio found directly from the oedometer tests enables the analyzer to find the respective changes in the macro voids and microvoids. Findings implied that the behavior at micro-scale is quite complex yet explainable in connection with the variations in stress and strain levels at the macro-scale. Moreover, it seems that the stress and strain absorption mechanisms of the soil at micro scale have the hints to combine micro and macro mechanics of soils.

**Keywords :** Consolidation, Micro Fabric, Micro Structure, Image Processing, Esem

### ÖZET

Yumuşak killerde bir boyutlu konsolidasyon sırasında gerilme deformasyon ilişkisinin büyük oranda zamana bağlı olduğu bilinmektedir. Bu çalışmada yüksek su muhtevasına sahip kaolin kilinde 1 boyutlu konsolidasyon sırasında çeşitli gerilme seviyelerinde farklı yükleme sürelerinde ödometre deney numunesinden alınan küçük numunelerin ESEM görüntülerinin çekilmesi ile mikro dokudaki değişim zamana bağlı olarak incelenmiştir. Uygulanan yöntemde makro boşluk oranları ESEM mikrograflarının görüntü işleme yöntemiyle işlenmesi ile elde edilirken mikro boşluk oranları klasik ödometre deney sonuçları ile makro boşluk oranlarının birlikte kullanılmasından elde edilmiştir. Makro davranışı tanımlamak için, kil topraklarının bozulması ve yeniden oluşması döngüsünden hareketle mikro ve makro verilere dayanan bir hipotez türetilmiştir.

**Anahtar Kelimeler :** Konsolidasyon, Micro Doku, Mikro Yapı, Görüntü Analizi

<sup>1</sup> Arş.Gör., Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, i\_yigit@hotmail.com

<sup>2</sup> Prof.Dr., İstanbul Üniversitesi, feyzac@istanbul.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Zemindeki katı tanelerin ve boşlukların konumsal dağılımı ve su muhtevası laboratuvar veya arazide yaygın olarak kullanılan ölçüm cihazları ile doğrudan elde edilebilen makro zemin davranışını kontrol etmektedir. Mitchell ve Soga (2005) ince taneli zeminlerin hemen hemen her zaman çok partiküllü topraklardan oluştuğunu ve toprakların büyüklüklerine göre mikro doku, mini doku ve makro doku şeklinde göreceli üç sınıfta incelenebileceğini, zamana bağlı deformasyonların esasen mini ve mikro doku tarafından kontrol edildiğini belirtmişlerdir.

Alonso ve Navarro (2005), birincil konsolidasyon sürecindeki viskoplastik davranışa değinmeden sadece ikincil konsolidasyon sürecinde mikro konsolidasyon olayını, kil topraklarından makro boşluklara doğru oluşan bölgesel dehidratasyon süreci ile ilişkilendirmişlerdir. Şukjle (1957)'yi takiben gerçekleştirilen güncel çalışmalarda yumuşak killerin birincil konsolidasyon sırasındaki zamana bağlı davranışları hakkında önemli bilimsel deliller sağlanmıştır. Bu çalışmalar, zamana bağlı davranışı, deformasyon hızlarındaki farklılıkların değişik konsolidasyon süreçlerine neden olmaları şeklinde göstermişlerdir. Yükün uygulanmasından hemen sonra deformasyon hızları yüksektir ancak zamanla azalmaktadır. Bu durum deformasyon hızı değişikçe dokunun da değişeceği anlamına gelmektedir.

Literatürde killerin mikro dokusunun incelenmesinde çevresel taramalı elektron mikroskobu (ESEM) görüntülerinin kullanılması ile yapılmış çok sayıda çalışma bulunmaktadır. Günümüzde mikrografların görüntü analizlerinde kullanılan yazılım ve bilgisayar teknolojisindeki gelişmelere paralel olarak analiz yöntemleri de gelişmektedir. Görüntü analizi, konsolidasyon sırasında mikro dokudaki değişimi gözlemek ve kolayca ortaya çıkarmak için kabul görmüş bir yöntemdir. Adamcewicz vd. (1997), konsolidasyon deneyinden elde edilmiş 15 mikrografi incelemişler ve konsolidasyon sürecinde zemin dokusu davranışını tanımlarken, basınç artışıyla tane gruplarının büyüklüğünde azalma gözlendiğini, bu durumun taneler arası bağların yenilmesinden ve kopmasından kaynaklandığını belirtmişlerdir.

Bu çalışmada, kaolin kilinde bir boyutlu konsolidasyon sırasında mikro doku ile ilgili muhtemel mekanizmanın ortaya çıkarılması amaçlanmıştır. Bunun için benimsenen yöntem, bir boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarının, makro ve mikro düzeyde takip edilerek, aynı konsolidasyon basıncında, farklı konsolidasyon derecelerinde, ödometre deneyinden alınmış mikrografların karşılaştırmalı olarak analiz edilmesidir. Bu sayede deformasyon hızı değişiminin zemin dokusu üzerine etkisi elde edilebilecektir. Bu amaç doğrultusunda, konsolidasyon sırasında çeşitli zamanlarda ve kademelerde elde edilen ESEM görüntülerinin analizi uygun bir yöntem olarak takip edilmiştir. Bu amaçla, likit limit civarında su muhtevasında hazırlanan kil numunelerinde bir boyutlu konsolidasyon deneyleri gerçekleştirilmiştir. Konsolidasyon basıncı kademeli olarak 20, 50, 100, 200 ve 400 kPa olmak üzere 5 farklı gerilme değerine arttırılmıştır. Belirtilen her bir konsolidasyon basıncında 1, 15, 1440 ve 4320 dakika olmak üzere 4 farklı yükleme süresince yük uygulanmıştır. Böylece konsolidasyon kademesi ve konsolidasyon derecesinin mikro mekanik davranışa etkisini incelemek için 20 numunenin her birinden üç farklı mikrograf alınmak suretiyle toplamda 60 mikrograf elde edilmiştir. Bu çalışmada kullanılan konsolidasyon deneyleri ve ESEM mikrografları Yüksel (2007) de verilmiştir. Bu çalışmada mikrografların analizi için Yigit ve Çinicioğlu (2010, 2011) tarafından geliştirilen yöntem kullanılmıştır.

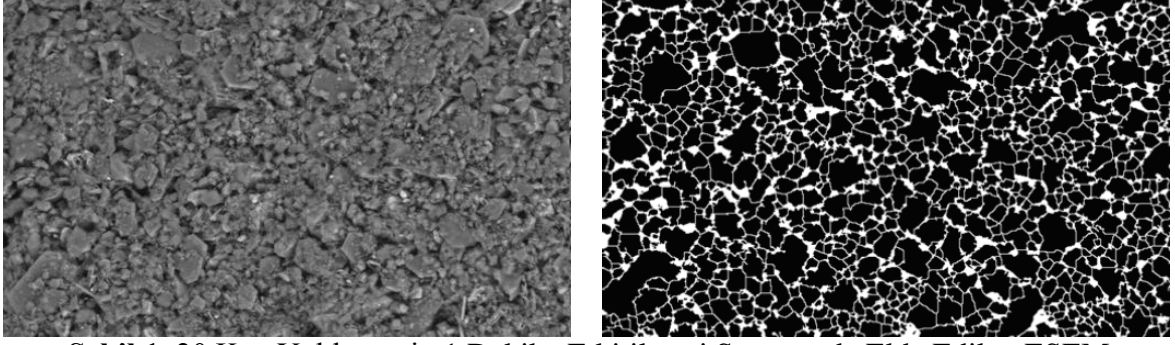
Bu yöntemin mikromekanik mekanizmaya uygulanması sürecinde farklı bir yaklaşım geliştirilmiştir ve killerin bir boyutlu konsolidasyon davranışlarında zaman ve deformasyon hızı etkisinin önemi göz önüne alınarak, belirli yük kademelerinde zamanla birlikte dokudaki değişim üzerinde durulmuştur.

## 2. MALZEME VE YÖNTEM

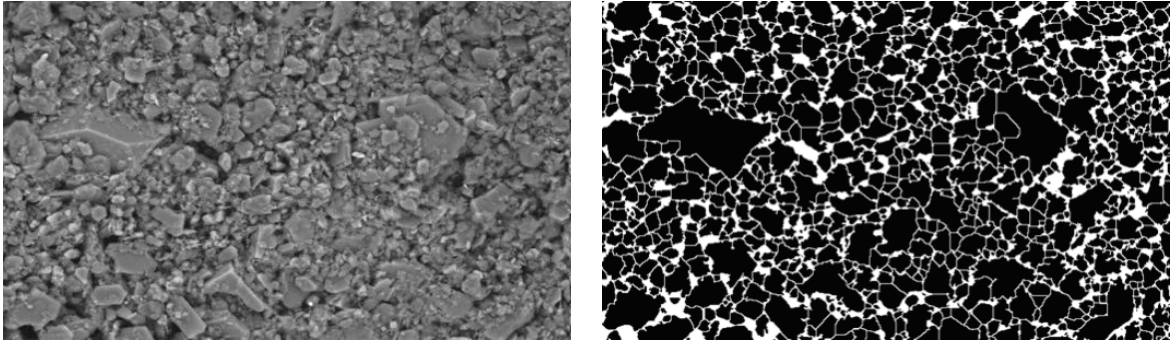
Bu çalışmada Yüksel (2007), tarafından gerçekleştirilen bir boyutlu konsolidasyon deneylerinden elde edilmiş mikrograflar kullanılmış ve bu görüntülerin nicel analizi gerçekleştirilmiştir. Bir boyutlu konsolidasyon deneyleri piyasadan temin edilen kaolin kili ile gerçekleştirilmiştir. Kullanılan kaolin kilinin likit limiti %22, plastik limiti %10 ve doğal su muhtevası %14 dür. Yoğrulmuş kaolin kili numuneleri %26 su muhtevasında hazırlanmıştır. 5 grup halinde 20 konsolidasyon deneyi gerçekleştirilmiştir. Her bir grup deneye uygulanan maksimum basınç seviyeleri 20, 50, 100, 200 ve 400 kPa olarak seçilmiştir. Tüm grupların başlangıç gerilme düzeyi 2.5 kPa olarak seçilmiştir. Bu gerilme düzeyi numuneye 1 saat boyunca etkilmiştir. Sonraki yüklemeler için yük artım oranı 2'dir ve her bir yükleme 24 saat boyunca uygulanmıştır. Maksimum gerilme düzeyine ulaşıldıktan sonra, bu gerilme düzeyi 1 dakika, 15 dakika, 24 saat 72 saat uygulanmıştır. 20 deneyin her birinden, düşey düzlemde, 1x1cm<sup>2</sup> numune alınmış ve her bir numuneden 3 tane olmak üzere toplamda 60 ESEM görüntüleri çekilmiştir.

Bu çalışmada görüntü analizinde, Rasband (1997-2009) tarafından geliştirilen, açık erişimli ImageJ programı kullanılmıştır. Kil toprakları ile topraklar arası boşluklar izodata eşik algoritması kullanılarak ayırt edilmiştir. Parlaklık değeri eşik değerden yüksek olan pikseller kil topraklarının parçası olarak alınmıştır. Bu görüntü daha sonra, siyahın kil topraklarını, beyazın topraklar arası boşlukları temsil ettiği ikili görüntüye dönüştürülmüştür. Bu ikili görüntüler ImageJ programındaki su akıtma çizgisi fonksiyonu ile parçalara ayrılmıştır. Bu fonksiyon, ayrık tanelerin temas noktalarından veya yüzeylerinden birbirinden ayırmaktadır. 20 ve 400 kPa gerilmelerinin 1 dakika süre ile etkilmesi sonucunda elde edilen ESEM görüntülerinin doğal ve sayısallaştırılmış halleri Şekil 1-2'de verilmiştir.

ESEM görüntülerinin sayısallaştırılması ile kil topraklarının alanlarının büyüklükleri de elde edilmiştir. Kil topraklarının alanları kullanılarak gradasyon eğrileri, elek analizi sonuçlarının oluşturulmasında kullanılan yöntemle benzer şekilde fakat sayısallaştırılmış mikrograflar kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada kullanılan 20, 50, 100, 200 ve 400 kPa yüklemelerinin 1, 15, 1440 ve 4320 dakika süre ile etkilmesi sonucu oluşan gradasyon eğrileri Şekil 3.a-e'de verilmiştir. Gradasyon eğrilerinde kil topraklarının incelik derecesinin değişim miktarını belirlemek için 5µm<sup>2</sup> alan değeri eşik değer olarak seçilmiş ve bu eşik değere karşılık gelen "% geçen" değeri incelik yüzdesi (İY) olarak adlandırılmıştır. İY değerleri kullanılarak aynı gerilme altında farklı yükleme sürelerinde gradasyon eğrilerindeki değişim yorumlanmıştır. Buna göre, 20 kPa yükleme durumunda, Şekil 3.a'da, ilk 15 dakika sonunda kil toprakları alanlarında artış olduğu, 1440 ve 4320 gibi daha uzun süreli yükleme durumlarında kil toprakları alanlarının gittikçe azaldığı görülmektedir. Bu durumun sırasıyla düşük gerilme uygulamalarında erken yükleme evrelerinde topraklanma ve uzun süreli yüklemelerde ise topraklarda ayrışmanın bir göstergesi olarak değerlendirilmiştir. 400 kPa yükleme durumunda ise, Şekil 3.e'de erken yükleme evrelerinde kil topraklarında ayrışma gözlenirken, 4320 gibi uzun süreli yükleme durumunda topraklanma görülmüştür.



**Şekil 1.** 20 Kpa Yüklemenin 1 Dakika Etkitilmesi Sonucunda Elde Edilen ESEM Görüntüsünün Doğal Ve Sayısallaştırılmış Hali



**Şekil 2.** 400 Kpa Yüklemenin 1 Dakika Etkitilmesi Sonucunda Elde Edilen ESEM Görüntüsünün Doğal Ve Sayısallaştırılmış Hali

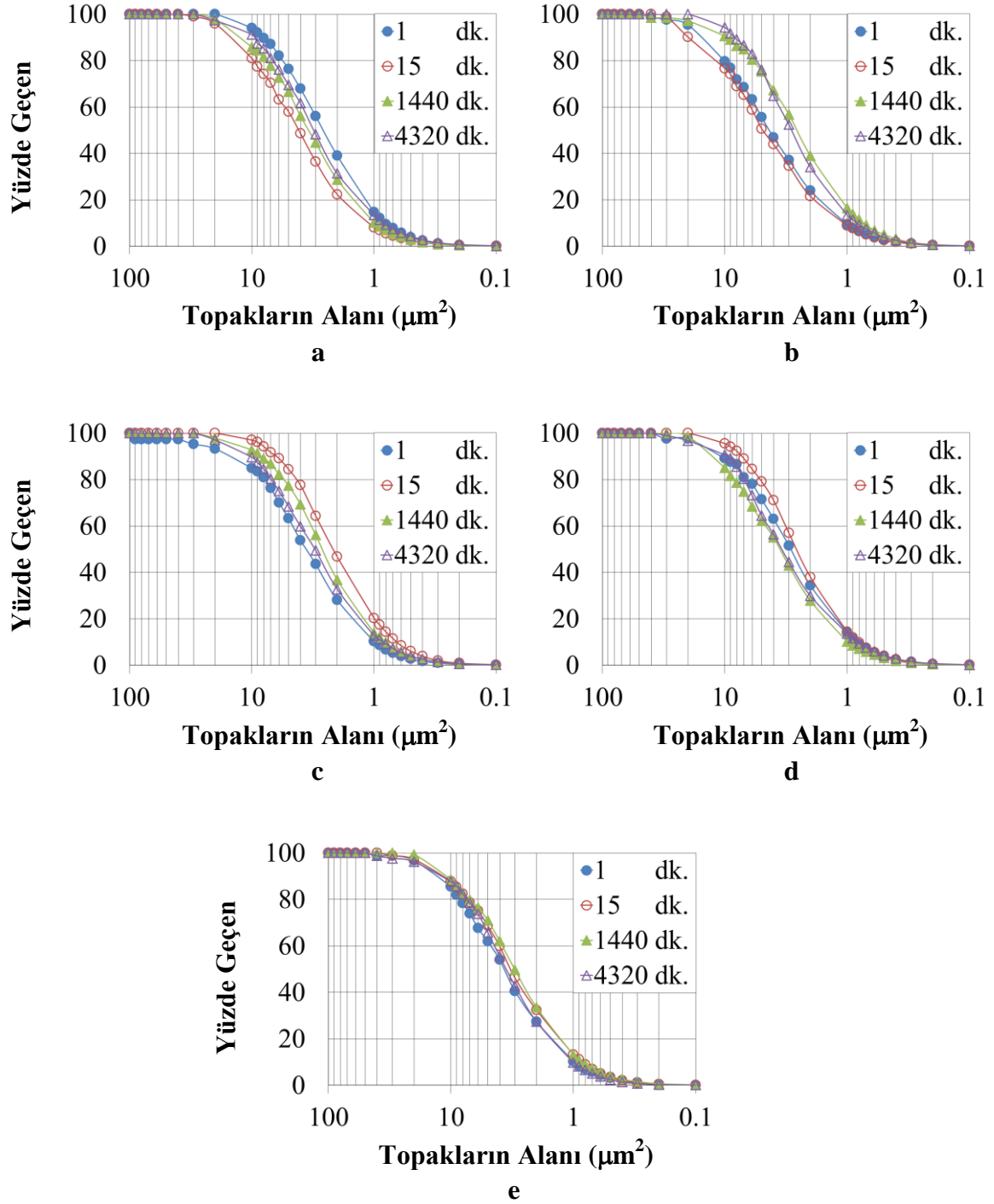
Konsolidasyon deneyleri için numune hazırlanırken başlangıç koşullarının aynı olması konusunda özen gösterilmiştir. Buna karşın, her bir konsolidasyon basıncı için bir birine benzeyen fakat yine de farklılıkları bulunan 4 boşluk oranı – zaman grafiği elde edilmiştir. Her bir sette, yani her bir konsolidasyon basıncında, boşluk oranı zaman grafiğindeki farklılığın giderilerek tekil bir boşluk oranı zaman ilişkisi elde edebilmek, deneylerde süreklilik ve uygunluk şartlarını sağlayabilmek ve mikrografların deneyleri temsil edebilirliğini arttırmak için bir normalleştirmeye ihtiyaç duyulmuştur. Bunun için her bir sette, boşluk oranı zaman grafiğinde deney sonunda en büyük boşluk oranını veren deney referans deney olarak alınmıştır. Aynı konsolidasyon basıncında, gruptaki diğer üç deney sonucunda elde edilen boşluk oranları referans deneyden elde edilen boşluk oranı ile normalleştirilmiştir. Beklendiği gibi, deney grubunda en büyük boşluk oranını veren ve bu yüzden referans seçilen değer, 1 dakikalık yükleme sonunda elde edilmiştir.

Alonso ve Navarro (2005) ödometre deneyinden elde edilen boşluk oranı ( $e$ ) ve bunun makro ve mikro bileşenlerini ( $e_M$  and  $e_m$ ) Eşitlik 1’de verildiği gibi ilişkilendirmişlerdir.

$$e = e_M + e_m \quad (1)$$

Burada  $e_m$  kümeler ve partiküller içindeki mikro boşluk oranı,  $e_M$  ise serbest su ve hava ile ilişkili makro boşluk oranıdır. Makro boşluk oranını mikrograflardan elde etmek mümkün olduğu halde mikro boşlukların elde edilmesi mümkün değildir.

Bu çalışmada boşluk oranı ( $e$ ) konsolidasyon deney sonuçlarından elde edilirken, makro boşluk oranları ( $e_M$ ), aynı süreye karşılık gelen mikrograflardan elde edilmiştir.



Şekil 3. Gradasyon eğrilerinin yükleme süresine göre değişimi  
a) 20 kPa, b) 50 kPa, c) 100 kPa, d) 200 kPa, e) 400 kPa

Makro boşluk oranı, görüntü analizi sonucunda elde edilen makro boşlukların alanının yine aynı analizden elde edilen kil bölgelerini temsil eden alanlara oranı olarak tanımlanmıştır.

Boşluk oranı ve makro boşluk oranının bilinmesi durumunda Eşitlik 1'den mikro boşluk oranı elde edilebilmektedir. Her bir deney grubunda boşluk oranı değerleri referans boşluk oranı ile normalleştirilmiştir ( $e_{ref} = e_{maks}$ ). Normalleştirme işlemi aynı zamanda  $e_M$  ve  $e_m$  üzerinde de yapılmıştır (Eşitlik 2-6). Burada "i" değeri deney grubundaki 4 farklı yükleme süresini saymaktadır.  $\xi$  konsolidasyon deneylerinden elde edilen boşluk oranları üzerinde yapılan normalleştirmeyi,  $\chi$  ise  $e_M$ 'nin aynı yükleme süresi ve konsolidasyon basıncındaki karşılığı olan boşluk oranına göre normalleştirilmesini göstermektedir.

$$\xi_i = \frac{e_i}{e_{ref}} \quad (2)$$

$$\chi_i = \frac{e_{M,i}}{e_i} \quad (3)$$

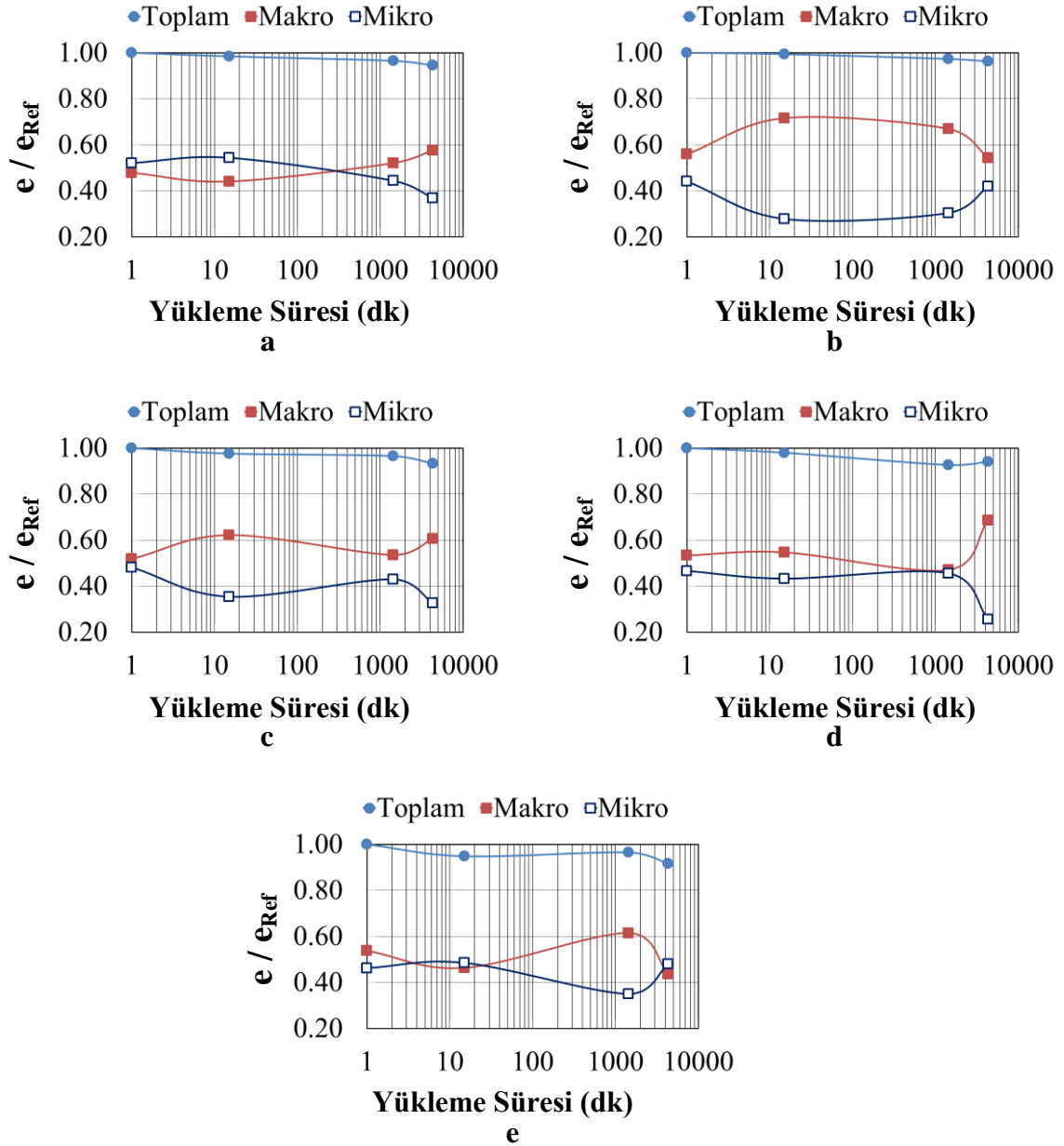
$$(1 - \chi_i) = \frac{e_{m,i}}{e_i} \quad (4)$$

$$\frac{e_{M,i}}{e_{ref}} = \xi_i * \chi_i \quad (5)$$

$$\frac{e_{m,i}}{e_{ref}} = \xi_i * (1 - \chi_i) \quad (6)$$

Konsolidasyon deneyinin doğası gereği boşluk oranı değerleri deney boyunca azalır. Boşluk oranı azalırken, Eşitlik 1'in yapısından dolayı makro ve mikro boşluk oranı değerlerinin değişiminde dalgalanma görülmektedir. Ancak e değerlerindeki azalmanın,  $e_M$  veya  $e_m$  değerlerindeki azalmadan kaynaklandığı söylenemez. Bunun aksine, davranışın kümelerin veya toprakların, birikimini ve ayrışmasını içeren tekrarlı bir süreç olduğunu göstermektedir. Bu çalışmada, gözlenen bu davranışın açıklığa kavuşturulması için bir hipotez geliştirilmiştir. Öne sürülen hipoteze göre, deneyin erken evrelerinde boşluk oranındaki azalma, makro boşluklardaki suyun drenajından kaynaklanmaktadır. Makro boşluklardaki azalmayla uyumlu olarak, topraklar bir birine yaklaşarak kayma gerilmesi iletmeye başlamaktadır. Bu süreçte zamanla kümelerde ayrışma meydana gelmektedir. Kil topraklarının ayrışması ile topraklar arasındaki mikro boşluklar makro boşluklara eklenmekte ve böylece mikro boşluklar azalmaktadır. Eş zamanlı olarak konsolidasyon nedeniyle makro boşluklardaki suyun ortamdaki drenaj olması nedeniyle makro boşluklar azalmaktadır. Bu çalışmada normalleştirilmiş makro ve mikro boşluk oranlarının değişimi izlenerek toprakların oluşması ve ayrışması incelenmiştir. Toprakların birikimi ve ayrışması olayı uygulanan gerilme ve yükleme süresine göre farklılık gösterebilmektedir. 20, 50, 100, 200 ve 400 kPa yüklemeleri sonucunda elde edilen normalleştirilmiş boşluk oranlarının, yükleme süresine göre değişimleri sırasıyla Şekil 4.a-e'de verilmiştir. Buna göre 20 kPa gibi düşük gerilme durumunda, erken yükleme evrelerinde mikro boşluklarda artış gözlenmiş uzun süreli yüklemelerde ise mikro boşluklarda azalma gözlenmiştir (Şekil 4.a). Bu durum sırasıyla topraklanma ve topraklarda ayrışma olarak yorumlanmıştır. 400 kPa gibi yüksek gerilme durumunda yükleme süresindeki artışla mikro boşluklarda artış-azalma-artış şeklinde bir dalgalanma gözlenmektedir (Şekil 4.e). Bu durum sırasıyla topraklanma-ayrışma-topaklanma olarak yorumlanmıştır. Uygulanan diğer gerilme durumlarında sıralama farklı olabileceği gibi, yapılanma derecesi ve uygulanan konsolidasyon basıncına göre farklılık gösterebilir. Bu çalışmada öne sürülen hipotezdeki davranışın göstergeleri,

kümelerin farklı zaman ve gerilme düzeylerindeki gradasyonlarının değişimleri ve normalize edilmiş mikro boşluk oranı değişimleri izlenerek de incelenmiştir.



**Şekil 4.** Normalleştirilmiş Boşluk Oranlarının Yüklemeye Süresine Göre Değişimi  
a) 20 kPa, b) 50 kPa, c) 100 kPa, d) 200 kPa, e) 400 kPa

### 3.SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Düşük konsolidasyon basınçlarında, erken yüklemeye evrelerinde, topraklar arası boşluklarda yani  $e_m$ 'de azalma ve yeni toprakların oluştuğu görülmüştür. Yüksek konsolidasyon basınçlarında, erken yüklemeye evrelerinde, tersine bir sonuç elde edilmiştir. Aynı şekilde düşük ve yüksek konsolidasyon basınçlarındaki davranışlar neredeyse bir birinin tam tersidir. Benzer davranış mikro boşlukların değişiminin incelenmesinde de elde edilmiştir. Büyük mikro boşluk ( $e_m$ ) değerleri küme oluşumlarını, düşük değerleri ayrışmayı göstermektedir. Bütün konsolidasyon basıncı ve yüklemeye süreleri göz önüne alındığında

ayırışma ve topaklaşma süreci bir birini takip etmektedir. Bu çalışmada öne sürülen hipotez kapsamında mikromekanik konsolidasyon davranışı genel olarak açıklanmıştır.

Davranış incelik yüzdesi değerleri açısından takip edildiğinde, 20 ve 50 kPa gibi düşük konsolidasyon basınçlarında, erken yükleme evrelerinde, kümelerin oluştuğu görülürken, uzun süreli yükleme durumlarında ise davranış kümelerde ayırışmanın gözlenmesi şeklinde tam tersi yönde gerçekleşmektedir. Göreceli olarak yüksek, 100, 200 ve 400 kPa yüklemelerde ise davranış genelde düşük yüklemelerde gözlenenin tam tersidir.

Davranış  $e_m$  değerleri açısından incelendiğinde, 20 kPa konsolidasyon basıncında, erken yükleme evrelerinde,  $e_m$  değerlerinin arttığı, uzun süre yükleme durumlarında ise azaldığı gözlenmektedir. Bu durum sırası ile, kümelerin oluşması ve ayırışması anlamına gelmektedir. 50 kPa yükleme durumunda ise, ilk 15 dakikada  $e_m$  değerinin azaldığı, uzun süreli yükleme durumunda ise arttığı görülmektedir. Bu nedenle, 50 kPa yükleme sonunda mikro boşluk oranı, 20 kPa yükleme sonunda elde edilenden daha büyüktür. 100 ve 200 kPa yükleme durumlarında ise  $e_m$  değerleri erken yükleme evrelerinde azalır, zamanla artış ve daha sonra azalma göstermektedir ki bu davranış 400 kPa durumunun tam tersidir.

Beklendiği gibi, incelik yüzdesi değişimindeki genel eğilimin,  $e_m$ 'deki değişimin tam tersi yönde oluşmuştur. Çünkü, incelik yüzdesinin küçük değerleri iri taneli gradasyonu işaret etmektedir. İncelik yüzdesinin küçük değerleri ile  $e_m$ 'nin büyük değerleri, aynı anlama gelmekte ve büyük kümeleri göstermektedir. Bu sonuç, öne sürülen hipotezi desteklemek açısından çok değerlidir. Zira, incelik yüzdesi sadece sayısallaştırılmış mikrogramlardan elde edilmişken,  $e_m$  ödometre ölçümleri ve mikrogramların birlikte kullanılması ile elde edilmiştir. Bu nedenle, makro davranış ve mikro ölçümler arasında bir bağlantı kurulabilir.

## KAYNAKLAR

- Adamcewicz, A.S., Muhunthan, B. and Masad, E. (1997), "Soil fabric changes during consolidation". *Geotechnical Testing Journal* 20(3): 347-356
- Alonso, E.E. and Navarro, V. (2005), "Microstructural model for delayed deformation of clay: loading history effect". *Canadian Geotechnical Journal*. 42(2): 381-392
- Mitchell, R.J. and Soga, K. (2005), "Fundamentals of soil behavior 3<sup>rd</sup> Edition", John Wiley
- Rasband, W.S., (1997-2009), "ImageJ". US National Institutes of Health, Bethesda, Maryland, USA
- Šukjle, L. (1957), "The analysis of the consolidation process by the isotache method". *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. San Francisco, Vol.1, 567-570
- Yigit, İ. ve Çinicioğlu, S.F. (2010), "Konsolidasyon sürecinde mikro-dokuda zamana ve yüke bağlı değişim". *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 13.Ulusal Kongresi*, İstanbul, 1.Cilt, 463-470
- Yigit, I. and Cinicioglu, S.F. (2011), "Interpretation of Micromechanical Behavior of Reconstituted Kaolin Soils under 1-D Consolidation". *5<sup>th</sup> International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Seoul, Korea, pp 471-477
- Yüksel, B. (2007), "Konsolidasyon Sürecinde Kil Yapısındaki Değişimin Araştırılması" Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü



# KUM ZEMİNLERDE SÜKUNETTEKİ TOPRAK BASINCI KATSAYISININ DENEYSEL OLARAK BELİRLENMESİ

## EXPERIMENTAL STUDIES OF $K_0$ ON SANDY SOILS

Baki BAĞRIAÇIK<sup>1</sup>

Mustafa LAMAN<sup>2</sup>

Ahmet DEMİR<sup>3</sup>

### ABSTRACT

In this study, the induced vertical and horizontal soil stress values of the circular foundations on sandy soils were investigated by model tests. For this purpose, the depth in the ground with additional vertical and horizontal stress values caused by circular foundations were investigated. Also, the effect of  $K_0$  which were found with the proportion of horizontal and vertical stresses was determined by dividing horizontal stress In addition that, the test results were compared with the results of theoretical methods. In the tests, pressure transducers have been used in order to measure stress values.

**Key Words:** Vertical and Horizontal Stresses, Sandy Soil, Pressure Transducer, Circular Foundation

### ÖZET

Bu çalışmada, kumlu zeminler üzerine oturan dairesel temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave yatay ve düşey gerilme davranışları laboratuvar model deneyleri yapılarak araştırılmıştır. Bu amaçla zemin içerisinde belirlenen derinlikteki dairesel temele artan yüklerden dolayı meydana gelen ilave düşey ve yatay gerilme değerleri ölçülüp, yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan  $K_0$  değerleri incelenmiş ve yükün artmasına bağlı olarak zeminin sıkılığının artması ile  $K_0$ 'ın değişimi incelenmiştir. Deneylerde gerilme değerlerini ölçmek için basınç transducerleri kullanılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Düşey ve Yatay Gerilmeler, Kum Zemin, Basınç Algılayıcı, Dairesel Temel

## 1. GİRİŞ

Zemin özellikleri çevre koşullarına, jeolojik tarihe ve zamana bağlı olarak büyük değişiklikler gösteren malzemeler olduğu için, zeminlerin mühendislik özelliklerini tanımlayan genel analitik modellerin ve sabit malzeme katsayılarının belirlenmesi mümkün olamamaktadır. Bu nedenle, zemin özelliklerinin her proje sahası için deneysel olarak

<sup>1</sup> Arş.Gör. Baki BAĞRIAÇIK., Çukurova Üniversitesi, [bbagriacik@cu.edu.tr](mailto:bbagriacik@cu.edu.tr)

<sup>2</sup> Prof. Dr.Mustafa LAMAN, Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, [mustafalaman@osmaniye.edu.tr](mailto:mustafalaman@osmaniye.edu.tr)

<sup>3</sup>Yrd. Doç. Dr. Ahmet DEMİR., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, [ahmetdemir@cu.edu.tr](mailto:ahmetdemir@cu.edu.tr)

belirlenmesi ve bu yapılırken de arazide geçerli olacak koşulların dikkatle göz önüne alınması gereksinimi ortaya çıkmaktadır. Zeminlere gelen yüklerden dolayı zeminin derinliklerinde meydana gelen düşey ve yatay gerilme değerlerinin deneysel olarak ölçülmesi ve bu değerlerin değerlendirilmesi, zeminin durumu hakkında fikir edinmemizi sağlar.

## 2. LİTERATÜR ÇALIŞMASI

Zeminlerde oluşan düşey ve yatay gerilmelerin önemli olduğu için birçok deney düzeneği ve tekniği geliştirilmiştir.

Üniform dairesel yükten dolayı zemin içinde oluşan düşey gerilme Boussinesq (1885) tarafından aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$\Delta\sigma_z = q \left[ 1 - \frac{z^3}{(R^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad 2.1$$

(R: yarıçap, z:derinlik)

Terzaghi (1920) kum ve kil numunelerde düşey yüklerden dolayı oluşan yatay ve düşey gerilmeleri deney düzeneğiyle ölçmüştür. Yaptığı deneyler sonucunda, Donath (1891) tarafından yatay gerilmenin düşey gerilmeye oranı şeklinde tarif edilen sükunetteki yanal zemin basınç katsayısı,  $K_0$  değerlerini elde etmiştir. Kaba kum için bu değeri  $K_0=0.42$  olarak belirlemiştir. Kompaksiyonun  $K_0$  değerleri üzerindeki etkileri de ilk olarak Terzaghi tarafından araştırılmış ve kum zeminde  $K_0$  değerinin 0.6 ile 0.7 arasında değiştiği bildirilmiştir (Hanna ve Ghaly, 1992).

Kjellman (1936), üç eksenli deney aletine benzeyen bir alet geliştirerek kumlu zeminlerde meydana gelen gerilmeleri ölçmüş ve  $K_0$  katsayısının zeminin gerilme tarihçesine bağlı olduğunu belirtmiştir. Sonuç olarak  $K_0$  değerinin 0.5-1.5 arasında olduğunu belirlemiştir. Üniform dairesel yükten dolayı zemin içerisinde oluşan düşey gerilme Westergaard (1938) tarafından aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$\Delta\sigma_z = q \left\{ 1 - \frac{k}{[k^2 + (R/z)^2]^{1/2}} \right\} \quad 2.2$$

(R: yarıçap, k: geometriye bağlı bir katsayı, z: derinlik)

Bayliss (1948), yanal zemin basıncını ölçmek için bir alet geliştirerek, yapmış olduğu deneylerde kum ve orta plastisiteli organik kil için  $K_0=0.5$  değerini ölçmüştür (Sağlamer, 1972).

Hendron (1963) tarafından özel bir ödometre ile oluşturulan deney düzeneğinde, yanal basınçlar, ödometre ringine yapıştırılan strain gage'ler yardımıyla ölçülmüştür.

Hanna ve Ghaly (1992) kumlu zeminlerde yatay ve düşey gerilmeleri, basınç algılayıcıları kullanarak ölçmüşlerdir. Bu çalışmada, 1.0m x 1.0m x 1.25m ebatlarında metal bir kasa içerisine basınç algılayıcılar yerleştirilmiş ve farklı sıklıklarda kum numuneler hazırlanarak, oluşan yatay ve düşey gerilmeler ölçülmüştür. Ayrıca, deneysel olarak hesaplanan  $K_0$  değerleri Jaky (1948) tarafından verilen  $K_0=1-\sin \phi$  değerleri ile karşılaştırılarak, sıklığın artmasına bağlı olarak deneysel ve teorik  $K_0$  değerlerinin azaldığı, deneysel olarak ölçülen ilave gerilmelerin teorik değerlerden oldukça büyük olduğu görülmüştür.

Tekinsoy (1995) her türlü zemin için kullanılabilecek yeni bünye denklemleri bulmuş ve bu denklemin zeminlerin gerilme artımı problemlerinde kullanılabileceğini öne sürmüştür.

$$\sigma_z = q \left[ 1 - \frac{z^3}{(4K_0R^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad 2.3$$

( R: yarıçap, z: derinlik,  $K_0=1-\sin \phi$  )

Cho ve Vipulanandan (1998) kumlu zeminlerde gerilme dağılımını belirlemek amacıyla, basınç algılayıcıları kullanmış ve ölçümler gerçekleştirmişlerdir. Deneyde kullanılan kumun sıklık derecesi  $D_r=70\%$  olacak şekilde kasa içerisine yerleştirilip zemin üzerine rijit bir plaka ile de yük uygulanmıştır. Deneyler sonunda elde edilen düşey gerilme değerleri, Van Horn (1963) tarafından verilen teorik çözümle karşılaştırılmıştır. Sonuçta deneysel ölçümlerin teorik hesaplama uyum içinde olduğu görülmüştür.

Hanna ve Soliman-Saad (2001), kumlu zeminlerde yatay ve düşey gerilmeleri ölçmek için basınç algılayıcıları kullanmışlardır. Ayrıca kompaksiyonun gerilme değerlerine etkisini araştırmak amacıyla metal bir kasa içerisine, değişik sıklıklarda yerleştirilen kum numunelerinde oluşan gerilmeleri ölçmüşlerdir. Kompaksiyon süresince kum numunelerinin birim hacim ağırlığında oluşacak değişimleri tespit edebilmek amacıyla, her tabakanın içine yoğunluk kapları yerleştirilmiş ve her deney sonunda çıkarılarak birim hacim ağırlıklar elde edilmiştir. Her deney sonunda kayma mukavemet açıları da hesaplanmıştır. Ölçülen yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan  $K_0$  değerleri,  $K_0=1-\sin \phi$  formülü ile karşılaştırılmıştır. Sonuçta, sıklık arttıkça,  $1-\sin \phi$  formülü ile hesaplanan  $K_0$  değerlerinin azaldığını, yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan  $K_0$  değerlerinin ise arttığını belirlemişlerdir.

Laman ve Keskin (2004), kumlu zeminler üzerine oturan kare temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme değerlerini, model deneyler yaparak incelemişlerdir. Deneyler, kare kesitli bir kasa içerisinde gerçekleştirilmiş ve gerilme değerlerini ölçmek için 1 adet basınç algılayıcı kullanılmıştır. Sıklığın ilave düşey gerilme değerlerine etkisinin araştırılması için deneyler iki farklı sıklıkta hazırlanan kum zeminler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Ayrıca deney düzeneği, sonlu elemanlar yöntemi ile modellenip PLAXIS paket programı yardımıyla analiz edilmiştir. Sonuçta, derinlik arttıkça gerilme değerlerinin azaldığı, deney sonuçlarının üç farklı derinlikte de Boussinesq çözümlerine oldukça yakın olduğu görülmüştür.

Laman ve ark. (2004), kumlu zeminlere oturan dairesel temellerden dolayı zemin içerisinde oluşan düşey ve yatay gerilme değerlerini model deneyler yaparak incelenmişlerdir. Deneylerde gerilme değerlerini bulmak için 1 adet basınç algılayıcı kullanılmıştır. Çalışmada iki farklı sıklıkta kum numuneler hazırlanmış ve iki farklı çapta dairesel temel kullanılmıştır. Ayrıca model deney düzeneği, sonlu elemanlar yöntemi ile modellenerek, PLAXIS paket programı ile analiz edilmiştir. Elde edilen sonuçlar, mevcut teorik yöntemler ve deneysel bulgularla karşılaştırılmıştır. Bu sonuçlardan, taban alanından z derinliğinde bulunan yatay düzlemlerdeki gerilme dağılışının aynı karakteristik şekli gösterdiği, ölçüm derinliğinin artmasıyla temel plakası merkezinin altındaki basıncın da azaldığı ve kum numunenin herhangi bir noktasındaki gerilme değerinin uygulanan yük ile orantılı olarak arttığı görülmüştür. Ayrıca kum numunelerin sıklık oranının artırılmasıyla, aynı yükler altında daha büyük gerilme değerlerinin oluştuğu gözlenmiştir.

Keskin ve ark. (2008), kumlu zeminlere oturan üniform yüklü kare temellerin merkezi altında oluşan ilave düşey gerilme değerlerini deneysel ve sayısal olarak araştırmışlardır. Elde edilen değerler Boussinesq yöntemi sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Deneyler, kare kesitli bir kasa içerisinde gerçekleştirilmiş ve düşey gerilme değerlerini bulmak için basınç algılayıcı kullanılmıştır. Sayısal çalışmada zemin, iki boyutlu eksenel simetrik ve üç boyutlu koşullarda sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak, lineer elastik ve non-lineer elasto-plastik malzeme olarak modellenmiş ve analizlerde kullanılan bu modellerin ilave düşey gerilme değerlerine etkisi araştırılmıştır. Çalışma sonunda deneysel, sayısal ve teorik sonuçlar arasında belli derinliklerde genel bir uyum gözlenmiştir.

Tekinsoy ve ark. (2009) yaptıkları araştırmalarda zemin yoğunluğunun kütle aktarımı sırasında önemli bir işlevi olduğunu öne sürmüşlerdir. Bunun sonucu olarak kompasite, C, ve gerilme arasında da önemli bir ilişki olduğunu varsaymışlardır. Daha önce Tekinsoy (1995) tarafından tanımlanan denklemi aşağıdaki gibi geliştirmişlerdir.

$$\sigma_z = \frac{\gamma_k}{\gamma_s} q \left\{ 1 - \frac{z^3}{(4K_o R^2 + z^2)^{3/2}} \right\} \quad 2.4$$

(  $\gamma_s$ : Zeminin dane birim hacim ağırlığı,  $\gamma_k$ : Zeminin kuru birim hacim ağırlığı, R: yarıçap, z: derinlik,  $K_o=1-\sin \phi$  )

Bağrıaçık ve Laman (2010), kumlu zeminler üzerine oturan farklı geometrilerdeki yüzeysel temellerden dolayı, zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme davranışlarını laboratuvar model deneyleri yaparak araştırmış ve şekil etkisini incelemişlerdir. Sonuçta, farklı geometrilerdeki temellerde şekil etkisinin önemli mertebelerde olduğu görülmüştür.

Bağrıaçık ve Laman (2011), kumlu zeminler üzerine oturan farklı boyutlardaki dairesel temellerden dolayı, zemin içerisinde oluşan ilave düşey gerilme davranışlarını laboratuvar model deneyleri yaparak araştırmış ve boyut etkisini incelemişlerdir. Sonuç olarak, kumlu zeminlerde boyut etkisinin önemli mertebelerde olmadığını belirtmişlerdir.

Bağrıaçık ve Laman (2011), donatısız ve donatılı kumlu zeminlere oturan dairesel temeller altında gerilmelerin değişimini incelemiş ve sonuçta geogrid donatılı kumlu zeminler üzerine oturan yüzeysel temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey gerilmelerin, donatısız duruma göre, % 27 mertebelerinde fazladan azaldığını görmüşlerdir.

## 2. MATERYAL VE METOD

### 2.1. Materyal

#### 2.1.1. Deney Kumu

Çalışmalarda, Çukurova Bölgesindeki Çakıt nehir yatağından çıkarılan kum numuneler kullanılmıştır (Şekil 1). Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuvarında deney kumunun endeks ve kayma mukavemeti özelliklerinin belirlenmesi amacıyla deneyler yapılmıştır (Bağrıaçık, 2010).



Şekil 1. Deney Kumu (Bağrıaçık, 2010)

Dane çapı dağılım eğrisinden deney kumunun, zemin sınıfı, TS 1500'e göre SP olarak elde edilmiştir. Elek analizi deney sonuçları Tablo 1'de verilmiştir.

**Tablo 1. Zemin Özellikleri**

Granülometri Parametreleri	Birim	Değer
Orta Kum Yüzdesi	%	46.40
İnce Kum Yüzdesi	%	53.60
Efektif Dane Çapı, $D_{10}$	mm	0.18
$D_{30}$	mm	0.30
$D_{60}$	mm	0.50
Üniformluk Katsayısı, Cu	-	2.78
Derecelenme Katsayısı, Cc	-	1.00
Zemin Sınıfı	-	SP

#### 2.1.2. Deney Kasası

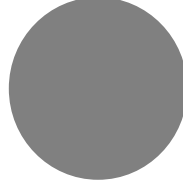
Kumlu zeminlerde gerilme ölçümü ile ilgili yapılan deneysel çalışmalar, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Zemin Mekaniği Laboratuvarında 500 mm genişliğinde ve 400 mm yüksekliğindeki kare kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 2). Deney kasası iskeleti çelik profillerden olup, ön ve arka yüzü 6 mm kalınlığında cam, yan yüzeyler ile alt taban ise, 20 mm kalınlığındaki ahşap malzemeden üretilmiştir (Bağrıaçık, 2010).



Şekil 2. Deney Kasası (Bağrıaçık, 2010)

### 2.1.3. Model Temeller

Deneysel çalışmada çapı 6 cm olan dairesel temel kullanılmıştır.



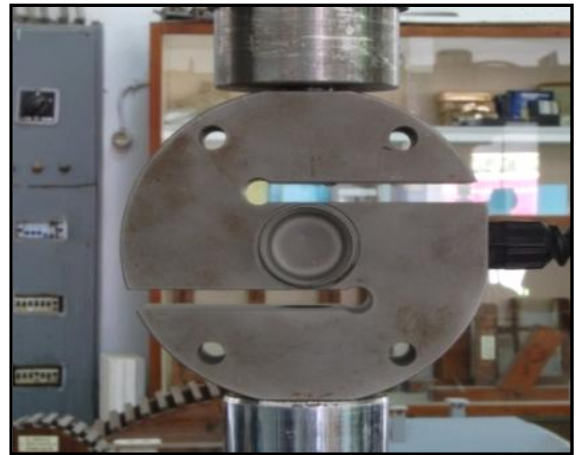
Şekil 3. B=6 cm'lik Dairesel Temel

### 2.1.4. Yükleme Sistemi ve Yük Hücresi

Farklı yükleme hızlarında çekme ve basınç uygulayabilen özel bir yükleme düzeneği geliştirilerek deneyler gerçekleştirilmiştir (Şekil 4). Deneylerde, temel plakalarına gelen yük değerlerini belirlemek amacıyla ESİT firması tarafından üretilen elektronik yük hücresi kullanılmıştır (Şekil 5).



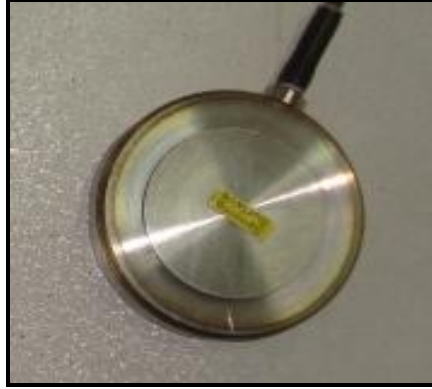
Şekil 4. Yükleme Sistemi (Bağrıaçık, 2010)



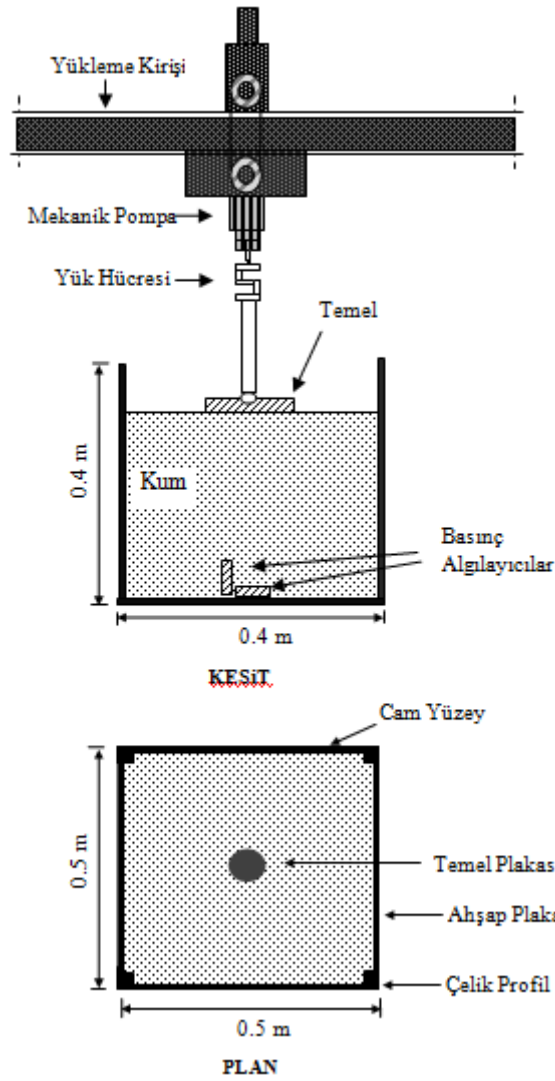
Şekil 5. Yük Hücresi (Bağrıaçık, 2010)

### 2.1.5. Basınç Algılayıcı

Zeminde meydana gelen düşey gerilmeleri ölçmek için 200 kPa kapasiteli Japon Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. firması tarafından imal edilen basınç algılayıcıları kullanılmıştır.



Şekil 6. Basınç Algılayıcı (Bağrıaık, 2010)

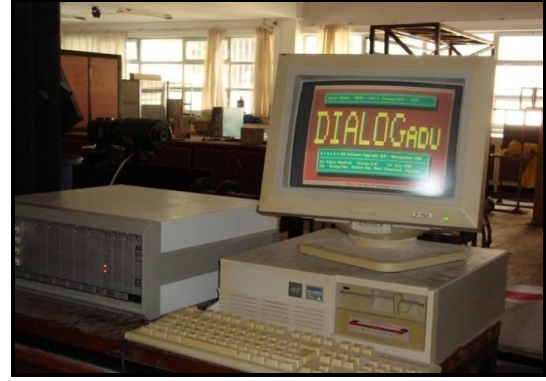
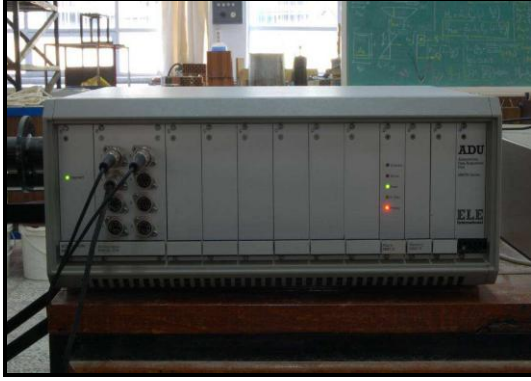


Şekil 7. Deney Düzenegi



### 2.1.6. Data Kaydetme Ünitesi (ADU)

Uygulanan düşey yükler, yük hücresi yardımıyla EL27-1495 seri numaralı ve 8 kanal girişli ADU (Autonomous Data Acquisition Unit) veri toplama ünitesine aktarılmıştır (Şekil 8). Uygulanan düşey yüklerden dolayı meydana gelen düşey gerilmeler ise, basınç algılayıcıları yardımıyla, Şekil 9'da görülen Japon Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd. firması tarafından imal edilen TML markalı TDS-301 modelindeki veri toplama ünitesinden elde edilmiştir.



Şekil 8. ADU Cihazı Programı



Şekil 9. TML Markalı Veri Toplama Ünitesi

### 2.2. Metod

Çalışmada, kumlu zeminler üzerine oturan yüzeysel temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey ve yatay gerilme değerleri laboratuvar model deneyleri yapılarak araştırılmıştır. Bu amaçla zemin içerisinde belirlenen derinlikteki dairesel temele artan yüklerden dolayı meydana gelen ilave düşey ve yatay gerilme değerleri ölçülüp, bu gerilmelerin oranlanmasıyla meydana gelen  $K_0$  değerleri incelenmiş ve yükün artmasına bağlı olarak zeminin sıkılığının artması ile  $K_0$ 'ın değişimi incelenmiştir. Deneyler aşağıda belirtilen hususlara dikkat edilerek gerçekleştirilmiştir.

- Basınç transducerleri deney kasesinin içerisine deney esnasında hareket etmeyecek şekilde sabitlenmiştir.

- Kum zemin, kasa içerisine tabakalar halinde ve birim hacim ağırlığı  $\gamma_k = 15.0 \text{ kN/m}^3$  olacak şekilde sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Bu amaçla, her tabaka için gerekli kum ağırlığı önceden hesaplanarak kontrollü bir şekilde sıkıştırma yapılmıştır.

- Sıkıştırma işlemi tamamlandıktan sonra zemin üst yüzeyinin düzgünlüğü su terazisi ile kontrol edilmiş ve temel plakası zemin yüzeyine yerleştirilmiştir.



- Uygulanan yükün, temel plakası merkezine düşey yönde ve uniform olacak şekilde etki ettirilmesine dikkat edilmiştir.

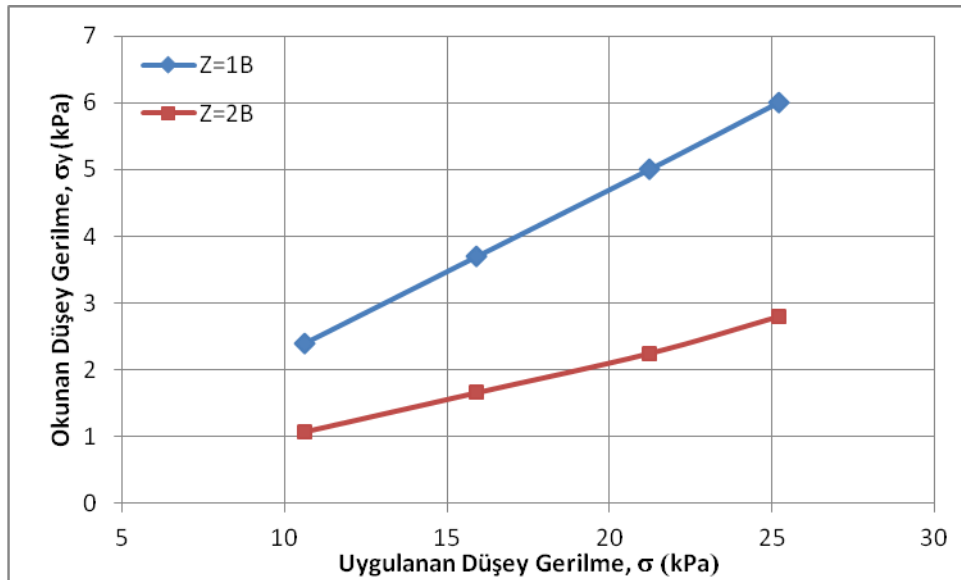
- Deney sırasında, kademeli olarak yüklemeye devam edilmiş ve yükleme hızı her kademede sabit tutulmuştur.

- Her yükleme kademesinde oluşan gerilmeler, TML markalı TDS-301 modelindeki taşınabilir datalogger'dan okunmuştur (Bağrıaçık, 2010).

### 3. BULGULAR

#### 3.1 Düşey Gerilme Analizi

Zemin birim hacim ağırlığı  $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$  olarak hazırlanan deney düzeneğinde, kasa içerisine düşey konumda yerleştirilmiş transducer yardımıyla  $Z=1.0B$  ve  $Z=2.0B$  derinlikte düşey gerilme ölçümleri alınarak, Şekil 10'da grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.

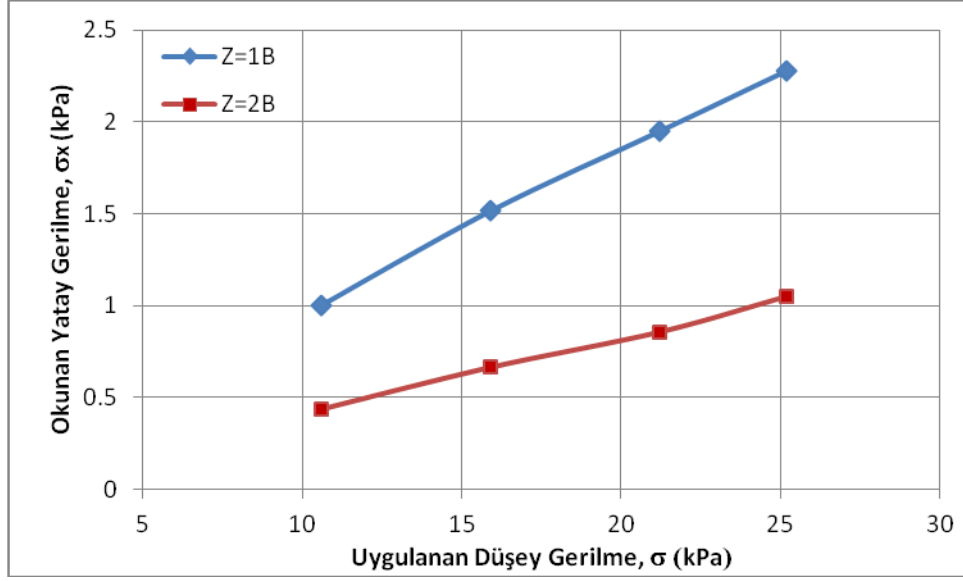


Şekil 10. Dairesel Temelde  $Z=1.0B$  ve  $Z=2.0B$  Derinliklerinde Düşey Gerilmelerin Karşılaştırılması

Şekilden temellerden etkileyen yükün artmasıyla kum zeminin sıkılığı da artmakta ve zeminde ölçülen gerilme değerlerinin de her iki derinlikte de lineere yakın olarak artış gösterdiği görülmektedir. Ayrıca aynı yük değerleri altında  $Z=2.0B$  derinliğe bu yükün daha az iletilmesinden dolayı  $Z=1.0B$ 'ye göre daha düşük gerilme değerleri elde edilmektedir.

#### 3.2 Yatay Gerilme Analizi

Zemin birim hacim ağırlığı  $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$  olarak hazırlanan deney düzeneğinde, kasa içerisine düşey konumda yerleştirilmiş transducer yardımıyla  $Z=1.0B$  ve  $Z=2.0B$  derinlikte yatay gerilme ölçümleri alınarak, Şekil 11'de grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.

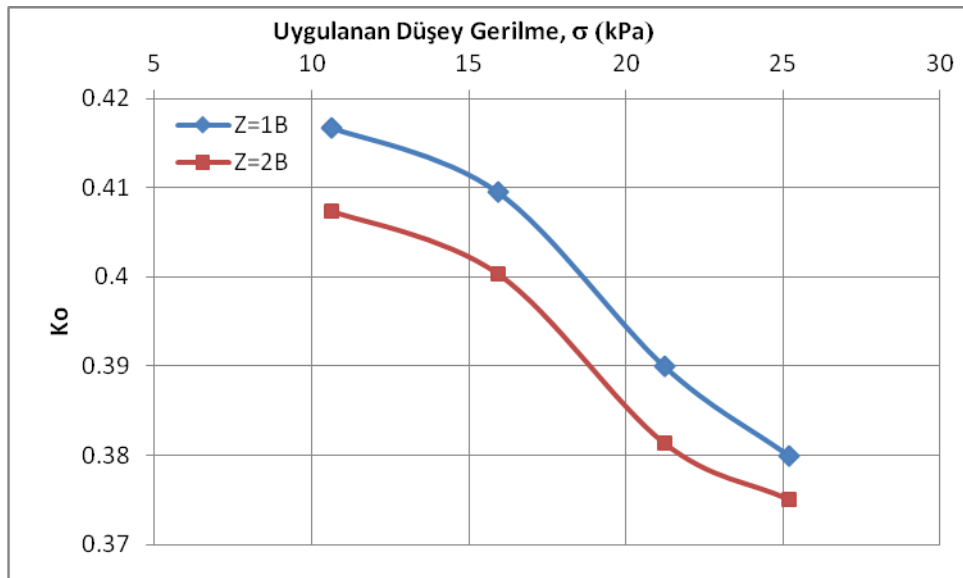


**Şekil 11.** Dairesel Temelde Z=1.0B ve Z=2.0B Derinliklerinde Yatay Gerilmelerin Karşılaştırılması

Şekilden temellerden etkiyen yükün artmasıyla kum zeminin sıkılığı da artmakta ve düşey gerilme artışına bağlı olarak zeminde ölçülen yatay gerilme değerlerinin de her iki derinlikte de lineere yakın olarak artış gösterdiği görülmektedir. Ayrıca aynı yük değerleri altında Z=2.0B derinliğe bu yükün daha az iletilmesinden dolayı Z=1.0B'ye göre daha düşük yatay gerilme değerleri elde edilmektedir.

### 3.3 Sukunetteki Toprak Basıncının Karşılaştırılması

Zemin içerisinde Z=1.0B ve Z=2.0B derinliklerinde, basınç transducerleri yardımıyla düşey ve yatay gerilme ölçümleri alınmış ve yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan  $K_0$  değerleri Şekil 12'de grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.



**Şekil 12.** Dairesel Temelde Z=1.0B ve Z=2.0B Derinliklerinde  $K_0$ 'ın Karşılaştırılması

Şekilden, her iki derinlik için yükün artmasına bağlı olarak sıklığın da artmasıyla,  $K_0$  değerlerinin düştüğü görülmektedir. Ayrıca  $K_0$  değerlerinin her iki derinlikte de farklı ve  $Z=2.0B$ 'de daha düşük değerler aldığı görülmektedir. Bu da zemin içerisinde derinliğe bağlı olarak belirlenen düşey ve yatay gerilme oranlarının sabit olarak kalmamasından kaynaklanmaktadır. Literatürdeki Jaky formülünde ( $K_0=1-\sin \phi$ ) sıklığın artmasıyla sinüs değerinin artacağı, buna bağlı olarak ta  $K_0$  değerlerinin düşeceği görülmektedir. Deney sonuçları ile Jaky formülü kıyaslandığı zaman, Jaky formülünün deney sonuçları ile uyumlu olduğu görülmektedir.

## SONUÇLAR

Zemin birim hacim ağırlığı  $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$  olarak hazırlanan deney düzeneğinde, kasa içerisine düşey ve yatay konumlarda yerleştirilen algılayıcılar yardımıyla  $Z=1.0B$  ve  $Z=2.0B$  derinlikte düşey ve yatay gerilme ölçümleri alınıp karşılaştırılarak sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

1. Temellerden etkileyen yükün artmasıyla kum zemin sıklığının arttığı ve zeminde ölçülen düşey ve yatay gerilme değerlerinin her iki derinlikte de lineere yakın artış gösterdiği görülmüştür.
2. Aynı yük değerleri altında derinlik arttıkça yükün etkisinin de düşey ve yatay doğrultuda azaldığı fakat, bu azalmaların düşey ve yatay yönlerde aynı oranda olmadığı görülmüştür.
3. Yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan  $K_0$  değerlerinin, derinlik arttıkça azaldığı belirlenmiştir.
4. Sıklık arttıkça her iki derinlikte oluşan  $K_0$  değerleri azalmıştır. Deney sonuçları ile Jaky formülü kıyaslandığında, Jaky formülünün deney sonuçları ile uyumlu olduğu görülmektedir.

## KAYNAKLAR

- BAĞRIAÇIK, B., 2010. Zeminlerdeki Gerilme Durumlarının Deneysel ve Teorik Olarak İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- BAĞRIAÇIK, B., ve LAMAN M., 2010. Yüzeysel Temel Geometrisinin Zeminlerde Oluşan Gerilmelere Etkisinin Araştırılması. Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, pp. 155-166, No 1-2, Cilt 25, Haziran-Aralık 2010.
- BAĞRIAÇIK, B., ve LAMAN M., 2011. Investigation of the Shape Effect at Different Geometries on Stress Distribution of Sandy Soils pp. 78, International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 19-21 May 2011, EPOKA University, Tirana, ALBANIA.
- BAĞRIAÇIK, B., ve LAMAN M., 2011. Donatısız ve Donatılı Kumlu Zeminlere Oturan Dairesel Temeller Altında Gerilmelerin Değişimi. Gazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, Gazi Üniversitesi, Ankara. (Kabul : 11/08/2011-Baskıda)
- BOUSSINESQ, J., 1885. Application des Potentiels a L'etude de L'equilibre et du Movement des Solids Elastiques. Gauthier-Villars, Paris.
- TERZAGHI, K., 1920. Old Earth Pressure Theories and New Test Results. Engrg. News-Rec., 85 (14), 632-637.

- DONATH, A.D., 1891. Untersuchungen Veber den Erddruck auf Stuetzwaende. Zeitschrift fuer Bauwesen, Berlin, Germany.
- HANNA, A., and GHALY, A., 1992. Effects of K<sub>0</sub> and Overconsolidation on Uplift Capacity. Journal of Geotechnical Engineering, 118 (9), 1449-1469.
- KJELLMAN, W., 1936. Report on an Apparatus for the Determination of the Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest. Proc. 1st Int. Conf. on Soil Mech. And Fnd. Engrg., Harvard Printing Office, Cambridge, Mass., 2, 16-20.
- WESTERGAARD, H.M., 1938. A Promlem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics, Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets, Contributions to the Mechanics of Solids, S. Timoshenko 60th Anniversary Volume, Newyork-Mac Millan.
- SAĞLAMER, A., 1972. Kohezyonsuz Zeminlerde Sükunetteki Toprak Basıncı Katsayısının Zemin Parametreleri Cinsinden İfadesi. Ph.D. Thesis in Civil Engineering, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- HENDRON, A.J., 1963. The Behaviour of Sand in One Dimensional Compression. Ph. D. Thesis, University of Illinios, USA.
- HANNA, A., and GHALY, A., 1992. Effects of K<sub>0</sub> and Overconsolidation on Uplift Capacity. Journal of Geotechnical Engineering, 118 (9), 1449-1469.
- JAKY, J., 1948. Pressure in Soils. Proc. 2nd Conf. On Soil Mech. And Found. Engrg., A. A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 1, 103-107
- TEKİNSOY, M. A., 1995 Zeminlerde yeni bünye denklemleri ve zemin özelliğine bağlı gerilme artımı problemi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dördüncü Ulusal Kongresi, Sayfa 133–151.
- CHO, S., and VIPULANANDAN, C., 1998. Verification of Stress Distribution in a Soil Box. CIGMAT-Department of Civil and Enviromental Engineering University of Houston, Texas, 77204-4003.
- VAN HORN, A.D., 1963. A Study of Loads on Underground Structures. Part III, Iowa Engineering Experiment Station.
- HANNA, A.M., and SOLIMAN-SAAD, N., 2001. Effect of Compaction Duration on the Induced Stress Levels in a Laboratory Prepared Sand Bed. Geotechnical Testing Journal, 24 (4), 430-438.
- LAMAN, M. ve KESKİN, M.S., 2004. Kumlu Zeminlerde Oturan Kare Temeller Altında Düşey Gerilme Analizi. Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı 431-2004/3, 53-57.
- LAMAN ve ARK., 2004. Farklı Sıklıktaki Kumlu Zeminlere Oturan Dairesel Temeller Altında Gerilme Analizi, Türkiye İnşaat Mühendisliği 17. Teknik Kongre ve Sergisi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- KESKİN ve ARK., 2008. Kuma Oturan Kare Temeller Altında Oluşan Düşey Gerilmelerin Deneysel Tespiti ve Sayısal Analizi İMO Teknik Dergi, pp. 4521-4538, No 299.
- TEKİNSOY, M.A., TAŞKIRAN, T., KAYADELEN C., BARAN, T., 2009. An Approximaton to the Stress Distribution Analaysis For Anisotropic Clayey Soil. Scientific Research and Essay Vol.4 (2), pp. 078-087, February 2009.

# ORGANİK ZEMİN İÇERİSİNDEKİ KUM ORANININ KOMPAKSİYON PARAMERELERİ ÜZERİNE ETKİSİNİN İNCELENMESİ

## AN INVESTIGATION OF EFFECTS OF SAND CONTENT ON COMPACTION PROPERTIES OF ORGANIC SOIL

Hanifi ÇANAKÇI<sup>1</sup>

Fatih ÇELİK<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In this study, effect of different sand content on compaction properties of organic soil was investigated. Organic soil used in the study was taken from Sakarya region, Turkey. Compaction test was carried out with standard 2.5 kg hammer. Five different sand content was used that are 10%, 20%, 30%, 40% and 50%. Test results showed that sand content has an important effect on both dry density and optimum moisture content. When the sand content increased in the organic soil optimum moisture content reduced and the maximum dry density increased.

**Key Words:** Organic Soil, Sand Ratio, Compressibility of Organic Soil and Proctor Test

### ÖZET

Bu çalışmada farklı kum içeriklerinin organik zeminin sıkışma parametreleri üzerindeki etkisi incelenmiştir. Deneylerde kullanılan organik toprak Türkiye de bulunan Sakarya bölgesinden temin edilmiştir. Sıkışma deneyleri standartlarda olduğu gibi 2.5 kg'lık tokmak kullanılarak yapılmıştır. %10, %20, %30, %40 ve %50 olmak üzere 5 farklı kum muhtevası kullanılmıştır. Deney sonuçları, kum içeriğinin organik zeminlerde sıkışma parametreleri olan kuru birim hacim ağırlığı ve optimum su muhtevası üzerinde önemli etkiye sahip olduğunu göstermiştir. Organik toprak içerisinde ki kum içeriği artışı, optimum su muhtevasını düşürürken, maksimum kuru birim hacim ağırlığı ise artırmıştır.

**Anahtar Kelime:** Organik Toprak, Kum Oranı, Organik Toprağın Sıkışması ve Proktor Deneyi.

## 1. GİRİŞ

Uygun iklim ve coğrafi koşullar altında sulak alanlarda, bitki kalıntılarının çürümesi ve fosilleşmesiyle oluşan zeminlere organik zemin denir. Bu tür zeminler genellikle ince tabakalar halinde ve sınırlı alanlarda bulunur. Yerkürenin kara yüzölçümün yaklaşık 8 %'i

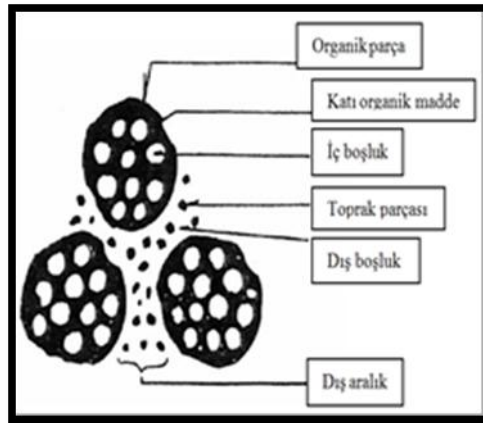
<sup>1</sup> Doç.Dr..., Gaziantep Üniversitesi, canakci@gantep.edu.tr

<sup>2</sup> Arş.Gör..., Gaziantep Üniversitesi, fcelik@gantep.edu.tr

bu tür zeminlerden oluşan turba alanlarla kaplıdır (Mesri vd., 2007). Geoteknik açıdan bilinen en problemlı zemin türlerinden biridir. Çünkü bu tür zeminler, düşük taşıma kapasitesi ve çok yüksek oturma potansiyeline sahiptirler. Bu tür zeminlerin üzerinde bir yapı inşa edilmek istendiğinde zeminin mutlak surette iyileştirilmesi gerekmektedir.

Organik zeminlerde hacimin büyük bir bölümünü iç boşluklar almaktadır. Bu boşluklar Şekil 1'de görüldüğü üzere daha çok fiberli organik zeminlerde fiberlerin içerisinde bulunur. Bu sebepten organik zeminler yüksek oranlarda su tutar ve yüksek sıkışma eğilimi gösterirler. Tutulan suyun büyük bölümü fiberlerin içerisinde bulunmaktadır. Bunun dışında suyun bir kısmında organik zemini oluşturan parçaların arasındaki boşluklarda tutulmaktadır. Yüksek orandaki sıkışma özelliğinden dolayı bu zeminler üzerine yapılan yapılar büyük konsolidasyon oturmalarına özellikle ikincil konsolidasyon oturmalarına maruz kalırlar. Bu tür zeminlerin taşıma kapasitelerini artırmak ve oturma miktarlarını azaltmak için çeşitli zemin iyileştirme yöntemleri kullanılmaktadır.

Wojtasik A. vd. (2003) Polonya da bir A2 otoyol inşaatı sırasında zeminin bir bölümünde organik ve yumuşak bir zeminle karşılaşmışlar ve bu zemini iyileştirebilmek için farklı bölgelerde 3 farklı zemin iyileştirme tekniği uygulamışlardır. Kullandıkları iyileştirme teknikleri; derin zemin değiştirme, organik toprak olan kısmı kazıklarla geçme ve derin zemin karıştırma teknikleridir. Yaptıkları uygulamalar neticesinde zemini üst yapıdan gelebilecek yükleri taşıyabilecek şekilde iyileştirmişlerdir. Kazemian vd. (2009) organik bir zemin üzerine yapılacak olan toprak bentlerin, yükünden kaynaklanan taşıma kapasitesi problemlerini çözebilmek için yaptıkları çalışmada, organik toprak içerisine farklı çaplarda çimento kolonlar yerleştirmişler ve çimento kolonların organik toprağın taşıma kapasitesini artırdığını, konsolidasyon oturmalarını ise azalttığını deneysel verilerle ortaya koymuşlardır. Benzer bir çalışmada da, Çelik ve Çanakçı (2011) düşük kesme dayanımına sahip olan organik zeminlerin, organik toprak içerisine kum kolonlar koyarak kesme kutusu deneyleriyle kesme dayanımlarını incelemişler ve kum kolon çapının artmasıyla içsel sürtünme açısının arttığını, kohezyonun ise azaldığını deneysel bulgularla ortaya koymuşlardır.



Şekil 1. Organik Zeminin Şematik Görünümü

Bu çalışmada, organik zeminin içine belirli oranlarda kum katarak zeminin kompaksiyon parametreleri olan kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevsındaki değişim incelenmiştir. Bu kapsamda organik zemin içerisine ağırlıkça %10 dan %50 ye kadar dere kumu katılarak standart kompaksiyon deneyleri yapıp adı geçen parametrelerdeki değişim sunulmuştur.

## 2. MATERYAL VE METOD

Deneyde kullanılan organik toprak, Sakarya bölgesinde bulunan torf ocaklarından sağlanmıştır. Kullanılan organik toprakla ilgili bazı fiziksel ve kimyasal özellikler Tablo 2.1 de verilmiştir. Deneylerde 100 nolu elek üstünde kalan ve fiber olarak adlandırılan organik zemin numuneleri kullanılmıştır (ASTM D1997-91). Kullanılan organik zemin, Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemine göre organik zemin (Pt) sınıfına girmektedir. Organik zeminin kül içeriği ASTM D-2974'e göre 440 °C de 4 saat yüksek dereceli fırınlarda yakılarak belirlenmiştir. Deney sonucu kül içeriği %40 olarak belirlenmiştir. Kül üzerinde yapılan elek analizinde kullanılan organik zemin içerisinde ağırlıkça %15 silt-kil ve %25 oranında kum bulunduğu belirlenmiştir. Deneyde kullanılan organik zemin ASTM D 1997 ye göre fibric ve ASTM D 2974 e göre ise yüksek kül oranına sahip organik zemin olarak sınıflandırılmaktadır. ASTM'ye göre organik zemin sınıflama sistemi Tablo 2.2 de verilmiştir.

**Tablo 2.1** Deneyde Kullanılan Organik Toprağın Bazı Fiziksel ve Kimyasal Özellikleri

Organik Toprak Özellikleri	Değerler
Organik İçerik (%)	50-70
PH	4,5-6,5
Organik Karbon(%)	20-30
Su Tutma Kapasitesi, (Hacimsel, %)	85-95
Doğal Su Muhtevası (%)	256
Likit Limit (%)	125
Plastik Limit (%)	-
Özgül Yoğunluk (g/cm <sup>3</sup> )	1.97

Deneylerde Kahramanmaraş bölgesinden getirilen Narlı kumu kullanılmıştır. Kurutulan kum 2.0 mm ve 1.0 mm elekten elenerek 2.0 mm elekten geçen ve 1.0 mm elek üzerinde kalan taneler ayrılarak organik zemin içerisine katılmıştır. Üniform tane çapı seçilerek, kumun dane dağılımının kompaksiyon parametrelerine olan etkisi sınırlandırılarak, sadece ağırlıkça kum oranının etkisinin incelenmesi sağlanmıştır.

Tüm deneyler ASTM D 698'e göre standart proktor deney seti kullanılarak yapılmıştır. 100 nolu elekten elenen kuru organik zemin numunesine, yukarıda bahsedildiği gibi 2.0 mm elekten geçen ve 1.0 mm elek üzerinde kalan kumu ağırlıkça %10, %20, %30, %40 ve % 50 oranlarda organik zemin içerisine eklenerek karışımlar elde edilmiştir. Her karışım beş farklı su muhtevasında ayrı ayrı sıkıştırılarak karışımın su muhtevası -kuru birim hacim ağırlık ilişkisi grafiği çizilerek maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevaları belirlenmiştir. Su muhtevası hesaplamaları ASTM D 2216'ya göre yapılmıştır.

**Tablo 2.2** ASTM'ye Göre Organik Zeminlerin Sınıflandırılması.

	ASTM'ye Göre Turba Zemin Sınıflandırması	Bu Çalışmada Kullanılan Organik Toprak
<b>Fiber (Lif) İçeriği (ASTM D 1997)</b>	<b>Fibric:</b> Fiber oranı > % 67	% 84.2 (Fibric)
	<b>Hemic:</b> %33 < fiber oranı < % 67	
	<b>Sapric:</b> fiber oranı < % 33	
<b>Kül içeriği (ASTM D 2974)</b>	<b>Düşük Kül :</b> Kül oranı < % 5	% 40 (Yüksek Kül)
	<b>Orta Kül :</b> % 5 < Kül oranı < % 15	
	<b>Yüksek Kül :</b> Kül oranı > % 15	
<b>Asidite (ASTM D 2976)</b>	<b>Çok yüksek asidik :</b> pH < 4.5	4.5-6.5 (Normal Asidik)
	<b>Normal Asidik :</b> 4.5 < pH < 5.5	
	<b>Düşük Asidik :</b> 5.5 < pH < 7	
	<b>Bazal Seviyede Asidik :</b> pH > 7	
<b>Ayrışma Derecesi (Von Post,1922)</b>	<b>H<sub>1</sub> ile H<sub>10</sub> arası</b>	H <sub>1</sub> -H <sub>4</sub> Fiber oranı >%60 (Hartlen and Wolski, 1996).

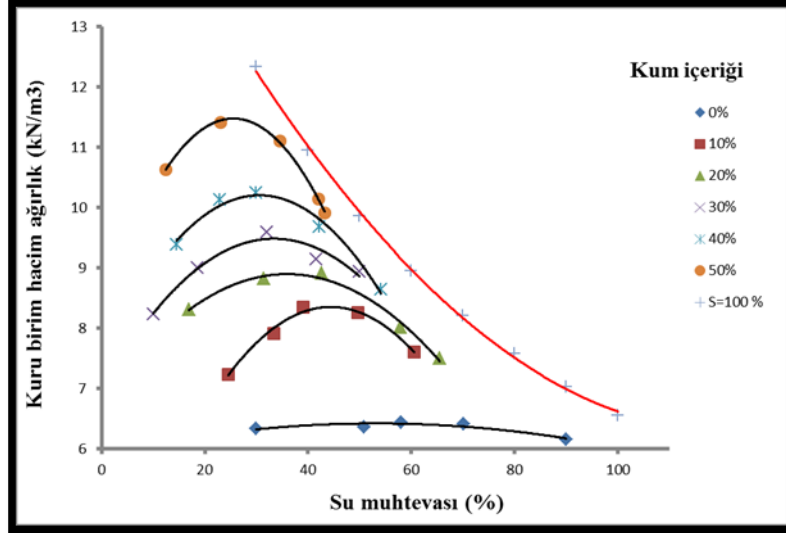
### 3. DENEY SONUÇLARI

Şekil 3'te organik toprağa ağırlıkça farklı oranlarda eklenmiş kum oranının su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlığa etkisi görülmektedir. Bütün kum oranlarında kuru birim hacim ağırlık optimum su muhtevası ilişkisi Tip A eğrisi (Normal eğri) şeklinde oluşmaktadır (Das B.M,2008). Tüm kum oranları için kuru birim hacim ağırlık-optimum su muhtevası eğrilerinin %100 doygunluk eğrinsin sol tarafında kaldığı bu da deney sonuçlarında bir sorun olmadığını göstermektedir. Şekilden de görüldüğü üzere kum miktarı arttıkça organik zeminin optimum su muhtevası (OSM) azalmakta ve kuru birim hacim ağırlığı (KBHA) artmaktadır. Tabii organik zeminin optimum su muhtevası % 58 ve kuru birim hacim ağırlığı 6.44 kN/m<sup>3</sup> olarak belirlenmiştir. %10 kum ilavesi organik zeminin OSM'nı % 24.1 azaltırken, KBHA'ğını % 30.4 artırmaktadır. Bu orandan sonra eklenen her yüzde onluk kum oranı ilk yüzde onluk ilaveye göre daha az bir etki göstermektedir. Şekil 4.a da açıkça görüldüğü üzere, organik toprakta ki %10'luk kum artışlarına bağlı olarak optimum su muhtevası değerleri sırasıyla; %58, %44, %38, %32, %30 ve % 26 olarak belirlenmiştir. Şekil 4.b'den de anlaşılacağı üzere, %10'luk kum içeriği artış oranlarına bağlı olarak KBHA değerleri; 6.44 kN/m<sup>3</sup>, 8.4 kN/m<sup>3</sup>, 8.9 kN/m<sup>3</sup>, 9.4 kN/m<sup>3</sup>, 10.2 kN/m<sup>3</sup> ve 11.5 kN/m<sup>3</sup> olarak hesaplanmıştır. Bu değerler göstermiştir ki; organik zeminde toplam %50'lik kum içeriği değişimi, OSM'nı %55.2 azaltırken, KBHA'nı % 79.2 artırmıştır. Organik zeminlerdeki kum içeriğinin değişiminin, bu tür zeminlerin sıkışma parametreleri üzerinde ne kadar önemli bir role sahip olduğu deney sonuçlarından açıkça görülmektedir.

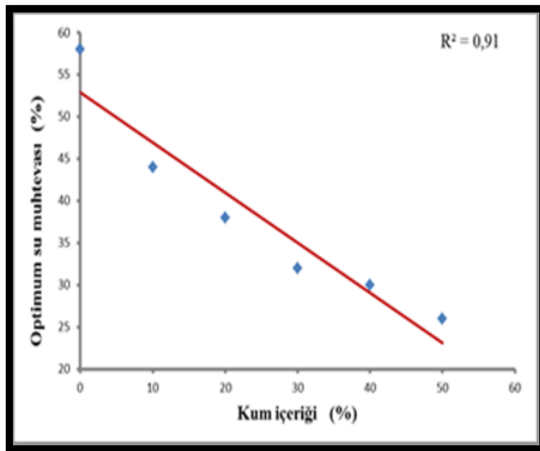
Şekil 4.a.'da görüldüğü üzere, organik zemin içerisindeki kum oranıyla optimum su muhtevası arasında güçlü negatif doğrusal bir ilişki olduğu görülmektedir. Yukarıda da bahsedildiği üzere, organik zemin içerisinde ki dış boşlukların kum taneleriyle dolması sebebiyle su muhtevasında azalma görülmektedir. Çünkü dış boşlukların su tutma kapasitesi çok düşük bir malzemeyle dolması, karışımın bünyesinde tutabileceği su oranını azaltmaktadır. Şekil 4.b.'den görüleceği üzere, kuru birim hacim ağırlıkla kum oranı



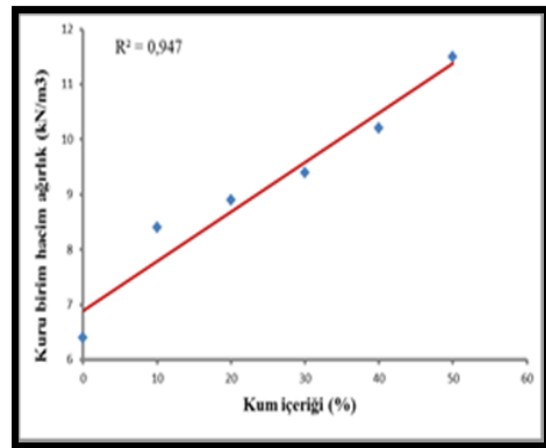
arasında güçlü pozitif doğrusal bir ilişki vardır. Yukarıda da bahsettiğimiz gibi bu artışın ana sebebi, kumun özgül yoğunluğunun organik zeminin özgül yoğunluğundan fazla olması ve kumun su emme kapasitesinin organik zemine göre çok daha düşük olması olarak açıklanabilir. Buradan anlaşılacağı üzere, organik zeminin sıkışma davranışı, kum oranı arttıkça kumun sıkışma davranışına doğru yaklaşmaktadır.



Şekil 3. Organik Toprakta Kumun Su Muhtevası ve Kuru Birim Hacim Ağırlığa Etkisi



a.



b.

Şekil 4. a.) Kum İçeriği-Optimum Su Muhtevası İlişkisi b.) Kum İçeriği-Kuru Birim Hacim Ağırlık İlişkisi

Şekil 4.a-b'den anlaşıldığı üzere parametreler arasında güçlü doğrusal bir ilişki olduğu açıkça görülmektedir. Dolayısıyla bu tür zeminlerde yüzde olarak kum içeriği biliniyorsa kompaksiyon parametreleri, doğru denklemlerinden çıkan ampirik formüllerle hesaplanabilir. Şekil 4.a-b'deki doğrusal eğrilerin denklemleri sırasıyla denklem 3.1 ve 3.2 de verilmiştir.

$$\text{OSM} (\%) = [ - 0.59 \times \text{KM} (\%) ] + 52.86 \quad (3.1)$$

$$\text{KBHA} (\%) = [ 0.0897 \times \text{KM} (\%) ] + 6.8905 \quad (3.2)$$

Burada,

OSM (%) = Yüzde olarak optimum su muhtevası,  
KM (%) = Yüzde olarak kum muhtevası,  
KBHA (%) = Maksimum kuru birim hacim ağırlık'tır.

#### 4. SONUÇLAR

Bir fiberli organik zemin içerisinde kum oranı değişiminin bu tür zeminlerde kompaksiyon parametreleri üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu gözlemlenmiştir. Organik zemin içerisindeki kum oranı artışı, optimum su muhtevasında negatif doğrusal bir azalmaya sebep olurken, kuru birim hacim ağırlıkta ise pozitif doğrusal bir artışa sebep olmaktadır. Ayrıca bu doğrusal ilişkilerden kaynaklanan doğru denklemleri verilmiş ve bu doğru denklemleriyle OSM ve KBHA değerlerinin hesaplanabileceği gösterilmiştir. Fiberli organik zeminlerle ilgili çalışmalar devam etmekle birlikte, ayrıca organik zemine eklenen kum oranının bu sıkışma değerlerinde kesme dayanımı ve konsolidasyon değerlerine etkisinde çalışılmaktadır.

#### KAYNAKLAR

- American Society for Testing and Materials (1994). Annual Book of ASTM Standard. Vol. 04.08 and 04.09.
- Çelik F, Çanakçı H,(2011).“ Shear Strength Properties of Organic Soil with Sand Column” International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 19-21 May 2011, EPOKA University, Tirana, ALBANIA, ISBN :978-9928-4044-7-3, page:27.
- Das B.M , (2008). “Fundamentals of Geotechnical Engineering Text Book.” Third edition copyright, 2008 by the Thomson Corporation.
- Hartlen, J. and Wolski, J. (1996). Embankments on Organic Soils. Developemnet in Geotechnical Engineering, Elsevier. 425.
- Kazemian, S., Asadi, A. and Huat, B.B.K. (2009) "Laboratory Study on Geotechnical Characterization of Tropical Organic Soils and Peat," International Journal of Geotechnics and Environment. January, issue 1.
- Mesri, G. & Ajlouni, M. (2007) “Engineering Properties of Fibrous Peats,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, U.S.A., Vol. 133, No. 7.
- Mesri, G., Stark, T. D., Ajlouni, M. A., and Chen, C. S. (1997) “Secondary compression of peat with or without surcharging,” Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering, 123 (5), 411–421.
- Properties of Compost Amended Expansive Clay," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, U.S.A., Vol. 133, No. 11.
- Von Post, L. (1922). Sveriges Geologiska Undersoknings Torvinventering Och Nagre av Dess Hittills Vunna Resultat, Sr. Mosskulturfor. Tidskr 1: 1-27.
- Wojtasik A., Lecki P., Troc M, (2003) . Geotechnical problems and soil improvement techniques related to building the A2 motorway in Poland.- 5th International Conference on Ground Improvement Techniques, Kuala Lumpur Malaysia
- Yulindasari (2006) "Compressibility Characteristics of Fibrous Peat Soil," Master of Engineering (Geotechnics) thesis, Universiti Teknologi Malaysia.

## ZEMİN MİNERALOGİSİ VE BOŞLUK SUYU KİMYASININ ZEMİNLERİN EMME BASINCINA ETKİSİ

### THE EFFECT OF SOIL MINERALOGY AND PORE WATER CHEMISTRY ON THE SUCTION BEHAVIOR OF SOILS

Hasan Fırat PULAT<sup>1</sup>

Yeliz YÜKSELEN AKSOY<sup>2</sup>

İsfendiyar EGELİ<sup>3</sup>

#### ABSTRACT

The studies in the literature reported that inorganic salt solutions have a strong impact on the engineering behavior of clays, especially on swelling clays. Soil suction is one of the important parameter describing the moisture condition of unsaturated soils and changes in suction behavior in the presence of saline waters should be known.

The aim of this study is to determine the rate of change in suction and swelling behavior of clayey soils exposed to salt solutions including natural seawater with respect to distilled water. The three clayey soil samples were gathered with different mineralogy and plasticity characteristics and tested for determining suction and swelling characteristics in the presence of salt solutions. The results show that the total suction values of the samples are similar to those containing distilled water. However, the bentonitic soil sample has the highest total suction in the presence of seawater. Kaolinitic and zeolitic soil samples have the highest total suction in the presence of NaCl solution. No relationship is found between the suction and swelling behavior of the tested soils.

**Keywords:** Pore Fluid Chemistry, Total Suction, Matric Suction, Swelling Index

#### ÖZET

Killi zeminlerin, özellikle şişme özelliği olan killi zeminlerin mühendislik davranışları üzerinde organik olmayan tuz çözeltilerinin etkisi hakkında yapılmış çalışmalar mevcuttur. Zemin emme basıncı doymun olmayan zeminlerin su içeriğini tanımlayan en önemli parametrelerden biridir ve emme basıncının tuzlu su ortamındaki davranışının bilinmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada killi zeminlerin doğal deniz suyunun da dahil olduğu tuz çözeltileri varlığında emme basıncı ve şişme davranışları saf sudaki durumla kıyaslanarak belirlenmeye çalışılmıştır. Farklı mineraloji ve plastisite özelliklerine sahip üç adet killi zemin numunesi biraraya getirilmiş ve bu numuneler üzerinde emme basıncı ve şişme deneyleri çeşitli tuz çözeltileri varlığında yapılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre tüm numunelerin toplam emme basınçları saf su varlığında birbirine yakın değerlerdedir. Fakat, deniz suyu varlığında, bentonit içeren numune en yüksek emme basıncına sahip

<sup>1</sup> Araştırma Görevlisi, Celal Bayar Üniversitesi, firat.pulat@bayar.edu.tr

<sup>2</sup> Yardımcı Doçent Doktor., Celal Bayar Üniversitesi, yeliz.aksoy@bayar.edu.tr

<sup>3</sup> Doçent Doktor., İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, isfendiyaregeli@iyte.edu.tr

olmaktadır. Kaolin ve zeolit içeren numuneler ise, en yüksek toplam gerilme değerine NaCl çözeltisi varlığında erişmektedir. Deneyde kullanılan numunelerden elde edilen sonuçlara göre emme basıncı ile şişme davranışı arasında herhangi bir ilişki bulunamamıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Boşluk Suyu Kimyası, Toplam Emme Basıncı, Matris Emme Basıncı, Şişme İndisi

## 1. GİRİŞ

Zeminlerin boşluklarında bulunan sıvının kimyası mühendislik davranışlarını etkileyen en önemli özelliklerden biridir. Özellikle yüksek şişme özelliğine sahip zeminler tuzlu çözeltiler varlığında çok büyük oturmalar gösterebilirler ya da geçirimli hale gelebilirler. Bu nedenle tuzlu çözeltilerin, hangi tür zeminlerin mühendislik davranışlarını ne yönde etkilediklerini ortaya koymak gerekmektedir.

Doymun olmayan (kısmi doymun) zeminlerin su içeriğini ve buna bağlı mühendislik davranışlarını en iyi tanımlayan parametrelerden biri emme (suction) basıncıdır. Zeminlerin emme basıncı boşluk suyundaki negatif gerilme olarak tanımlanır. Toplam emme basıncı, matris ve osmotik emme olarak iki farklı emme basıncının toplamı olarak ifade edilmektedir. Bu bileşenlerden matris emme basıncı, boşluk suyunun yüzey geriliminden oluşan kapilarite ile ilişkilendirilmektedir. Bu nedenle matris emme basıncı zeminlerdeki kapilariteye, yapısal dokuya ve yüzeysel adsorbif kuvvetlere bağlıdır. Osmotik emme basıncı ise boşluk suyundaki çözünmüş iyonların konsantrasyonuna bağlı olarak değişmektedir (Bulut, 2001). Bu nedenle iyon konsantrasyonu aynı kalmak koşuluyla osmotik emme basıncı su içeriğinden bağımsızdır. Osmotik emme basıncındaki değişimler zeminlerin mühendislik davranışlarını da etkilemektedir. Zeminlerdeki emme basıncının ölçülmesi için çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Bunlardan en yaygın olarak kullanılanlar tensiyometreler, ısı sensörler (thermocouple) ve filtre kağıdı metodudur (Pan vd., 2010).

Geoteknik mühendisliğinde emme basıncı ile ilgili ilk çalışmalar İngiltere’de karayolu araştırma laboratuvarlarında yapılmıştır (Krahn ve Fredlund, 1972). Emme potansiyeli ile zeminlerin şişme potansiyeli ve kayma dayanımı gibi birçok geoteknik mühendislik özelliği arasındaki ilişkileri ortaya koyan çalışmalar mevcuttur (Rao ve Shivananda, 2005; Fredlund ve Rahardjo, 1993; Çokça ve Tilgen, 2010).

Emme basıncı zeminin su tutma kapasitesini belirlemenin yanında, doymun olmayan zeminlerin mühendislik davranışını belirlemek açısından önemli bir parametredir. Bu nedenle zeminlerin emme basıncını etkileyen faktörler belirlenmelidir.

Bu çalışmada farklı mineralojideki zeminler ve bunların değişik oranlardaki karışımları kullanılarak zemin mineralojisinin emme basıncına etkisi ortaya konmuştur. Daha sonra boşluk suyu kimyasının emme basıncı üzerindeki etkisini belirlemek amacıyla zemin numuneleri saf su, doğal deniz suyu ve NaCl ve CaCl<sub>2</sub> çözeltilerinde ile hazırlanarak toplam ve matris emme basınçları ölçülmüştür. Killi zemin numunelerinin saf su, NaCl ve CaCl<sub>2</sub> çözeltileri varlığında modifiye serbest şişme indisleri (MSSİ) belirlenmiş ve emme basıncı ile şişme indisi arasındaki ilişki incelenmiştir.

## 2. MALZEME VE YÖNTEM

Bu çalışmada doğal bentonit, kaolin ve zeolit numuneleri kullanılmıştır. Killi zemin örneklerinin dane dağılımları ASTM D 422, likit limit ve plastik limitleri ASTM D 4318-10, özgül ağırlıkları ASTM D 854-10, kation değiştirme kapasiteleri ise Na metoduna (Chapman, 1965) göre belirlenmiştir. Kil numunelerinin mineralojik içerikleri Shimadzu XRD-6000 cihazı ile X-ray analizleri yapılarak bulunmuştur. Tablo 1’de kil numunelerinin fiziko-kimyasal özellikleri gösterilmektedir.

**Tablo 1.** Kil Numunelerinin Fiziko-Kimyasal Özellikleri

Property	Kaolin	Bentonit	Zeolit
Özgül ağırlık	2.69	2.63	2.31
Likit limit	33.9	421.4	60.3
Plastik limit	27.4	58.0	-
Kil yüzdesi (<0.002 mm)	%18.0	%88.0	%23.7
Kation değiştirme kapasitesi (meq/100g)	4.0	32.5	60.9
Mineraloji	Kaolin Kuvars Alunit	Montmorillonit Kristabolit Kuvars İllit	Klinofitolit Quartz

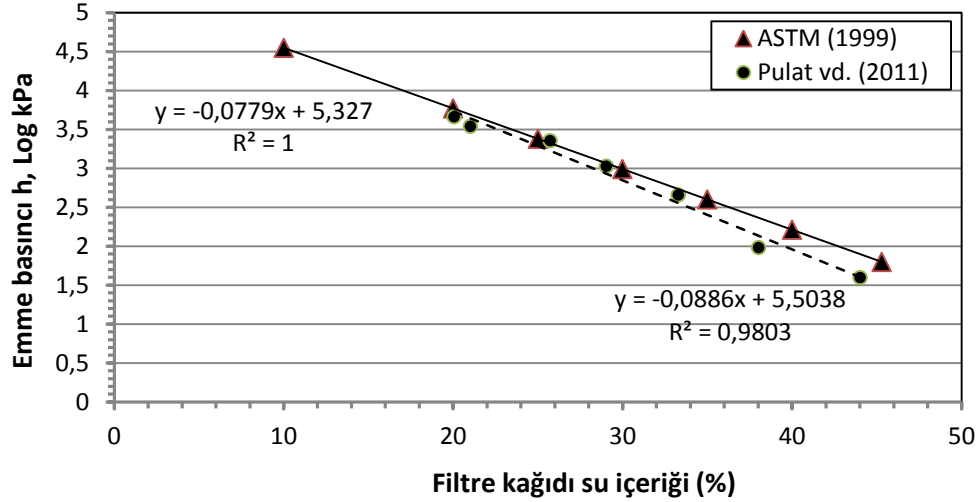
Boşluk suyu kimyasının etkisini belirleyebilmek için boşluk suyu yerine doğal deniz suyu, 0.5 M konsantrasyonlarında NaCl ve CaCl<sub>2</sub> çözeltileri kullanılmıştır. Deniz suyundaki bileşenler Dionex GP 50 IC aleti vasıtasıyla iyon kromatografi analizleri ile belirlenmiştir.

**Tablo 2.** Deniz Suyuna Ait İyon Kromatografi Analiz Sonuçları

	Ca	Na	K	Mg	Cl	Br <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Sr <sup>-</sup>
	(ppm)	(ppm)	(ppm)	(ppm)	(ppm)	(ppm)	(ppm)	(ppm)
Deniz suyu	486.6	12301.5	487.7	1481.4	23852.0	70.3	3115.2	15.5

Numuneler likit limitteki su içeriklerinde ve birim hacim ağırlıklarında (17-21 kN/m<sup>3</sup>) sıkıştırılarak özel pleksi cam borular içerisinde hazırlanmıştır. Hazırlanan numunelerin çapları 3.5 cm, boyu ise 5 cm civarındadır. Cam kavanozlara yerleştirilen numuneler inkubatörde 20°C sıcaklıkta 7 gün boyunca tutulmuştur.

Numunelerin toplam ve matris emme basınçları filtre kağıdı yöntemiyle ölçülmüştür. Filtre kağıdı ölçümleri için öncelikle Whatman No. 42 filtre kağıdı için kalibrasyon eğrisi elde edilmiştir. Bunun için zemin yerine belirli konsantrasyonlarda hazırlanan NaCl çözeltileri kullanılmıştır. Elde edilen kalibrasyon eğrisi Şekil 2.2’ de gösterilmektedir.



**Şekil 2.2** Whatman No.42 Filtre Kağıdına Ait Kalibrasyon Eğrisi

Zemin karışımları, her bir numuneden %50 oranında olacak şekilde bentonit-kum, zeolit-bentonit, zeolit-kum, bentonit-kaolin olarak hazırlanmış böylece mineralojinin emme basıncı üzerindeki etkisi ortaya konulmuştur. Daha sonra boşluk suyundaki saf su, diğer çözeltiler ile değiştirilmiş, böylece boşluk suyu kimyasının zeminlerin emme basıncı üzerindeki etkisi belirlenmeye çalışılmıştır.

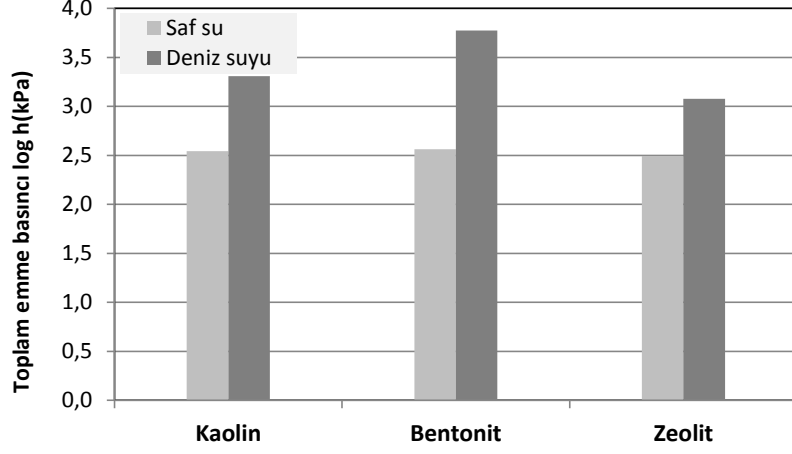
Bu çalışmada kil numunelerinin modifiye serbest şişme indisleri (MSSİ) Sivapullaiah vd. (1987) çalışmasında önerilen yöntemle göre belirlenmiştir. Numuneler cam mezürler içerisinde serbest şişmeye bırakılarak, aşağıdaki formül vasıtasıyla modifiye serbest şişme indisleri belirlenmiştir:

$$MSSI = \frac{V - V_s}{V_s} \quad (1)$$

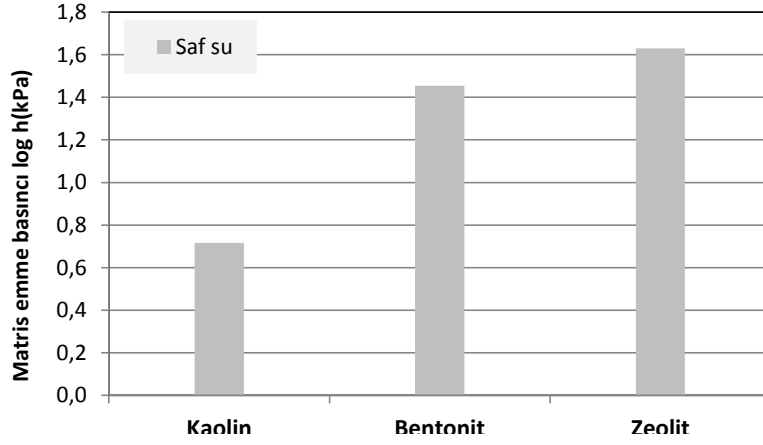
Burada; V = şişen zemin hacmi,  $V_s$  = danelerin hacmidir.

### 3. DENEYSEL SONUÇLAR

Bu çalışmada zemin mineralojisinin ve boşluk suyu kimyasının zeminlerin toplam ve matris emme basıncı üzerindeki etkileri belirlenmeye çalışılmıştır. Farklı mineralojideki zeminler ve bu zeminlerin belirli orandaki karışımları üzerinde yapılan deneylerde öncelikle saf su varlığında emme basınçları belirlenmiştir. Daha sonra aynı deneyler doğal deniz suyu, NaCl ve  $CaCl_2$  çözeltileri varlığında yapılarak boşluk suyundaki değişimlerin ne oranda emme basınçlarını belirlediği ortaya konulmuştur. Şekil 3.1a ve 3.1b'de saf su ve deniz suyu varlığında killi zemin numunelerinin toplam emme ve matris emme basınçları gösterilmektedir.



(a)



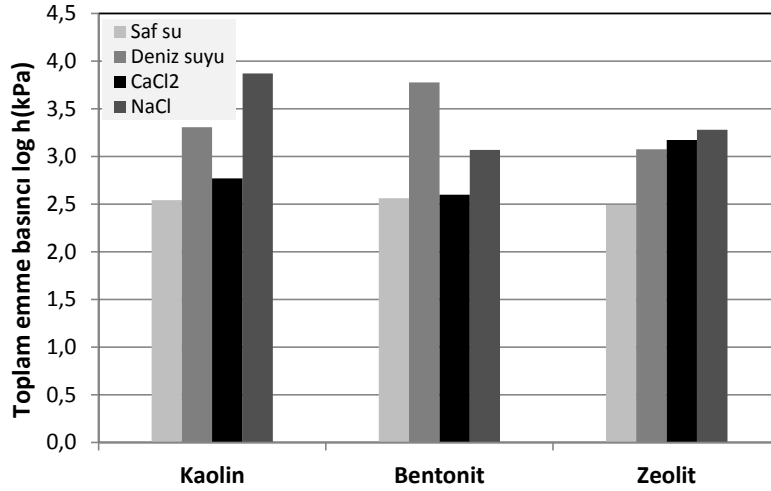
(b)

**Şekil 3.1.** Saf Su ve Deniz Suyu Varlığında Numunelerin Emme Basınçları, A) Toplam Emme Basıncı, B) Matris Emme Basıncı

Şekil 3.1a'dan görüleceği gibi saf su varlığında kaolin, bentonit ve zeolit numunelerinin toplam emme basınçları birbirine çok yakın değerler olurken, deniz suyu varlığında bentonit numunesi kaolin ve zeolite göre çok daha fazla emme basıncına sahiptir. Şekil 3.1b'den görüleceği gibi saf su varlığında matris emme basınçları karşılaştırıldığında zeolit, kaolin ve bentonite göre daha büyük bir matris emme basıncına sahiptir. Ayrıca, bentonit numunesinin kaoline göre daha büyük bir matris emme basıncına sahip olduğu görülmüştür.

Şekil 3.2'de ise boşluk suyu kimyasının numunelerin toplam emme basınçları üzerindeki etkileri gösterilmektedir. Osmotik emme basıncı boşluk suyundaki çözülmüş iyonların konsantrasyonuna bağlıdır ve iyon konsantrasyonu arttıkça toplam emme basıncı da artmaktadır (Fredlund and Rahardjo, 1993). Örneğin; boşluk suyunda sadece doğal deniz suyu bulunduğunda, tüm zemin numunelerinde toplam emme basıncı değerleri artmıştır. Aynı şekilde diğer çözeltilerde de emme basıncı değeri tüm numunelerde artış göstermiştir. Deniz suyu ile diğer tuz çözeltileri olan NaCl ve CaCl<sub>2</sub> karşılaştırıldığında sadece bentonit

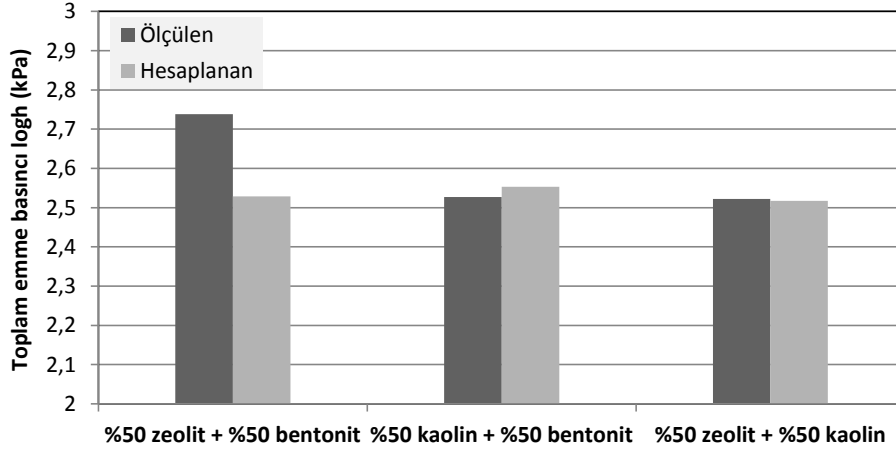
numunesinde daha yoğun tuz konsantrasyonuna sahip deniz suyu varlığında daha yüksek toplam emme basıncı elde edilirken, diğer numuneler olan kaolin ve zeolitte ise NaCl çözeltisi varlığında daha büyük toplam emme basınçları elde edilmiştir. Bentonit kili içeren zemin numunesinin diğer numunelere göre deniz suyundaki katyonları adsorbe edebilecek geniş ara yüzeyleri bulunmaktadır. Bayrak (2008) killi silt numunesi üzerinde yaptığı çalışmada iki değerli olan  $Ca^{2+}$  ve  $Mg^{2+}$  gibi tuz çözeltilerinin tek değerli olan  $Na^+$  ve  $K^+$  tuz çözeltilerine göre daha fazla toplam emmeye neden olduğunu belirtmiştir. Fakat kaolin ve zeolit numuneleri için ise, NaCl çözeltisi varlığında daha büyük toplam emme basıncı elde edilmektedir.



**Şekil 3.2.** Çeşitli Çözeltiler Varlığında Numunelerin Toplam Emme Basınçları

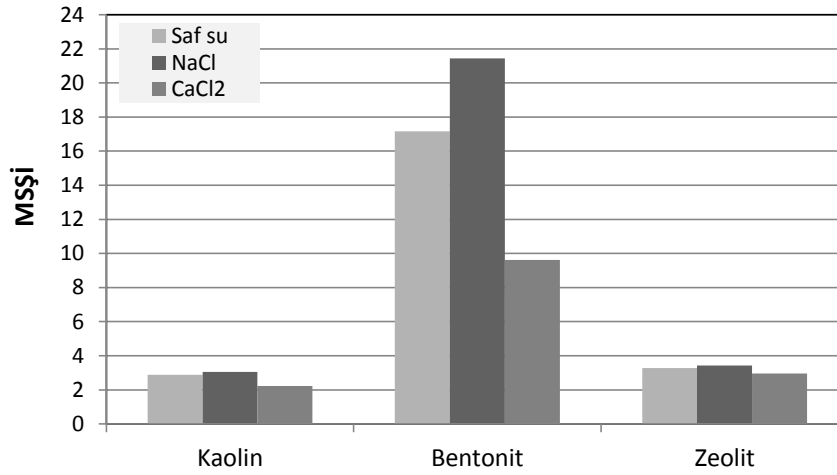
Şekil 3.3’de numuneler %50 oranlarında karıştırıldığında ölçülen toplam emme basınçları ile saf hallerinde ölçülen toplam emme basınçlarından hesaplanmasıyla elde edilen sonuçlar gösterilmektedir. Numunelerin karışımları ile saf hallerindeki toplam emme basınçları karşılaştırıldığında aradaki farkın kayda değer olmadığı görülmektedir. Numuneler karıştırıldığında ortaya çıkan yapı, toplam emme basıncı değerini değiştirmemektedir.





**Şekil 3.3.** Numune Karışımlarımda Hesaplanan ve Ölçülen Toplam Emme Basınçları

Bu çalışmada ayrıca boşluk suyu kimyasının killi zemin numunelerinin modifiye serbest şişme indisi üzerindeki etkilerini incelemek için; saf su, NaCl ve CaCl<sub>2</sub> çözeltileri varlığında modifiye serbest şişme indisleri belirlenmiştir. Şekil 3.4’de elde edilen sonuçlar gösterilmektedir.



**Şekil 3.4.** Boşluk Suyu Kimyasının Numunelerin MSŞİ’lerine Etkisi

Elde edilen sonuçlar, tüm numuneler içinde en büyük MSŞİ değerinin NaCl çözeltisi varlığında elde edildiğini göstermiştir. En düşük MSŞİ değerleri ise CaCl<sub>2</sub> çözeltisi varlığında elde edilmiştir. Kaolin ve zeolit gibi daha düşük likit limite sahip ve şişme özelliği olmayan zeminlerdeki boşluk suyu kimyasındaki değişimler daha az mertebede olurken, şişme özelliği olan bentonit numunesinde boşluk sıvısı CaCl<sub>2</sub> ile değiştirildiğinde MSŞİ’de çok büyük bir düşüş olmaktadır. Bentonit kilinin ara yüzeylerine Ca<sup>+2</sup> iyonlarının girmesiyle, kil danelerinin çevresindeki çift tabaka kalınlığında daralma meydana gelmekte, böylece daha düşük bir MSŞİ ölçülmektedir. Toplam ve emme basınçları ile MSŞİ’leri karşılaştırıldığında ise arada herhangi bir ilişki olmadığı gözlemlenmiştir.

## 4.SONUÇLAR

Bu çalışmada killi zeminlerin toplam emme ve matris emme basınçları, farklı tuz çözeltileri varlığında incelenmiştir. Bunun için kaolin, zeolit ve bentonit içeren killi zemin numuneleri ve saf su, doğal deniz suyu, NaCl ve CaCl<sub>2</sub> çözeltileri kullanılmıştır. Ayrıca numunelerin karışımları kullanılarak toplam emme basıncı üzerindeki karışım etkisi de incelenmiştir.

Elde edilen sonuçlara göre, her üç numunenin toplam emme basınçları saf su varlığında birbirine yakın değerlerdedir. Fakat boşluk suyu saf su yerine deniz suyu ile değiştirildiğinde, bentonit içeren numune en yüksek toplam emme değerine sahip olmaktadır. Matris emme basıncı değerlerine bakıldığında ise, toplam emme basıncından oldukça farklı değerler elde edilmektedir. En yüksek matris emme basıncına zeolit numunesi sahiptir. Tüm tuz çözeltilerinin etkileri birarada karşılaştırıldığında ise, bentonit numunesinde en yüksek toplam emme basıncı deniz suyu varlığında elde edilirken, diğer şişme özelliği daha az olan kaolin ve zeolit numunelerinde en yüksek toplam emme basıncı NaCl çözeltisi varlığında elde edilmektedir. Boşluk suyunun saf su yerine CaCl<sub>2</sub> çözeltisi ile değiştirildiğinde, en çok şişme özelliği olan bentonit içeren numunenin serbest şişme indisinde diğer numunelere göre çok hızlı bir düşüş meydana gelmektedir. Emme basıncı ile serbest şişme arasındaki ilişki incelendiğinde, herhangi bir ilişki gözlenmemiştir.

## KAYNAKLAR

- American Society for Testing and Materials (1999). Annual book of the ASTM standards, Vol. 04-08, West Conshohocken, PA.
- Bayrak, M. C. (2008). Zemin Suyu Özelliklerinin Emme Basıncı Üzerindeki Etkileri. Yüksek Lisans Tezi, Süleyman Demirel Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Isparta.
- Bulut, R., Lytton, R.L. and Wray, W.K. (2001), "Suction measurements by filter paper. Expansive Clay Soils and Vegetative Influence on Shallow Foundations", ASCE Geotechnical Publication (eds. C. Vipulanandan, M.B. Adison, and M. Hasen), ASCE, Reston, Virginia, 115, 243-261.
- Chapman, H.D. (1965). Cation exchange capacity. In Methods of Soil Analysis, Edited by J.A. Black, in the series, Agronomy, Am. Inst. Agronomy, Madison, Wisconsin, 9: 891-901.
- Çokça, E. and Tilgen, H.P. (2010), "Shear strength-suction relationship of compacted Ankara clay", Applied Clay Science, Vol 49, 400-404.
- Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1993), "Soil Mechanics for Unsaturated Soils." John Wiley and Sons, Inc.
- Krahn, J. and Fredlund, D.G. (1972), "On total, matric and osmotic suction", Journal of Soil Science, Vol 114 (5), 339-348.
- Pan, H., Quing, Y. and Pei-yong, L. (2010), "Direct and Indirect Measurement of Soil Suction in the Laboratory", Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE), Vol 15, 1-14.
- Rao, M. S. and Shivananda, P. (2005). "Role of osmotic suction in swelling of salt-amended clays", Canadian Geotechnical Journal, Vol 42, 307-315.
- Sivapullaiah, P.V., Sitharam, T.G., and Rao, K.S.S. (1987). Modified free swell index for clays. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, 10 (2): 80-85.

# DÜZLEMSEL ANİZOTROPIK ORTAMDA GERİLME / DEPLASMANIN ÜÇ PARAMETRELİ ANİZOTROPIYLE DEĞİŞİMİ

## INVESTIGATING STRESS AND DISPLACEMENT BY THREE- PARAMETRIC ANISOTROPY

Taha TAŞKIRAN<sup>1</sup> M.Arslan TEKİNSOY<sup>2</sup> Hüseyin AY<sup>3</sup>

### ABSTRACT

Elastic solutions (isotropic or anisotropic) are still maintaining its importance and takes part in broad variety of geotechnical practices. The evaluation of effect of anisotropic parameters on stresses and displacements mostly constitute the main emphasis of most previous studies. However, these solutions are as well as capable of performing realistic analyses to see the variation of stresses/displacements by type and degree of anisotropy. It is necessary to have realistic anisotropic parameter sets (such as experimentally obtained) to achieve this. Therefore, the possibility of obtaining such parameter sets was investigated within the context of this study, to perform more realistic analyses. The anisotropic parameters of Yenice/Tarsus clay were measured experimentally and various sets of anisotropic parameters were then produced using three-parametric description of anisotropy. Finite Element analyses were carried out for the elastic anisotropic medium and the variation in stresses/displacements with the type and degree of anisotropy was investigated. Consequently, it was found that all dimensionless parameters are interdependent; such that, as one parameter, either  $n (E_h / E_v)$  or  $m (G_{vh} / E_v)$ , increases the corresponding  $m$  or  $n$  increases, and the poisson ratio,  $\nu_{vh}$  decreases. Analyses showed that the surface displacements are nearly duplicated to the variations in the realistic range of  $n$  and  $m$  and the type of anisotropy is effective on the depth of "effective stress zone". Besides, smaller vertical stress and displacement is evident by the current method for  $n > 1$  type soils and it is larger for  $n < 1$  soils as compared to results obtained by usual parametric way.

### Keywords:

### ÖZET

Aslında, düzlemsel anizotropik ortamda gerilme ve deplasman için sayısal yada analitik çözüm sunan yeterli sayıda hassas araştırma mevcuttur. Bu araştırmalar, genellikle anizotropik parametrelerin gerilme ve deplasmanlara etkisini değerlendirmektedirler. Bununla beraber, bu çözümlerle, zemindeki yükleme, oturma vb değişimleri hesaba katan daha gerçekçi gerilme analizlerini yapılması da mümkündür. Bunun için, zemindeki bu değişiklikleri yansıtan gerçekçi parametre setlerine (örneğin deneysel olarak elde edilenler) gerek vardır. Bu amaçla, bu çalışmada, daha gerçekçi gerilme ve deplasman analizleri yapılmasına olanak sağlayan bu tür anizotropik parametre setlerinin elde edilme olasılığı

araştırılmıştır. Graham ve Housby tarafından önerilen üç parametrelilik anizotropi tanımından yararlanarak, geniş bir anizotropi aralığında, zeminde meydana gelebilecek değişiklikleri yansıtan yeni anizotropik parametre setleri oluşturulmuştur. Bu bağlamda, seçilen bir düşey Young modülü  $E_v$  için  $\alpha$  parametresi ( $\sqrt{E_h/E_v}$ ) kontrol edilerek yeni boyutsuz düzlemsel anizotropik parametreler ( $n$ ,  $m$ ,  $\nu_{vH}$  ve  $\nu_{HH}$ ) üretilmişlerdir. Yenice/Tarsus kilinin anizotropik parametrelerini elde etmek için deneysel bir çalışma yürütülmüş ve ölçülen bu parametreler kullanılarak farklı anizotropik parametre setleri oluşturulmuştur. Böylece, burada, üretilen anizotropik parametreler kullanılarak elastik homojen yarı ortam için gerilme analizleri gerçekleştirilmiş ve anizotropinin türü ve derecesiyle gerilme/deplasman değişimi araştırılmıştır. Sonuçta, tüm anizotropik parametrelerin zemindeki değişimlere (oturma, konsolidasyon) bağlı olarak değiştiği ve gerilme/deplasmanların anizotropinin türü ve derecesine bağlı olduğu anlaşılmıştır. Bunun yanı sıra, mutlak parametrik yolla elde edilen gerilme ve deplasmanlardan daha küçük düşey gerilme ve deplasmanlar, anizotropinin  $n > 1$  türünü gösterirken daha büyük olanlar  $n < 1$  tipinde anizotropiye işaret ederler.

## Anahtar Kelimeler:

## 1. GİRİŞ

Zeminlerin çoğu; geniş bir yayılıma sahip yatay alanlar üzerinde birikmişlerdir. Birikim sırasında ve sonrası, genellikle düşey doğrultuda konsolidasyona uğrarlar. Uzun bir zaman süresince tek yönlü konsolidasyon ile dispersif bir yapı kazanmaya çalışırlar. Bunun sonucu olarak; zeminler, yatay ve düşey yönlerde, farklı mekanik özellikler kazanırlar ve düşey ve yatay yönlerde farklı elastik özelliklere sahip olduklarından bir dereceye kadar anizotropi gösterirler. Birikim etkisine ilaveten, aşırı yüklenme, kuruma ve benzeri etkiler de, zamanla anizotropik özellikler gösteren jeolojik bir ortama yol açabilirler. Katmanlı alüvyon ve kil katmanlarından meydana gelen tabakalı killer de, anizotropik malzeme sayılırlar ve davranışları, genellikle eşdeğer homojen bir anizotropik malzemeyle temsil edilebilir.

Halen, anizotropi, birçok türde zemin davranışını gerçekçi bir şekilde açıklamada önemli bir özellik olarak bilinmektedir. Araştırmacılar, zeminleri anizotropik malzeme olarak içine alan geoteknik sorunların modellenmesiyle daha fazla ilgilenmeye başlamışlar ve sonuçların arazi ölçümleriyle uyumlu olduklarını göstermişlerdir (Hou et al., 2007).

İzotropik elastik bir malzeme, sadece iki bağımsız elastik sabitle tanımlanırken (örneğin, Young modülü ve Poisson oranı) “elastik düzlemsel anizotropik” bir malzemenin gerilme-deformasyon ilişkisini tam olarak açıklamak için beş parametre gereklidir: Düşey yönde Young modülü,  $E_v$ , yatay yönde Young modülü,  $E_h$ ; ( $E_h = n * E_v$ ); yatay birim deformasyonda düşey birim deformasyon etkisi için Poisson oranı,  $\nu_{vH}$ ; karşıt yatay birim deformasyonda yatay birim deformasyonda etkisi için Poisson oranı,  $\nu_{HH}$ ; ve herhangi bir düşey yani, malzemenin simetrisine dik eksene paralel bir düzlemde kaymayla ilgili kayma modülü  $G_{vH}$  ( $G_{vH} = m * E_v$  ve  $G_{vH} = G_{Hv}$ ). Burada, izotropik malzemelerin,  $n=1$   $E_h = E_v = E$ ,  $\nu_{vH} = \nu_{HH} = \nu$  ve  $1/m = 2(1+\nu)$  ile tanımlanan düzlemsel anizotropik malzemelerin sadece belirli bir alt-grubu olduğu kolayca görülebilir (Henkel, 1971;

Gazetas, 1982) “m” ve “n” parametreleri, elastik modül oranını gösterdiğinden, bunlara “modül oranı” veya bazen de boyutsuz parametreler denir.

Zeminler doğal olarak, “tür ve derecesi” bakımından farklı anizotropik özelliklere sahiptirler ve bu açıdan ayırt edilmeleri gerekir. Bir zeminin anizotropi derecesinin bir ölçütü olarak yatay ve düşey yönlerdeki elastik Young modülü oranı kullanılabilir  $n = E_h / E_v$ . Normal ve hafif aşırı konsolide killere için tipik “n” değerleri, 0.9 ila 1.35 arasında değişebilir (Gazetas 1982; Kirkpatrick and Rennie 1972; Kirkgard and Lade 1991). Aşırı konsolide killere, 1.35 ila 2.4 arasında rapor edilen “n” değerleriyle, güçlü bir anizotropik davranış geliştirebilirler (Ward ve çalışma arkadaşları 1959; Atkinson 1975; Gerard 1977). Ancak, büzülme sınırına yakın ya da altında nem içeriklerine kadar kuruma üzerine Franklin, ve Matson, ‘n’ değerinin 4’e kadar bile yükselebileceğini bulgulamışlardır. Bu da, ön konsolidasyonun anizotropiyi kuvvetle etkilediğini onaylamaktadır (Barden, 1963; Gazetas, 1982; Wang ve Liao, 2002b; Wang ve diğ., 2009).

Zeminleri anizotropik malzeme sayarak gerilme ve deplasman analizleri yapmanın, bazı sebepleri ve aynı zamanda avantajları vardır. Bunlardan birkaçı şöyledir:

1) Geoteknik uygulamalar sırasında, zemin kitle özellikleri, yükleme adımlarıyla birlikte değişir. Buna bağlı olarak anizotropik özellikler de değişir (gerilme-indüklenmiş anizotropi). Anizotropik parametrelerin değişimine bağlı olarak zemin kitlesindeki yüklemenin etkisiyle oluşan gerilme/deplasmanlar değişirler. Gerilme/deplasmanlardaki değişimin miktarı bazı durumlarda önemli olabilir. Örneğin, kompaksiyon sürecinde,  $E_h$  ve sonra “n” oranı genellikle, diğer tüm anizotropik parametrelerdeki değişimlerle birlikte önemli ölçüde artar. Bunun sonucunda, gerilme/deplasmanlar, başlangıç değerlerinden saparlar.

2) Bazı zeminlerde, izotropik ve anizotropik çözümlerle elde edilen gerilme/deplasmanlar arasındaki fark büyük olabilir (örneğin ağır aşırı konsolide killere, gevşek kumlar). Böyle durumlarda, tasarım ve ekonomi açısından bu iki çözüm arasındaki farkın boyutunu bilmek önemli olabilir.

3) Geoteknik sorunların daha gerçekçi modellenmesi. Örneğin; palplanş duvarlar, tüneller üzerinde gerilme/deplasman hesaplamaları, anizotropik zeminlerde temel taşıma kapasitesinin hesaplanması vb.

Zeminler düzlemsel anizotropik varsayarak, çeşitli yükleme koşulları ve çeşitli “anizotropik tür ve derecesine” sahip zeminlerde gerçekleşen gerilme/deplasmanlar hakkında birçok araştırma yapılmıştır. Bunlardan birkaçı şöyledir:

Barden, düzlemsel anizotropik zeminlerin uygulanan yüklere tepkilerinin değerlendirildiği ilk araştırmalardan birini gerçekleştirerek ‘n’ modül oranının, gerilme/deplasmanda etkili tek önemli parametre olduğuna karar vermiştir. Ayrıca ortamın yük dağılım kapasitesinin iyileşmesi sonucu, ‘n’ değerlerindeki artışla, simetri eksenini boyunca düşey gerilme konsantrasyonunun azaldığını bulmuştur.

Gazetas (1983), aksel simetrik parabolik yüzey yüklemesine maruz kalan kalın zemin birikiminin (yarı ortam) düzlemsel anizotropik özelliklerinin, yüzey deplasmanı ve gerilme dağılımlarına etkisi hakkında hem drenajlı hem de drenajsız koşullar için analitik bir araştırma sunmuştur. Belirli bir Young modülü ( $E_v$ ) için,  $E_h$ ,  $G_{vh}$  ve  $\nu_{vh}$  ‘nin, tüm gerilme ve deplasman bileşenlerine büyük etkileri olduğunu göstermiş ve ayrıca,  $\nu_{hh}$  ‘nin etkisinin çok az ve ikincil öneme sahip olduğunu göstererek daha önceki araştırmacılarla hemfikir olmuştur (Hooper, 1975; Nayak, 1973). Ayrıca, daha kapsamlı bir parametrik

çalışma gerçekleştirerek, Barden'in ulaştığı sonuçtan farklı olarak, 'm' ve  $\nu_{VH}$ 'nin, gerilme ve deplasman üzerinde en az 'n' kadar etkili olduğunu da göstermiştir. Araştırmacı, ayrıca, farklı tür ve dereceye sahip zeminleri temsilen eden düzlemsel anizotropik parametre setleri kullanarak, aşırı konsolide Londra kilindeki gerilmeler hakkında bir vaka çalışması da yapmış ve ani ve uzun vadeli (birincil konsolidasyonun sonunda) deplasmanlar arasında önemli farklar bulunduğu sonucuna ulaşmış ve uzun vadede düşey gerilmelerin ( $\sigma_z$ ) başlangıç değerlerinin yaklaşık 2/3'üne kadar gerilediğini göstermiştir.

Wang C.D. ve diğ. (2004), üçgen alan üzerinde nonlineer değişen üç boyutlu gömülü yüke maruz kalan düzlemsel anizotropik yarı ortamdaki deplasman/gerilmeler için bir çözüm sunmuşlar ve 'anizotropinin tür ve derecesinin' gerilme/deplasmana etkisini göstermişlerdir. Araştırmacılar  $E_h/E_v$ ,  $\nu_{hh}/\nu_{vh}$  ve  $G_{hh}/G_{vh}$  gibi temsilci anizotropik parametreler seçerek anizotropinin gerilme/deplasmana etkisini değerlendirmişlerdir. Her bir parametrenin gerilme/deplasmana katkısını görmek için, parametrik bir çalışma gerçekleştirmişler ve sonuç olarak,  $E_h/E_v$ ,  $G_{hh}/G_{vh}$  oranlarındaki artışın, deplasman ve gerilme üzerinde büyük etkileri bulunduğunu fakat  $\nu_{hh}/\nu_{vh}$ 'nin etkisinin pek az olduğunu bulmuşlardır.

Y.M. Hou ve diğ. (2007), Şanghay'ın yumuşak alüvyonunda derin bir kazı için, üç boyutlu bir sonlu eleman modellemesi yapmışlardır. Zemin sırasıyla anizotropik ve izotropik farz ederek iki sayısal analiz yapılmıştır. Tahmini duvar ve zemin deplasmanları, yerinde ölçüm sonuçlarıyla karşılaştırılmış ve zemin rijitlik anizotropisinin, duvar ve zemin deplasmanlarının tahmininin doğruluğuna önemli bir etkisi olduğu sonucuna varılmıştır. Ayrıca, anizotropik model ile elde edilen değerlerin arazi ölçümleriyle daha iyi uyduğu da bulunmuştur.

Bazı araştırmacılar, gerilme ve deplasmanlara anizotropinin etkisini değerlendirmek için, anizotropinin tür ve derecesinin göstergesi olarak n, m,  $\nu_{VH}$  ve  $\nu_{HH}$  gibi boyutsuz parametrelerden yararlanmışlardır (Barden, 1963; Gazetas, 1982; Koning, 1960). Araştırmacılar, her bir parametrenin etkisini görmek için boyutsuz parametreler kullanarak "parametrik çalışma" yapmışlardır (bir parametreyi kontrol ederken diğerlerine sabit tipik değerler vermişlerdir). Parametrik çalışmalar, her ne kadar, her bir parametrenin gerilme/deplasmana etkisini ve genel eğilimi (artış yada azalış) göstermekle beraber, gerilme/deplasmanların büyüklüğü hakkında yaklaşık değerler verirler.

Parametrik yolda izlenen yöntemin bir diğer kusuru; zeminin yükleme, kompaksiyon v.s bir etkiye maruz kaldığı zaman tüm anizotropik parametrelerin değişimini dikkate alamamasıdır. Bu nedenle, daha gerçekçi gerilme/deplasman analizler yapabilmek için anizotropik parametrelerin değişimini içeren bir yönteme ihtiyaç vardır. Örneğin farklı yükleme kademelerinde, deneysel yolla ölçülmüş anizotropi parametre setleri kullanılabilir (bu tür anizotropik parametre setlerine yönelik özel test programları gereklidir). Buradaki set deyimi, bir malzemenin düzlem anizotropi halini açıklamak için gereken beş anizotropik parametre için kullanılmaktadır (bakınız Tablo 4, her sırada bir set anizotropik parametre bulunmaktadır). Ancak, geoteknik literatürde bu tür parametre setleri yok denecek kadar azdır ve bunların deneysel yollarla elde edilmeleri ise oldukça zahmetli bir iştir.

Bu nedenle, bu çalışma kapsamında, daha gerçekçi gerilme ve deplasman analizleri yapılmasına olanak sağlayan bu tür anizotropik parametre setleri elde edilme olasılığı araştırılmıştır. Bunu yapmak için, Graham ve Houlsby tarafından önerilen zeminin anizotropisinin beş yerine üç parametreyle tanımlandığı “üç parametrelilik düzlemsel anizotropi” tanımından yararlanılmıştır. Bu tekniğin avantajı, sadece bir parametreyi yani  $\alpha$  parametresiyle ( $\sqrt{E_h/E_v}$ ) tüm anizotropik elastik parametrelerin kontrol edilebilmesine olanak sağlamasıdır. Bu nedenle, bu bağlamda, yeni anizotropik parametre setleri oluşturulmuş ve gerilme/deplasmanın anizotropiyle değişimini görmek için sonlu eleman analizleri (FEM) gerçekleştirilmiştir. Bu yöntemin ayrıntıları, ileriki bölümlerde açıklanacaktır.

## 2. ÜÇ PARAMETRELİ ANİZOTROPİ TANIMI

Tek bir düşey simetriye eksenine sahip bir malzemede, efektif gerilme ve birim deformasyon artışları arasındaki ilişki aşağıdaki eşitlik yardımıyla tanımlanabilir:

$$(1) \quad \begin{bmatrix} \delta \varepsilon_{11} \\ \delta \varepsilon_{22} \\ \delta \varepsilon_{33} \\ \delta \varepsilon_{23} \\ \delta \varepsilon_{31} \\ \delta \varepsilon_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_v & -\nu_{vv}/E_v & -\nu_{vh}/E_v \\ -\nu_{vv}/E_v & 1/E_h & -\nu_{vh}/E_h \\ -\nu_{vv}/E_v & -\nu_{vh}/E_h & 1/E_h \\ & & (1+\nu_{vh})/E_h \\ & & 1/2G_{vh} \\ & & 1/2G_{vh} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta \sigma_{11} \\ \delta \sigma_{22} \\ \delta \sigma_{33} \\ \delta \sigma_{23} \\ \delta \sigma_{31} \\ \delta \sigma_{12} \end{bmatrix}$$

Burada gerilme ve birim deformasyonlar, kartezyen eksenlerine atfedilmişlerdir.  $\delta \sigma_{11}$  düşey gerilme ve  $\delta \sigma_{22}$ ,  $\delta \sigma_{33}$  yatay gerilmeler birbirine dik iki gerilmedir. Bununla beraber, Eşitlik 1 de tanımlanan yedi parametrenin tümü bağımsız değildir. Yatay düzlem, izotropinin bir düzlemi olduğundan,  $G_{hh}$  terimi,  $E_h$  ve  $\nu_{HH}$  ile ilişkili bağımlı bir parametredir.

$$G_{hh} = E_h / 2(1 + \nu_{hh})$$

Termodinamik koşula göre, uygunluk matrisi, elastik bir malzeme için simetrik olmalıdır (Love, 1927). Bu yüzden, üçüncü sütundaki parametrelerden aşağıdaki eşitlik elde edilebilir.

$$\nu_{vh} / E_h = \nu_{vh} / E_v$$

Beş parametre bağımsız olmasına rağmen, elastik bir malzeme için “gerinim enerjisinin” pozitif olmasını gerektiren termodinamik koşul yüzünden alabilecekleri değerler bağlıdır. Pickering (1970),  $E_v$ ,  $E_h$  ve  $G_{hv}$ 'in tümünün pozitif olması ve

—  $1 < \nu_{hh} < 1$  eşitsizliğinin sağlanması gerektiğini göstermiştir. Ayrıca,  $E_v$ ,  $E_h$ ,  $\nu_{vh}$ ,  $\nu_{hh}$ 'nin aşağıdaki eşitsizliği sağlanması gerektiğini de göstermiştir.

$$[E_v(1-\nu_{hh})/E_h]-2\nu_{vh}^2 \geq 0 \quad (2)$$

Öte yandan, düzlemsel anizotropik malzemenin 5 olan bağımsız parametre sayısının azaltılmasına yönelik bazı çalışmalar da yapılmıştır. Bazı “üç parametrelili modeller” anizotropik parametrelerin standart üç eksenli testlerle saptanabilmesini mümkün kılmaktadır.

En çok kullanılan üç parametrelili anizotropi tanımları şunlardır:  $G'$ ,  $K'$ ,  $J'$  formülasyonu,  $E_v$ ,  $\nu_{vh}$ ,  $F$  formülasyonu,  $G^*$ ,  $K^*$ ,  $J^*$  formülasyonu ve  $E^*$ ,  $\nu^*$ ,  $\alpha$  formülasyonu (Graham and Houlsby, 1983). Graham ve Houlsby tarafından önerilen “üç parametrelili anizotropi tanımı” bu çalışmada kullanıldığından burada açıklanacaktır.

Graham ve Houlsby modelinin temeli, Hooke'un izotropik malzeme için önerdiği bağıntılar ve bir anizotropik faktör  $\alpha$  dan müteşekkildir. Anizotropik parametrelerin sayısını azaltmak için, anizotropi bir  $\alpha$  faktörü kullanılarak izotropi cinsinden karakterize edilmesine dayanmaktadır.

Düzlem anizotropik malzeme davranışı, aşağıda da görülen beş sabitle tanımlanabilir (Love'dan sonra, 1927):

$$\begin{bmatrix} \delta\sigma_{11} \\ \delta\sigma_{22} \\ \delta\sigma_{33} \\ \delta\sigma_{23} \\ \delta\sigma_{31} \\ \delta\sigma_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B & B \\ B & C & D \\ B & D & C \\ & & C-D \\ & & & F \\ & & & & F \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta\varepsilon_{11} \\ \delta\varepsilon_{22} \\ \delta\varepsilon_{33} \\ \delta\varepsilon_{23} \\ \delta\varepsilon_{31} \\ \delta\varepsilon_{12} \end{bmatrix} \quad (3)$$

Beş elastik sabit elde etmek için, önce, aşağıdaki gibi ifade edilebilen sadece sol köşedeki (3x3) rijitlik matrisi için izotropik bir malzemeyi göz önüne alalım (sıradan üç eksenli basınç deneyi durumu):

$$\begin{bmatrix} \delta\sigma_{11} \\ \delta\sigma_{22} \\ \delta\sigma_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B & B \\ B & A & B \\ B & B & A \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta\varepsilon_{11} \\ \delta\varepsilon_{22} \\ \delta\varepsilon_{33} \end{bmatrix} \quad (4)$$

Şimdi, anizotropi faktörü  $\alpha$  ile rijitlik katsayılarını çarparak, yatay yönde rijitliği arttırılmış bir anizotropik rijitlik matrisi tanımlayalım. Buna göre, eşitlik (5)'in ikinci ve üçüncü satırlarındaki terimler  $\alpha$  ile çarpılacaktır.  $A$  ve  $B$  'nin yerine  $A^*$  ve  $B^*$  konarak kullanımlarındaki değişiklik vurgulanmıştır. Matrisin simetrisini korumak için biraz daha



ayarlamaya yapılması gereklidir ve bu, örneğin, ikinci ve üçüncü sütundaki terimler  $\alpha$  ile çarpılarak elde edilebilir.

$$\begin{bmatrix} \delta\sigma_{11} \\ \delta\sigma_{22} \\ \delta\sigma_{331} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A^* & \alpha B^* & \alpha B^* \\ \alpha B^* & \alpha^2 A^* & \alpha^2 B^* \\ \alpha B^* & \alpha^2 B^* & \alpha^2 A^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta\epsilon_{11} \\ \delta\epsilon_{22} \\ \delta\epsilon_{33} \end{bmatrix}$$

(5)

Eşitlik (6)'da  $\alpha=1$  ise, malzeme izotropiktir.  $\alpha > 1$  ise, malzeme, düşeye göre yatayda daha rijittir ve  $\alpha < 1$  ise, malzeme, yataya göre düşeyde daha rijittir.  $\alpha^2$  faktörü, yatay ve düşey yönlerdeki rijitliklerin oranıdır. Bu nedenle,  $\alpha$  faktörü, anizotropinin rasyonel bir ölçüsü olarak görülebilir ve önemi kolayca anlaşılır (Graham ve Houlby, 1983). Bu nedenle,  $\alpha$ 'nın büyüklüğündeki herhangi bir değişim, anizotropik rijitlik matrisinde de değişime yol açar ve böylece, malzemenin anizotropisinin hem derece hem de türünün değişimi bu şekilde mümkün olmaktadır. Başka bir deyimle,  $\alpha$ 'nın 1'den büyük yada küçük olması anizotropinin türünü, sayısal değerinin büyüklüğü ise derecesini kontrol etmektedir.

Genel gerilme hali hesapları için, beş elastik parametre arasındaki ilişkiyle ilgili ilave varsayımlarda gereklidir. Önceki varsayımlara ilaveten ve Eşitlik (6)'daki elastik parametreleri yerleştirerek gerekli matris operasyonunun gerçekleştirilmesiyle aşağıdaki matris eşitliği elde edilir:

$$\begin{bmatrix} \delta\epsilon_{11} \\ \delta\epsilon_{22} \\ \delta\epsilon_{33} \\ \delta\epsilon_{23} \\ \delta\epsilon_{31} \\ \delta\epsilon_{12} \end{bmatrix} = \frac{1}{E^*} \begin{bmatrix} 1 & -v^*/\alpha & -v^*/\alpha \\ -v^*/\alpha & 1/\alpha^2 & -v^*/\alpha^2 \\ -v^*/\alpha & -v^*/\alpha^2 & 1/\alpha^2 \\ (1+v^*)/\alpha^2 & & \\ & (1+v^*)/\alpha & \\ & & (1+v^*)/\alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta\sigma_{11} \\ \delta\sigma_{22} \\ \delta\sigma_{33} \\ \delta\sigma_{23} \\ \delta\sigma_{31} \\ \delta\sigma_{12} \end{bmatrix}$$

(6)

ve aşağıdaki gibi, Eşitlik (1)'le Eşitlik (7) karşılaştırılarak düzlemsel anizotropik parametreler, genel notasyonlar kullanılarak yazılabilir.

$$\begin{aligned} E_v &= E^* \\ E_h &= \alpha^2 * E^* \\ \nu_{vh} &= \nu^* / \alpha \\ \nu_{hh} &= \nu^* \\ G_{vh} &= \alpha * E^* / 2(1 + \nu^*) \\ G_{hh} &= \alpha^2 * E^* / 2(1 + \nu^*) \end{aligned}$$

(7)

Öte yandan  $n = E_h / E_v$ ,  $m = G_{vh} / E_v$  olduğunu hatırlayarak Eşitlik (7)'deki ilişkilerden yararlanmak suretiyle, üç parametrelili anizotropi, boyutsuz parametreler cinsinden aşağıdaki gibi ifade edilebilirler:

$$n = \frac{E_h}{E_v} = \alpha^2$$

$$m = \frac{\alpha^* E^* / 2(1 + \nu^*)}{E^*} = \alpha / 2(1 + \nu^*)$$

(8)

$$\nu_{vh} = \nu^* / \alpha$$

$$\nu_{hh} = \nu^*$$

Eşitlik (7) ve Eşitlik (8)'daki ilişkiler dikkate alınarak “üç parametrelili anizotropinin” genel karakteristikleri değerlendirilebilir. Buna göre,  $\alpha$  arttıkça,  $E_h$ ,  $G_{vh}$  de artarak, sonuçta,  $n$  ve  $m$  modül oranlarının da artmasına yol açarlar. Bunun aksine,  $\alpha$  arttıkça  $\nu_{vh}$  azalmaktadır. Modül oranı  $n$  arttıkça ( $\alpha$ 'daki artışla),  $m$  oranı da artacaktır. Yani, Young modülleri oranı arttıkça, zeminin kayma rijiditesi de artacaktır. Örneğin, bir kompaksiyon esnasında,  $n$  değeri genellikle artar ve buna bağlı olarak kayma rijitliğini yansıtan  $m$  değerinin de artmasını beklemek makul görünmektedir.

Zeminlerin düzlemsel anizotropik elastik parametrelerini içeren çok az sayıda basılı doküman mevcuttur. Ancak, yukarıda sözü edilen “üç parametrelili anizotropi” yaklaşımının karakteristiklerini, sınırlı sayıda da olsa, mevcut basılı veriyle uyumlu olduğunun onaylanması, yararlı gözükmektedir. Örneğin, Londra kilinin düzlemsel anizotropik özellikleri, birçok yayında iyi belgelendirilmiştir (Atkinson, 1975; Henkel, 1971; Hooper, 1975; Ward et al., 1959). Bu zeminin uygulanan yüke ani tepkisi, drenajsız parametreler,  $n = 2$ ,  $m = 0.4$ ,  $\nu_{vh} = 0.50$  ve  $\nu_{hh} = 0$  olarak alınabilirken uzun vadeli tepkisi, drenajlı parametreler (birincil konsolidasyonun sonu)  $n = 2.5$ ,  $m = 0.77$ ,  $\nu_{vh} = 0$ ,  $\nu_{hh} = -0.35$  olarak alınabilir (Hooper, 1975; Gazates, 1982). Görüldüğü gibi, drenajdan sonra anılan zeminin anizotropik boyutsuz parametreleri, hem  $n$ 'de hem de  $m$ 'de aynı anda artmaktayken  $\nu_{vh}$  'de gözlemlenen azalma eğilimleri, Eşitlik (7) ve Eşitlik (8)'un karakteristiğiyle uyumludur. “Kuru Mortar kumu” (Stokoe et al., 1991) ve “kuru Ticino kumunun” (Bellotti et al., 1996) da ölçülen anizotropik parametreleri de Eşitlik (7) ve Eşitlik (8) ile genel bir uyuşma içerisindedirler.

Sonuç olarak, üç parametrelili anizotropiden yararlanarak, gerilme ve deplasmanın anizotropiyle değişimi araştırılmasının bazı avantajları vardır. Bir sonraki bölümde, killi bir zeminin düzlemsel anizotropik parametrelerin, yük kontrollü üç eksenli deneyleri elde edilmesi açıklanmış ve gerilme/deplasman analizleri için gerekli anizotropik parametre setleri üretmek için bir başlangıç noktası yapılmıştır.

### 3. ELASTİK PARAMETRELER İÇİN DENEYSEL ÇAKIŞMA

Araştırmanın bu bölümünde amaç, zemini düzlemsel anizotropik elastik bir ortam kabul ederek sonlu eleman yöntemiyle gerilme ve deplasman analizleri gerçekleştirebilmek için killi bir zeminin beş bağımsız düzlemsel anizotropik elastik parametresini ölçmektir.

Bu çalışmada kullanılan zemin numuneler, Türkiye'nin Tarsus ili Yenice ilçesinin güneyinde bir hendek kazısından alınmıştır. Bu bölge, Seyhan ve Tarsus nehirlerinin, kuvaterner'den bugüne kadar biriktirdiği Çukurova olarak anılan alüvyonla tanınır. Bu alüvyon, esas olarak çeşitli oranlarda kil, silt ve kumdan meydana gelmiştir. Yer altı suyu tablası düzeyi yaklaşık 1.5 metredir. Bu hendekten alınan numunelerin temsil ettiği geoteknik özellikler Tablo 1'de özetlenmiştir.

**Tablo1.** Zemin Özellikleri

Su içeriği, %	28-32.3
Likit Limit, %	60-67.3
Plastisite indisi, %	41.2-45.7
Drenajsız kayma dayanımı, $S_u$ , kPa	47-75
No:200 elekten Geçen, %	98.5-99.6
İnce oranı (Clay+silt), %	92

Kil türü CH'dir ve yeşilimsi kahverengidir. 2.5 mm et kalınlığında 25 cm çapında ve boyunda ince çelik cidarlı silindirik numune alıcı kullanılarak, 2.1 m derinlikten hidrolik krika kullanılarak numuneler alınmıştır. Numune almadan önce, kazı düzeyi, kazı tabanındaki örselenmiş kısmın temizlenmesi amacıyla, el aletleri kullanılarak, yaklaşık 10 cm alçaltılmıştır. Daha sonra, numune tüpleri, Çukurova Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarına götürülmüş ve nem odasına konmuştur. Üç eksenli testler için blok numunelerden, 50 mm çapında 100 mm yüksekliğinde test numuneleri tel testere ile kesilip traşlanarak hazırlanmıştır.

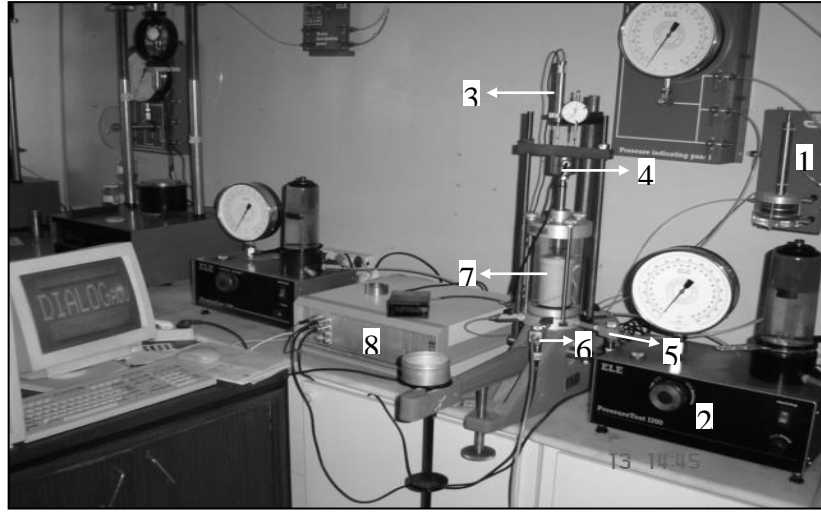
Zemin örneklerinin test cihazına yerleştirilmesine müteakiben, boşluk basıncı parametresi,  $B$ , yaklaşık 0.93 olarak ölçülmüş (BS 1377) ve zemin numunelerine geri besleme basıncı verilerek suya doyurulmuştur. Geri basınç 300 kPa'a çıkarılarak doyma noktasına erişilmiştir. Doymanın ardından, numuneler, önce  $K_0$  koşulları altında JGS 0525-2000'de [25] belirtilen standarda göre tahmini yerinde gerilmelere konsolide edilmişlerdir.  $K_0$  değeri, aynı kil için daha önce gerçekleştirilen ince cidarlı odometre testlerinden 0.65 olarak alınmıştır. Numuneler, daha sonra,  $p'-q$  düzleminde yaklaşık düz gerilme izini takip edecek şekilde yük kontrollü üç eksenli basınç koşullarında yüklenmişlerdir. İki testteki tabii edilen gerilme izleri  $\Delta q/\Delta p$ , sırasıyla 0.249 ve 0.80'dir. Anizotropik parametrelerin bulunması amacıyla Graham ve Houlsby (1983) tarafından önerilen yöntem gereğince en küçük kareler çözümüne girilen anizotropik parametre setleri Tablo 2'de verilmiştir. Ön-konsolidasyon basıncı, Cassagrande yöntemi kullanılarak yapılan tek boyutlu odometre testine göre 110 kPa olarak elde edilmiştir.

**Tablo 2.** Gerilme ve Birim deformasyon artışları

Deney No	$\sigma_{vc}$ (kPa)	$\delta p'$ (kPa)	$\delta q$ (kPa)	$\delta v$ (%)	$\delta \epsilon$ (%)
Deney 1 Numune-1	110	6.18	4.75	0.3323	0.1273
Deney 1 Numune -2	110	7.4	2.330	0.3547	0.04053

Deney 2 Numune -1	110	31.04	25	1.5579	0.5954
Deney 2 Numune -2	110	32.06	8	1.7821	0.2352

Yük kontrollü üç eksenli deneyler için, modifiye bir test cihazı tasarlanmıştır. Gözenek basınçları ve hücre basınçları basınç transduserleri ile ölçülmüştür. Düşey deplasmanlar, deplasman transduserleri (LVDT) kullanılarak ölçülmüştür. Hacim değişiklikleri, 0.01 cm<sup>3</sup> hassasiyetle hacim değişimi transduserleri ölçülmüştür ve yük, yük hücresiyle (load cell) ölçülmüştür. Tüm veriler, bir veri kaydedici vasıtasıyla otomatik olarak bilgisayara kaydedilmiştir. Test aletinin fotoğraf ve şeması Şekil 1 de görülmektedir.



- |                                |                              |
|--------------------------------|------------------------------|
| 1-Hacim değişimi transduseri   | 5-Boşluk basıncı transduseri |
| 2-Sabit basınç sağlar          | 6-Hücre basıncı transduseri  |
| 3-Deplasman transduseri (LVDT) | 7-Zemin örneği               |
| 4-Yük hücresi                  | 8-Kayıt cihazı               |

**Şekil 1.** Deneysel Çalışmada Kullanılan Düzenek

Düzlemsel anizotropik elastik beş parametre, Graham ve Houlsby (1983) tarafından önerilen yöntemle hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar Tablo 3'te görülmektedir.

**Tablo 3.** Anizotropik elastik parametreler

$K^*/P_c$	$G^*/P_c$	$J^*/P_c$	$\nu^*$	$\alpha^2$	$E_v$ (kPa)	$E_H$ (kPa)	$\nu_{vH}$	$\nu_{HH}$	$G_{vH}$ (kPa)	$G_{HH}$ (kPa)
17.92	11.45	0.62	0.21	1.25	3303	4211	0.182	0.21	1535	1733

Tablo 3'te,  $\alpha^2$ , yatay/düşey rijitlik oranını göstermektedir. Elde edilen yatay ve düşey elastik modüllere bakıldığında, Yenice kili, yatay yönde yaklaşık 1.25 kat daha rijittir.



Model geometrisinin boyutu, uygun derinlik ve en benimsenerek taban etkisi ve ölçek etkisini giderecek şekilde seçilmiştir. Analizin sonunda, elde edilen tüm gerilme sonuçları, başlangıç gerilmesine ( $P_0$ ) bölünerek boyutsuz olarak sunulmuştur.

Beş düzlemsel anizotropik parametre programa girilerek gerilme/deplasman analizleri gerçekleştirilmiştir. Yenice kili için, daha önceki bölümde açıklanan laboratuvar prosedüründen beş bağımsız parametreyi içeren bir anizotropik parametre seti elde edilmiştir. Bu kile has anizotropik parametre setine dayanarak, çeşitli “anizotropi tür ve derecesine” tekabül eden farklı yeni anizotropik parametre setleri oluşturulmuştur. Daha sonra şu prosedür takip edilmiştir: önce,  $n$  ve  $m$  değerleri için gerçekçi bir aralık seçilmiştir (örneğin  $n$  için 0,20, 0,50, 0,90,...3,9). Eşitlik 8’teki ilişkiye dayanarak ilgili  $\alpha$  değerleri hesaplandı. Hesaplanan  $\alpha$  değerlerine dayanarak, Eşitlik 7 yardımıyla beş anizotropik elastik parametre hesaplandı (belirli bir düşey Young modülü için). Örneğin: seçilen  $n=0.20$  için,  $\alpha$ , 0,447 olarak hesaplandı ( $\alpha = \sqrt{n}$ ) ve sonra Eşitlik 7’deki ilişkiler kullanılarak ilgili beş anizotropik parametre hesaplandı. Bu “ $n$ ” değerine tekabül eden  $m$  değerleri, 0,185 olarak hesaplandı ( $m = \alpha / 2(1 + \nu^*)$ ). Böylece, her seferinde yeni bir  $n$  değeri seçerek farklı “tür ve derecelerde” anizotropiye karşılık gelen farklı anizotropik parametre setleri oluşturuldu. Seçilen  $m$  değeri için de benzer bir prosedür takip edildi. Elde edilen anizotropik parametre setleri Tablo 4’te görülmektedir.

**Tablo 4.** Üç parametrelili anizotropi ile üretilen elastik parametre setleri

$n$	$m$	$\alpha$	$E_v$	$E_h$	$\nu_{vh}$	$\nu_{hh}$	$G_{vh}$
0,200	0,185	0,447	3303	661	0,47	0,21	610
0,500	0,292	0,707	3303	1652	0,30	0,21	965
0,900	0,392	0,949	3303	2973	0,22	0,21	1295
1,000	0,413	1,000	3303	3303	0,21	0,21	1365
2,000	0,584	1,414	3303	6606	0,15	0,21	1930
3,000	0,716	1,732	3303	9909	0,12	0,21	2364
3,500	0,773	1,871	3303	11561	0,11	0,21	2553
3,900	0,816	1,975	3303	12882	0,11	0,21	2695
$m$	$n$	$\alpha$	$E_v$	$E_h$	$\nu_{vh}$	$\nu_{hh}$	$G_{vh}$
0,100	0,059	0,242	3303	193	0,87	0,21	330
0,200	0,234	0,484	3303	774	0,43	0,21	661
0,330	0,638	0,799	3303	2107	0,26	0,21	1090
0,500	1,464	1,210	3303	4836	0,17	0,21	1652
0,750	3,294	1,815	3303	10881	0,12	0,21	2477
1,000	5,856	2,420	3303	19344	0,09	0,21	3303

Bu prosedürün ardından, elde edilen Eşitlik 2’de verilen ilişki kullanılarak tüm anizotropik parametre setlerinin, pozitif birim deformasyon enerjisi koşullarını sağlayıp sağlamadıkları kontrol edildi. Eşitlik 2’yi sağlayamayan anizotropik anizotropik parametre setleri hemen elendi.

## 5. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Araştırmanın bu bölümünde, iki temel çalışma yapılmıştır. Öncelikle, yüzey deplasmanları için FEM analizleriyle elde edilen sonuçlar ve düzlemsel anizotropik bir malzeme farz edilen elastik homojen bir yarı uzayın homojen dağılımlı dairesel yüzey yüklemesinden kaynaklanan gerilme dağılımı sunulmuş ve sonuçlar tartışılmıştır. İkinci olarak, üç parametrelili anizotropi temsiliyle elde edilen gerilme/deplasmanlar, sadece bir parametrenin değiştirildiği, diğerlerinin tipik sabit değerlerinin muhafaza edildiği mutlak parametrik yolla elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Bu ikinci kısmın gerçekleştirilme sebebi, bu iki yöntemle elde edilen gerilmeler/deplasmanlar arasındaki farkın derecesini görmektir.

Şekil 3'teki deplasmanlar incelendiğinde, yüzey deplasmanlarının, bu çalışmada kullanılan gerçekçi  $n$  ve  $m$  modül oranları aralığındaki değişimlere karşı neredeyse iki katına çıktığı görülmektedir. Yine,  $n$  ve/veya  $m$  modül oranları arttıkça, daha az deplasman oluşmuştur. Şekil 3.a'da kesikli çizgiyle verilen  $n=1$  eğrisi, izotropik koşulu temsil eder.  $n$  ve  $m$  değerleriyle temsil edilen çeşitli tür ve derecedeki anizotropiye tekabül eden deplasmanlar arasındaki fark, düşey eksen boyunca derinlikle azalma gösterir. Şekil 3.b'deki son eğriye ait " $m, n$ " çiftinin ( $m=1, n=6.05$ ), daha önce belirtildiği gibi  $n$  değeri 4'ten büyük olduğu için gerçekçi olmadığı görülmektedir.

Şekil 4'te görülen düşey gerilmelerle ilgili olarak, gerilmelerin, hem  $n$ 'deki ve hem de  $m$ 'deki değişimlere hassas olduğu açıkça görülmektedir. Ayrıca,  $n$  yada  $m$  değeri arttıkça düşey eksen etrafındaki gerilme konsantrasyonunun azaldığı da görülmektedir. Yani, daha büyük  $n$  ve  $m$  değerleri için ortamın yük yayılma kapasitesi artmaktadır. Gerilmelerin bu davranışı, Gazates'in 1983 yılında gerçekleştirdiği ve  $n$  veya  $m$  modül oranları arttıkça  $\sigma_z$  gerilmelerinin azaldığını bulduğu parametrik çalışmayla uyumaktadır. Bunun anlamı, geoteknik uygulamalarda, aşırı konsolide killi yada kompakte edilmiş zeminler gibi nispeten büyük  $n$  değerine sahip zeminlerin, uygulanan temel yüklerine karşı daha iyi yük yayma kapasitelerine sahip olmaları gereğidir. Şekil 4a'da, seçilen  $n$  değerleri ve her bir  $n$  değeri için hesaplanan  $m$  değerlerinin de, zeminler için kabul edilebilir aralıkta yer almaktadır. Bu çalışmada erişilen diğer bir önemli sonuç da,  $n$  değerlerinin artmasıyla karşılık gelen  $m$  değerlerinin de artmasıdır. Yani, bir zeminin  $n$  değerinin artırılmasına yönelik bir etkiye maruz bırakıldığında (kompaksiyon gibi)  $m$  değeri de artacaktır (zeminin kayma rijitliği de artacaktır). Şekil 4.a'da görüldüğü gibi, çeşitli  $n$  değerleri için gerilmeler arasındaki fark, yaklaşık 1.33R derinlikte en yüksek değerini almaktadır.

Şekil 4.b'deki  $\sigma_z$  gerilmeleri göz önüne alındığında da, benzer sonuçlar elde edilmektedir. Yani,  $m$  değerleri arttıkça, düşey eksen etrafındaki  $\sigma_z$  gerilme konsantrasyonu azalmaktadır ve dolayısıyla zeminin yük yayma kapasitesi artmaktadır. Şekilde de görüleceği gibi, gerilmelerin,  $n$ 'deki değişimlere kıyasla  $m$ 'deki değişimlere daha hassas olduklarını söylemek mümkündür. Şekil 4.b'ye göre, seçilen  $m$  değerleri zeminler için varsayılan gerçekçi aralıkta bulunurlarken, bunlara karşılık hesaplanan tüm  $n$  değerleri gerçekçi aralıkta bulunmamaktadır. Örneğin,  $m=1$  için  $n=6.05$  olarak hesaplanmıştır ve bu,  $n$  için gerçekçi bir değer değildir (giriş kısmına bakınız).

Şekil 4'le ilgili olarak,  $n < 1$  için oluşan gerilmelere kıyasla,  $n > 1$  ( $n=1$  izotropiyi temsil eder) veya nispeten yüksek  $m$  değerleri için gerilmeler daha hızlı sönümlenmektedirler. Bu, daha yüksek modül oranlarına  $n$  (yatay yönde düşeye kıyasla daha rijit) yada daha yüksek kayma rijitliğine sahip düzlemsel anizotropik malzemelerin, derinliği daha az gerilmeler

meydana getirirken, nispeten düşük  $n$  veya  $m$  değerine sahip zeminlerin ise gerilmeleri nispeten daha derin kısımlara ilettiğini göstermektedir.

Şekil 5’de verilen radyal gerilmeler,  $\sigma_r$ , değerlendirilmesinde, yaklaşık  $0,67R$ ’den daha az derinlikler için daha yüksek  $n$  değerlerinin, daha yüksek  $\sigma_r$  gerilmeleri ürettiği açıkça görülmektedir ve o derinliğin altında ise durum tam aksinedir. Aynı Şekil den görüleceği üzere, radyal gerilmeler, ortamın anizotropik karakterinden bağımsız olarak, yaklaşık bir yarıçap kadar bir derinlikte sönümlenmektedirler. Yine, radyal gerilmelerin  $n$  veya  $m$ ’deki değişikliklere duyarlı oldukları da görülmektedir. Zeminin anizotropik karakteri  $n$  veya  $m$  azaldıkça, zemin yüzeyine yakın kısımlarda  $\sigma_r$  gerilmelerinin de azaldığı görülmektedir. Ortamın “yanal desteğindeki” bu azalma, meydana gelen daha büyük yüzey deplasmanlarını açıklamaktadır. Bu sonuçlar, Gazates’in 1983 yılında yaptığı araştırmayla oldukça uyumludur. Zemin yüzeyinde, bu çalışmada kullanılan  $n$  değerleri değişimi aralığında  $\sigma_r$  yüzey gerilmelerinin  $0.9P_0$  ve  $0.25P_0$  aralığında kaldığı görülmektedir.

Şekil 6’ye göre, sığ derinliklerde  $m$  ve  $n$  arttıkça maksimum kayma gerilmeleri,  $\tau_{max}$ , azalmaktadır ve  $0.67R$  civarında bir pik elde edilmektedir.  $n$  arttıkça, maksimum kayma gerilmeleri,  $\tau_{max}$ , sifira daha çok yaklaşmakta ve bu da,  $\sigma_r$ ’in  $\sigma_z$ ’a yaklaşma eğilimini yansıtır. Bu durumda, ‘gerilme hali’, ‘izotropik’ koşullara yaklaşmaktadır.

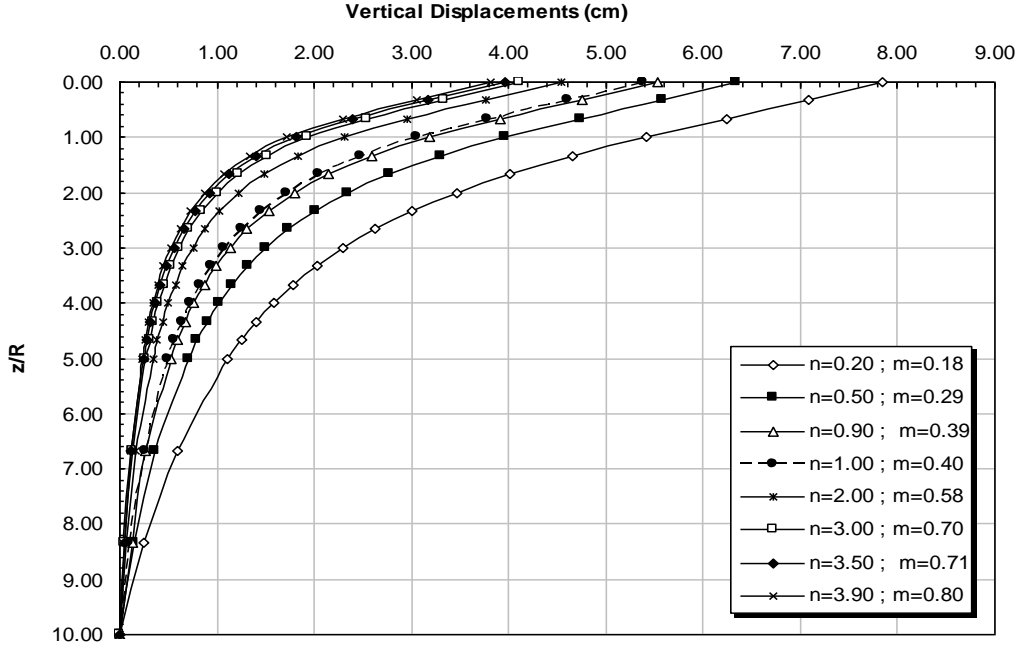
Bu çalışmada ayrıca, üç parametrelili anizotropi temsiliyle elde edilen gerilme/deplasman sonuçları, parametrik araştırmalarda mutat yolla elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmış ve sonuçlar, Şekil 7 ve Şekil 8’de sunulmuştur. Parametrik araştırma yapmak için boyutsuz parametreler  $m=0.413$ ,  $\nu_{vh}=0.21$  and  $\nu_{hh}=0.21$  olarak sabit tutulurken yalnız  $n$  değeri, sırasıyla  $0.2$  ve  $3.5$  olarak değiştirilmiştir. Görüldüğü gibi, Şekil 7 ve Şekil 8 da beş eğri bulunmaktadır. Ortadaki “ $n=1$ ,  $m=0,413$ ” değerlerine sahip eğri izotropiyi temsil ederken,  $n=0.2$ ,  $m=0.413$  ve  $n=3.5$   $m=0.413$  eğrileri, sabit  $m$  değerleriyle değişik türde iki farklı anizotropiyi temsil etmektedir ( $n>1$  zemin yatayda daha rijit ve  $n<1$  düşeyde daha rijit). “ $n=0.2$ ,  $m=0.185$ ” ve “ $n=3.5$ ,  $m=0.773$ ” eğrileri, hem  $m$  ve  $n$  modül oranları hem de  $\nu_{vh}$  birlikte değiştirilmiş üç parametrelili anizotropi temsiliyle elde edilmişlerdir.

Şekil 7.a ile ilgili olarak,  $n=0.2$  ve  $n=3.5$  değerleriyle tüm anizotropi aralığında düşey gerilmelerde,  $\sigma_z$ , “gerilme farkı (izotropi ile olan fark)”, mutat parametrik çalışmayla elde edilenden daha yüksek değerler, üç parametrelili anizotropi temsiliyle elde edilmiştir. Yine Şekilde görüleceği üzere, mutat yolla elde edilene kıyasla  $n>1$  tipi anizotropi için daha küçük düşey gerilmeler elde edilirken ( $n=3.5$  için iki eğriye bakınız),  $n<1$  zemin tipi için oluşan düşey gerilmeler daha büyüktür ( $n=0.2$  için iki eğriye bakınız). Bu farkın sebebi, gerilmelerin,  $n$  ve  $m$ ’deki değişimlere hassas olması yani gerilmelerin iki parametrenin de katkısıyla meydana gelmesidir. Nispeten sığ yerlerde “gerilme farkı” küçüktür fakat derinlikle artarak  $n=3.5$  için yaklaşık maksimum %10’a ve  $n=0.2$  için maksimum % 8’e çıkabilir.

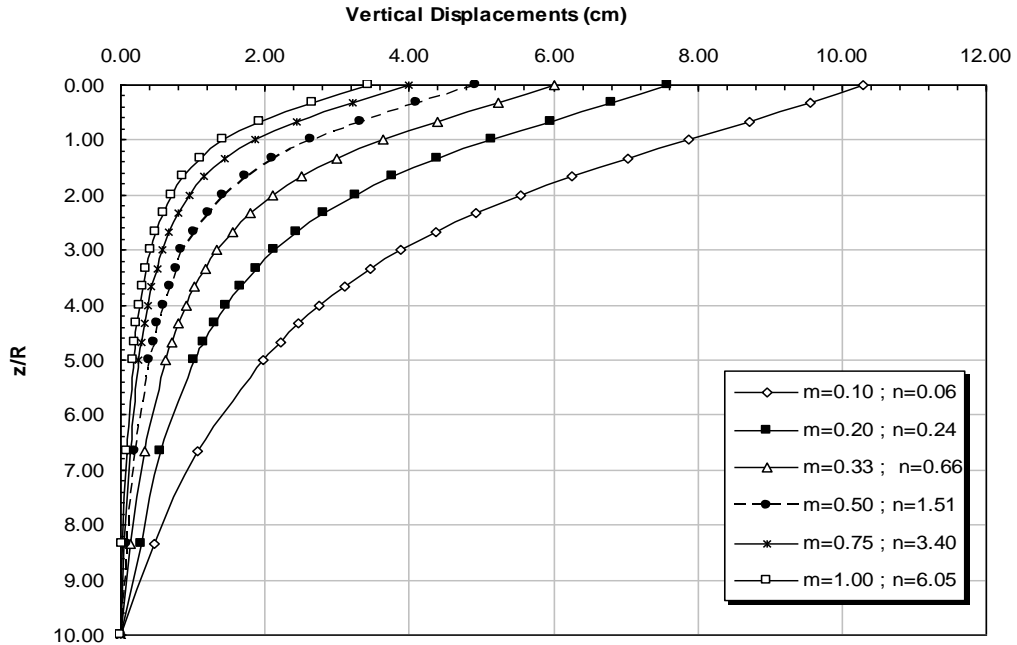
İki  $n$  değeri için radyal gerilmelerdeki fark,  $\sigma_r$ , bu araştırmada kullanılan üç parametrelili anizotropiyle daha küçük elde edilmiştir. Düşey gerilmelerin aksine, şekilden de görülebileceği gibi, mutat parametrik yolla elde edilene kıyasla  $n>1$  tipi anizotropi için daha küçük radyal gerilmeler elde edilirken  $n<1$  tipi anizotropiyle daha büyük radyal gerilmeler elde edilmiştir. Yüzeydeki “gerilme farkı”,  $n=3.5$  için yaklaşık %7 ve  $n=0.2$  için ihmal edilebilir düzeydedir.



Şekil 8'deki deplasmanları incelediğimizde, üç parametrelili anizotropi temsiliyle elde edilen iki modül oranına ( $n=3.5$  ve  $n=0.2$ ) tekabül eden deplasmanlar arasındaki fark daha büyüktür. Şekilden de görüleceği gibi, mutata parametrik yolla elde edilen deplasmanlara kıyasla,  $n>1$  tipi anizotropiyle elde edilen deplasmanlar daha küçükken  $n<1$  tipi zeminler için daha büyüktür. Üç parametrelili ve mutata parametrik yollarla elde edilen yüzey "deplasman farkı",  $n=3.5$  için % 9 ve  $n=0.2$  için % 12'dir.

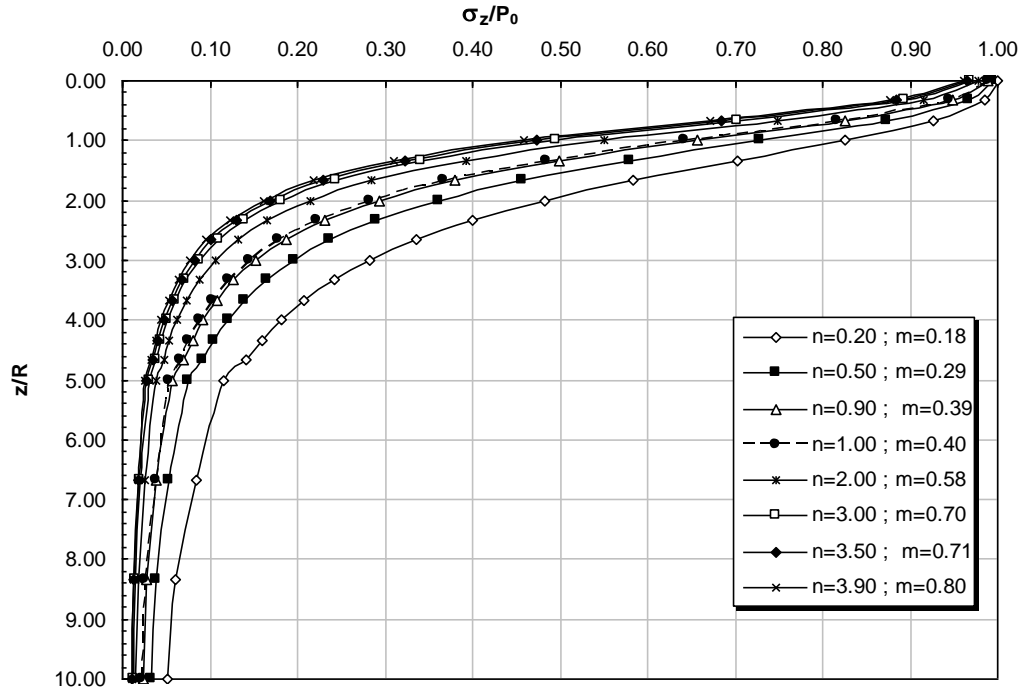


a)

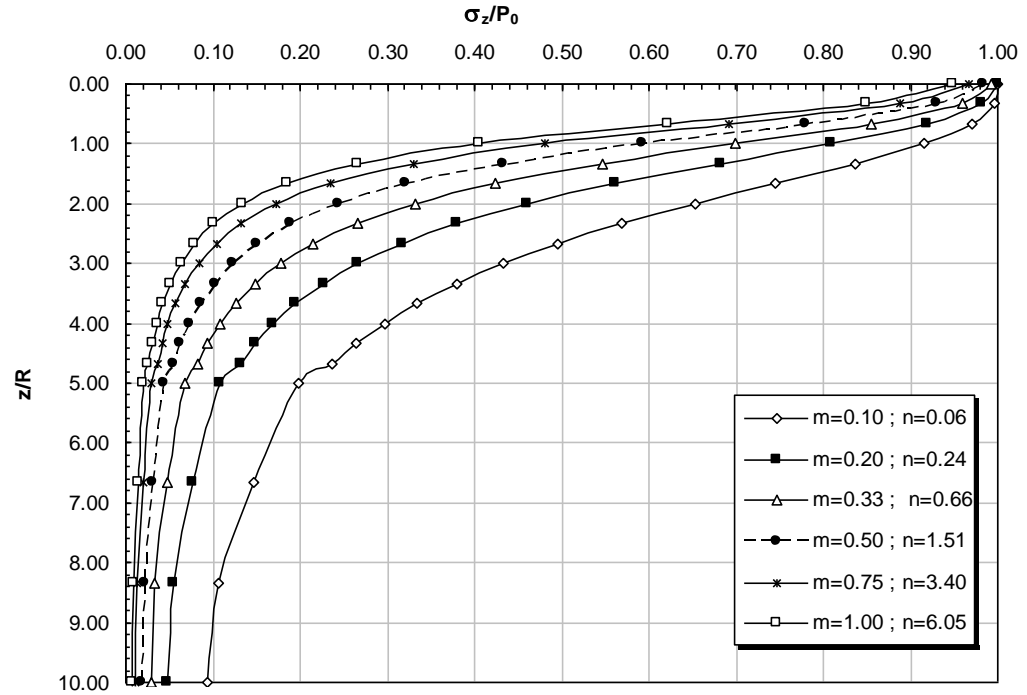


b)

Şekil 3. Boyutsuz Derinlik Boyunca Düşey Deplasman Dağılımı  
a) n değerleri için b) m değerleri için

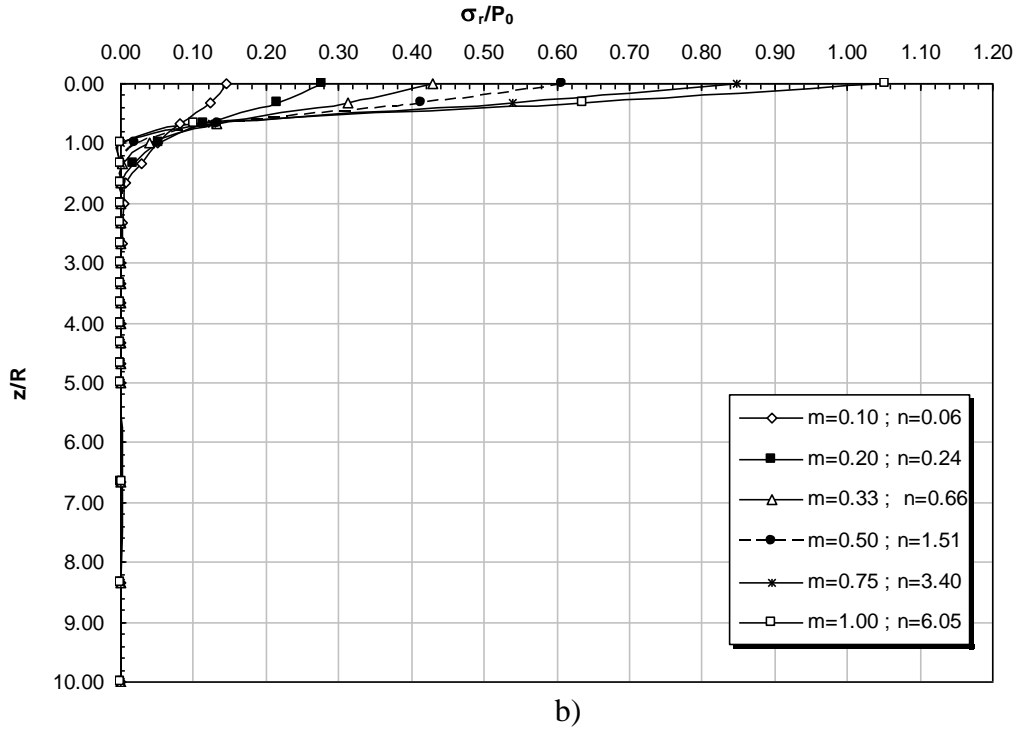
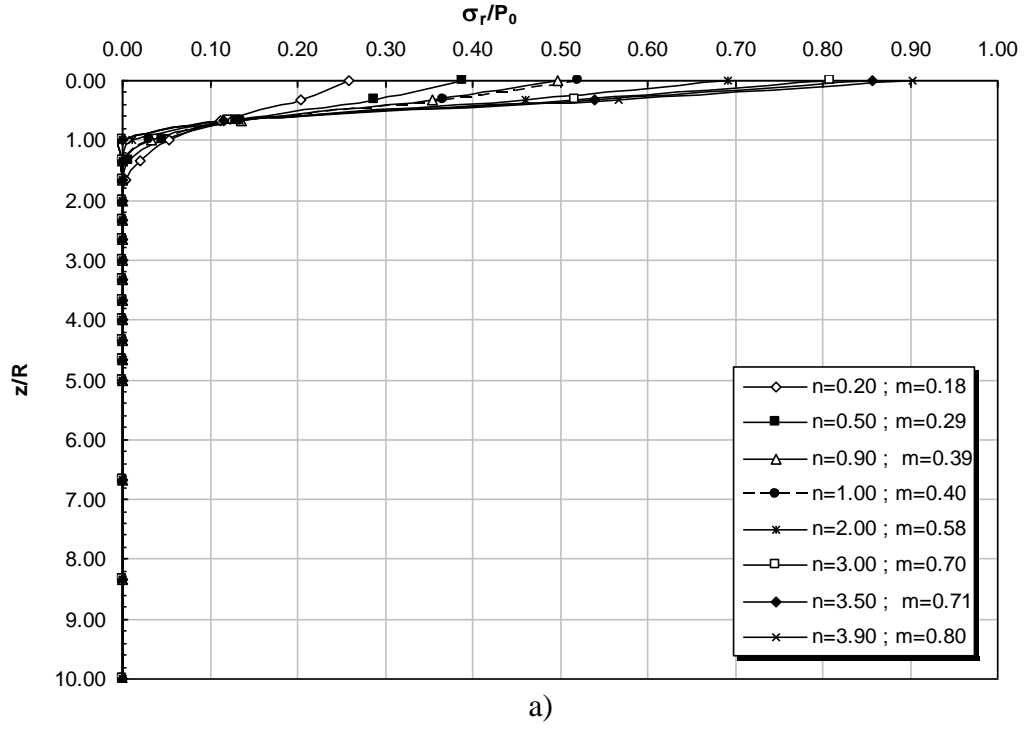


a)

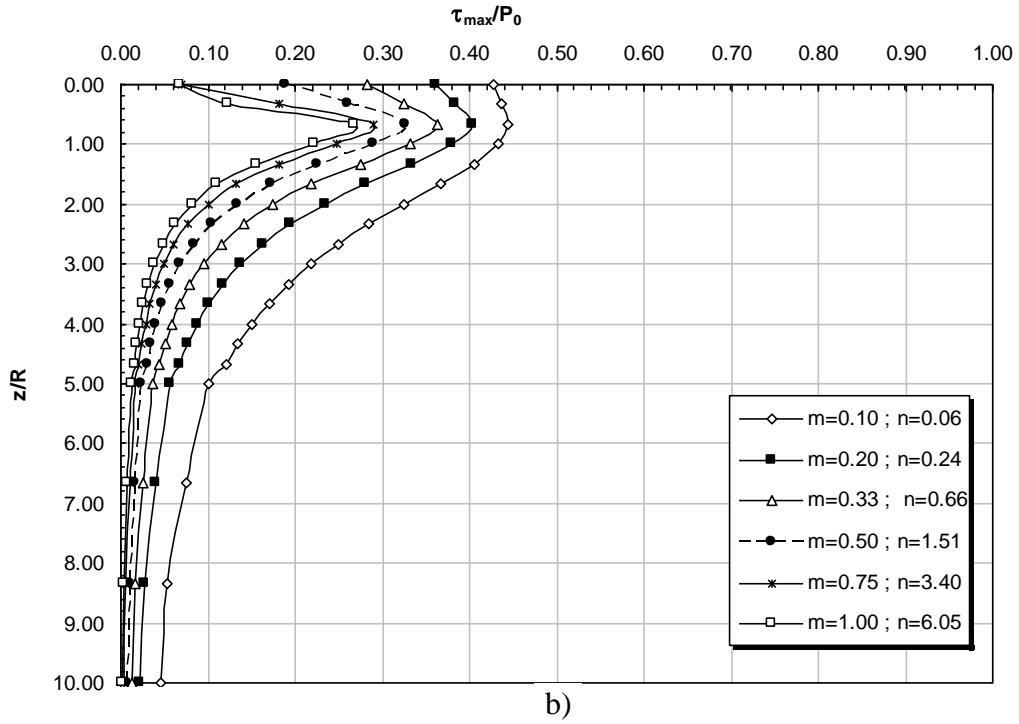
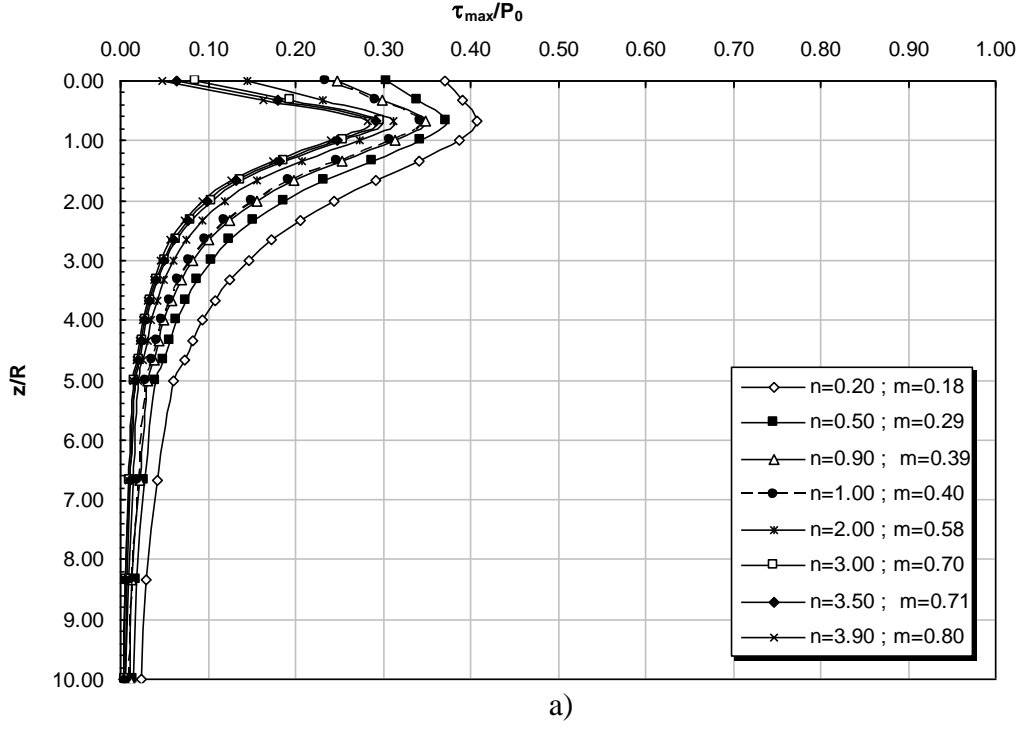


b)

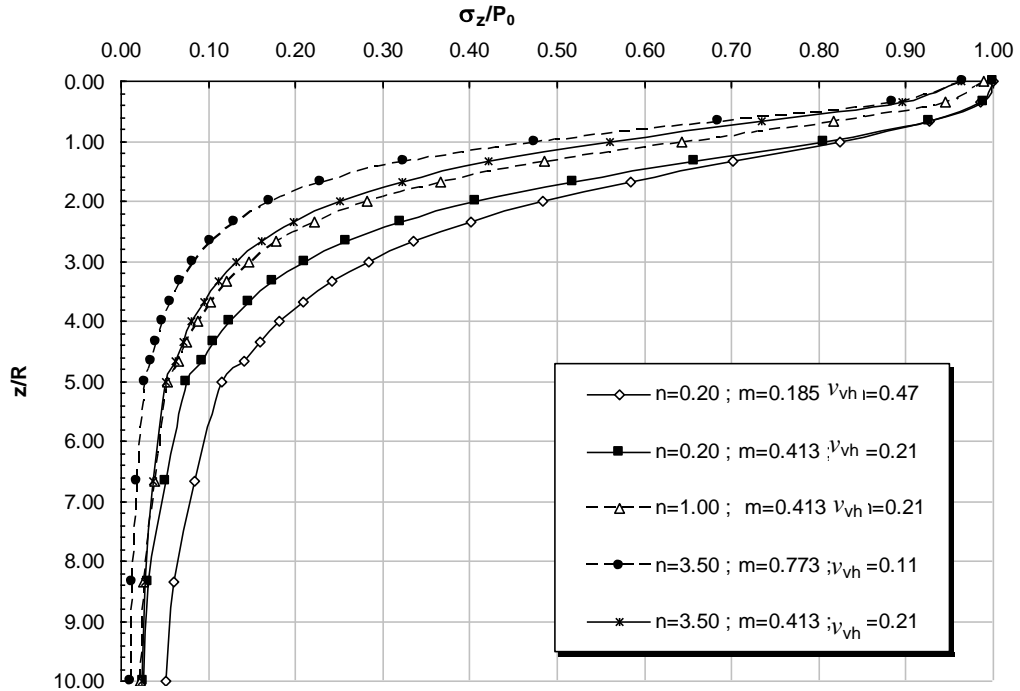
Şekil 4. Boyutsuz Derinlik Boyunca Düşey Gerilme Dağılımı  
a) n değerleri için b) m değerleri için



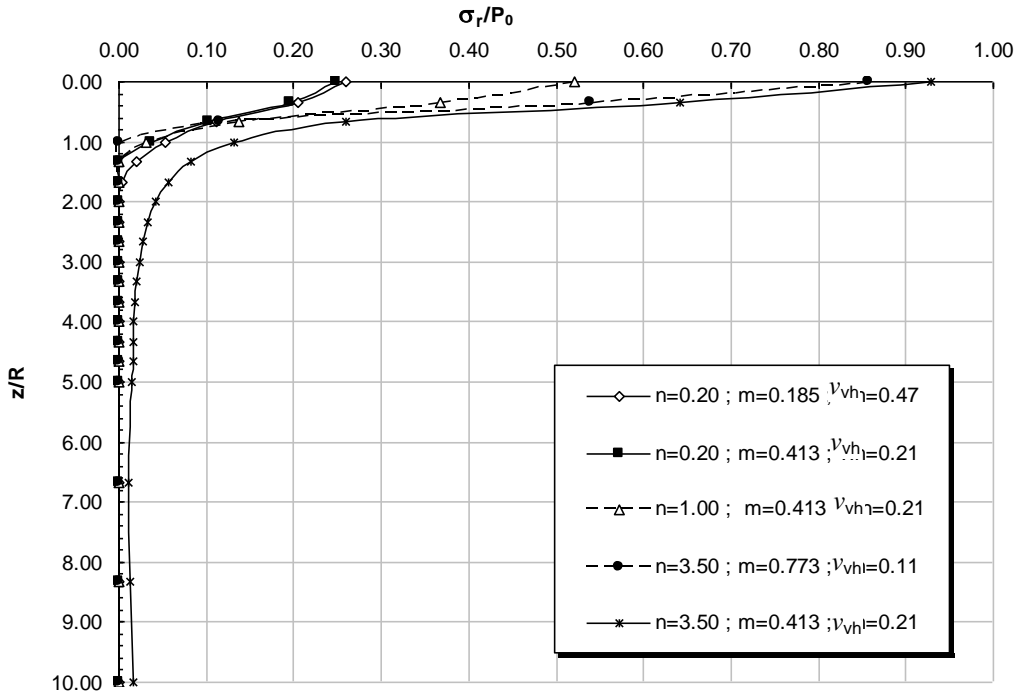
Şekil 5. Boyutsuz Derinlik Boyunca Radyal Gerilme Dağılımı  
a) n değerleri için b) m değerleri için



Şekil 6. Boyutsuz Derinlik Boyunca Maksimum Kayma Gerilmesi Dağılımı  
a) n değerleri için b) m değerleri için

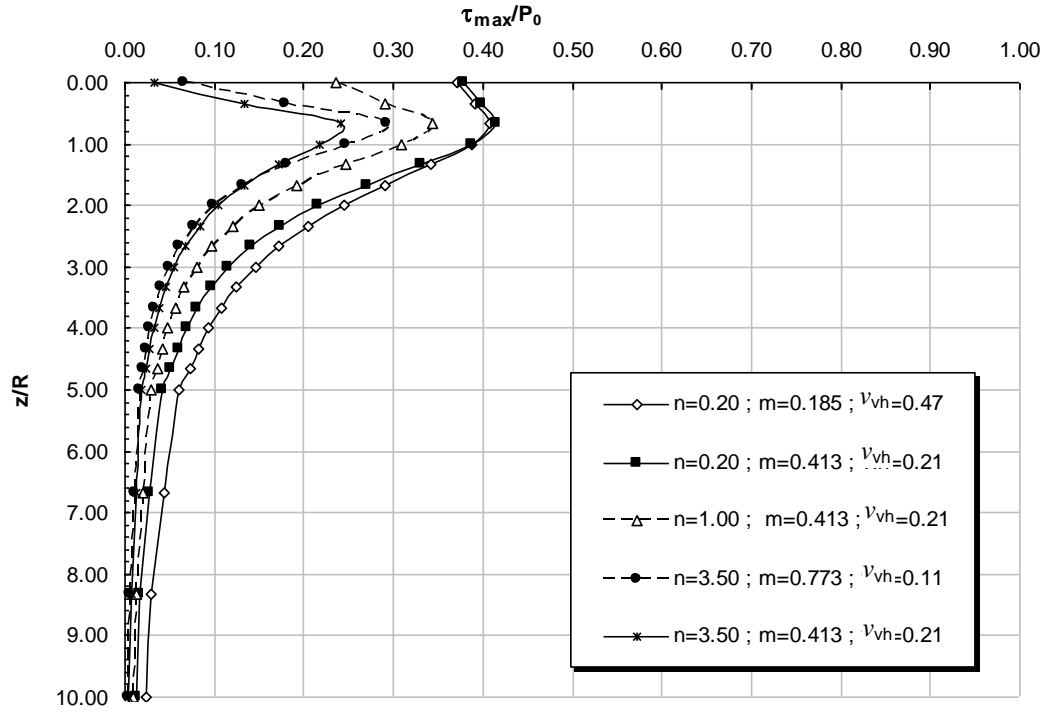


a)

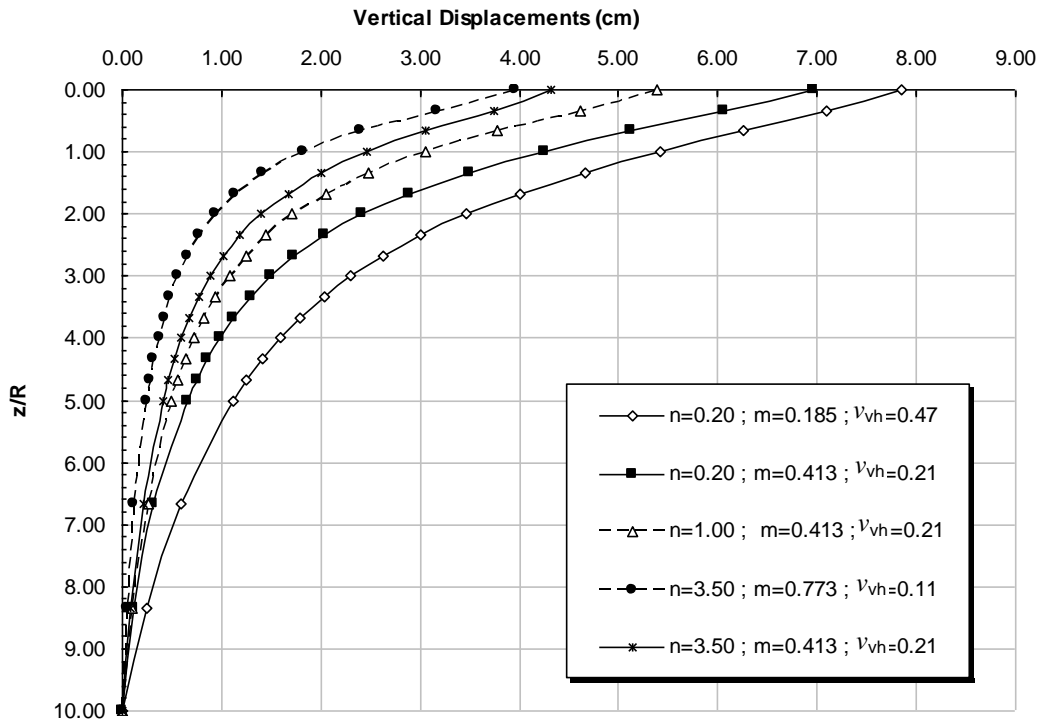


b)

Şekil 7. Üç Parametrelili Anizotropi ve Parametrik Çalışmadan Elde Edilen  $\sigma_z$  ve  $\sigma_r$  Gerilmelerinin Karşılaştırılması



a)



b)

Şekil 8. Üç Parametrelİ Anizotropi ve Parametrik Çalışmadan Elde Edilen  $\tau_{max}$  ve Düşey Deplasmanların Karşılaştırılması

Yüzeyde dairesel bir alana dağılmış normal eksenel simetrik yük taşıyan elastik bir düzlemsel anizotropik yarı ortam için gerilme ve deplasman dağılımını değerlendiren analizler gerçekleştirilmiştir. Geniş bir n, m modül oranları aralığında düşey ve yatay normal gerilmelerin yük merkezi altındaki dağılım ve maksimum kayma gerilmesi ve deplasmanları araştırılmıştır.

Bu çalışmada erişilen en önemli sonuçlardan biri, n değerinin artması ile birlikte buna karşılık gelen m değerinin de artması ve de  $\nu_{vh}$ 'nin azalmasıdır. Yani, bir zemine uygulanan bir etki neticesinde n değeri artırılmaya çalışıldığında (kompaksiyon gibi), buna bağlı olarak m değeri de artarken (zeminin kayma rijitliği artar)  $\nu_{vh}$  azalır.

Gerilme analizleri araştırmaları için elde edilen (n,m) çiftleri sayesinde, daha önceki parametrik araştırmalarda yapılması mümkün olmayan, parametrelerin gerçekçi aralıklarda bulunup bulunmadığı kontrol edilebilir. Örneğin, m=1 n=6,05 çifti, n bakımından gerçekçi aralıkta değilse de m gerçekçi aralıklarda bulunmaktadır.

Deplasmanlar bakımından, bu çalışmada kullanılan n ve m gerçekçi modül oranları aralığında değişimlere karşı, deplasmanların çok farklı olduğu (yaklaşık iki kat) görülmektedir.

Düşey gerilmeler incelendiğinde, gerilmeler, n ve m' deki değişimlere hassastırlar. Ayrıca, n veya m değerleri arttıkça düşey eksen etrafındaki gerilme konsantrasyonu azalmaktadır. Yani, n ve m değerleri arttıkça ortamın yük yayma kapasitesi artmaktadır. Burada gerilme ve deplasmanlarla ilgili çıkarılan sonuçlar, Gazetas'ın (1983) çalışmasıyla da uyumludur. Bir diğer ilginç sonuçsa, düşey gerilmelerle ilgili olarak zeminin anizotropi türünün (n>1 veya n<1 türü) gerilmelerin sönümlendiği (gerilmenin değerinin % 10 mertebesine inmesi) etkili derinliği belirlemesidir.

Radyal gerilmelerin,  $\sigma_r$ , değerlendirilmesinde, yaklaşık 0.67R'den daha az derinlikte daha yüksek n değerleri için daha yüksek  $\sigma_r$  gerilmeleri elde edilmektedir ve bunun altındaki derinliklerde ise durum tam tersinedir. Ortamın anizotropik karakterine bakılmaksızın sığ yerlerde (yaklaşık bir yarıçap) radyal gerilmeler sönümlenmektedir.

Sığ yerlerde n ve m modül oranları arttıkça maksimum kayma gerilmeleri,  $\tau_{max}$ , azalmakta ve yaklaşık 0.67R derinlikte bir pik değerden geçerek azalmaktadır.

Bu çalışmada, üç parametrelili anizotropik temsille elde edilen gerilmeler/deplasmanlar, olası iki n değeri, n=3.5 ve n=0.2 için, mutlak parametrik araştırmalarda elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Mutat yolla elde edilen düşey gerilmelere kıyasla, n>1 tipi anizotropide daha küçük düşey gerilme ve deplasmanlar görülürken n<1 tipi zeminlerde daha büyük düşey gerilmeler ve deplasmanlar oluşmaktadır. Düşey gerilme ve deplasmanların tersine, radyal gerilmeler için bunun tersi geçerlidir. Öte yandan, üç parametrelili temsil ve mutlak yolla elde edilen "gerilme farkı" ve "deplasman farkı", %10 düzenindeyken, iki farklı n değerine tekabül eden radyal gerilmeler için daha küçüktür.

## KAYNAKLAR

- Kirkgard, M. M. And Lade, P. V., "Anisotropy of Normally Consolidated San Francisco Bay Mud," GTJODJ, Vol. 14 No. 3, Sept. 1991, pp. 231-246.
- Yong, R.N., and Silvestri, V., "Anisotropic Behaviour of a Sensitive Clay," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, pp. 335-350.
- Gerrard, C. M., "Background to Mathematical Modelling in Geomechanics,: The Roles of Fabric and Stress-History, " Finite Elements in Geomechanics, JohnWiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 1977, pp. 33-120.
- Yong, R.N., and Warkentin, B. P., Soil Properties and Behaviour, Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, Holland, 1975
- Barden, L., "Stresses and Displacements in Cross-Anisotropic Soil," Geotechnique, Vol. 13, 1963, pp. 198-210.
- Gazetas, G., "Indentation of Anisotropic Halfspace by Yielding Circular Foundation." Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 107, No. EM4, Proc. Paper 16412, Aug., 1981, pp. 695-704.
- Gerrard, C. M., and Harrison, W. J., "Circular Loads Applied to a Cross-Anisotropic Halfspace," Australia Division of Applied Geomechanics, Technical Paper No. 9, 1970.
- Lekhnitskii, S. G., Theory of Elasticity of an anisotropic Elastic Body, Holden-Day, San Francisco, Calif., 1963 (translated)
- Nayak , M., "Elastic Settlement of a Cross-Anisotropic Medium under Axisymmetric Loading, "Soils and Foundations, Vol. 13, No. 2, pp. 83-90.
- Westergaard, H. M., "A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics, "Contributions to Mechanics of Solids, Timoschenko 60th Anniversary Vol., The MacMillan Co., New York, N.Y., 1938.
- Gerrard, C. M., "Point and Circular Loads Applied within a Cross-Anisotropic Elastic Halfspace" Applied Math Modelling, Vol. 6, No. 4, Aug 1982, pp. 262-272
- Gazetas, G., "Stresses and Displacements in Cross-Anisotropic Soils" ASCE, Vol. 108, No. GT+, April 1982
- Wang, Y. H. and Cheung, Y. K."Plate on Cross-Anisotropic Foundation Analysed by Finite Element Method," Comp. and Geotech. Vol. 28, No. 1, Jan 2001.
- Graham, J. and Houlsby, G.T. "Anisotropic Elasticity of a Natural Clay," Geotechnique Vol. 33, No.2, pp. 165-180.
- Lings M.L., Pennington D.S. and Nash D.F.T "Anisotropic stiffness parameters and their measurements in a stiff natural clay", Geotechnique 50, No.2, 2000, p109-195
- E Hoque, Tatsuoka, F., and Sato, T., "Measuring Anisotropic Elastic Properties of Sand Using a Large Triaxial Specimen" GTJODJ, vol. 19, No.4, December 1996, pp 411-420
- Ngan-Tillard, D.J., Swart, A. "Determination of Elastic Parameters in the Lateral Stress Oedometer" Geotechnical Special Publication, n130-142.
- Zhu, F. And Clark, J. I. "Effect Of Dynamic Loading On Lateral Stress in Sand" Can. Geotech. J. 31, 308-311, (1994)
- Schmertmann, J. H "Stress Diffusion Experiment In Sand" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, Jan 2005/1
- Tekinsoy, M. A. And Laman, M. "Elastic Soil Problems" Süleyman Demirel University Publications İsparta 2000 (in Turkish).
- Tsytvich, N. "Soil Mechanics", Mir Publication, Moscow Russia 1976
- Timashenko, S. and Goodier, J.N., "Theory of Elasticity" Kögakusha Comp. Ltd., pp 343-372 Tokyo, Japan



Keskin, M.S. "Stress Analysis of Soils With Various Methods" Msc Thessis, University of Cukurova Adana/Turkey (in Turkish)  
Standarts Of Japanese Geotechnical Society For Laboratory Shear Tests (English Version)  
Turkish Standart TS1900 "Methods of Testing Soils for Civil Engineering Purposes in the Laboratory" (in Turkish).

# KOMPAKSİYON DENEYLERİNDE GEÇİRİMLİLİK KATSAYISI İLE BOŞLUK ORANI ARASINDAKİ İLİŞKİLER

## THE RELATIONS BETWEEN COEFFICIENT OF PERMEABILITY AND VOID RATIO IN COMPACTION TESTS

Hakan Alper KAMILOĞLU<sup>1\*</sup> Bayram Ali UZUNER<sup>2</sup> Fatih YILMAZ<sup>1</sup>

### ABSTRACT

In this study, in order to determine the relations between coefficient of permeability and void ratio; soil classification tests, standart compaction test and falling head tests were performed over five different soil samples. The soil samples were classified according to the Unified Soil Classification System (USCS). After standard compaction tests, maximum dry densities, optimum water contents were determined and single peak-point curves were obtained. As a result of falling head permeability tests; the coefficient of permeability values and void ratios were defined and single bottom-point curves were obtained. Water content – dry density ( $w-\rho_k$ ) and water content – coefficient of permeability ( $w-k$ ) graphs are unified. It was seen that the water content of maximum dry density and minimum permeability is nearly same. It is determined that the graph of void ratio – coefficient permeability ( $e - \log k$ ) which is obtained from compaction tests and falling head tests is linear.

**Keywords:** Compaction, Standard Proctor Test, void ratio, permeability, falling head permeability test

### ÖZET

Yapılan bu çalışmada, beş farklı zemin örneği üzerinde kompaksiyon deneylerindeki geçirimsizlik katsayısı ve boşluk oranı arasındaki ilişkileri belirlemek amacıyla; zemin sınıflandırma deneyleri, standart kompaksiyon deneyleri ve düşen düzeyli geçirimsizlik deneyleri yapılmıştır. Zemin sınıflandırma deneyleri sonucunda numuneler, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS)'ne göre sınıflandırılmıştır. Yapılan standart kompaksiyon deneylerinde, örneklerin optimum su içerikleri ve maksimum kuru yoğunlukları belirlenmiş, tek tepe noktalı  $w-\rho_k$  eğrileri elde edilmiştir. Düşen düzeyli geçirimsizlik deneyleri sonucunda örneklerin boşluk oranı değerleri ve geçirimsizlik katsayıları belirlenmiştir. Yapılan deneyler sonucunda elde edilen ( $w-\rho_k$ ) ve ( $w-k$ )

<sup>1</sup> Arş.Gör, Bayburt Üniversitesi, [hksamiloglu@bayburt.edu.tr](mailto:hkamiloglu@bayburt.edu.tr)

<sup>2</sup> Prof. Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, [uzuner@ktu.edu.tr](mailto:uzuner@ktu.edu.tr)

<sup>1</sup> Arş.Gör, Bayburt Üniversitesi, [fyilmaz@bayburt.edu.tr](mailto:fyilmaz@bayburt.edu.tr)

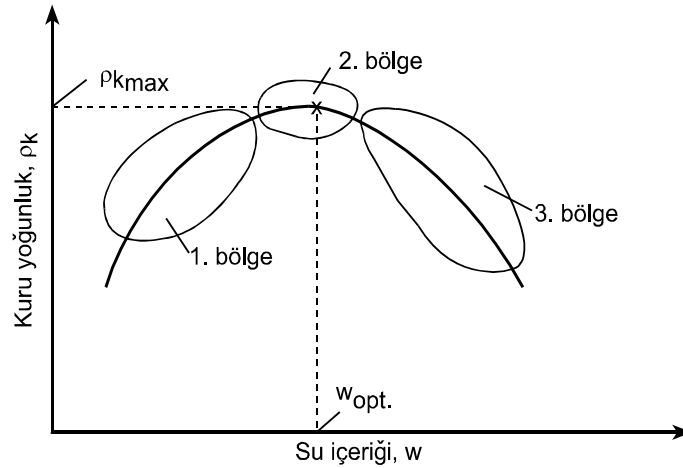
grafiklerinin birleştirilmesi ile  $w-\rho_k$  grafiklerinin maksimum kuru yoğunluk değerleri ile  $w-k$  grafiklerinin minimum geçirimsilik değerlerinin neredeyse aynı su içeriği değerlerine rastladığı görülmüştür. Boşluk oranı ( $e$ ) ve geçirimsilik katsayısı ( $k$ ) değerlerinden oluşturulan  $e - \log(k)$  grafiklerinin doğrusal oldukları belirlenmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Kompaksiyon, Standart Kompaksiyon Deneyi, Boşluk Oranı, Geçirimsilik, Düşen Düzeyli Geçirimsilik Deneyi

## 1. GİRİŞ

Günümüzde dünya nüfusunun artması ve teknolojik gelişmeler, beraberinde amaca uygun, ekonomik ve sağlam yapılara olan ihtiyacı arttırmıştır. Artan taleplerin karşılanması noktasında inşaa edilme gereksinimi duyulan daha yüksek kapasiteli yapılar, zeminlerde taşıma gücü problemlerinin doğmasına sebebiyet vermektedir. Zeminlerdeki bu taşıma gücü problemlerinin ortaya çıkması da zeminlerde iyileştirme yapılmasını zorunlu kılmaktadır. En sık uygulanan yüzeysel zemin iyileştirme metodlarının başında gelen kompaksiyon, belirli bir su içeriğinde maksimum kuru yoğunlukta sıkışma yapılması esasına dayanan bir stabilizasyon yöntemidir.

Zeminlerin tabakalar halinde serilerek silindirme, vibrasyon uygulama ya da tokmıklama sonucu belirli bir su içeriğinde zeminin boşluk oranının azaltılması sureti ile boşluklardaki havanın sıkışması ya da dışarı çıkması işlemine kompaksiyon denir ( Uzuner, 2007). Su içeriği, kompaksiyon enerjisi, zemin tanelerinin şekli, kullanılan zemin cinsi ve granülometri eğrisi gibi etmenlere bağlı olan kompaksiyonun uygulanmasıyla zemindeki boşluk oranı azaltılır, zeminin taşıma gücü artırılır, zeminde sıvılaşma ihtimali ve zeminin geçirimsiliği azaltılmış olur.



**Şekil 1.** Sıkıştırılmış Zeminde  $w - \rho_k$  İlişkisi

Bir zeminin belli bir sıkıştırma enerjisi ile farklı su içeriklerinde sıkıştırılması durumunda artan su içeriği ile birlikte kuru yoğunluk önce artmakta, maksimum değere ulaştıktan sonra da azalmaktadır. Kompaksiyon eğrisinin artan kısmı 1. Bölge, maksimum değerdeki kısmı, 2. Bölge, azalan kısmı da 3. Bölge olarak belirlenirse, kuru yoğunluk-su içeriği ilişkisi Şekil 1'de görüleceği gibi önce artan su içeriği değeri ile kuru yoğunluk artmakta, belirli bir su içeriği değerinde kuru yoğunluk maksimum olmakta ve artan su içeriği ile birlikte kuru yoğunluk değeri de düşmektedir.

Taneciklerden oluşan zemin partiküllerinin düzensiz yığılmaları zemin içerisinde boşlukların oluşmasına sebebiyet verir. Birbirlerine bu boşluklarla bağlı olan zemin tanelerinin içerisinde akışkanlar geçebilir (Mc Charty, 2007). Bu akışkanların zemin içerisindeki boşluklardan geçebilme yeteneğine permeabilite denir (Sheidegger, 1974). Zemin içerisindeki akışa olan direnci boşluk büyüklüğü, şekli ve geometrisi büyük ölçüde etkiler (Sridharan, 1971). Bu direnç sırasıyla boşluk özellikleri, zemin tanelerinin çapı, şekli, dizilimi gibi özellikleri ile alakalıdır (Cernica, 1995).

Kohezyonlu zeminlerin hidrolik iletkenliğine kompaksiyon şartlarının etkisi Bjerrum ve Huder (1957), Mitchell (1965) ve Daniel Benson (1990) tarafından araştırılmıştır. Bengochea (1979) % 90 silt ve % 10 kaolin içeren nonplastik kil – kaolin karışımlarında yaptığı araştırmalar sonunda kompaksiyon şartlarının boşluk çapı dağılımlarına etki ettiğini belirtmiştir. Watobe (2000) kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde kompaksiyon şartlarının ve farklı boşluk çapı büyüklüğü dağılımlarının, zeminlerde farklı hidrolik geçirimsizlik özellikleri oluşturduğunu belirtmiştir. Sheelheim (1880) permeabilitenin tane çapının karesi ile orantılı olduğunu açıklamasından sonra hidrolik iletkenliğin belirlenmesinde bir çok eşitlik geliştirilmiştir. Hazen (1911) temiz kum ve çakılların geçirimsizlik katsayıları hakkında üç parametrelili bir eşitlik ortaya koymuştur. Kozenty (1927) permeabilite katsayısının doygun zeminler için porozitenin yada boşluk oranının bir fonksiyonu olduğunu öne sürmüştür. Taylor (1948)  $k = [e^3/(1+e)]$  ve  $\log k - e$  ilişkisinin doğrusal olduğunu deneysel yolla kanıtlamıştır. Ayrıca geçirimsizlik katsayısının (k), boşluk oranının (e) bir fonksiyonu olduğunu idda ederek Kozenty – Carman eşitliğini ortaya koymuştur. Çeşitli zeminlerin deneysel olarak incelenmesi ile Lambe ve Whitman (1969)  $\log k - e$  ilişkisinin bir çok zemin türü için doğrusal olduğunu belirtmiş, bazı durumlarda  $k = [e^3/(1+e)]$  ilişkisinin lineer yapıda olabileceğini belirtmişlerdir. Vukovic ve Sana (1992) on adet geçirimsizlik katsayısı tahmininde kullanılan eşitliği incelediği çalışmaları sonucunda en gerçekçi sonuç veren eşitliğin Kozenty – Carman eşitliği olduğunu belirtmiştir.

## 2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Yapılan bu çalışmada (A1, A2, A3, A4, A5) beş farklı zemin örneği kullanılmış olup, örneklerde kompaksiyonun geçirimsizliğe olan etkisi ve boşluk oranının geçirimsizlikle olan ilişkisi incelenmiştir. Yapılan çalışmalarda her zemin tipi üzerinde Elek Analizi, Hidrometre Analizi, Kompaksiyon Deneyi, Özgül Ağırlık Deneyi, Plastik ve Likit Limit Deneyleri, Düşen Seviyeli Geçirimsizlik Deneyleri olmak üzere her bir zemin tipi için 7 farklı deney yapılmıştır. Yapılan zemin sınıflandırma deneyleriyle zeminler UCSC 'ye göre sınıflandırılmışlardır. Standart kompaksiyon deneyleri sonucunda elde edilen tek tepe noktalı ( $w-p_k$ ) eğrilerinden optimum su içeriği ve maksimum kuru yoğunluk değerleri belirlenmiştir. Elde edilen kompaksiyon eğrisinde tepe noktası, tepe noktasının sağ tarafı ve tepe noktasının sol tarafından toplam yedi farklı su içeriği değeri belirlenmiştir. Belirlenen bu su içeriği değerlerinde her bir zemin tipi standart kompaksiyon enerjisinde sıkıştırılmışlardır. Sıkıştırılan zemin örnekleri doygunluğa bırakıldıktan sonra düşen seviyeli geçirimsizlik deneyi uygulanmasıyla, farklı su içeriği değerlerinde sıkıştırılmış zeminlerin geçirimsizlik katsayıları belirlenmiş, ( $w-k$ ) grafikleri çizilmiştir. Düşen düzeyli geçirimsizlik deneylerinden elde edilen her bir geçirimsizlik katsayısı (k) değeriyle birlikte boşluk oranı (e) da belirlenmiştir. Elde edilen bu değerlerden de  $e-\log(k)$  grafikleri çıkarılmıştır. Zemin sınıflandırma deneyleri haricinde TS 1900' e göre yapılan diğer deneyler aşağıda ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

## 2.1. Zemin Sınıflandırma Deneyleri

Zeminlerin sınıflandırılmasında hidrometre analizi, elek analizi, likit ve plastik limit deneyleri, özgül ağırlık deneyleri yapılmıştır. Yapılan zemin sınıflandırma deneyleri sonucunda UCSC 'ye göre zemin sınıflandırmaları Tablo. 1'de gösterilmiştir. Hidrometre (ıslak analiz) ve elek analizi (yıkamalı analiz) sonucu zemin örneklerinin granülometrik eğrileri Şekil. 2-6 'da gösterilmiştir.

## 2.2. Standart Kompaksiyon Deneyleri

Elde edilen zemin numuneleri üzerinde yapılan kompaksiyon deneyleri sonucunda aşağıda belirtilen yöntemler izlenmiştir. Deney sonucunda ortaya çıkan grafikler, Şekil 7-11'de gösterilmiştir.

Bu deney, belirli bir metotla sıkıştırılmış bir zeminde, en büyük kuru birim hacim ağırlığı veren su muhtevasının bulunması ile ilgilidir. Bu deneyde 305 mm'den serbestçe düşen 2,5 kg'lık tokmağın sağladığı mekanik iş kullanılmaktadır.

1) Açıkta kurutulup ilgili elekten geçirilerek elde edilen zeminden 5kg'lık bir numune alınır. Numune zemin türüne göre uygun miktarda su ile iyice karıştırılır.

2) Kalıp, taban plâkası takılmış olarak 1 g doğrulukla tartılır (M1). Kalıp, sert bir yüzey üzerine oturtulur ve nemli zemin, mümkün olduğu kadar eşit kütlede üç tabaka halinde, her birine 305 mm serbest düşüş yapan tokmakla 25 darbe uygulanarak, üst ucuna yakası takılmış kalıbın içine sıkıştırılır..

Kullanılan zemin miktarı, kalıbı doldurmaya yetmeli, ancak sıkıştırılıp yaka çıkarıldıktan sonra kesilip atılacak artık zemin yüksekliği 6 mm'yi aşmamalıdır. Yaka çıkarılır ve sıkıştırılmış zemin, çelik cetvelle, kalıbın üst kenarı düzeyinde dikkatle düzlenir. Kalıp ve zemin, 1 g duyarlılıkla tartılır.

3) Sıkıştırılmış zemin, kalıptan çıkarılıp büyükçe bir metal kaba konur. Bu zeminini temsil eden bir numune alınarak su muhtevası ölçülür.

4) Zeminin geriye kalanı, ufalanıp ilgili elekten geçirilir ve deneyin başında hazırlanan numuneden artmış oranla karıştırılır. Böylece elde edilen örneğe, uygun artışlarla su katılıp karıştırılır ve her defasında yukarıdaki işlemler tekrarlanır.

Deney, en az beş değer verecek biçimde tekrarlanır ve kullanılan su muhtevaları en büyük kuru birim hacim ağırlığı veren optimum su muhtevasını içine alan sınırlar arasında değişmelidir.

## 2.3. Düşen Düzeyli Geçirimsizlik

Elde edilen zemin örnekleri üzerinde uygulanan düşen düzeyli geçirimsizlik deneyinde yapılan uygulamalar aşağıda açıklanmıştır. Deney sonucu ortaya çıkarılan grafikler Şekil. 7-11'de gösterilmiştir.

1) Kullanılacak numunenin ıslak kütlesi 0,01g duyarlı terazide tartılarak kaydedilir. Ayrıca numunenin su içeriği belirlenir.

2) İçinde numune olan silindirik kabın hacmi ve numunenin boyu ölçülür. Cam numunenin en kesit alanı hesaplanarak kaydedilir.

3) Numuneye su verilir doygun hale gelinceye kadar beklenilir. Bekleme süresi numunenin durumuna göre 15 dakikadan birkaç güne kadar değişebilir (Yapılan deneylerde numuneler 1 gün botunca doygunluğa bırakılmıştır). Zeminin iri taneli olması durumunda daha az ince taneli olması durumunda daha fazla süre beklenmesi gerekir.

4) Numune doygun hale geldikten sonra numuneye suyun girdiği noktada bulunan vana kapatılarak cam borudaki suyun seviyesi ölçülür. Bu ölçüm seçilen herhangi bir referans düzlemine göre yapılabilir.

Uygun bir zamanda vana açılarak zaman kaydedilir. Uygun bekleme süresi sonunda vana kapatılır. Cam borudaki su seviyesi seçilen referans düzlemine göre yeniden ölçülür. Bekleme süresi yaklaşık olarak bir saatten fazla olacaksa buharlaşmanın olmaması için cam borunun ucu kapatılır. Son olarak deney suyunun sıcaklığı kaydedilerek deney sonlandırılır.

### 3. BULGULAR

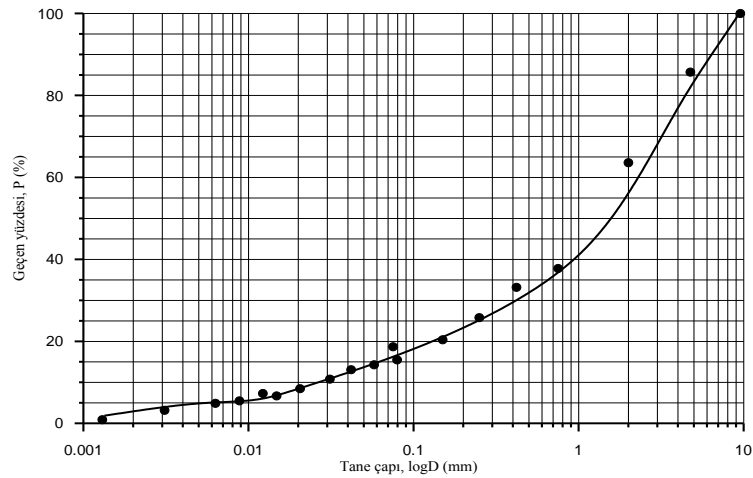
#### 3.1. Zemin Sınıflandırma Deneyleri

Yapılan zemin sınıflandırma deneyleri sonucunda zeminler, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre sınıflandırılması Tablo. 1'de gösterilmiştir. Bu sınıflandırma sistemine göre ilk dört zemin örneği (A1, A2, A3, A4) siltli kum (SM) olarak, son zemin örneği (A5) ise düşük plastisiteli kil (CL) olarak sınıflandırılmıştır.

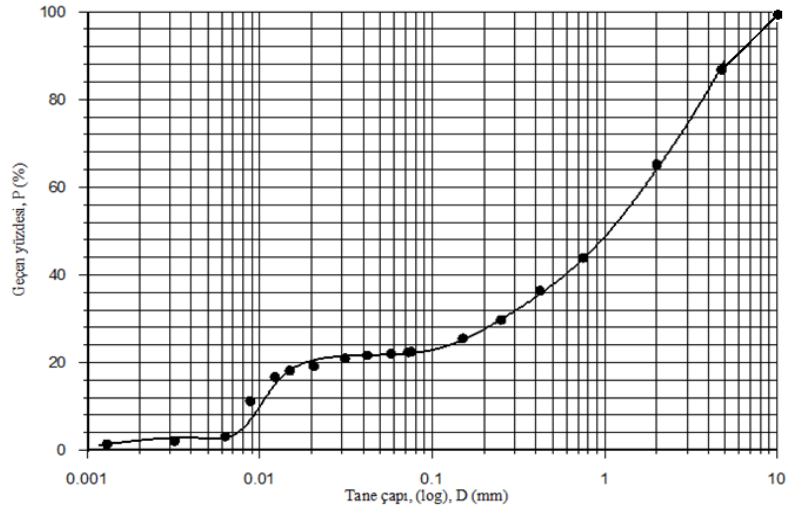
**Tablo 1.** Zeminlerin USCS'ye Göre Sınıflandırılması

Zemin adı	4 No.% P	200 No% P	C <sub>U</sub>	C <sub>C</sub>	w <sub>L</sub> %	w <sub>p</sub> %	I <sub>p</sub> %	Sınıfı
A1	85,7	18,7	92	2,78	31,2	27	4,2	SM
A2	6,8	22,5	106,7	2,6	33,9	26	7,9	SM
A3	87,7	37,5	176,5	0,017	44,5	27	17,5	SM
A4	93,6	40,24	80	0,022	37,2	29	8,2	SM
A5	92,5	58	16,67	6,7	37,9	21	16,9	CL

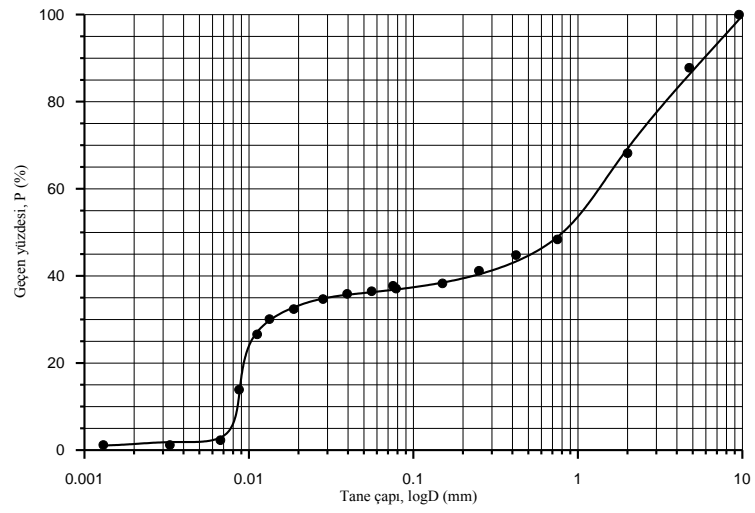
Yapılan ıslak analiz sonucu elde edilen tane çapı (D) ve elekten geçen malzeme yüzdesi Şekil. 2-6'da gösterilmiştir. Tablo 1'de görülebildiği gibi numuneredeki ince taneli malzeme yüzdesi giderek artmaktadır.



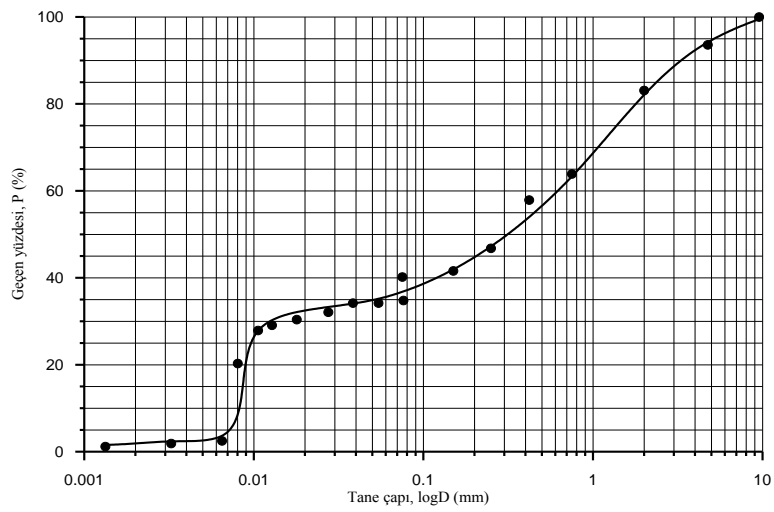
**Şekil 2.** A1 Zeminine Ait Granulometri Eğrisi



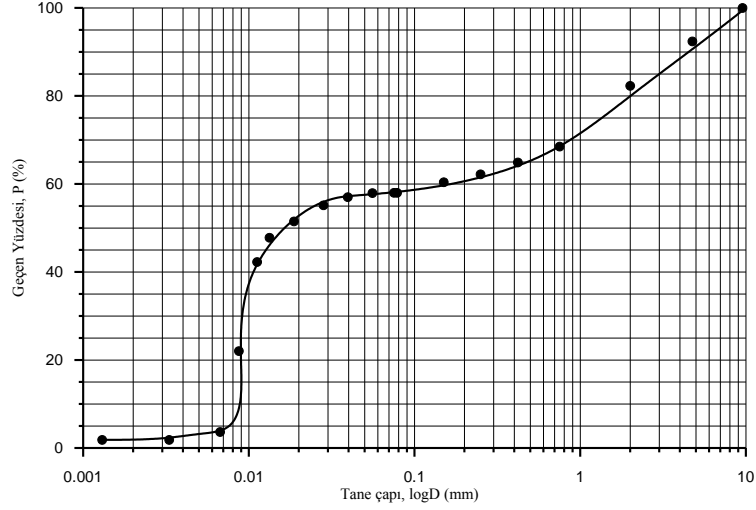
**Şekil 3.** A2 Zeminine Ait Granülometri Eğrisi



**Şekil 4.** A3 Zeminine Ait Granülometri Eğrisi



**Şekil 5.** A4 Zeminine Ait Granülometri Eğrisi



**Şekil 6.** A5 Zeminine Ait Granülometri Eğrisi

### 3.1. Kompaksiyon Deneyleri

Yapılan standart kompaksiyon deneyleri sonucunda elde edilen grafiklerden maksimum kuru yoğunluk- optimum su içeriklerini gösteren tablo aşağıdaki gibidir. Yapılan deneyler sonucunda elde edilen su içeriği – kuru yoğunluk ( $w-\rho_k$ ) grafiklerinde (Şekil 7.– 11.) artan su içeriğiyle birlikte kuru yoğunluk değerinin arttığı, daha sonra belirli bir noktada kuru yoğunluğun maksimum değer aldığı ve bu noktadan sonra artan su içeriği ile birlikte kuru yoğunluk değerinin düşmeye başladığı gözlemlenmiş olup bu grafiklerin literatürde grafik tipine (Şekil. 1) uygun olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca zemin içerisinde ince taneli malzemenin bulunma oranına bağlı olarak ince taneli malzeme yüzdesinin artması ile su içeriği – kuru yoğunluk ( $w-\rho_k$ ) grafiklerinde optimum su içeriği değerlerinde artış gözlemlenmiş olup, maksimum kuru yoğunluk değerinde azalma gözlemlenmiştir.

**Tablo 2.** Zeminlerin Optimum Su İçerikleri ve Maksimum Kuru Yoğunluklar

Zemin Adı	Optimum Su İçerikleri $w_{opt}$ (%)	Maksimum Kuru Yoğunluklar $\rho_{k\ max}$ ( $Mg/m^3$ )	İnce Tane (%)
A1	15,5	1,78	18,7
A2	15	1,77	22,5
A3	16,2	1,71	37,5
A4	18	1,63	40,2
A5	20,5	1,45	58

### 3.2. Geçirimsizlik Deneyleri

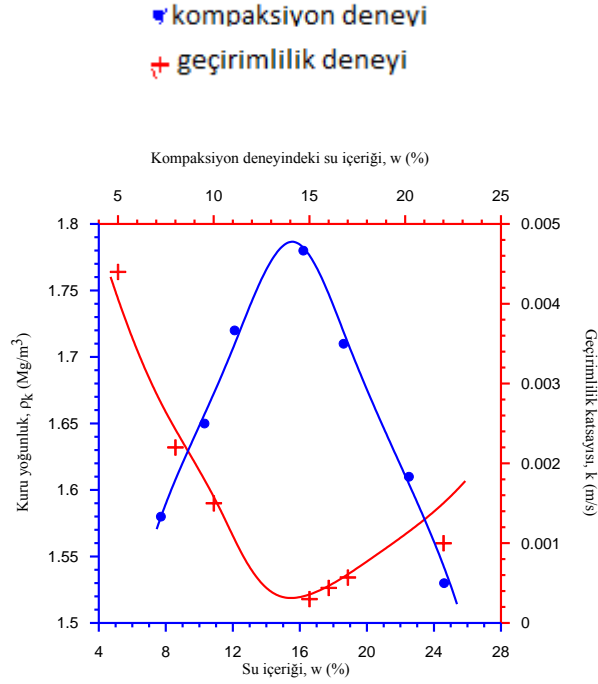
Beş farklı zemin örneğinden alınan numunelerin kompaksiyon deneylerinde belirlenen su içeriklerinde sıkıştırılması sonucu elde edilen ( $w - k$ ) su içeriği – geçirimsizlik grafikleri Şekil. 7-11.'de gösterilmektedir.

Yapılan geçirimsizlik denelerinde, önceden belirlenen su içeriği değerlerinde standart kompaksiyon enerjisinde sıkıştırılan örneklerde ince taneli zemin içeriğinin artmasına bağlı olarak geçirimsizlik değerlerinde azalma gözlemlenmiştir. Ayrıca yapılan deneylerden elde

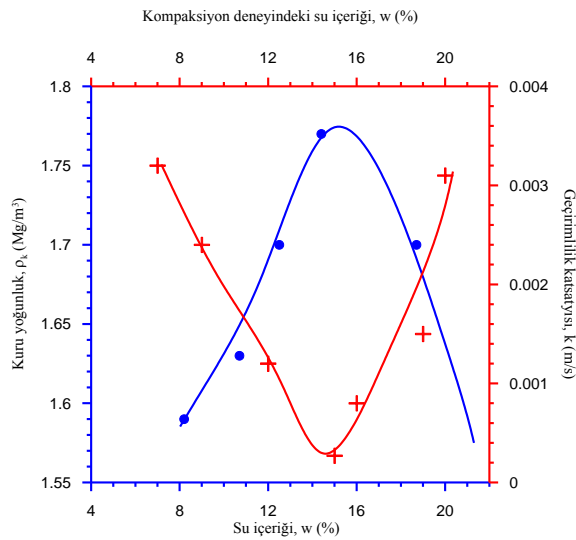


edilen grafikler (Şekil 7.-11.) incelendiğinde 1. Bölgede geçirimsizlik katsayısı (k) değerinin azaldığı, 2. Bölgede minimum değer aldığı ve 3. Bölgede artan su içeriği (w) ile birlikte geçirimsizlik katsayısı (k) değerinin de arttığı gözlemlenmiştir. Sonuç olarak elde edilen su içeriği – geçirimsizlik katsayısı eğrilerinin literatürle uyumlu olduğu gözlemlenmiştir.

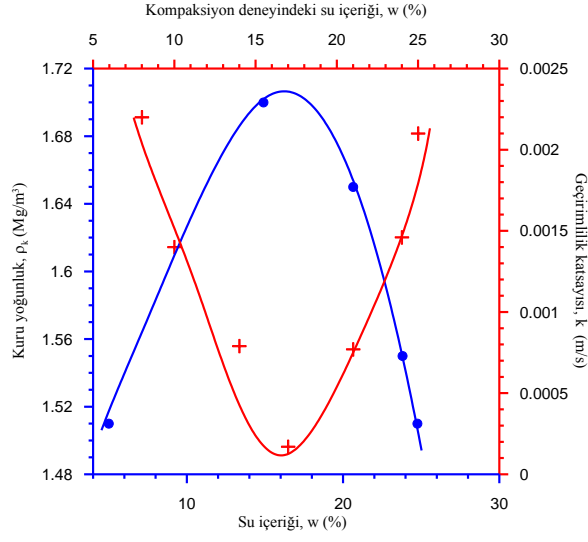
Yapılan standart kompaksiyon ve düşen düzeyli geçirimsizlik deneyleri sonucu ortaya çıkan grafikler birleştirilmiştir. Birleştirilen grafiklerin uç noktalarının benzer su içerikleri değerlerine denk geldiği görülmektedir.



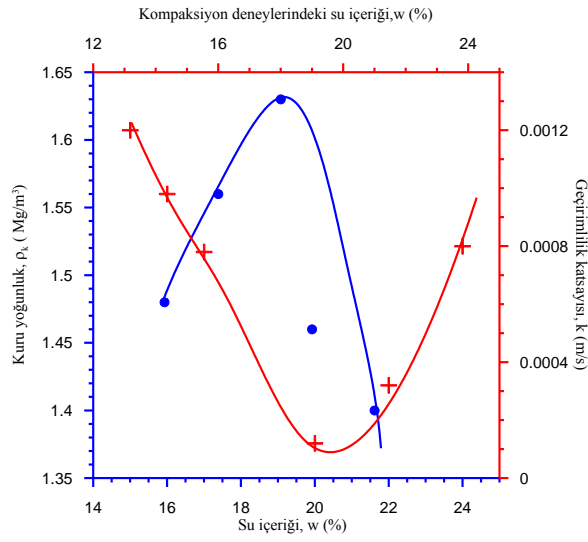
Şekil 7. A1 Zemini için w-k, w- $\rho_k$  Grafiği



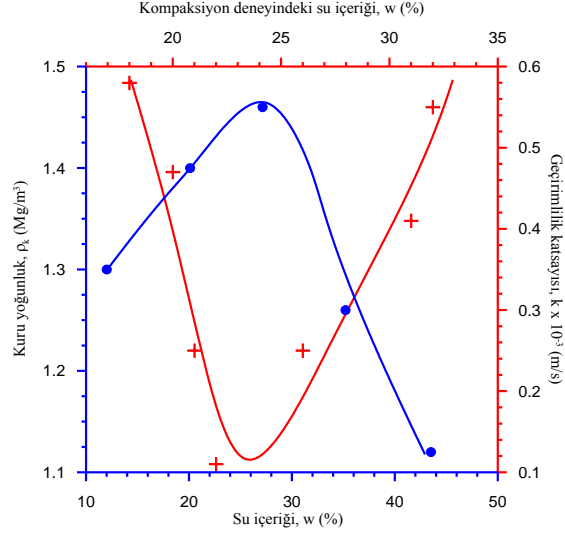
Şekil 8. A2 Zemini için w-k, w- $\rho_k$  Grafiği



Şekil 9. A3 Zemini için w-k, w- $\rho_k$  Grafiği



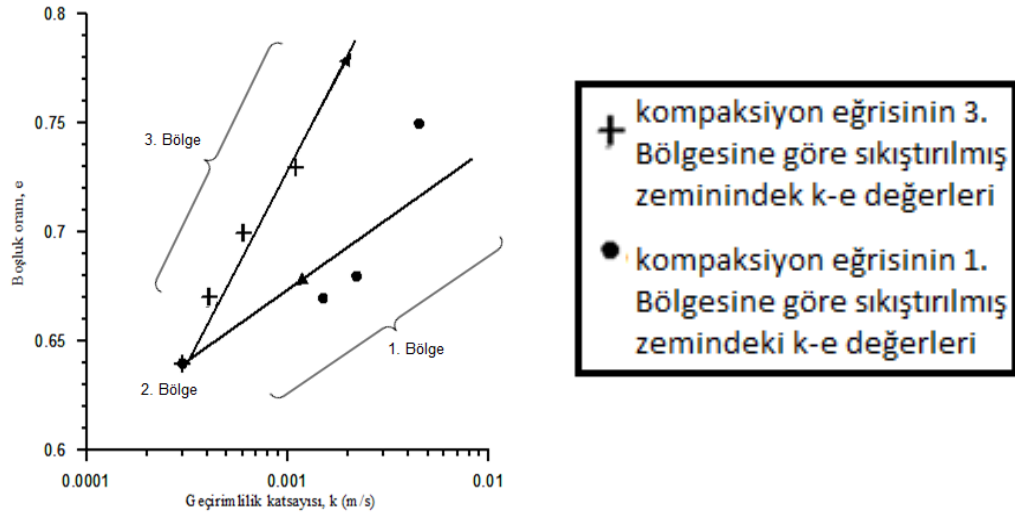
Şekil 10. A4 Zemini için w-k, w- $\rho_k$  Grafiği



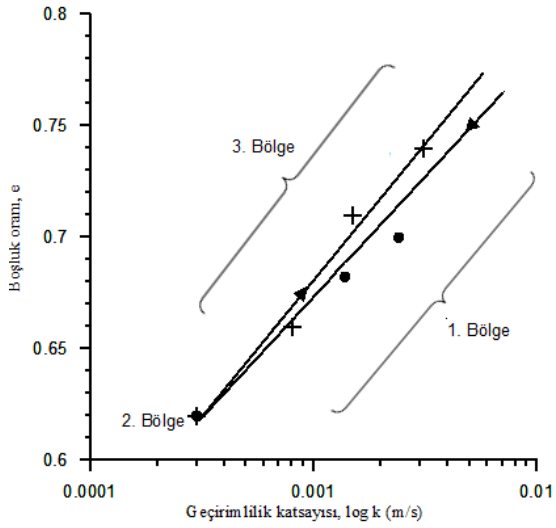
**Şekil 11.** A5 Zemini için w - k, w -  $\rho_k$  Grafiği

Yukarıda birleştirilen su içeriği – kuru yoğunluk (w- $\rho_k$ ), su içeriği – geçirimsizlik katsayısı (w-k) grafikleri (Şekil 7–11.) incelendiğinde w- $\rho_k$  eğrilerinin tepe noktalarındaki su içeriği değerleri ile w-k eğrilerinin dip noktalarındaki su içeriği değerleri yaklaşık olarak aynı değerlerde olduğu görülmektedir. Bunun nedeni zeminin standart kompaksiyon enerjisinde optimum su içeriğinde sıkıştırılmasıyla zemin boşluklarının minimum değer alması ve minimum düzeydeki boşluk oranının geçirimsizlik katsayısını da minimuma indirgemesidir.

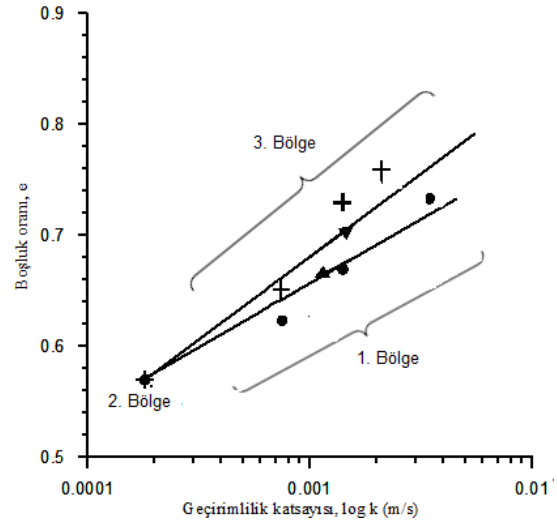
Yapılan düşen düzeyli geçirimsizlik deneyleri sonucunda elde edilen boşluk oranı (e) değerlerin geçirimsizlik katsayısı değerleri ile oluşturulan grafikler, Şekil 12 – Şekil 16'da verilmiştir.



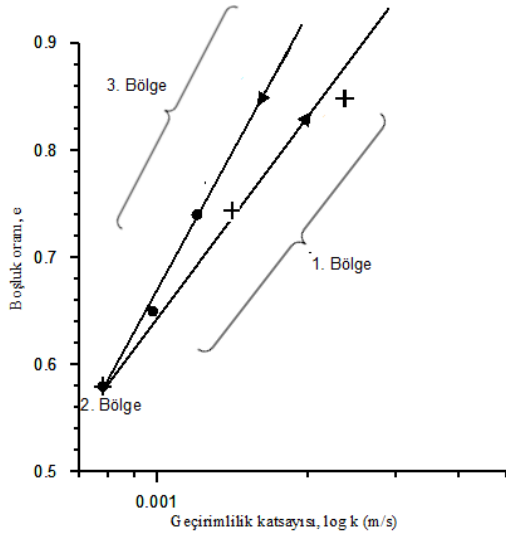
**Şekil 12.** A1 Zemini için k-e Grafiği



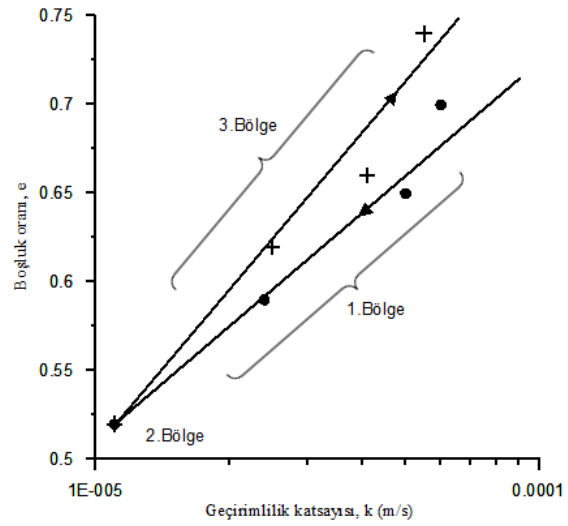
Şekil 13. A2 Zemini için k-e Grafiği



Şekil 14. A3 Zemini için k-e Grafiği



Şekil 15. A4 Zemini için k-e Grafiği



Şekil 16. A5 Zemini için k-e Grafiği

#### 4. SONUÇLAR

Yapılan çalışma kapsamında beş ayrı zemin örneği üzerinde zemin sınıflandırma deneyleri (ıslak analiz, elek analizi, özgül yoğunluk deneyi, likit limit ve plastik limit deneyleri), standart kompaksiyon deneyi ve düşen seviyeli geçirimsizlik deneyleri uygulanmıştır. Yapılan sınıflandırma deneyleri sonucunda örneklerin Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemi USCS 'ne göre zemin sınıfları belirlenmiştir. Standart Kompaksiyon Deneyi ve düşen düzeyli geçirimsizlik deneyi sonucunda, zeminin standart kompaksiyon enerjisi ile artan su içeriklerinde sıkıştırılması sonucu ortaya çıkan su içeriği – kuru yoğunluk ( $w - \rho_k$ ) ve su içeriği – geçirimsizlik katsayısı ( $w - k$ ) grafikleri incelenmiş, zeminin geçirimsizlik katsayısının ( $k$ ), boşluk oranı ( $e$ ) ile olan ilişkisi irdelenmiştir.

- Elde edilen zemin numuneleri üzerinde yapılan standart kompaksiyon deneyi sonucunda elde edilen  $w - \rho_k$  ilişkisi (Şekil 3.11 – 3.15.) literatürde belirtilen biçimde,

artan su içeriğiyle birlikte 1. Bölgede kuru yoğunluk ( $\rho_k$ ) artış göstermekte, 2. Bölgede kuru yoğunluk ( $\rho_k$ ) maksimum değer almakta ve son olarak 3. Bölgede kuru yoğunluk değeri azalmaya başlamaktadır.

- Yapılan geçirimsizlik deneylerinden elde edilen su içeriği – geçirimsizlik katsayısı grafiklerinde (Şekil 3.16. – 3. 20.), geçirimsizlik katsayısı ( $k$ ) değerlerin literatüre uygun olarak, 1. Bölgede artan su içeriği değeri ile belirli bir noktaya kadar azaldığı, 2. Bölge adı verilen bir noktada minimum değer aldığı ve artan su içeriği ( $w$ ) değeri ile birlikte 3. Bölgede geçirimsizlik kat sayısının ( $k$ ) artmaya başladığı görülmüştür.
- Şekil 3.21. – 3.25. ‘de görülen grafiklerde su içeriği – kuru yoğunluk ( $w-\rho_k$ ) ilişkisindeki maksimum kuru yoğunluk değerindeki su içeriği ile su içeriği -geçirimsizlik katsayısı ( $w-k$ ) grafiklerinde minimum geçirimsizlik değerlerine denk gelen su içeriği değerleri beklendiği şekilde aynı düşey hizadadır.
- Geçirimsizlik ve kompaksiyon deneylerinden türetilerek elde edilen  $e - \log k$  grafiğinde literatürde belirtilen şekilde boşluk oranı ( $e$ ) ile geçirimsizlik katsayısının ( $k$ ) arasındaki ilişkinin ( $e - \log k$ ) doğrusal özellik gösterdiği anlaşılmıştır.

## KAYNAKLAR

- Bjerrum, L., and Huder, J. (1957). Measurement of the permeability of compacted clays. In Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1, pp. 6–10.
- Cernica, J.N. (1995), Geotechnical Engineering: Soil Mechanics, John Willey, USA,
- Daniel, D.E., and Benson, C.H. (1990). Water content – density criteria for compacted soil liners. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116(GT12): 1811–1830.
- Hazen, A. (1911). Discussion of “Dams on sand formations,” by A.C. Koenig. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 73: 199–203.
- Kozeny, J. (1927). Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden. Sitzungsberichte Wiener Akademie, 136(2a): 271–306.
- Lambe, T.W., and Whitman, R.V. (1969). Soil mechanics. Wiley, New York.
- McCarthy, D.F. (2001), Zemin Mekaniğinin Esasları ve Temeller, OYTEV, İstanbul.
- Mitchell, J.K., Hooper, D.R., and Campanella, R.G. (1965). Permeability of compacted clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 91(SM4): 41–65.
- Scheidegger, A.E. (1974). The physics of flow through porous media. 3rd ed. University of Toronto Press, Toronto, Ont.
- Seelheim, F. (1880). Methoden zur Bestimmung der Durchlässigkeit des Bodens. Zeitschrift für analytische Chemie, 19: 387–402.
- Sridharan, A.A.G. Altschaeffl, and S. Diamond, (1971), Pore Size Distribution Studies, ASCE j. Soil Mech. Found. Div., vol.97, no SM5, Proc. Paper8151,.
- Taylor, D.W. (1948). Fundamentals of soil mechanics. John Wiley & Sons, New York.
- TS 1900, (2006), İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri-1,.
- Uzuner, B.A., (2007) Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği, Derya Kitapevi, Trabzon.
- Vukovic, M., and Sana, A. 1992. Determination of hydraulic conductivity of porous media from grain-size composition. Water Resources Publications, Littleton, Colo.
- Watabe Y., Leroueil S. and Le Bihan P. (2000), Influences of Compaction Conditions on Pore- Size Distribution and Saturated Hydrolic Conductivity of Glacial Till, Canadian Geotechnical Journal.
- Yetimoğlu, T., Çiçek, E., Güler, E. (2001)., Effects of Geosynthetics on Compressibility of Soils.

# YOZGAT ÇEVRESİNDEKİ İNCE DANELİ ZEMİNLERİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

## DETERMINATION OF GEOTECHNICAL PROPERTIES OF FINE- GRAINED SOILS IN THE VICINITY OF YOZGAT

Nihan GÜLMEZ<sup>1</sup>

Hacı Bekir KARA<sup>2</sup>  
Şebnem ÇAYABATMAZ<sup>4</sup>

Zülküf KAYA<sup>3</sup>

### ABSTRACT

In this study, investigations were carried out to determine the index and mechanical properties of fine-grained soils in the areas of the Yozgat province: Çiğdemli, Fakıbeyli, Divanlı, Sarayköy and T3-222 Tunnel Approach Ankara Mirror.

The disturbed and undisturbed soil samples were taken from mentioned areas. The index properties were determined in the laboratory according to TS 1900's criteria. Pycnometer test, hydrometer test and standard proctor compaction were used to determine specific gravity of soils, grain size analysis and compaction parameters, respectively. Also the liquid limit test and plastic limit test were used to identified atterberg limits.

In this study, the mechanical properties of fine-grained soils were represented by stress-strain parameters, shear strength parameters, the consolidation properties and permeability coefficient. The mechanical properties were evaluated using the unconfined compression test and direct shear test, consolidation test and falling head permeability test.

The study was aimed to determine geotechnical properties of fine-grained soils of areas of Yozgat province and to provide preliminary work that can be used at more comprehensive study to investigate the usability for engineering applications.

**Keywords:** Fine-grained soils; geotechnical properties; index and mechanical properties; Yozgat.

### ÖZET

Çalışmamız kapsamında Yozgat İli Çiğdemli Kasabası, T3 – 222 Tüneli Yaklaşım Ankara Aynası, Fakıbeyli Köyü, Divanlı Köyü ve Sarayköy bölgelerinde bulunan ince daneli zeminlerin indeks ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi için gerekli incelemeler yapılmıştır.

<sup>1</sup> Arş. Gör. Nihan GÜLMEZ, Bozok Üniversitesi, nihan.gulmez@bozok.edu.tr

<sup>2</sup> Yrd. Doç. Dr. Hacı Bekir KARA, Erciyes Üniversitesi, hbkara@erciyes.edu.tr

<sup>3</sup> Yrd. Doç. Dr. Zülküf KAYA, Erciyes Üniversitesi, zkaya@erciyes.edu.tr

<sup>4</sup> Arş. Gör. Şebnem ÇAYABATMAZ, Erciyes Üniversitesi, sebnem@erciyes.edu.tr

Yozgat çevresinden alınan örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde, TS 1900'da belirtilen kriterlere göre laboratuvar ortamında indeks özellikleri belirlemek amacıyla, dane birim hacim ağırlığı, dane dağılımı, kıvam limitleri değerleri ve kompaksiyon parametreleri için sırasıyla piknometre deneyi, hidrometre deneyi, likit limit deneyi, plastik limit deneyi ve standart proktor deneyi yapılmıştır. Mekanik özellikleri belirlemek amacıyla, serbest basınç dayanımı, kayma mukavemeti parametreleri, konsolidasyon özellikleri ve geçirimsizlik katsayısı için serbest basınç deneyi, kesme kutusu deneyi, konsolidasyon deneyi ve düşen seviyeli permeabilite deneyleri yapılmıştır.

## 1. GİRİŞ

Zeminler anakayacın ayrışması ile yerinde veya çeşitli etkenlerle ayrışma ürünlerinin başka yere taşınıp birikmesi ile oluşur. Genel karakteristikleriyle zeminler homojenden ziyade heterojen malzemelerdir. Fiziksel ve mekanik özellikleri kitle içerisinde değişiklikler gösterir. Bu nedenle mühendislik açısından tanınması ve sınıflandırılması gerekmektedir.

Bu çalışmada, Yozgat İli ince daneli zeminlerin geoteknik özelliklerinin belirlenmesi ve mühendislik uygulamalarında kullanılabilirliğinin araştırılması amaçlanmıştır.

## 2. YOZGAT ÇEVRESİNDEKİ İNCE DANELİ ZEMİNLERİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

Çalışma kapsamında, Yozgat İli Çiğdemli Kasabası, T3-222 Tüneli Yaklaşım Ankara Aynası, Fakıbeyli Köyü, Divanlı Köyü ve Sarayköy bölgelerinde bulunan ince daneli zeminlerin geoteknik özelliklerinin belirlenmesi için laboratuvar deneyleri yapılmıştır.

### 2.1. İndeks Özellikler

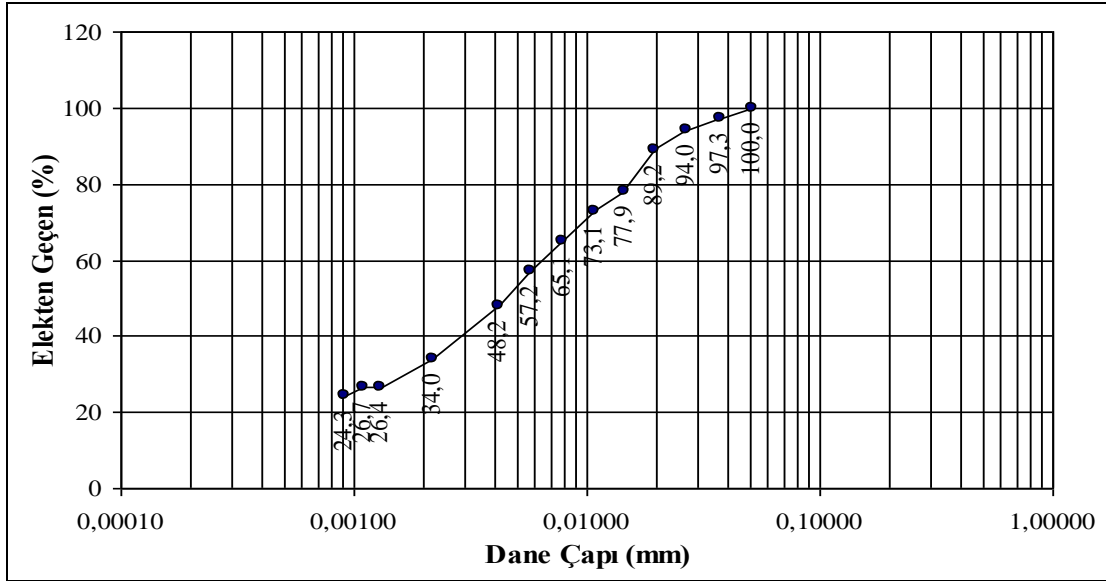
Yozgat çevresinden alınan zemin numunelerinin laboratuvar ortamında indeks özelliklerini belirlemek için; özgül ağırlık deneyi, likit limit deneyi, plastik limit deneyi, hidrometre deneyi ve standart proktor deneyi yapılmıştır.

Hazırlanan zemin numuneleri üzerinde dane birim hacim ağırlığı piknometre deneyi ile belirlenmiştir. Yapılan deneyler sonucunda belirlenen ortalama dane birim hacim ağırlıkları Tablo 1.'de verilmiştir.

**Tablo 1.** Özgül Ağırlık Deney Sonuçları

Numunenin Yeri	Özgül Ağırlık (g/cm <sup>3</sup> )
Çiğdemli Kasabası	2,75
T3-222 Tüneli Yaklaşım Ankara Aynası	2,63
Fakıbeyli Köyü	2,64
Divanlı Köyü	2,29
Sarayköy	2,62

Gronülometrik özellikleri belirlemek için elek No.200 altı malzeme üzerinde hidrometre deneyi yapılmıştır. Sarayköy Beldesine ait numune üzerinde yapılan deneyden elde edilen tipik bir gronülometri eğrisi Şekil 1’de verilmiştir.



Şekil 1. Sarayköy Beldesine Ait Zemin Numunesinin Gronülometri Eğrisi

Kıvam özelliklerini belirlemek için ise standart yöntemlerle No.40 elek altı malzeme üzerinde likit limit ve plastik limit deneyleri yapılmış olup Tablo 2.’de verilen değerler çok sayıda deneyin ortalamasıdır.

**Tablo 2.** Yozgat Çevresindeki İnce Daneli Zeminlerin Kıvam Özellikleri

Çiğdemli Kasabası	Likit Limit	30,50
	Plastik Limit	20,30
	Plastisite İndisi	10,20
	Zemin Cinsi	CL
T3-222 Tüneli Yaklaşım Ankara Aynası	Likit Limit	50,36
	Plastik Limit	27,69
	Plastisite İndisi	22,67
	Zemin Cinsi	MH
Fakıbeyli Köyü	Likit Limit	29,83
	Plastik Limit	22,16
	Plastisite İndisi	7,67
	Zemin Cinsi	CL
Divanlı Köyü	Likit Limit	80,10
	Plastik Limit	42,48
	Plastisite İndisi	37,62
	Zemin Cinsi	MH
Sarayköy	Likit Limit	55,20
	Plastik Limit	38,79
	Plastisite İndisi	16,41
	Zemin Cinsi	MH



Kompaksiyon parametrelerini belirlemek amacıyla No.4 elek altı malzeme üzerinde standart proktor deneyi yapılmıştır. Deney sonucunda elde edilen kompaksiyon parametreleri Tablo 3.'de verilmiştir.

**Tablo 3.** Yozgat Çevresindeki İnce Daneli Zeminlerin Kompaksiyon Parametreleri

Numunenin Yeri	$W_{opt}$	$\rho_{kmax}$
Çiğdemli Kasabası	12,07	18,46
T3-222 Tüneli Yaklaşım Ankara Aynası	10,93	18,79
Fakıbeyli Köyü	11,59	18,66
Divanlı Köyü	33,90	12,57
Sarayköy	28,63	14,20

## 2.2. Mekanik Özellikler

Yozgat çevresinden alınan zemin numunelerinin, laboratuvar ortamında mekanik özelliklerini belirlemek için; serbest basınç deneyi, kesme kutusu deneyi, konsolidasyon deneyi ve düşen seviyeli permeabilite deneyleri yapılmıştır.

Serbest basınç dayanımı ve kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek amacıyla örselenmemiş zemin örnekleri üzerinde yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar Tablo 4.'de toplu halde sunulmuştur.

**Tablo 4.** Yozgat Çevresindeki İnce Daneli Zeminlerin Serbest Basınç Deneyi ve Kesme Kutusu Deneyi Sonuçları

Numune/Deney	Serbest Basınç Deneyi		Kesme Kutusu Deneyi	
	$q_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$c_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\phi$
Çiğdemli Kasabası	1,00	0,50	0,87	10°
T3-222 Tüneli Yaklaşım Ankara Aynası	1,52	0,76	0,57	37°
Fakıbeyli Köyü	0,59	0,30	0,50	26°

Hazırlanmış zemin örnekleri üzerinde yük altında şekil değiştirme özelliklerini belirlemek amacıyla konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerde konsolidasyon numuneleri 9,7 kg/cm<sup>2</sup> değerine kadar yüklenmiş ve sonra boşaltma uygulanmıştır.

1,0 kg/cm<sup>2</sup> basınç kademesi için elde edilen geoteknik büyüklükler Tablo 5.'de özetlenmiştir.

**Tablo 5.** Yozgat Çevresindeki Zemin Örneklerinin Konsolidasyon Deney Sonuçları

Çiğdemli Kasabası	Konsolidasyon Basıncı	$\sigma = 1,0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
	Hacimsel Sıkışma Katsayısı ( $\text{cm}^2/\text{kg}$ )	0,0169
	Konsolidasyon Katsayısı ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	0,0065
	Permeabilite Katsayısı ( $\text{cm/s}$ )	0,00010985
	Şişme Basıncı ( $\text{kg/cm}^2$ )	0,1019
T3-222 Tüneli Yaklaşım Ankara Aynası	Hacimsel Sıkışma Katsayısı ( $\text{cm}^2/\text{kg}$ )	0,0332
	Konsolidasyon Katsayısı ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	0,0062
	Permeabilite Katsayısı ( $\text{cm/s}$ )	0,00020584
	Şişme Basıncı ( $\text{kg/cm}^2$ )	0,5146
Fakıbeyli Köyü	Hacimsel Sıkışma Katsayısı ( $\text{cm}^2/\text{kg}$ )	0,0467
	Konsolidasyon Katsayısı ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	0,0104
	Permeabilite Katsayısı ( $\text{cm/s}$ )	0,00048568
	Şişme Basıncı ( $\text{kg/cm}^2$ )	0,2064

Çiğdemli Kasabasına ait kil numunesi üzerinde permeabilite deneyi öncelikli olarak, zemin numunesinin doğal su muhtevasında kalıba sıkıştırılmasıyla gerçekleştirilmiştir. Ortalama permeabilite katsayısı  $1,599\text{E-}06$  olarak belirlenmiştir.

Deney daha sonra aynı bölgeden alınan zemin numunesi üzerinde, belirlenen optimum su içeriğinde, standart kompaksiyon enerjisiyle sıkıştırılmasıyla gerçekleştirilmiştir. Ortalama permeabilite katsayısı  $8,556\text{E-}06$  olarak belirlenmiştir.

### 3.SONUÇLAR

Bu çalışmada yapılan deneysel çalışmalar sonucunda Yozgat İli Çiğdemli Kasabası, T3-222 Tüneli Yaklaşım Ankara Aynası, Fakıbeyli Köyü, Divanlı Köyü ve Sarayköy Beldesine ait ince daneli zeminler için aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

Çiğdemli Kasabası ve Fakıbeyli Köyü ince daneli zemin, düşük plastisiteli kil (CL) sınıfındadır. Bu zeminlerin yapılan şişme deneylerinden, düşük şişme basıncına sahip olduğu görülmüştür. Düşük plastisiteli killer geçirimsizdirler. Sıkıştırılmış veya suya doymun iken kayma mukavemeti ve kompresibilitesi orta denilebilir. Bu tür zeminlerin inşaat malzemesi olarak işlenebilirliği iyidir. Toprak barajlarda, homojen dolgu ve çekirdekte orta derecede kullanılabilir. Dolgu malzemesi olarak iyi bir duraylılık gösterir.

T3-222 Tüneli Yaklaşım Ankara Aynası ince daneli zemin, yapılan şişme deneylerinden, orta derecede şişme basıncına sahip olduğu görülmüştür. T3-222 Tüneli Yaklaşım Ankara Aynası, Divanlı Köyü ve Sarayköy Beldesi ince daneli zemin, yüksek plastisiteli silt (MH) sınıfındadır. Yüksek plastisiteli siltler yarı geçirimli veya geçirimsizdirler. Sıkıştırılmış veya suya doymun iken kayma mukavemeti orta ile iyi, kompresibilitesi ise yüksek denilebilir. Bu tür zeminlerin inşaat malzemesi olarak işlenebilirliği zayıftır. Toprak barajlarda, homojen dolgu ve çekirdekte kullanılabilir. Dolgu malzemesi olarak orta-iyi duraylılık gösterir ve iyi kompaksiyon gerektirir.

## **KAYNAKLAR**

- Kumbasar, V., Kip, F., (1999), “Zemin Mekaniği Problemleri”, Çağlayan Kitabevi
- Önalp, A. (2002), “Geoteknik Bilgisi I, Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği”, Birsen Yayınevi
- Uzuner, B.A. (2007), “Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği”, Derya Kitabevi
- TS1900-1, (2006), “İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri – Bölüm 1: Fiziksel Özelliklerin Tayini”, Türk Standardları Enstitüsü
- TS1900-2, (2006), “İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri – Bölüm 2: Mekanik Özelliklerin Tayini”, Türk Standardları Enstitüsü

# DALAMAN - AKKÖPRÜ BARAJINDA ENERJİ TÜNELİ İLE ÇELİK KAPLAMA - BETON ARASI KONTAK - KONSOLIDASYON ENJEKSİYONLARI VE KAPAK ŞAFTI ENJEKSİYONLARI

## APPLICATIONS OF GROUTING AT ENERGY TUNNELS AND SHAFT COVER TO THE DALAMAN -AKKÖPRÜ DAM

Devrim ALKAYA<sup>1</sup>

Burak YEŞİL<sup>2</sup>

### ABSTRACT

Grouting is one of the most popular methods used to control water leaking at energy tunnels, cover shafts in fill dam constructions. Geological and geotechnical properties of the rock/soil to be grouted are important parameters influencing the design of the grouting. In this study, geotechnical properties of Dalaman-Akköprü Dam's base rock and the grouting procedure have been investigating view of suitability to grouting. In the study, detailed investigations of the foundation injection applications made into the main rock, the reasons and types of application are made. The materials used in grouting and the grouting pressures are investigated at site and the obtained results are presented. The improvement study and application type is evaluated and background information on different applications of grouting is presented.

**Key words:** Akköprü Dam, Geotechnic, Grouting

### ÖZET

Baraj inşaatlarında sızmanın kontrolünde enerji tüneli, çelik kaplama ile beton arası ve kapak şaftı gibi yapılarda sızmanın önlenmesi ve güçlendirme amaçlı enjeksiyon yapımı yaygın olarak kullanılmaktadır. Enjeksiyon yapılacak kayanın jeolojik ve geoteknik özellikleri, enjeksiyon ile ilgili tasarımı etkilemektedir. Bu çalışmada Dalaman - Akköprü barajında derivasyon ve ulaşım tünellerinin açıldığı kayanın jeolojik ve geoteknik özellikleri, enerji tüneli, çelik kaplama ile beton arası kontak ve konsolidasyon enjeksiyonları, kapak şaftı enjeksiyonları, uygulanan enjeksiyonda kullanılan malzeme ve enjeksiyonu etkileyen unsurlar ile basınçları yerinde incelenmiş elde edilen sonuçlar sunulmuştur.

**Anahtar Kelimeler:** Enjeksiyon, Akköprü barajı, geoteknik

<sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, devrimalkaya@hotmail.com

<sup>2</sup> Öğretim Gör. (İnşaat Yük. Müh.), Düzce Üniversitesi, burakyesil@duzce.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Enjeksiyon; zemin içindeki yapısal ve litolojik kusurlara veya zemin ile yapı arasında kalan boşluklara; genellikle sondaj deliklerinden, basınçlı olarak akışkan malzemenin doldurulması olarak tanımlanır (Kutzner, 1991-1996). Enjeksiyon sonrası belirli bir zaman periyodu içinde akışkan malzeme, jel veya sertleşmiş hale gelir. Enjeksiyonun temel amacı; daha yüksek dayanımlı ve daha az geçirgen temel zemini veya kayaç kitlesini oluşturmaktır (Tosun, 2000).

Dalaman - Akköprü Barajı aksı boyunca yer alan serpantinleşmiş harzburjit bileşimli ultra bazik temel kayalarda mevcut süreksizlikler boyunca su sızıntılarının varlığı tespit edilmiş ve sızmanın uzun dönemde baraj eksenini boyunca önemli mühendislik problemlerini oluşturacağı tespit edilmiştir. Ultrabazik kayaçlardaki sızma problemini önlemek amacıyla tek sıra perde enjeksiyonu yapılması düşünülmüş ve böylece çatlaklı yapıya sahip temel kayayı sağlamlaştırmak amaçlanmıştır. enerji tüneline, çelik kaplama ile beton arasında ve kapak şaftında sızdırmazlık sağlamak, tünellerin stabilitesini arttırmak amacıyla kontak ve konsolidasyon enjeksiyonları yapma gerekliliği duyulmuştur.

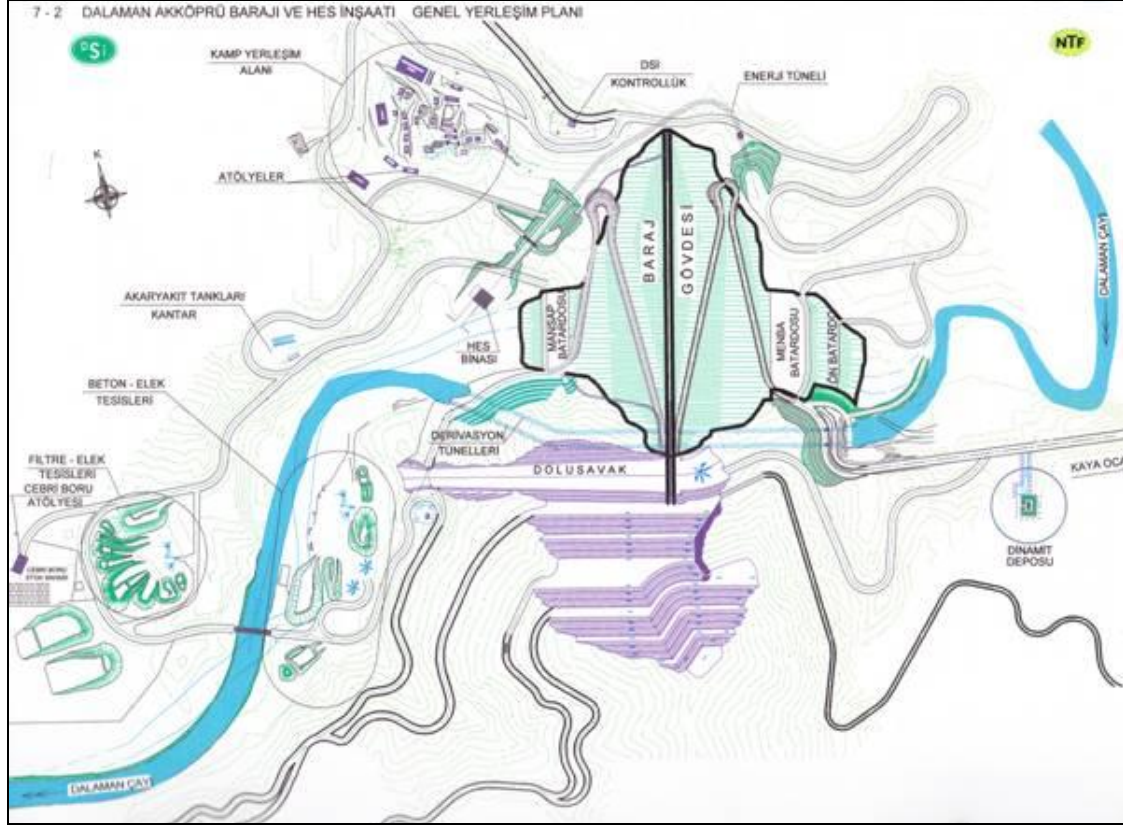
DSİ tarafından Sondaj ve Enjeksiyon Teknik Şartnamesi (DSİ, 1987) esas alınarak enjeksiyon uygulama projeleri hazırlanmıştır. Akköprü Barajının karakteristikleri ve enjeksiyonu yapılacak jeolojik birimlerin geoteknik özellikleri, çatlak yapıları ve eklem durumları dikkate alınarak özel enjeksiyon malzemeleri kullanılmıştır. Çalışmada enerji tüneli, çelik kaplama ile beton arası ve kapak şaftının bulunduğu bölgede arazi çalışmaları yapılmış, projeler incelenmiş ve elde edilen sonuçlar sunulmuştur.

## 2. MATERYAL VE METHOD

Çalışmada enerji tüneli, çelik kaplama ile beton arası ve kapak şaftının özellikleri, enjeksiyon projesi, enjeksiyonda kullanılan malzemeler, enjeksiyon uygulanma basınçları ve enjeksiyon başarı kontrol sonuçları ile ilgili arazi çalışmaları sunulmuştur. Barajın genel görünümü Şekil 1’de verilmiştir.

## 3. DALAMAN - AKKÖPRÜ BARAJI İLE İLGİLİ GENEL BİLGİLER

Dalaman - Akköprü Barajı ve HES Tesisleri, Muğla iline bağlı Köyceğiz ilçesinin 24 km doğusunda ve Dalaman çayı üzerindedir. Enerji + Sulama + Taşkın koruma olup, barajda düzenlenecek sularla santrallerde yılda ortalama 343 GWh enerji üretilecektir. Dalaman çayı taşkınları sonucunda, Dalaman ve Ortaca ilçelerinde, Dalaman ovasında, Dalaman havalanı ve yöredeki turizm yatırımlarında meydana gelebilecek taşkın zararları Akköprü Barajının yapılmasıyla önlenebileceği gibi Dalaman ovasının (14192 hektar) sulanması sağlanacaktır.



Şekil 1. Dalaman - Akköprü Genel Yerleşim Planı

### 3.1. Baraj Alanının Jeolojik ve Geoteknik Özellikleri

Baraj alanının jeolojisi MTA (1997) tarafından incelenmiştir. Baraj aks yerinde yerli kaya Peridotit - Serpantin bulunmaktadır. Bunun üzerine örtü şeklinde taraça, yamaç molozu ve alüvyon gelmektedir. Tüm alanı kaplayan Peridotit çatlaklıdır. Önemli ölçüde serpantinleşme görülür. Satıhtaki ayrılmış yüzeyler, kızıl kahverengi ve taze yüzeyler ise koyu yeşil ve siyah renklidir. Taraça sağ yamaçta şeritvari şekilde mostra verir. Mostraları nehir seviyesinden 30 m yüksekliğe kadar erişir. Çok bileşenli kum ve çakıl elemanların iyi çimentolanması ile meydana gelmiştir. Yamaç molozu; 0.50 - 6.00 m kalınlığında olup peridotitten türediği için köşeli kaya parçaları ile kil karışımı halindedir. Nehir yatağında, 43.00 m kalınlığa erişen alüvyon vardır. Göl alanında yer alan jeolojik birimler temelde yer alan otokton seriye ait Aktaş, kireçtaşı ve Gökseki formasyonu bu seri üzerine, şaryajla gelen Cehennem kireçtaşı, Demirli Melanj Peridotit - Serpantinden oluşan allokton seri ile tüm bu serileri örten genç sedimanter birimlerden oluşmuştur. Sağ sahilde 37 m kalınlığında taraça, talvegile ise 38 m kalınlığında alüvyon bulunmaktadır. Sol sahilde derivasyon tünelleri peridotit ve serpantinlerde açılmaktadır. Peridotit ve serpantinler çok çatlaklı ve parçalı olduğundan genelde yarı geçirimlidir. Tüneller yerli kaya Peridotit - Serpantin içindedir.

Barajda sızma problemini önlemek amacıyla tek sıra perde enjeksiyonu yapılması planlanmış ve böylece çatlaklı yapıya sahip temel kayayı sağlamlaştırmak amaçlanmıştır. Baraj gövdesi, temel kaya birimi olan peridotit - serpantinler üzerine inşa edileceğinden, suya ve yüke karşı daha dayanımsız olan teras birimi ve bozunmuş ultrabazik kayalar sıyrılmış ve taze peridotit - serpantinlerden sağlam bir yüzey elde edilmiştir. Bu yüzey

enjeksiyon sonrasında, hava ile temizlenerek gövde dolgu çekirdek malzemesi olan kil için taban yüzeyi oluşturulmuştur.

Enerji tüneli genelde peridotit ve serpantini içinde açılmıştır. Ancak tünel girişi olan 0+000 km'den itibaren 0 + 462 km'ye kadar peridotit ve serpantinit içinde geçilen birim bundan sonra teras birimi içinde devam etmiş ve tünel çıkışı olan 0 + 532 km'ye kadar devam etmiştir. Peridotitler bol eklemli genellikle serpantinleşme gösteren ve eklem boyunca derinlerde serpantinleşmesi süren bir birimdir. Peridotitin üzerine uyumsuz olarak gelen teras, peridotit, serpantinit, kireçtaşı ve çört kökenli çakıllardan karbonat ile çimentolanması ile oluşmuştur. Yer yer kil bağlantılı teras oluşumu da mevcuttur. Genelde peridotitlerde permeabilite  $10^{-4}$  cm/s, terasta ise  $10^{-4}$  -  $10^{-5}$  cm/s olup, yarı geçirimlidir. Dalaman – Akköprü barajında uygulanan Basınçlı Su Testinden (BST) sonra bulunan permeabilite (lugeon) değerleri Tablo 1’te verilmiştir.

**Tablo 1.** Basınçlı Su Testi Sonuçları (DSİ, 1999)

Sondaj No	Uygulama	Litoloji	Derinlik (m)	Lugeon
SK -1	Memba	Serpantin - Peridotit	2.95 - 9.80	18.00
SK -2	Memba	Serpantin - Peridotit	36.00 - 38.00	0.70
SK -2	Memba	Serpantin - Peridotit	38.00 - 40.00	0.00
SK -2	Memba	Serpantin - Peridotit	40.00 - 42.00	0.00
SK -2	Memba	Serpantin - Peridotit	42.00 - 44.00	1.75
SK -3	Memba	Serpantin - Peridotit	28.00 - 32.00	6.00
SK -3	Memba	Serpantin - Peridotit	32.00 - 34.00	7.00
SK -3	Memba	Serpantin - Peridotit	34.00 - 36.00	7.00
SK -4	Memba	Serpantin - Peridotit	37.00 - 39.00	1.30
SK -4	Memba	Serpantin - Peridotit	39.00 - 41.00	2.00
SK -4	Memba	Serpantin - Peridotit	41.00 - 43.00	1.25
SK -5	Mansap	Serpantin - Peridotit	16.00 - 21.00	31.00
SK -6	Mansap	Serpantin - Peridotit	17.00 - 22.00	14.00
SK -7	Mansap	Serpantin - Peridotit	18.00 - 20.00	10.00
SK -7	Mansap	Serpantin - Peridotit	20.00 - 22.00	32.00
SK -7	Mansap	Serpantin - Peridotit	22.00 - 24.00	22.00
SK -7	Mansap	Serpantin - Peridotit	24.00 - 26.00	4.50
SK -7	Mansap	Serpantin - Peridotit	26.00 - 28.00	4.00
SK -7	Mansap	Serpantin - Peridotit	20.50 - 24.50	34.70
SK -9	Mansap	Serpantin - Peridotit	30.50 - 34.00	24.20
SK -10	Mansap	Serpantin - Peridotit	11.50 - 15.00	27.51

#### 4. ENERJİ TÜNELİ

Dalaman - Akköprü Barajı aksı boyunca yer alan serpantinleşmiş harzburjit bileşimli ultra bazik temel kayalarda mevcut süreksizlikler boyunca su sızıntılarının varlığı tespit edilmiş ve sızmanın uzun dönemde baraj eksenı boyunca önemli mühendislik problemlerini oluşturacağı düşüncesiyle ultrabazik kayalardaki sızma problemini önlemek amacıyla tek sıra perde enjeksiyonu yapılması planlanmış ve böylece çatlaklı yapıya sahip temel kayayı sağlamlaştırmak amaçlanmıştır. Baraj gövdesi, temel kaya birimi olan peridotit -

serpantinler üzerine inşa edileceğinden, suya ve yüke karşı daha dayanımsız olan teras birimi ve bozunmuş ultrabazik kayalar sıyrılmış ve taze peridotit - serpantinlerden sağlam bir yüzey elde edilmiştir. Bu yüzey enjeksiyon sonrasında, hava ile temizlenerek gövde dolgu çekirdek malzemesi olan kil için taban yüzeyi oluşturulmuştur. Taban kayasının tek eksenli basınç deneyi sonuçları Tablo 2’de verilmiştir.

**Tablo 2.** Alınan örneklerde yapılan tek eksenli basınç dayanımı sonuçları (Üşenmez, 2005)

Örnek No	Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı (t/m <sup>2</sup> )	Litolojik Yorum
1	1406	---
2	745	Belirgin süreksizlik var
3	745	Belirgin süreksizlik var
4	743	Belirgin süreksizlik var
5	1600	---
6	970	Belirgin süreksizlik var

Tek eksenli basınç direnç değerlerinden belirgin süreksizliklere sahip kısmen ayrılmış örneklerde değerler oldukça düşüktür (ASTM, 1980). Masif yapıda olan karot örneklerinin tek eksenli basınç dayanımları, kısmen ayrılmış ve çatlaklı yapı sunan örneklerle oranla iki katı civarındadır.

Enerji tünelinin perde ile kesiştiği yer dikkate alınarak, enerji tüneline hasar vermemek için, bu bölüme ait perdeler tünel çevresine 5 - 6 m uzaklıkta tutulmuş ve tünel içinden perdenin geçirimsizliğini sağlamak amacı ile bağ enjeksiyonları yapılmıştır. Yapılacak olan enerji tüneli genel özellikleri Tablo 3’de verilmiştir.

**Tablo 3.** Enerji Tüneli ve Kapak Şaftı Özellikleri

Uzunluğu	: 532.00 m (çelik kaplamalı kısım ile birlikte )
Faydalı Çapı	: Beton Kaplamalı 6.50 m, Çelik kaplama 6.30 m
Kazı Çaplı	: 8.30 m
Giriş Kotu	: Tünel eksen kotu 162.28 m
Çıkış Kotu	: Tünel eksen kotu 141.00 m
Çelik Kaplama Uzunluğu	: 282.00 m
Çelik Kaplama Çapı	: 6.30 m
Kapak Şaftı	: Elips olup, uzun kenarı 14.00 m, kısa kenarı 11.42 m
Kapak Şaftı Kazı Çapı	: Elips olup, uzun kenarı 14.50 m, kısa kenarı 11.92 m

## 5. ENJEKSİYON KARIŞIM ORANLARI

### 5.1. Enjeksiyonda Kullanılan Malzemeler

Çimento; Enjeksiyonlarda TS PÇ 325’e (Portland Çimentosu, TS 197-1) uygun olan çimento kullanılmıştır. Ancak geçirgenlik küçük olduğundan mümkün olduğu kadar 4000



cm<sup>2</sup>/gr ve daha büyük özgül yüzeyli çimento kullanılmıştır (Batı Söke Çimento TAŞ, 2002).

Bentonit; Tüm kuyularda enjeksiyon bentoniti kullanılmış, bu bentonit ayrı bir tankta en az 24 saat şişirildikten sonra kullanılmıştır. Likit limit değeri % 400'den az olmayan ve ince taneli olan bentonit kullanılmıştır. Gerekli durumlarda 1/3 şerbet yerine bentonit oranı %8 - % 10 yükseltilecek 1/6, 1/5 oranlı şerbetler kullanılmıştır (TS 977, Karakaya Bentonit, 2002).

Kum; Gerekliğinde sert dayanıklı kayaların kumu olup, ince orta büyüklükte ve kübiklidir. Özgül ağırlığı 2 gr/cm<sup>3</sup>'den küçük olmayan ve içinde kil ile zararlı malzeme %5'den fazla olmayan kum kullanılmıştır.

Su; İçinde alkali maddeler ve yağ asiti olmayan temiz ve berrak su kullanılmıştır.

Kimyasal İncelticiler; Gerekliğinde su alışı olup şerbet alışı olmayan yerlerde, inceltici olarak sodyum trifosfat veya L-10 Melment kullanılmıştır. 2/3'den sonraki şerbetlerde gerekirse CaCl<sub>2</sub> veya Sodyum Silikasil kullanılmıştır.

Priz Hızlandırıcılar; CaCl<sub>2</sub> % 94'ten az saflıkta olmayan Sodyum Silikat veya CaCl<sub>2</sub> kullanılmıştır. Kullanılan karışım oranları Tablo 4 karışım özgül ağırlıkları Tablo 5'te verilmiştir.

**Tablo 4.** Karışım Oranları

Karışım Oranı Çimento/Su	Çimento (kg)	Su (lt)	Bentonit		Kum		Hacim (lt)
			(%)	(kg)	(%)	(kg)	
1/3	50.00	150.00	5.00	2.50	-	-	168.00
2/3	100.00	150.00	4.00	4.00	-	-	186.00
1/1	150.00	150.00	3.00	4.50	-	-	203.00
7/5	210.00	150.00	2.00	4.20	-	-	222.50
7/5	210.00	150.00	2.00	4.20	25.00	52.50	237.50
7/5	210.00	150.00	2.00	4.20	50.00	105.00	252.50
1/6	25.00	150.00	8.00	2.00	-	-	159.20
1/5	30.00	150.00	8.00	2.40	-	-	161.10

**Tablo 5.** Karışım Oranı Özgül Ağırlık Miktarları

Karışım Oranı (çim/su)	Özgül Ağırlık (gr/cm <sup>3</sup> )
1/6	1.11
1/5	1.12
1/3	1.20
2/3	1.36
1/1	1.50
7/5	1.63

## 6. ENERJİ TÜNELİ KONSOLİDASYON ENJEKSİYONU

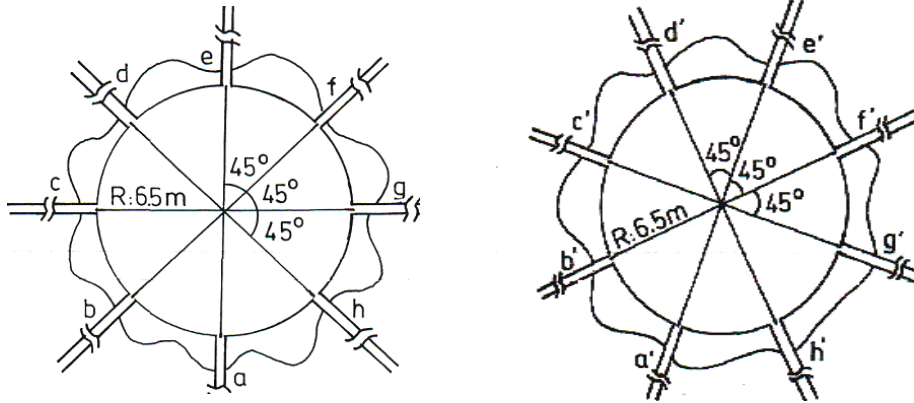
Enerji tüneline kazı çapı yaklaşık 8.20 m olup, faydalı tünel çapı  $D_{iç} = 6.50$  m'dir. Konsolidasyon delgi boyları;  $L = D_{iç} + 2.00 = 8.50$  m'dir. Tünel etrafında konsolide edilecek bölüm betondan sonra zeminde 8.50 m olacaktır. Peridotitler yer yer serpantinleştiklerinden permeabilite katsayısı  $10^{-4}$  cm/s civarında olup, tesir yarıçapları

küçüktür. Tünelin kazı yüzeyindeki çevresi;  $\Ç = \Pi \times R = 3.14 \times 8.20 = 25.75$  m'dir. İki kuyu arasındaki mesafe kazı yüzeyinde hiçbir zaman 3.00 m'den fazla olmamalıdır. Bu nedenle;

$$\frac{\text{Kazı Çevresi}}{\text{Delik Sayısı}} < 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Delik sayısı; } \frac{25.75}{3.00} = 8.58$$

Buna göre  $45^\circ$  açılı aralıklar ile her kesitte 8 delik olmalıdır. Tek ve çift nolu kesitlerde  $45^\circ$  açıyla yapılacak olan 8 enjeksiyon deliği Şekil 2 a,b'de gösterilmiştir.



(a) Tek No'lu Kesit Mansaptan Bakış (b) Çift No'lu Kesit Mansaptan Bakış  
Şekil 2 a,b. Enerji Tüneli Enjeksiyon Delikleri

### 6.1 Kaplama Betonunu Kısmi Konsolidasyon Enjeksiyonları

Beton kaplamalı bölüm tünel girişi olan 0 + 000 km'den 0 + 250 km'ye kadar ki 250 m uzunluğundaki bölümdür. Kontak enjeksiyonlarında bahsedildiği gibi kazı yüzeyinin çevresi 25.00 m civarında olduğundan her kesitte  $45^\circ$  açılı delik açılacak ve ardışık kesitler şaşırtmalı olacaktır.

Enjeksiyonlara 1/3 oranlı karışımlardan başlanacaktır. Delik derinliği zeminde 8.50 m olacak ve 4.25 m'lik iki kademe enjekte edilecektir. Bu bölümde kesit aralıkları 3.00 m olacaktır.

Konsolidasyon delgilerinde uygulanacak basınç;  $P_t = 2 + 0.33H$

denkleminde bulunabilecektir. Karışım oranlarına göre manometrede okunacak basınçlar manometre kuyu tabanında olduğu varsayımı ile tek ve çift no 'lu kesitlerde her kademe için gösterilmiştir.

Konsolidasyon enjeksiyonlarına, o bölümdeki kontak enjeksiyonlarının yapılışından 15 gün sonra başlanacaktır. Enjeksiyonu yapılacak kesitin sağında ve solunda 50 m'lik bölümde kontak enjeksiyonlarının bitirilmesi gereklidir.

Konsolidasyon enjeksiyonlarına en alt delikten başlanarak yukarı doğru çıkılacaktır.

Konsolidasyon enjeksiyonlarına tek no'lu kesitlerden başlanacak, ardışık kesitler atlanacaktır. 3 anoluk kısım bitirildikten sonra ardışık kesitlerin enjeksiyonuna geçilecektir.

Konsolidasyon kuyuları deliğin tamamı delindikten sonra, lastik tıkaç 4.25 m'den tutturulup, 4.25 - 8.50 m arası enjeksiyonu yapılmış, sonra lastik betondan tutturularak

0.00 - 4.25 m kademesinin enjeksiyonu yapılacaktır (Tablo 6-7-8-9). Karışımların şerbet yoğunluğu yaklaşık 1.2 gr/cm<sup>3</sup>'dür.

**Tablo 6.** Tek No'lu Kesitlerde 0.00 - 4.25 m arası Konsolidasyon Enjeksiyonları  
(Manometre Basınçları)

Kuyular	1/3		2/3		1/1		7/5		7/5+%25k		7/5 +%50 k	
	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>
a	2.70	2.50	2.70	2.50	2.70	2.45	2.70	2.45	2.70	2.40	2.70	2.40
b	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	2.65	2.70	2.65	2.70	2.60	2.70	2.60
c	2.70	3.10	2.70	3.10	2.70	3.20	2.70	3.20	2.70	3.30	2.70	3.30
d	2.70	3.90	2.70	3.90	2.70	4.00	2.70	4.00	2.70	4.10	2.70	4.10
e	2.70	4.00	2.70	4.00	2.70	4.00	2.70	4.10	2.70	4.20	2.70	4.20
f	2.70	3.90	2.70	3.90	2.70	4.00	2.70	4.00	2.70	4.10	2.70	4.10
g	2.70	3.10	2.70	3.10	2.70	3.20	2.70	3.20	2.70	3.30	2.70	3.30
h	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	2.65	2.70	2.65	2.70	2.60	2.70	2.60

**Tablo 7.** Tek No'lu Kesitlerde 4.25 - 8.50 m arası Konsolidasyon Enjeksiyonları  
(Manometre Basınçları)

Kuyular	1/3		2/3		1/1		7/5		7/5+%25k		7/5 +%50 k	
	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>
a	4.00	3.75	4.00	3.75	4.00	3.70	4.00	3.70	4.00	3.65	4.00	3.65
b	4.00	3.70	4.00	3.70	4.00	3.65	4.00	3.65	4.00	3.60	4.00	3.60
c	4.00	4.40	4.00	4.40	4.00	4.50	4.00	4.50	4.00	4.60	4.00	4.60
d	4.00	5.10	4.00	5.10	4.00	5.20	4.00	5.20	4.00	5.30	4.00	5.30
e	4.00	5.30	4.00	5.30	4.00	5.40	4.00	5.40	4.00	5.50	4.00	5.50
f	4.00	5.10	4.00	5.10	4.00	5.20	4.00	5.20	4.00	5.30	4.00	5.30
8	4.00	4.40	4.00	4.40	4.00	4.50	4.00	4.50	4.00	4.60	4.00	4.60
h	4.00	3.70	4.00	3.70	4.00	3.65	4.00	3.65	4.00	3.60	4.00	3.60

**Tablo 8.** Çift No'lu Kesitlerde 0.00 - 4.25 m arası Konsolidasyon Enjeksiyonları  
(Manometre Basınçları)

Kuyular	1/3		2/3		1/1		7/5		7/5+%25 k		7/5 +%50 k	
	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>
a'	2.70	2.60	2.70	2.60	2.70	2.50	2.70	2.60	2.70	2.40	2.70	2.40
b'	2.70	3.00	2.70	3.00	2.70	3.10	2.70	3.00	2.70	3.20	2.70	3.20
c'	2.70	3.20	2.70	3.20	2.70	3.30	2.70	3.20	2.70	3.40	2.70	3.40
d'	2.70	3.80	2.70	3.80	2.70	3.90	2.70	3.80	2.70	4.00	2.70	4.00
e'	2.70	3.80	2.70	3.80	2.70	3.90	2.70	3.80	2.70	4.00	2.70	4.00
f'	2.70	3.20	2.70	3.20	2.70	3.30	2.70	3.20	2.70	3.40	2.70	3.40
g'	2.70	3.00	2.70	3.00	2.70	3.10	2.70	3.00	2.70	3.20	2.70	3.20
h'	2.70	2.60	2.70	2.60	2.70	2.50	2.70	2.60	2.70	2.40	2.70	2.40

**Tablo 9.** Çift No'lu Kesitlerde 4.25 - 8.50 m arası Konsolidasyon Enjeksiyonları  
(Manometre Basınçları)

Kuyular	1/3		2/3		1/1		7/5		7/5+%25k		7/5 +%50 k	
	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>	P <sub>t</sub>	P <sub>m</sub>
a'	4.00	3.90	4.00	3.90	4.00	3.80	4.00	3.80	4.00	3.70	4.00	3.70
b'	4.00	4.20	4.00	4.20	4.00	4.30	4.00	4.30	4.00	4.40	4.00	4.40
c'	4.00	4.50	4.00	4.50	4.00	4.60	4.00	4.60	4.00	4.70	4.00	4.70
d'	4.00	5.20	4.00	5.20	4.00	5.30	4.00	5.30	4.00	5.40	4.00	5.40
e'	4.00	5.20	4.00	5.20	4.00	5.30	4.00	5.30	4.00	5.40	4.00	5.40
f'	4.00	4.50	4.00	4.50	4.00	4.60	4.00	4.60	4.00	4.70	4.00	4.70
g'	4.00	4.20	4.00	4.20	4.00	4.30	4.00	4.30	4.00	4.40	4.00	4.40
h'	4.00	3.90	4.00	3.90	4.00	3.80	4.00	3.80	4.00	3.70	4.00	3.70

## 6.2 Çelik Kaplamalı Kısım Konsolidasyon Enjeksiyonları

Tünel açıldıktan sonra çelik kaplama, boru eksenini tünel eksenine ile çakışacak şekilde yerleştirildikten sonra betonu dökülecektir. Burada yapılacak enjeksiyonlar 0 + 250 km'den 0 + 532 km arasındaki 282.00 m'lik bölümü kapsayacaktır.

Burada yapılacak işlemler sırası,

1. Kontak enjeksiyonu
2. Konsolidasyon enjeksiyonu
3. Çelik kaplama ile beton arası kontak enjeksiyonudur.

Cebri boru üstünde bırakılan aparattan beton içinde bırakılan 2.5 inch'lik borulardan veya boru bırakılmamışsa aparat içinden beton delinip zemine 25 cm girildikten sonra yapılacaktır.

Cebri boru yerleştirilirken üstündeki aparatlardan zemine kadar boru yerleştirilecek ve beton dökülürken boruların dolmaması için boruların zemin tarafından ağzına kağıt tıpa konacaktır.

Bu bölümün kontak enjeksiyonları boru temizlenip, ana kayaya 25 cm girildikten sonra yapılacaktır. Beton delinmesi gerekirse rotary su sirkülasyonlu makina ile yapılacaktır.

Kontak delgilerine beton döküldükten 15 gün sonra başlanacaktır.

Kontak enjeksiyonlarına en alt delikten başlanacaktır. Kontak enjeksiyonları 0 + 250 km'den teras biriminin başlangıcı olan 0 + 462 km'den 10 m öncesinde olan 0 + 452 km'ye kadar ki 202 m'lik bölümde yapılacaktır. Kontak delgileri 3.00 m aralıklı ve her kesitte 8 delik ve ardışık kesitler şaşırtmalı olacaktır.

0 + 452 km'den tünel çıkışı olan 0 + 532 km 'ye kadar ki 80.00 m'lik bölüm ise teras biriminde olduğundan kontak ve konsolidasyon kesit aralıkları 2.00 m olacaktır.

Çelik kaplama bölümünün 0 + 250 - 0 + 452 m arası kontak ve konsolidasyon enjeksiyonları, şerbet karışımları ile enjekte edilecektir. Manometre çelik kaplama tabanında olduğundan kontak ve konsolidasyon enjeksiyonları manometre basınçları, beton kaplamalı bölümün basınçları ile aynı olacaktır.

Burada kontak enjeksiyonları bitirildikten sonra bırakılan aparatlardan, delik ana kayada 8.50 m delinerek enjeksiyon 2 kademede yapılacaktır. Önce 8.50 - 4.25 m arası sonra 0.00 - 4.25 m arası yapılacaktır. Bu işlemler yapılırken aparat içinde bulunan 2.5 inch'lik manşonun üzerinde bulunan 4 delik bir redüksiyonla kapatılıp sonra delinecektir.

En son çelik kaplama boru ile beton arası boşlukların enjeksiyonları yapılırken delikleri kapatan redüksiyon sola çevrilerek açığa çıkarılacak ve redüksiyona bağlanan pompa hortumu vasıtasıyla buranın enjeksiyonu yapılacaktır.

Beton dökülmeden evvel aparat içindeki 2.5 inch'lik manşon delikleri gres yağı ile doldurulacak, ondan sonra redüksiyon ile bu delikler içeriden kapanıp, beton dökülecektir. Çelik kaplanma ile beton arası kontak enjeksiyonlarına  $P_t = 2 \text{ kg/cm}^2$ 'lik basınç uygulanacaktır. Burada tüm deliklere 1/1 oranlı karışımdan verilip, refü olana kadar bu karışımla devam edilecektir.

## 7. ENERJİ TÜNELİ KONTAK ENJEKSİYONLARI VE UYGULANACAK BASINÇ

Kontak enjeksiyonları, kaplama betonu içinde bırakılan 2.5 inçlik PVC veya dikişsiz demir boru içinden ana kayada 25 cm ilerlenip enjeksiyonu yapılmıştır. 25 cm girilmesinin sebebi, peridotitler yer yer serpantinleştiği için zemine girmesinden kaynaklanmaktadır. Boru bırakılmamışsa, enerji tüneli basınçlı çalışacağından; kaplama betonu içinde donatı ve betonun hırpalanmaması için kontak enjeksiyonları yapılırken, Rotary Su Sirkülasyonlu Makinalar ile uygun kesiciler kullanılarak delinme gerçekleştirilmiştir. Burada uygulanacak efektif basınç  $P_t = 2 \text{ kg/cm}^2$  olacaktır. Manometrede okunacak basınç delgileri taban veya tavan olmasına bağlı olarak değişmektedir (DSİ, 1987, Şekercioğlu, 2007).

$$P_m = P_t \pm \left( \frac{WL \cos \alpha}{10} \right)$$

Ancak burada manometreden okunacak basınç, manometre kuyu ağzında yerleştirilmiş olarak düşünülmüş, manometre galeri veya tünel tabanında olduğundan kuyu ağzı ile galeri tabanı arasındaki mesafeden dolayı gelen şerbet yükü ilave edilmiştir.

**Tablo 10.** Kontak Enjeksiyonlarında Uygulanacak Manometre Basınçları

Kuyular	Toplam Basınç ( $\text{kg/cm}^2$ )	Tek No'lu Kesitlerde Manometre Basıncı ( $\text{kg/cm}^2$ )	Çift No'lu Kesitlerde Manometre Basıncı ( $\text{kg/cm}^2$ )
a	2.00	2.00	2.10
b	2.00	2.15	2.40
c	2.00	2.45	2.55
d	2.00	2.75	2.85
e	2.00	2.90	2.85
f	2.00	2.75	2.55
g	2.00	2.45	2.40
h	2.00	2.15	2.10

Bu basınçlar ortalama şerbet yoğunluğu  $1.4 \text{ gr/cm}^3$  alınarak bulunan manometre basınçlarıdır (Tablo 10-11).

**Tablo 11. Şerbet Yoğunlukları**

Karışım Oranı (çimento/su)	Yoğunluk (gr/cm <sup>3</sup> )
1/3	1.20
2/3	1.36
1/1	1.50
7/5	1.65
7/5 + % 25 kum	1.70
7/5 + % 50 kum	1.75

## 8. KONTAK - KONSOLİDASYON ENJEKSİYONLARININ KONTROLÜ

Kontakt ve konsolidasyon enjeksiyonlarının kontrolü ayrı ayrı yapılmayacak. Tek kuyudan hem kontakt, hem de konsolidasyon enjeksiyonlarının kontrolü yapılacaktır. Enjeksiyonlar bitirildikten sonra veya devam ederken yapılabilir.

Kontrol kuyularının yerlerine veya 24 m 'lik anoda kaç tane yapılacağına İdare karar verecektir. Genellikle iki kesit arasında fazla alış yapan kuyuların arasına denk gelecek şekilde olacaktır.

2 kg/cm'lik toplam basınç altında önce beton delinip, ana kayada 25 cm gidilecek ve su tecrübesi yapılacaktır. Sonra kuyunun ilk kademesi olan 4.25 m delinip, su tecrübesi yapılacak ve kuyu 8.50'ye tamamlanıp, tıkaç 4.25 m'den tutturularak 4.25 - 8.50 m arasının su tecrübesi yapılacaktır.

İdare kontrol kuyularını karotlu veya karotsuz açtırabilir. Ama mutlaka BST'si yapılacaktır.

### 8.1 Kontakt Kuyu Kontrolleri

Su kaçağı; Açılacak kuyularda tek kademedeki yapılacak su tespitinde, kaçan su miktarı;

$$\frac{Q}{P_t L t} < 0.1$$

(1 Lugeon formülü) ile tahkik edilmiştir. Kontrol kuyularında 1 Lugeondan fazla kaçak var ise ve buradaki kuyu enjeksiyonunda kuyu 0.3 litre/delik/dakika (2 atmosfer) 'den fazla ise araya girip girmemeye idare yetkilidir.

Kontakt (dolgu) enjeksiyonlarında başarı ölçütü; Tünel - galeri ve şaftlarda etrafında yapılan kontakt enjeksiyonlarında, her 12 m uzunluğundaki kesitlerde en fazla alışların olduğu kesitlerin aralarında, kesitlerde en fazla alışın olduğu kuyunun yönünde en az bir adet kontrol kuyusu açılır. Kapak, tünel - galeri ve şaftlarda açılan kontrol kuyularında yapılan su testlerinde su kaçakları kademe boyu 1 metre alınarak, yukarıdaki eşitlik ile kontrol edilir. Eşitlikte istenilen değer elde edilmiş ise, kontrolü yapılan yerde enjeksiyon başarılı kabul edilerek, enjeksiyon işlemlerine son verilir. Eğer 0.1'den daha büyük değerler bulunmuş ise, kontrol deliğindeki çimento/su oranı 1/3 olan ince karışimli enjeksiyon alışlarına bakılır. Enjeksiyon alış bu kontrol kuyusunda 0.6 litre/delik/dakika'dan daha az ise bu durumda, 12 m'lik bölümde ek dolgu delikleri açılmamakta ve enjeksiyon çalışması başarılı sayılmaktadır (DSİ,1987).

## 8.2 Konsolidasyon Kontrolleri

Su kaçağı; Açılacak kuyularda tek kademede yapılacak su tespitinde, kaçan su miktarı;

$$\frac{Q}{P_t L t} < 0.3$$

(1 Lugeon formülü) ile tahkik edilmiştir. Kaçaklar 3 Lugeondan fazla ve bu kontrol kuyularına verilen şerbet, 0.4 litre/metre/dakika (refü basıncında) 'dan fazla ise aralara girip girmemeye İdare karar verecektir.

Konsolidasyon enjeksiyonlarında başarı ölçütleri; Sıralar veya karelej şeklinde yapılan sığ sağlamaştırma (kapak) enjeksiyonları yerinde en çok alışı yapan kuyuların bulunduğu yerlerde oluşturulan eni ve boyu üçer metre olan kare veya eşkenar üçgen şeklindeki alanın ağırlık merkezlerine denk gelecek şekilde kontrol kuyusu açılmıştır. Tünel-galeri ve şaftlarda etrafında yapılan sağlamaştırma enjeksiyonlarında, her 12 m uzunluğundaki kesitlerde, en fazla alışların olduğu kesitlerin aralarında, kesitlerde en fazla alışın olduğu kuyunun yönünde en az bir adet kontrol kuyusu açılır. Kapak, tünel-galeri ve şaftlarda açılan kontrol kuyularında yapılan su testlerinde su kaçakları yukarıdaki eşitlik ile kontrol edilmiştir. Eğer eşitlikte istenilen değer elde edilmiş ise, kontrolü yapılan yerde enjeksiyon başarılı kabul edilerek, enjeksiyon işlemlerine son verilmiştir.(DSİ, 1987)

## 8.3 Çelik Kaplama ile Beton Arası Kontrolleri

Dolmamış boşluklar cebri boru ile delinerek enjeksiyonu yapılacaktır. Sonra kapatma işlemi kör tapa konup, çelik kaplama düzeyinde taşlama ile yapılacaktır. Ancak açılacak delikler borunun daha önceki herhangi bir kaynak bölümünden en az 25 cm uzaklıkta açılmıştır.

Bu bölümde kullanılacak şerbet 1/1 oranlı çim/su ve % 5 bentonit ilavesi yapılmıştır. Buranın enjeksiyonunda 2 kg/cm<sup>2</sup>'lik basınç uygulanacak ve refü basıncında delik 0.2 lt/delik/dak. ve daha az şerbet alırsa refü sağlanmış sayılacaktır.

Teras bölümünün enjeksiyonunda, özel olarak imal edilmiş veya Türkiye'deki çimento fabrikalarında üretilen özgül yüzeyi büyük olan en az 5.000 cm<sup>2</sup>/gr ve daha fazla özgül yüzeye sahip çimento kullanılmıştır.

Karışıma 2/3'ten başlanacak, % 5 bentonit ve çimento ağırlığının %1 'i kadar Sodyum Trifosfat inceltici kullanılmıştır.

Bütün enjeksiyonlarda hava ve su ile şişirilebilen pakerler kullanılacaktır.

Bentonit daha evvel 1/10 oranında sulandırılarak en az 24 saat önce çamur haline getirildikten sonra kullanılmıştır.

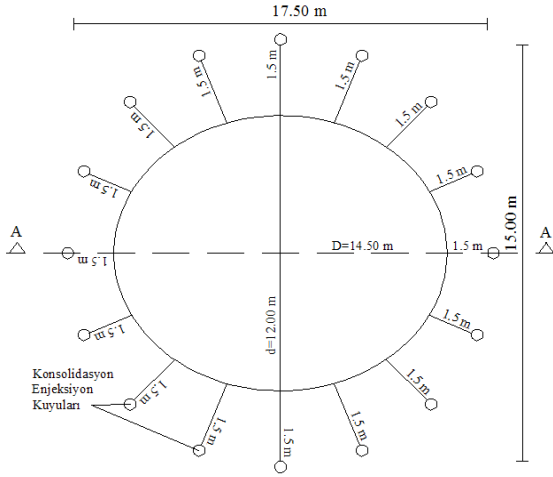
## 8.4 Kapak Şaftı Konsolidasyon Enjeksiyonu

Kapak şaftı kesiti elips olup, peridotit ve serpantinitlede açılmıştır. Etrafında konsolidasyon enjeksiyonunun yapılması gereklidir. Kazı yüzeyinden 1.50 m uzaklıkta ve şaftın etrafında kuyu aralıkları en fazla 3.00 m olacak şekilde bir sıra konsolidasyon enjeksiyonu yapılmıştır.

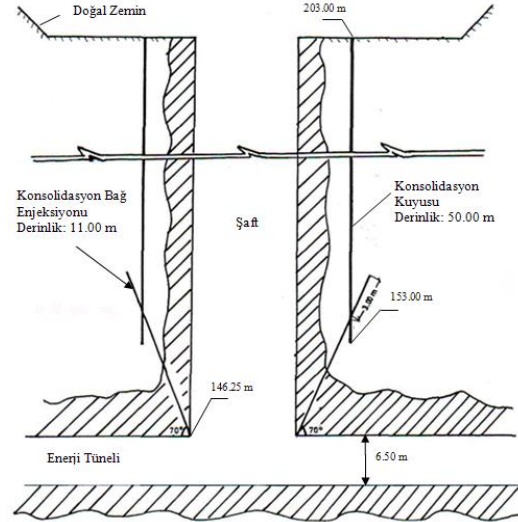
Kuyular 1.5 m uzaklıkta olduğundan bir elips üstünde sıralanırsa elipsin uzun kenarı yaklaşık 17.30 m, kısa kenarı yaklaşık 15.00 m'dir. Böylece açılacak konsolidasyon

deliklerinin üstünde sıralanacağı hayali elipsin çevresi 48 m olup,  $48/3 = 16$  adet konsolidasyon kuyusu açılmıştır.

Konsolidasyon delgileri tünel betonun şaft bölümündeki dış yüzeyine 4.00 m kalıncaya kadar, 153 m kotuna kadar ki 50 m'lik bölümde yapılacaktır. Şaftın altında aşağıda hesaplanan delik boyu belirli aç ile bu konsolidasyon kuyularına bağlanmıştır.



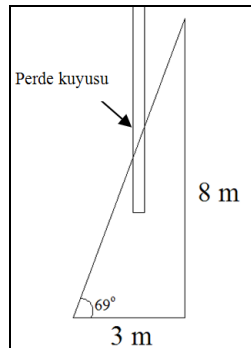
**Şekil 3.** Şaftın Etrafındaki Konsolidasyon Enjeksiyon Kuyularının Planı (Ölçeksiz)



**Şekil 4.** Tünel Şaft Çevresindeki Konsolidasyon Enjeksiyonu İle Enerji Tüneli İçinden Yapılan Bağ Enjeksiyonları A-A En Kesiti (Ölçeksiz)

Bağlanacak bu deliklerin boyu ilgili konsolidasyon kuyusunu tabanından 1 m yukarıda kesecek ve 3 m geçecek uzunluktadır. Bağ kuyusunun açılacağı şaftın altı yani tünelin üst kotu olan yaklaşık 146 m kotundan açılıp, konsolidasyon delik taban kotu olan 153 m'nin 1 m üstü olan 154 m kotunda kesecek şekilde olacaktır. Böylece delik düşey mesafesi konsolidasyon kuyusunu kestiği nokta ile 8 m mesafe olacaktır. Bağ kuyusunun ağız ile konsolidasyon kuyusunu kestiği nokta arasındaki yatay mesafe beton kalınlığı dikkate alınırsa 3.0 m olduğu görülecektir. Böylece bağ kuyusunun kesim noktasına kadar ki boyu;

$$L = \sqrt{3^2 + 8^2} \cong 8.50 \text{ m' dir (Şekil 5).}$$



**Şekil 5.** Bağ Kuyusunun Kesim Noktasına Kadarki Boyu



3 metrede geçeceği için buradaki konsolidasyon bağ deliklerinin boyu 11.50 m olacaktır. Yatay ile açısı;

$$\cos \alpha = \frac{3}{8.5} = 0.35 \cong 70^0 \text{ 'dir.}$$

İlk 5.00 metresi 2.50 metrelik iki kademede, geri kalan bölüm ise fazda 5.00 m kademe boylarında yapılacaktır,

Konsolidasyon delgilerinde uygulanacak basınç beton kalın olduğundan ve yatay bir galeri şeklinde yapıldığından;

Konsolidasyon delgilerinde uygulanacak basınç (DSI, 1987);

$$P_t = 2 + 0.33H$$

Verilen bu denklem değerinin aşılması durumunda şerbet basınçsız verilir, manometrede basınç yükselmesi sağlanmıştır.

**Tablo 12.** Kademeye Uygulanan Toplam Basınç ve Manometrede Okunacak Basınç

Kademe	Aralık	Kademeye Uygulanan Toplam Basınç (kg/cm <sup>2</sup> )	Manometrede Okunacak Basınç (kg/cm <sup>2</sup> )
1	00.00 - 02.50	0.45	0.40
2	02.50 - 05.00	1.20	0.70
3	05.00 - 10.00	2.50	1.60
4	10.00 - 15.00	3.90	2.40
5	15.00 - 20.00	Şerbet yoğunluğu	1.90
6	20.00 - 25.00	Şerbet yoğunluğundan gelen basınç	1.30
7	25.00 - 30.00	Şerbet yoğunluğundan gelen basınç	0.75
8	30.00 - 35.00	Şerbet yoğunluğundan gelen basınç	0.10
9	35.00 - 40.00	Yalnız şerbet yükü ile	0.00
10	40.00 - 45.00	Yalnız şerbet yükü ile	0.00
11	45.00 - 50.00	Yalnız şerbet yükü ile	0.00

## 9. ENERJİ TÜNELİNİN PERDE ENJEKSİYONU İLE KESİŞTİĞİ YERDEKİ BAĞ ENJEKSİYONLARI

Bağ enjeksiyonları ekteki boy kesit ve şekilde görüldüğü gibi, sağ sahilde enjeksiyon galerisinin sonunda yaklaşık 22 m sağından geçmektedir. Enjeksiyon galerisinin taban kotu 140.00 m'dir. Enerji tünelinin perdeyi kestiği yerdeki taban kotu yaklaşık 139.00 m'de olup, perde tünel girişinden 0 + 270 km'sinden geçmekte ve çelik kaplamalı bölüme denk gelmektedir.

Enjeksiyon galerisinin sonu olan 0 + 007 km'den, 0 + 024 km'ye kadarki 31 m 'lik bölümdeki perde kuyuları, gerek enjeksiyon galerisinde gerek enerji tüneline hasar yapmaması için, enerji tünelinin tavan kotunun 10 m. üstünde olacaktır, yani açılan kuyuların taban kotu 253.50 m olacaktır.

Bağ enjeksiyonları çelik kaplama yapılmadan önce yapılacaktır. Perdenin enerji tüneline kestiği tünelin 0 + 270 km çelik kaplama olduğu için buradaki bağ enjeksiyonları (25 adet), değişik boylarda ve düşey iki adet perde kuyusu çelik kaplama yapıldıktan sonra çelik

kaplamalı bölüm üstünde bırakılan aparatlardan kontak ve konsolidasyon enjeksiyonu yapılacaktır.

## 10. TARTIŞMA

Tablo 13’de verilen IAEG (Anon, 1979) permeabilite sınıflamasına göre kayaç tanımları verilmiştir. Tünellerin açıldığı peridotit ve serpantinler yarı geçirimli olup, permeabilitesi  $10^{-4}$  -  $10^{-5}$  cm/sn değerleri mertebesindedir (DSİ, 1999) kayaçların geçirimsizliği orta seviyededir.

**Tablo 13.** Permeabilite Dereceleri (Anon, 1979)

Sınıf	Permeabilite	
	k (m/s)	Tanımlama
1	$> 10^{-2}$	Çok yüksek
2	$10^{-2}-10^{-4}$	Yüksek
3	$10^{-4} - 10^{-5}$	Orta
4	$10^{-5} - 10^{-7}$	Zayıf
5	$10^{-7}-10^{-9}$	Çok zayıf
6	$< 10^{-9}$	Hemen hemen geçirimsiz

Lugeon değerleri ile enjeksiyon gerekliliği arasındaki ilişkiler Tablo 14’te verilmiştir. Dalaman - Akköprü Barajı’nda Basıncılı Su testleri (BST) her kademede uygulanmıştır. Bulunan değerler 0 - 32 lugeon arasındadır. Yapılan çalışmalar enjeksiyon yapılması zorunluluğunu ortaya koymuştur.

**Tablo 14.** Lugeon Değerleri İle Enjeksiyon Gerekliliği Arasındaki İlişkiler (Houlsby, 1985)

Mühendislik yapısının tipi ve/veya temel olma özelliği	Lugeon değerleri
Beton barajlar - tek sıra perde	3 - 5
Kil çekirdek toprak dolgu - Birden fazla sıra perde	7 - 15
Temelde aşındırılabilir materyal	3 - 4
Kaçak suyun çevreye tehlikeli olduğu durumlar	1 - 3

DSİ (2003) de Enjeksiyon alışlarına göre sınıflandırma Tablo 15’te verilmiştir. Tünelin açıldığı jeolojik ortam enjeksiyon alışına göre çok düşükten yükseğe kadar değişkenlik göstermiştir.

**Tablo 15.** Enjeksiyon Alışlarının Sınıflaması (DSİ, 2003)

Kademede metre başına, enjeksiyon karışımında yer alan katı madde miktarı (kg/m)	1/3 (çimento/su) Oranındaki karışıma göre hacim (litre)	Enjeksiyon izleme grafiklerinde temsil edildiği renk	Enjeksiyon Alış Tanımlaması
<25	<84	Kahverengi	Çok düşük
25-50	84 -168	Açık Kahverengi	Düşük
50-100	168-336	Yeşil	Orta
100-200	336- 672	Koyu yeşil	Orta - Yüksek
200 - 300 - 400	672-1008-1344	Mavi	Yüksek
>400	>1344	Lacivert	Çok yüksek

Bentonit miktarı çimento ağırlığının %3'ü kadar, Hacimlerde ise 50 kg çimento + 1.5 kg bentonit (%3) 18 litre olarak alınmıştır.

Enjeksiyon uygulamalarının DSİ (1987) de istenen şartları sağladığı, literatür ile uyumlu olduğu ve başarı ile gerçekleştirildiği belirlenmiştir.

## 11. SONUÇLAR

Dalaman - Akköprü Barajı'nda enerji tüneli, çelik kaplama ile beton arası kontak ve konsolidasyon enjeksiyonları ve kapak şaftı enjeksiyonu yapılmıştır. Uygulamalı araştırma olarak Akköprü barajı seçilmiş enjeksiyonda kullanılan malzemeler, arazi çalışması ve yapılan işin kontrolü ile ilgili olarak ve yapılan çalışmalar yerinde görülerek incelenmiştir. Yapılan uygulamanın geçerliliği ve değerlerin DSİ tarafından önerilen sınırların altında olduğu belirlenmiştir. DSİ'nin önerdiği karışım oranları ve uygulama esaslarının ortamın jeolojik yapısına uygun olduğu sonucuna varılmıştır. Yapılan araştırma ile enjeksiyon ve geçirimsizlik amaçlı çalışmalara örnek olması amaçlanmıştır.

## TEŞEKKÜR

Yazarlar, makalenin hazırlanmasındaki yardımlarından dolayı DSİ Genel Müdürlüğüne teşekkür ederler.

Notasyon	
Kullanılan Simge	Açıklama
H	: Kademe orta noktası ve kuyu ağzı mesafesi
W	: Şerbet Yoğunluğu (yaklaşık 1,2 gr/cm <sup>3</sup> )
P <sub>m</sub>	: Manometre Basıncı
P <sub>t</sub>	: Kontak deliğine uygulanan efektif basınç
L	: Delik ağzı ile manometre arasındaki düşey mesafe

## KAYNAKLAR

- Anon. (1979), "Classification of Rocks and Soils for Engineering Geological Mapping", Part 1 -Rock and Soil Materials, Bull. Int. Ass. Eng. Geol., Vol 19, 364-371.
- ASTM (1980), "Standard Method of Test for Unconfined Compressive Strength of Rock Specimens (2939-79)", Annual Book of ASTM Standards, Vol 19, 440-443.
- Batı Söke Çimento TAŞ (2002). Cement Test Reports. 1(201).
- Bruce DA (1993). A Review of Drilling and Grouting Methods for Existing Embankment Dams. ASCE Specialty Conference on Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation. North Carolina State University. Raleigh NC. 803-819.
- DSİ. (1999), "Uygulama Projeleri", yayınlanmamış, Aydın.
- DSİ-turkish (1993). Drilling-Injection Technical Provisions, Ankara
- DSİ. (2003), "Su Sondajları, Temel Sondajları, Enjeksiyon İşleri, Kaya - Zemin Mekanik Deneyleri ve Jeofizik Etütler Birim Fiyat Cetveli", Ankara.
- DSİ, (1987), "Sondaj ve Enjeksiyon Teknik Şartnamesi", Ankara.
- Houlsby, A.C. (1985), "Design and Construction of Cement Grouted Curtains", 15<sup>th</sup> ICOLD Congress, Lausanne Vol 3, 995-1015.
- Karakaya Bentonit (2002). Laboratory Results for December, Ankara.
- Kutzner, C. (1991). New Criteria for Rock Grouting in Dam Engineering. 17th ICOLD Congress, Vienna, 111, 307-3 17.
- Kutzner, C. (1996), "Grouting of Rock and Soil (1<sup>st</sup> English Edit)", Rotterdam: A.A. Balkema.
- Lombardi, G. (1985). The Role of Cohesion in Cement Grouting of Rock, 15th ICOLD Congress, Lausanne, 111, 235-261.
- MTA (1997). Mineral Research and Exploration Institute. Fethiye- L7 Sheet Geological Map. Ankara.
- Pettersson, S., B. ve Moulin, H. (1999), "Grouting Drilling for Grouting", Sweden: Atlas Copco Craelius AB.
- Tosun, H. (2000), "Fill Dams Design Principles of Grout Curtain and Turkey Practice", Soil Mechanics and Foundation Engineering 8<sup>th</sup> National Congress, İstanbul.
- TS 197-1 (2002), "Compositions and Conformity Criteria for Command Cements", Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 977 (1992), "Drilling Mud Additive Bentonit. Turkish Standards Institutions", Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Şekercioğlu, E. (2007), "Yapıların Projelendirilmesinde Mühendislik Jeolojisi" JMO Yayınları, Vol 28, 286.
- Üşenmez, K.(2005). Dalaman-Akkopru Dam Grouting Applications, Dokuz Eylül University, Institute of Science, Master Thesis, İzmir/Turkey.

# İSVEÇ DİLİM YÖNTEMİYLE KRİTİK GÜVENLİK KATSAYISI HESABINDA, ZEMİN PARAMETRELERİNİN KRİTİK KAYMA MERKEZLERİNİN YERLERİNE ETKİSİ

## THE EFFECT OF THE SOIL PROPERTIES ON CRITICAL SLIDE CENTERS OF THE CRITICAL SAFETY FACTOR BY THE FELLENIUS METHOD

Tülin ÇETİN<sup>1</sup> Yusuf ERZİN<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In this study, the effect of the soil properties (ie. the unit weight ( $\gamma$ ), the angle of internal friction ( $\phi$ ) and cohesion ( $c$ )) on critical slide centers of the critical safety factor to the homogeneous soil is investigated. For this purpose, a homogeneous soil with three different slopes of the soil (1/1, 2/1 and 3/1) and with the height of 10 m is considered. Different values of  $\gamma$ ,  $\phi$  and  $c$  are used as data for the slope stability calculation software prepared with MATLAB. After that, the results obtained with the Fellenius Method are investigated with their critical slide centers. All critical slide centers are compared with each other according to their locations through critical center lines. Also the effect of the change in the properties of the soil to locations critical slides are studied.

**Key Words:** Slope stability, Fellenius Method, Slope

### ÖZET

Bu çalışmada, homojen bir zeminde zemin parametreleri (birim hacim ağırlığı ( $\gamma$ ), içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) ve kohezyonun ( $c$ )) değişimlerinin kritik kayma merkezlerinin yerlerine etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla, üç farklı şev eğimi (1/1, 2/1 ve 3/1) ve 10 m yüksekliğe sahip bir homojen zemin incelenmiştir.  $\gamma$ ,  $\phi$  ve  $c$  'nin farklı değerleri, MATLAB ile hazırlanan şev stabilitesi hesaplama yazılımına veri olarak girilmiştir. Daha sonra, İsveç Dilim yöntemine göre hesaplanan sonuçlar, kayma yüzeylerinin merkez noktalarına göre incelenmiştir. Bu kayma merkezlerinin, kritik merkez doğrularına göre konumları incelenmiştir. Ayrıca zemin parametresi değişimlerinin, kayma yüzey dairesinin konumlarına etkisi gözlemlenmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Şev Stabilitesi, İsveç Dilim Yöntemi, Şev Eğimi

<sup>1</sup> Öğr.Gör., Celal Bayar Üniversitesi Turgutlu Meslek Yüksekokulu, tulin.cetin@bayar.edu.tr

<sup>2</sup> Yrd.Doç.Dr., Celal Bayar Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, yusuf.erzin@bayar.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinin temel konularından biri de şev stabilite konusunun incelenmesidir. Şevler, hem doğal zeminlerde oluşmuş eğimli yamaçlarda, hem de çeşitli mühendislik amaçları için yapılan faaliyetlerde karşımıza çıkmaktadır. Bu mühendislik yapılarında, insan katkısı ile kazı veya dolgu sonucu oluşturulan eğimli zeminlerde şev tanımı içinde yer almaktadır. Hem doğal hem mühendislik şevlerinde, şevi tanımlamak için şevin yatayla yaptığı açıdan faydalanılır. Mühendislik çalışmaları ile oluşturulan yapay şevler, dolgularda, yarmalarda, depolama alanları vb. yapılarda görülebilmektedir. Özellikle yol inşaatlarında, yol gövdesinin zeminle birleştiği kesimde, barajlar, yapıların temellerinde veya altyapı çalışmaları sırasında yapılan kazılarda şevleri görmekteyiz. (Ulusay, R, 1996)

Bahsedilen bu çeşitli mühendislik amaçları için yapılacak şevlerin, bozulmadan sağlam olarak kalabilmesi için oluşturulmadan önce stabilite analizlerinin yapılması gerekmektedir. Stabilite analizi ile yapının veya mühendislik inşaatının tüm ömrü boyunca yapıya zarar gelmeden şevlerin stabil olarak kalabilmesi amaçlanmaktadır. Şev stabilite analizlerinde, şevin içinde açıldığı kaya ve/veya zeminlerde oluşacak kaymalar önceden bilinmelidir. Zemin cinslerine göre kayma çeşitleri düzlemsel kayma, dairesel kayma ve kama tipi kayma şeklinde gruplandırılabilir. Kimi durumlarda kayma yüzeyi, birleşik kayma olarak adlandırılan eğri ve düzlemlerin birleşiminden de oluşabilmektedir. (Varnes, D.J., 1958)

Tekrarlı kayma gerilmeleri etkisi altında kalmış zeminlerin gerilme-şekil değiştirme ve mukavemet özelliklerinin incelenmesine 1960'lı yıllarda başlanmıştır. Geleneksel şev stabilite analizi yöntemleri, limit denge metoduna dayanmaktadır ve birimsiz olan minimum güvenlik katsayısı hesaplanır. Bu metodun amacı, herhangi bir hacimdeki toprak veya kayaç zeminlerdeki olası kayma yüzeyi boyunca denge durumunu analiz etmektir. Basit şekilli kayma yüzeyi kabulüne dayanır ve bu yüzeyin üzerinde kalan zeminin hareket edebileceği düşünülür. (Abramson, 2002)

Bir şevde en kritik (güvenlik katsayısı en küçük olan) kayma dairesini bulmak için, çok sayıda dönme merkezi ve yarıçapın denenmesi gerekir. (Uzuner, B.A.) Deneme sayısını azaltmak için öngörülen yöntemlerden biri de İsveç Dilim yöntemi 'nde kritik kayma merkezlerinin bir doğru civarında aranmasıdır. (Fellenius, 1940)

## 2. HAZIRLANAN ŞEV STABİLİTESİ PROGRAMI

Şev stabilitesindeki güvenlik katsayılarının hızlı ve güvenilir bir şekilde hesaplanabilmesi için, MATLAB programı ile şev stabilitesi yazılımı geliştirilmiştir (Şekil 1). MATLAB, akademik programlama için son derece uygun bir yazılım geliştirme programıdır. Hem şev stabilitesi ile ilgili denklemler programlanabilirken, hem de interaktif çalışma imkanı oluşturulabilmektedir. Bu yazılımda, şev stabilite analizinde Türkiye'de bu konuda yaygın kullanım alanı bulan yöntemler kullanılmıştır. Programda kullanılacak olan tüm veriler, program kullanıcısı tarafından belirlenmektedir. (Çetin, T., 2010)

Yazılımın başlıca özellikleri ve avantajları şu şekilde özetlenebilir (Çalışmanın konusu dahilinde kullanılan alanlar, detaylı olarak açıklanmıştır) ;

Şekil 1. Şev Stabilitesi Programı

- Şevi tanımlayan geometrik değerler: Şev çizgisini tanımlayacak koordinat bilgileri ofset ve kot olarak ve m. cinsinden girilmektedir. Şev çizgisi üzerindeki her bir kırık noktayı belirleyecek ofset ve kot bilgileri sıra ile girilmelidir. Girilen her ofset ve kot değerinden sonra pencerenin sol altında yer çizim bölümünde, şev çizilmektedir.
- Zeminin cinsini tanımlamaya yarayan parametreler: Şevi tanımlayacak zemin bilgileri birim hacim ağırlığı, kohezyon ve zemin içsel sürtünme açısı olarak girilmektedir. Girilen bu değerlerin birimleri, birim hacim ağırlığı ( $\gamma$ ) için  $\text{kN/m}^3$ , kohezyon için ( $c$ )  $\text{kN/m}^2$  ve zemin içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) için  $^\circ$  derece cinsindedir. Zemini oluşturan tüm tabakalar için ayrı ayrı girilebilir. Böylece farklı tabakalara sahip zeminlerle çalışma imkanı sağlanmıştır.
- (Varsa) Farklı zemin tabakalarını geometrik olarak tanımlayan ofset ve kot değerleri: Zemin özellikleri kısmında girilen sayıda zeminin geometrisini tanımlayacak koordinat bilgileri ofset ve kot olarak ve m. cinsinden girilmektedir.
- (Varsa) Yer altı suyu tablasını tanımlayan geometrik değerler,
- (Varsa) İlave etkiyen yük (sürşarj yükü) ve bu yükün şev çizgisi boyunca hangi ofset değerleri arasında yer aldığı,

- (Varsa) Depremle ilgili değerler,
- Kayma yüzeyi seçimi: Őevlerdeki kayma 2 türlü incelenebilmektedir: Dairesel veya dairesel olmayan. Hangi tip kayma yüzeyinin inceleneceğinin seçilmesi gerekir. Kayma yüzeyi seğimine göre, kullanılabilir yöntemler gösterilmektedir.
- Dairesel kayma yüzeyi için, kritik kayma yüzeyi merkezi belirleme alanı: Şev stabilitesinin incelenmesi için, kayma yüzeyinin merkezini Şev bölgesinde belirli bir bölgede aramak mümkündür. Aranacak bölgenin başlangığ noktasının ofset ve kot değeri ile bitiş noktasının ofset ve kot değeri, min. ve max. nokta olmak üzere 2 nokta olarak ve m. cinsinden girilmektedir.
- Yatay / düşey merkez aralığı : Belirli bir bölge içinde aranan minimum Şev güvenlik katsayısına sahip kayma yüzeyinin merkezi, yatayda ve düşeyde ilk değer olarak belirlenen 1 m. lik karelaja göre aranmaktadır.
- Yarıçap artışı : Her bir merkez noktası için, farklı yarığaplar denenmektedir. Bu yarığapların değer artışı, ilk değer olarak belirlenen 1 m. olmaktadır.
- Max dilim genişliği : Kayma yüzeyi seğildikten sonra, kayma dairesinin dilimlere en fazla ne kadar genişlikteki dilimlere ayrılacağı, ilk değeri 1 m.olan ve bu sahaya girilen m. cinsinden olan değerle belirlenir.
- Dairesel olmayan kayma yüzeyi için, kritik kayma yüzeyini geometrik olarak tanımlayan ofset ve kot değerleri,
- Kayma yüzeyine göre yöntem seçimi : Program dahilinde 3 yöntemle Şev stabilitesi hesabı yapılmaktadır : İsvet Dilim Yöntemi, Bishop ve Janbu. İsvet Dilim Yöntemi ve Bishop yöntemleri sadece dairesel kayma yüzeylerindeki Şev stabilite güvenlik katsayısı hesabında kullanılmaktadır. Janbu yönteminde ise, hem dairesel kayma yüzeylerinde hem de dairesel olmayan kayma yüzeylerindeki Şev stabilite güvenlik katsayısı hesabında etkilidir.

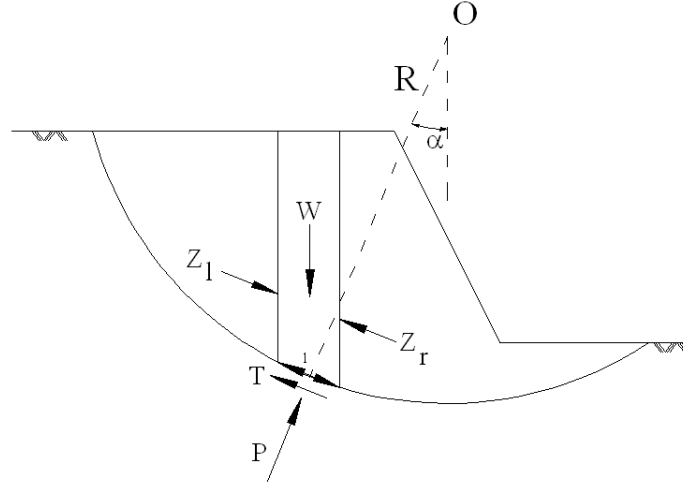
Tüm bu değerler, SI (System International) birim sistemi ile tanımlanmaktadır.

Program hazırlandıktan sonra, programın denenmesi için sonuçları bilinen çeşitli örnekler üzerinde ęalıřılmıř ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Bu amaçla bilinen SLIDE programına ait bilinen problemler üzerinde sonuçlarını gösterir yayınlardan yararlanılmıştır. (SLIDE, 2006) Sonuçlar karşılaştırıldığında uyumlu bulunmuştur. Sonuçlar arası elde edilen yakınlığın, Alkasawneh, Malkawi, Nusairat ve Albataineh (2008) 'inde dünya piyasasında bilinen ticari programlar için yaptıkları sonuç karşılaştırmalarındaki yakınlığa benzer olduğu görülmüş ve programın doğru sonuç verdiği onaylanmıştır. (ęetin, T., 2010)

### 3. İSVEç DİLİM YÖNTEMİ

İsvet Dilim yöntemi, dilim metotları arasında en basitidir. Fellenius tarafından (1927, 1936) geliştirilmiştir. Dilim içi kuvvetleri göz ardı ederek, kayma yüzeyinin merkezi etrafındaki moment dengesini sağlar ve sadece dairesel kayma yüzeyleri için kullanılır.





**Şekil 2.** Dilime Etkiyen Kuvvetler

Kaymanın (Şekil 2), O noktası merkez olmak üzere silindirik bir bloğun dönmesi şeklinde olduğu kabul edilir. O noktasına göre moment eşitliği yazıldığında, güvenlik katsayısı bulunur. Dilim içi kuvvetlerin, dilimin alt kenarına paralel olduğu varsayılır. Dilimlerin, geometrinin değiştiği ve göçme yüzeyinin zemin tabakalarını kestiği noktalardan geçirilmesine ve göçme yüzeyinin bir dilim için olabildiğince doğru şekilde olmasına özen gösterilmektedir.

Her bir dilimin ağırlığı dilim tabanında normal ve teğetsel gerilme olarak iki bileşene ayrılır. İsveç Dilim Yöntemine göre şev güvenlik katsayısı hesabı, Formül.1 'den yapılmaktadır.

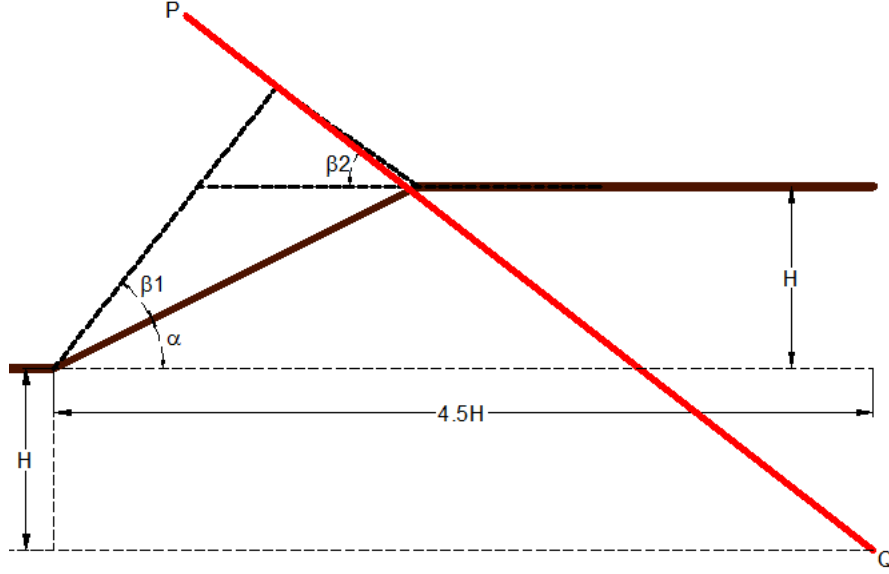
$$F_s = \frac{\sum (c' \cdot l + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot l) \cdot \tan \phi')}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (1)$$

İsveç Dilim Yöntemi 'nin kullanımı basit olduğu kadar, yer altı suyu bulunmadığında, hata payı çok azalmaktadır.

### 3.1 Kritik Kayma Merkezi Arama Doğrusu

Bir şevde en kritik (güvenlik katsayısı en küçük olan) kayma dairesini bulmak için, çok sayıda dönme merkezi ve yarıçapın denenmesi gerekir. (Uzuner, B.A.) Deneme sayısını azaltmak için bir yöntem verilmiştir. (Fellenius, 1940) Bu yöntemde dönme noktası, Şekil 3'te görülen PQ doğrusu üzerinde gezer.

Q noktası, şev eteği noktasından 4.5 H kadar geride ve H kadar aşağıda yer alan bir noktadır. P noktası ise, şev eğimine göre belirlenen  $\beta_1$  ve  $\beta_2$  açıları ile gösterilmektedir. PQ doğrusunu belirlemek için kullanılan  $\beta_1$  ve  $\beta_2$  açılarının değerleri, şev eğimlerine göre belirlenmektedir. Bu değerler Tablo 1 'de görülebilir.



**Şekil 3.** İsveç Dilim Yöntemine Göre Kritik Kayma Merkezi Arama Doğrusu

**Tablo 1.** İsveç Dilim Yöntemine Göre Kritik Kayma Merkezi Arama Doğrusu İçin Açılar

Şev açısı $\alpha$ (°)	Şev Eğimi (Y/D)	$\beta_1$ (°)	$\beta_2$ (°)
60	1.15/1	29	40
45	1/1	28	37
33.8	2/3	26	35
26.6	2/1	25	35
18.4	3/1	25	35
11.3	5/1	25	37

Bu yöntemde çeşitli kayma yüzeyleri için bulunan güvenlik sayıları, her bir dairenin merkezinde, PQ 'ya dik bir doğru parçası ile gösterilirse, bunların min. uzaklıkta olanı kritik güvenlik sayısını ve kritik daire merkezini verir. (Uzuner, B.A.) (Şekil 4)

#### 4. ÇALIŞMANIN KAPSAMI

Bu çalışma kapsamında, homojen bir zemine ait bulunan şev güvenlik katsayısına ait kritik daire merkezinin yerlerinin kritik kayma merkezi arama doğrusuna göre konumları incelenmektedir. Bu amaçla Tablo 1'de gösterilen şev oranlarından pratikte en çok kullanılanlar seçilmiştir. Bu değerler Tablo 2 'de gösterilmektedir.

**Tablo 2.** Çalışmada Kullanılan Şev Eğimleri

Şev Eğimi (Y/D)
1/1
2/1
3/1

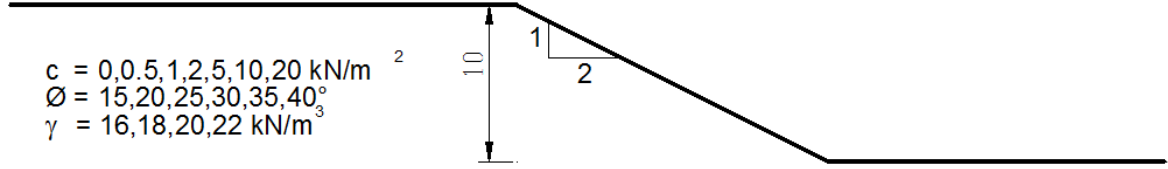
Şev yüksekliği olarak, H = 10 m. seçilmiştir.

Homojen zemini belirlemek amacıyla, zemin parametreleri (birim hacim ağırlığı ( $\gamma$ ), içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) ve kohezyonun ( $c$ )) Tablo 3 'te verilen değerlere göre seçilmiştir.  $\gamma$ ,  $\phi$  ve  $c$  'ye tablolarda belirtildiği üzere farklı değerler verilerek, her üç şev oranı için şev güvenlik katsayıları ( $F_s$ ) hesaplanmıştır ve kritik kayma merkezleri tespit edilmiştir.

**Tablo 3.** Çalışmada Kullanılan Zemin Parametreleri

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )
16	15	0
18	20	0.5
20	25	1
22	30	2
	35	5
	40	10
		20

Hesaplamalarda kullanılan şeve bir örnek, Şekil 4 'te görülebilir.



**Şekil 4.** Hesaplamalarda Kullanılan Şev

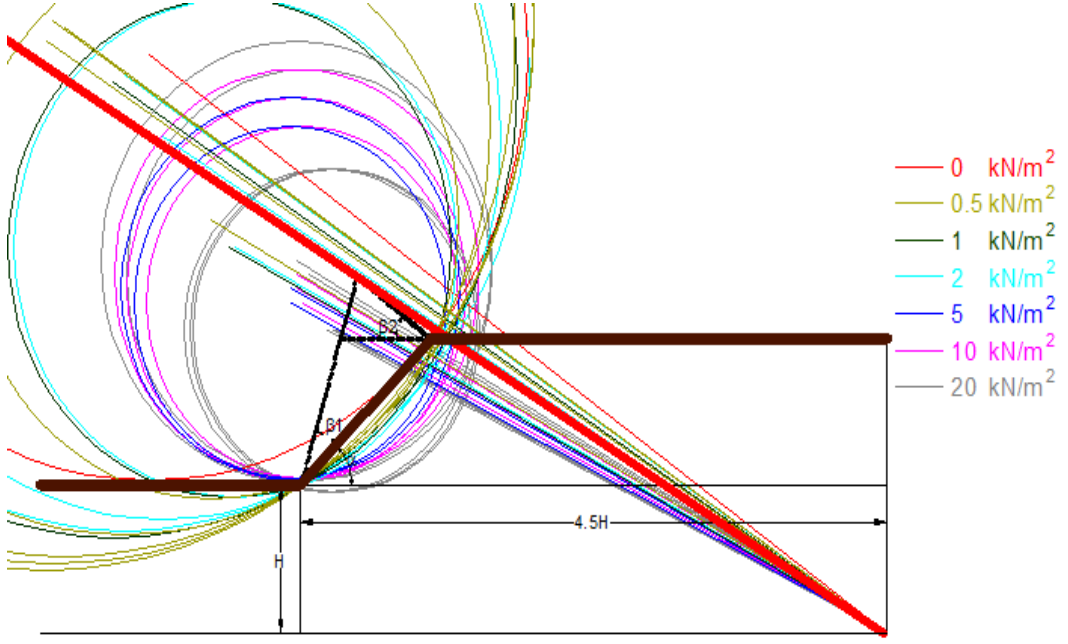
Her ne kadar İsveç Dilim yöntemi elle çözüme uygun olsa da, birden fazla parametrenin farklı sayıda alternatiflerinin incelenmesi için, şev stabilitesindeki güvenlik katsayılarının hızlı ve güvenilir bir şekilde hesaplanabilmesi için Şekil 1 'de pencere görüntüsü verilen ve MATLAB ile hazırlanan şev stabilitesi programından yararlanılmıştır. (Çetin, T., 2010)

Daha sonra, İsveç Dilim yöntemine göre hesaplanan sonuçlar, kayma yüzeylerinin merkez noktalarına ve zemin parametre cinslerine göre incelenmiştir. 3 adet farklı şev eğimi, 4 adet farklı birim hacim ağırlığı, 6 adet içsel sürtünme açısı değeri ve 7 adet farklı kohezyon değeri ele alındığında, toplamda 504 adet alternatif, hesaplamaya alınmıştır. Her bir bulunan sonuca ait kayma merkezlerinin, kritik merkez doğrularına göre konumları incelenmiştir.

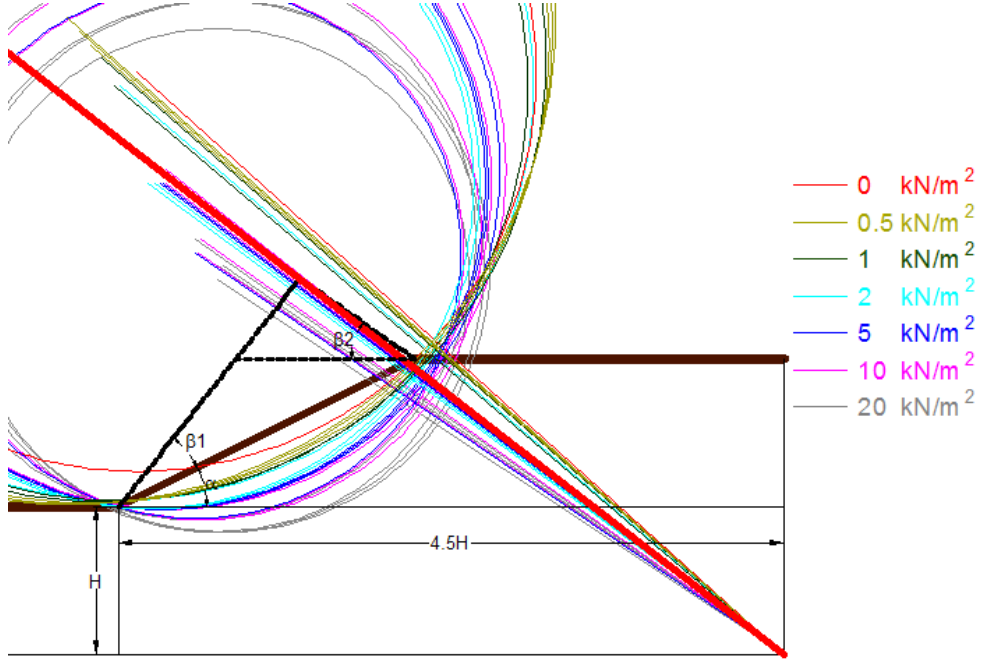
#### 4.1. Kayma Merkezi Konumları

Yukarıda belirtilen tüm alternatiflere ait sonuçlar incelendiğinde, kayma merkezinin yerine etki eden en önemli zemin parametresinin kohezyon olduğu görülmüştür. Her bir şev eğimine ait ve kohezyon değişimlerine göre elde edilen sonuçlar aşağıda gösterilmektedir.

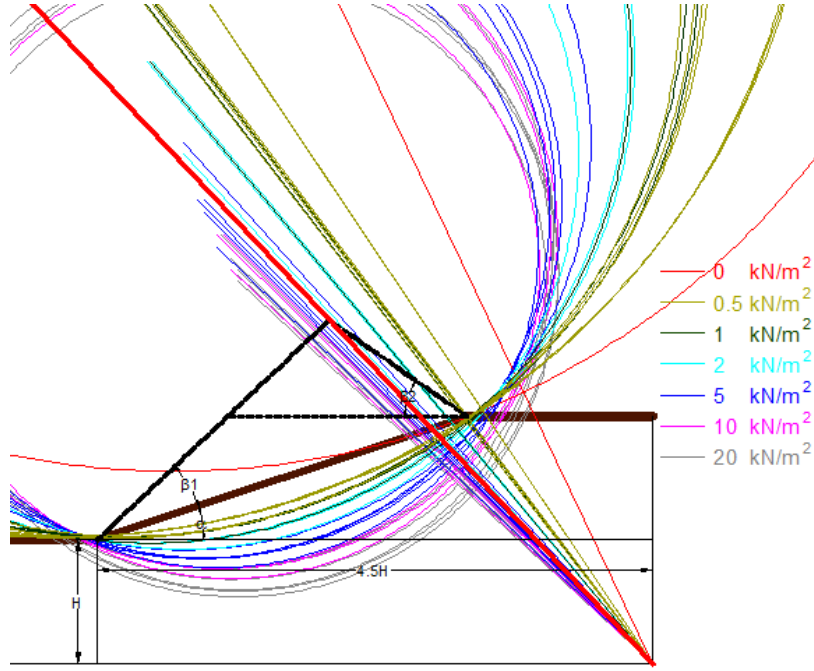
Çizimlerde, her bir kayma merkezinden Şekil 3'te gösterilen Q noktasına birer çizgi çizilmiştir. Böylece kayma merkezlerinin yerlerinin fark edilebilmesi sağlanmıştır.



Şekil 5. 1/1 Eğimli Şev İçin Kohezyon Değerlerine Göre Kritik Kayma Daireleri



Şekil 6. 2/1 Eğimli Şev İçin Kohezyon Değerlerine Göre Kritik Kayma Daireleri



Şekil 7. 3/1 Eğimli Şev İçin Kohezyon Değerlerine Göre Kritik Kayma Daireleri

## 5.SONUÇLAR

Tüm kayma dairelerinin merkezleri Q noktasına birer çizgi ile bağlanarak, bu çizgilerin konumları incelenmiştir. C değeri küçükten büyük değere doğru değişirken, kayma daireleri merkezlerinin, kritik kayma merkezi arama doğrusuna göre saat yönünün tersine sıralandıkları görülmüştür. c değeri 0 olduğunda merkez çizgileri en üstte yer alırken, 20 değerini aldığı anda en altta yer almıştır.

C değeri küçükken, kayma dairelerinin şev yüzeyine yakın olduğu, c değeri arttıkça kayma dairelerinin şev yüzeyinden daha derinlere gittiği görülmektedir.

$\gamma$  ve  $\phi$  'nin farklı değerlerinde, kayma daireleri merkezlerinin kritik kayma merkezi arama doğrusuna göre yerleri c parametresi gibi belirleyici değil, değişkendir.

## KAYNAKLAR

- Abramson, L.W., (2002). "Slope Stability and Stabilization Methods", 2<sup>nd</sup> Ed., New York, John Wiley & Sons.
- Alkasawneh, W., Malkawi, A.I.H., Nusairat, J.H., Albataineh, N. (2008) A Comparative Study of Various Commercially Available Programs in Slope Stability Analysis
- Çetin, T. (2010). "Şev Stabilite Analizleri İçin Bilgisayar Programının Geliştirilmesi ve Analiz Yöntemlerinin Karşılaştırılması" Konulu Yüksek Lisans Tezi.
- Çetin, T., Erzin, Y., (2010). "Farklı Şev Eğimlerindeki Homojen Zeminlerin Kayma Dayanım Parametre Değişimlerinin Şev Stabilitesine Etkisi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 13. Ulusal Kongresi, İstanbul.

- Çetin, T., Erzin, Y., (2011). "Comparison of Simplified Bishop and Simplified Janbu Methods in the Determination of the Factor of Safety of Three Different Slopes Subjected to Earthquake Forces", 2. Uluslararası Temel Bilimler ve Mühendislikte Hesaplamalar Sempozyumu, Aydın.
- SLIDE, (2006) 2D Limit Equilibrium Slope Stability for Soil and Rock Slopes, Verification Manual Part I
- SLIDE, (2006) 2D Limit Equilibrium Slope Stability for Soil and Rock Slopes, Verification Manual Part II
- Ulusay, R., (1996). "Stability of Soil Slopes in Engineering Practice", "Course Notes"
- Uzuner, B.A. "Zemin Mekaniği"
- Varnes, D.J., (1958). "Landslides Types and Processes, Landslides, and Engineering Practice, Ed. by E.B.Eckel, Highway Research Board", Special Report 29, NAS-NRC Publ.

# DERİN KAZILARDA HASSASLIK VE PARAMETRE DEĞİŞİMİ ANALİZİ

## SENSITIVITY AND PARAMETER VARIATION ANALYSIS IN EXCAVATION PROBLEMS

Sedat SERT<sup>1</sup>

Akın ÖNALP<sup>2</sup>

### ABSTRACT

Numerical solutions of formerly insoluble problems of soil-structure interaction can now be easily obtained by the use of currently commercial software. These programs can handle further, multi layered soil and groundwater systems as well as seismic effects. The main problem however still faces the engineer: the wealth and reliability of the parameters of several possible soil layers present in the profile. Unrealistic data on soil properties may have adverse effects on the results of the calculations. An optimisation procedure is required. A study of the effects of changing the properties of the soil on the numerical results has been performed using the software Plaxis 2Dv2010 in this paper.

**Keywords:** Numerical Analysis, Soil Properties, Sensitivity Analysis, Parameter Variation.

### ÖZET

Sayısal analiz yazılımlarındaki gelişmeler, geçmişte geleneksel yöntemlerle analizi mümkün olmayan yapı-zemin etkileşiminin etkin olduğu bir çok geoteknik problemin çözümünü kolaylaştırmıştır. Günümüzde zemin ve zeminin üstüne/içine inşa edilecek yapının birarada modellenmesine olanak veren yazılımlar sayesinde gerçek duruma uygun şekilde çözümlene yapılabilmektedir. Buna ek olarak çok sayıda, özellikleri birbirinden farklı zemin katmanlarının bir çözüm içinde modellenebilmesi sayısal analizin geleneksel yöntemlere ayrı bir üstünlüğü olmakla birlikte yazılımlarda kullanılan zemin parametrelerinin yeterli sayı ve kalitede olup olmadığı güncel durumda yanıtlanması gereken en büyük soru olarak karşımızda durmaktadır. Bu bildiride zemin parametrelerindeki değişimin sonuçlara etkisi Plaxis 2Dv2010 ile irdelenmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Sayısal Analiz, Zemin Özellikleri, Hassaslık Analizi, Parametre Değişimi.

<sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, sert@sakarya.edu.tr

<sup>2</sup> Prof. Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, a.onalp@iku.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Geoteknik problemlerin sayısal çözümlerinde analizin başarılı bir şekilde sonuçlandırılabilmesi için seçilen zemin modelinin ve bu modellerde kullanılan zemin özelliklerinin gerçeğe uygun olması gerekmektedir. Bu çalışmada derinliği 8 m olan bir kazıda zemin özelliklerindeki değişimin yatay yer değiştirmeler, oturmalar ve kabarmalar üzerindeki etkisi sayısal olarak incelenmiştir. Bu amaçla, arazide yürütülen çalışmalar ve laboratuvar deney sonuçlarından elde edilen zemin kesiti ve parametreleri kullanılarak analiz gerçekleştirilmiş, daha sonra bu analizler kullanılan her bir parametrenin değişiminin etkisinin irdeleneceği şekilde devam ettirilmiştir. İrdelenecek parametre sayısının artması gerekli çözüm sayısını arttıracığından en az sayıda analizle sonuçta gidebilmek hem zaman hem de işgücü açısından önem kazanmaktadır. Bu bildiride, Plaxis 2D yazılımında bu amaç için hazırlanmış yöntem kullanılarak sonuçlar ortaya konmuştur.

## 2. HASSASLIK VE PARAMETRE DEĞİŞİMİ ANALİZİ

Geometrik olarak son derece karmaşık modellerin hazırlanabilmesi, zeminin gerilme-şekil değiştirme ve göçme davranışının temsil edilebildiği gelişmiş yapısal modellerin kullanılması, çok sayıda, özellikleri birbirinden farklı zemin katmanlarının bir çözüm içinde modellenmesi sayısal analizin avantajları olarak sayılabilir (Sert vd., 2010). Sayısal çözümlerde zemin kesiti, zemin özellikleri ve zeminin yapısal modeli, sonlu eleman modelinin boyutları, elemanların şekil ve boyutları, temel-zemin arayüzey elemanlarının kullanılması, yüklemenin doğrusal olup olmaması sonuçların gerçeğe yakınlığını doğrudan etkilemektedir. Yazılımın verdiği sonuç kullanıcının girdiği değerlerden elde edildiğine göre en büyük sorun zemin özelliklerinin doğru bir biçimde temsil edilememesi olasılığıdır. Bu nedenle, modelin gerçek zemini yansıtacak biçimde oluşturulabilmesi için öncelikle zemin incelemelerinin yeterli sayı ve derinlikte yapılması gerekir. Potts (2003), sayısal analizin sorgulamasını “hayal-gerçek” karşılaştırmasıyla yapmıştır. Ülkemizde istenen nicelik ve nitelikte deney sonucu hemen hiçbir zaman sağlanamamaktadır, ancak yetersiz veri ile modelleme yapma zorunluluğu ülkemize özgü bir sorun değildir (Önalp ve Sert, 2010). Sayısal analizlerde arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen çok sayıda zemin parametresindeki değişimin sonuçları nasıl etkilediğinin belirlenebilmesi yetersiz veri ile hesap yapma zorunluluğundaki mühendise kılavuz olabilecektir. Buna yönelik olarak Plaxis 2Dv2010 yazılımının VIP versiyonunda “Hassaslık Analizi (Sensitivity Analysis)” ve “Parametre Değişimi (Parameter Variation)” seçenekleri ile her bir zemin parametresinin alt ve üst değerleri esas alınarak deplasman, gerilme ve yapısal kuvvetlerin değerlerindeki değişim otomatik olarak hesaplanmaktadır.

“Hassaslık Analizi” seçeneği, herbir zemin özelliğinin değişiminin sonuçlar üzerindeki etkisini bulmak için kullanılmaktadır. Hassaslık analizinde incelenmesi istenen her bir parametrenin alt ve üst sınırları için çözüm yapıldığından n sayıda değişkenin olduğu (örneğin elastisite modülü ve kayma direnci açısı incelenecekse  $n=2$ ) bir problemde yapılacak toplam çözüm sayısı  $2n+1$  (+1 ana modeli göstermektedir) olacaktır. “Parametre Değişimi” seçeneği, incelenecek her bir parametrenin alt ve üst sınırları kullanılarak olası tüm kombinasyonların oluşturulması ve bu değerlerin kullanıldığı bütün modellerin çözümünü içerir. Buna göre ana modelde yapılan hesaplamalardan sonra bütün kombinasyonlar için tüm aşamaların ayrı ayrı hesaplanması gerekmektedir. İncelenecek zemin özelliği sayısı n ise,  $2^n+1$  (+1 ana modeli göstermektedir) sayıda modelin tamamının çözülmesi gerekir. Eğer incelenmesi istenen özellik sayısı (n) çok fazla ise bu durumda



çözüm süresi saatler belki de günler alabilecektir. n=2 olan bir modelde çözülecek hassaslık analizi ve parametre değişimi analizi sayısı 5 iken, incelenecek özellik sayısı n=6 ise çözüm sayıları 13 ve 65, n=7 ise 15 ve 129 olmaktadır. Bazı parametrelerin sonuçlar üzerindeki etkisi diğerlerine göre çok daha fazla, bazılarınınki de ihmal edilebilecek düzeyde az olabilmektedir. Bu nedenle “Parametre Değişimi” analizinde çözüm yapılacak kombinasyon sayısının azaltılması için öncelikle her bir parametrenin etkisinin “Hassaslık Analizi” yapılarak belirlenmesi, etkisi az olanların çözümlerden elenmesi gerekmektedir.

## 2.1. Hassaslık Analizi Teorisi

Hassaslık analizi sonrasında parametrelerin etkisi; sonuçtaki değişim yüzdesinin, girdideki değişim yüzdesine oranlanmasıyla bulunan “Hassaslık Oranı ( $\eta_{SR}$ )” ile ifade edilir (U.S. EPA: TRIM, 1999).

$$\eta_{SR} = \frac{\left[ \frac{f(x_{L,R}) - f(x)}{f(x)} \right] \cdot 100\%}{\left[ \frac{x_{L,R} - x}{x} \right] \cdot 100\%} \quad (1)$$

Burada  $x$ , herhangi bir özelliğin referans,  $x_{L,R}$  değiştirilmiş değerini,  $f(x)$  ve  $f(x_{L,R})$  ise sırasıyla referans ve değiştirilmiş değerlerin kullanımıyla elde edilen sonucu göstermektedir. Hassaslık sayısı ( $\eta_{SS}$ , *sensitivity score*) sonuçları daha anlaşılabilir hale getirmek için hassaslık oranını normalleştirilmiş girdi değişimi ile çarparak bulunan değerdir.

$$\eta_{SS} = \eta_{SR} \cdot \frac{(\max x_R - \min x_R)}{x} \quad (2)$$

Burada  $\max x_R$  ve  $\min x_R$  sırasıyla incelenen zemin parametresinin alt ve üst limitleri,  $x$  ise başlangıçta referans olarak kullanılan değerdir.

Yapılan hassaslık analizi ile her bir değişken (elastisite modülü, kayma direnci açısı, vb.), her bir hesap aşaması (kazı, yükleme, vb.) ve her bir sonuç (deplasman, kuvvet, güvenlik sayısı, vs.) için hassaslık sayıları hesaplanır. Hassaslık sayılarının kullanımı ile hassaslık matrisi oluşturulur (Çizelge 1). Her bir değişken için toplam hassaslık sayısı ( $\sum \eta_{SS,i}$ ), her bir hesap aşamasında elde edilen hassaslık sayılarının toplamına eşittir. Hassaslık analizi sonuçları kullanıcı tarafından seçilen sonuç (deplasman, moment, vb.) değerlerine doğrudan bağlı olduğu için hangi sonuçların inceleneceği bir mühendislik öngörüsü gerektirmektedir.

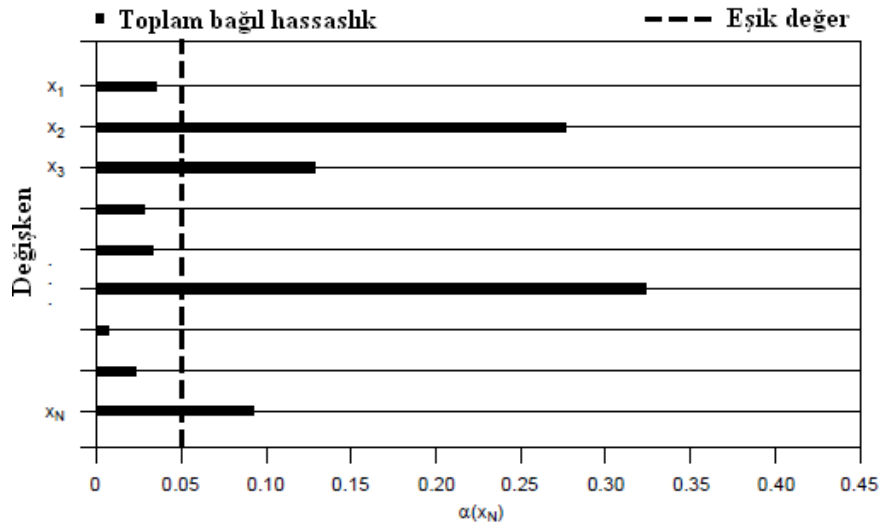
Sonuç olarak her bir değişken (deplasman, moment) için toplam bağlı hassaslık

$$a(x_i) = \frac{\sum \eta_{SS,i}}{\sum_{i=1}^N \eta_{SS,i}} \quad (3)$$

şeklinde yazılır (Peschl, 2004). Şekil 1’de her bir değişken için toplam bağlı hassaslık gösterilmektedir.

**Çizelge 1.** Hassaslık Matrisi

	Sonuçlar					
	A	B	.....	Z	$\Sigma$	$\alpha$
Girdiler	%					
X <sub>1</sub>	$\eta_{SS,A1}$	$\eta_{SS,B1}$	.....	$\eta_{SS,Z1}$	$\sum \eta_{SS,1}$	$\alpha(x_1)$
X <sub>2</sub>	$\eta_{SS,A2}$	$\eta_{SS,B2}$	.....	$\eta_{SS,Z2}$	$\sum \eta_{SS,2}$	$\alpha(x_2)$
:	:	:	:	:	:	:
:	:	:	:	:	:	:
X <sub>N</sub>	$\eta_{SS,AN}$	$\eta_{SS,BN}$	.....	$\eta_{SS,ZN}$	$\sum \eta_{SS,N}$	$\alpha(x_N)$



**Şekil 1.** Toplam Bağıl Hassaslık

Hassaslık analizi yapılarak hangi zemin özelliğinin sonuçlara etkisinin seçilecek bir eşik değerden fazla veya az olduğu kestirilebildiğinden parametre analizi sayısının dolayısıyla hesaplama zamanının oldukça azaltılması mümkün olmaktadır. İkinci olarak da yüksek hassaslığı olan parametrelerdeki değişimin etkileri incelenerek sistemin davranışı kestirilebilir.

### 3. PLAXIS YAZILIMI ile HASSASLIK ve PARAMETRE DEĞİŞİMİ ANALİZİ

Plaxis 2Dv2010 yazılımıyla “Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizleri” aşağıdaki sırayla yapılır:

1. Öncelikle model seçilmiş bulunan başlangıç verileriyle çözülür. Böylece modelde herhangi bir sorun olmadığı görülür.

2. Hesaplama modülünde *Calculate* sekmesinden Hassaslık Analizine geçilir (*Calculate* → *Sensitivity* → *Run Analysis*). Bu sırada bitmiş hesap adımları tekrar hesaplanabilecek şekilde işaretlenmelidir.

3. Çıkan ekranda “Malzeme Değişimi (*Material Variation*)” sekmesinde Tanımlama (*Define*) düğmesine basılarak seçim sayfasına girilir.

4. Bu sayfada hassaslık analizi yapılacak parametrelerin seçimi yapılır. Seçimler zemin özellikleri yanında plak, ankraj kökü ve ankraj gövdesi ile ilgili parametreler için de yapılabilir. Seçilen her bir parametre için olası alt ve üst değerler girilir.

5. Hesaplama yapılır.

6. Sonuçlara *Calculate* sekmesinden ulaşılabilir. (*Calculate*→*Sensitivity*→*View Results*)

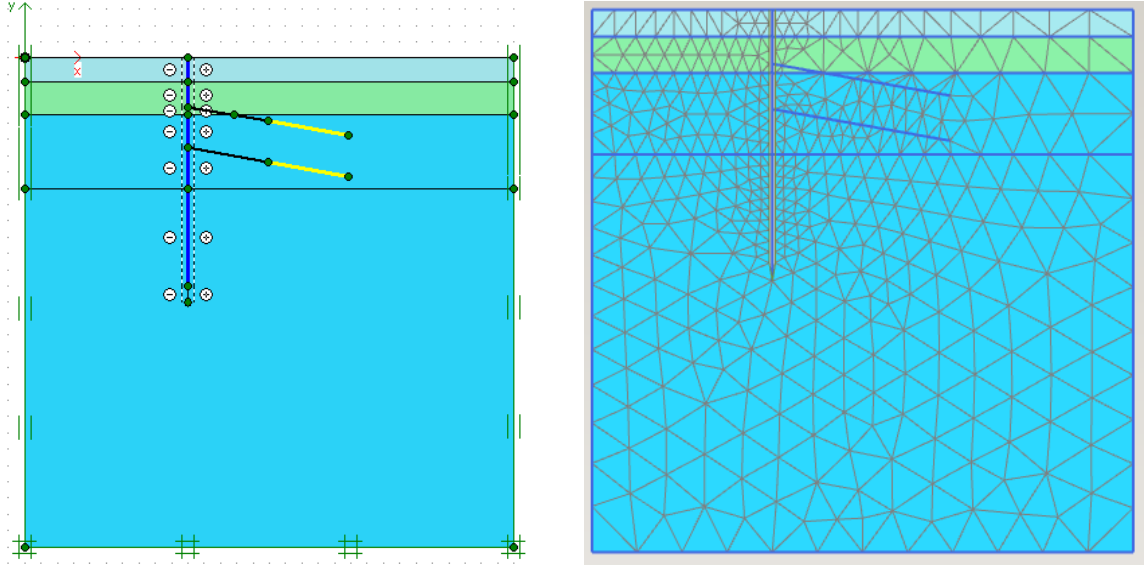
7. Sonuçlara etkisi az olan parametreler seçim dışına çıkarılarak Parametre Değişimi analizine geçilir. (*Calculate*→*Parameter Variation*→*Run Analysis*)

8. Parametre Değişimi analizi sonrasında oluşturulan, maksimum ve minimum değerlerden elde edilen sonuçlara bakılabilir.

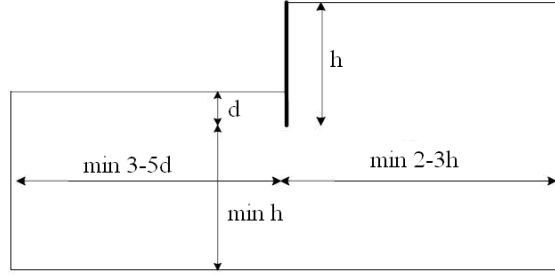
#### **4. DERİN KAZILARDA UYGULAMA**

Sevencan vd. (2010), derin kazılar üzerindeki çalışmalarında seçtikleri parametrelerin değişiminin zemin yüzü oturması, yatay yer değiştirmeler ve taban kabarmasına olan etkilerini incelemişlerdir.

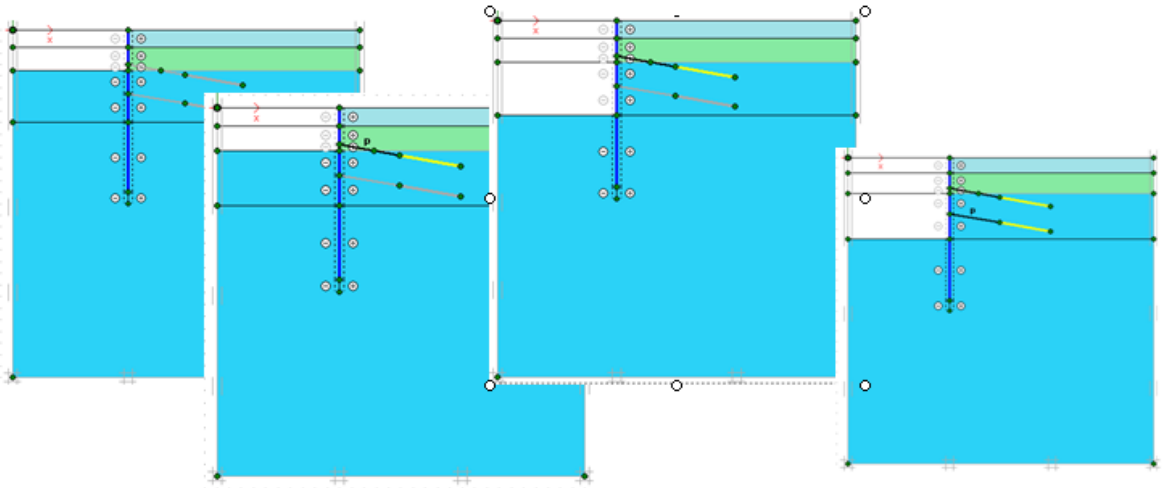
Sayısal uygulama amacıyla Şekil 2’de gösterilen ve İstanbul’daki bir derin kazı için hazırlanmış model kullanılmıştır. Sonlu eleman tekniğine uygun olarak gömülü kazık boyu ve ankraj kökleri gibi gerilme yoğunluğunun olduğu bölgelerde elemanlar küçültülerek düğüm sayısı arttırılmış, ek gerilmelerin ulaşmadığı sınır bölgelerinde ise elemanlar büyütülmüştür. Model boyutları da Şekil 3’deki kılavuz dikkate alınarak seçilmiştir (Brinkgreve, 2005). Modelde öncelikle doğal gerilmeler hesaplandıktan sonra sırasıyla kazıklı perdenin inşası, ilk kazının yapılması, birinci sıra ankrajların imalatı, ikinci kazının yapılması ve ikinci sıra ankrajların imalatı modellenmiştir (Şekil 4). Kazı aşamalarında doğal durumda -2.5 m’de yer altı su seviyesinin düşürülmesi de modellenmiştir. Modelde kazıklı perde 0.6 m çaplı, 14 m boyunda kazıklardan oluşturulmuş, 10 m uzunluğundaki (5 m gövde + 5 m kök) ankrajlar -3 ve -5.5 m’lerde yer almış ve sırasıyla 100 kN/m ve 350 kN/m’ye gerilmiştir. 8 m’lik kazı 4’er m’lik iki aşamada modellenmiştir. Kazık boyutları, ankraj boyut ve gergi yükleri daha önceden yapılmış Reward çözümünden alınmıştır.



Şekil 2. Sayısal Analizde Kullanılan Model ve Sonlu Eleman Ağı



Şekil 3. Derin Kazılarda Model Boyutları için Kılavuz



Şekil 4. Çözüm Aşamaları

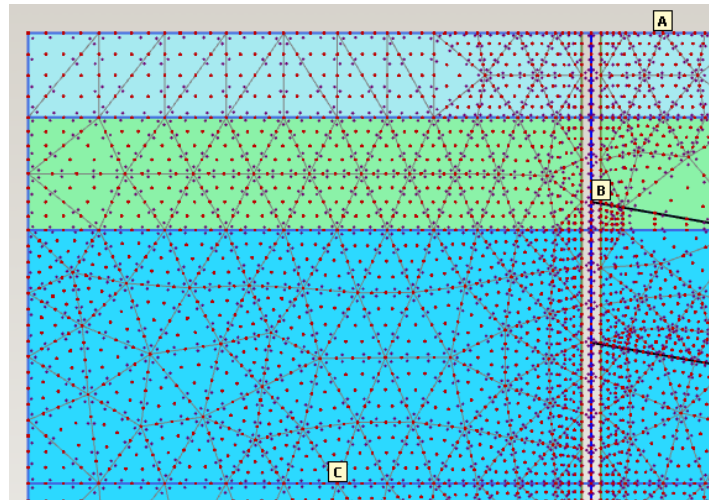
Kesitte, üst 1.5 m’de dolgu, 1.5-3.5 m’ler arasında SC ve daha aşağılarda CI zeminler yer almaktadır. Modelde kullanılan zemin özellikleri söz konusu alanda yürütülen arazi çalışmaları ve İKÜ Geoteknik laboratuvarında yapılan deneylerden elde edilmiş olup Çizelge 2’de özetlenmiştir.

**Çizelge 2. Modelde Kullanılan Zemin Parametreleri**

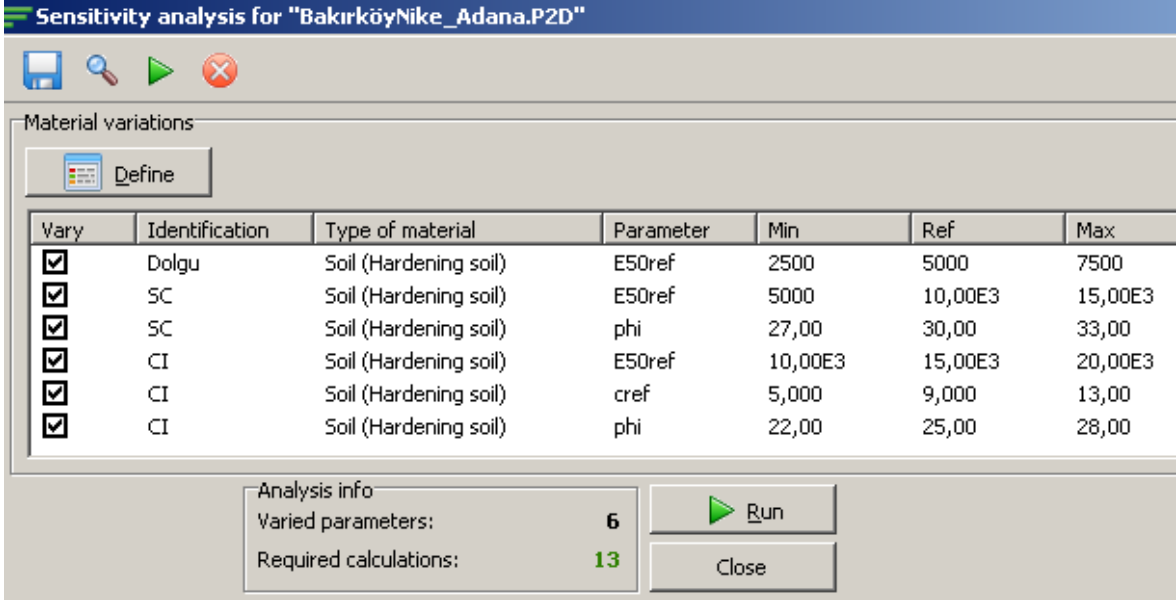
İsim	Dolgu	SC	CI
Malzeme Modeli	Pekleşen Zemin	Pekleşen Zemin	Pekleşen Zemin
Malzeme Tipi	Drenajlı	Drenajlı	Drenajsız
$\rho_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	20	18.5
$\rho_{doym}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	20	18.5
$E_{50}^{ref}$ (kPa)	5000	10000	15000
$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	5000	10000	15000
$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	20000	40000	60000
Üstlük, m	0.6	0.6	0.8
$c'$ (kPa)	5	2	9
$\phi'$ (°)	27	30	25
$\psi$ (°)	-	-	-
OCR	2	2	2
$v'_{ur}$	0.2	0.2	0.2
$p^{ref}$ (kPa)	100	100	100
$R_f$	0.9	0.9	0.9
$R_{int}$	0.7	0.7	0.8

Şekil 5’de hesaplar sonrasında deplasman sonuçlarının incelenebileceği üç alternatif nokta gösterilmektedir. Buna göre palplanş perdenin yanal hareketi sonrasında yüzeyde oluşacak çökmenin kontrol edilmesi için A, palplanş perdedeki yatay deformasyon için B ve tabanda oluşacak kabarma için de C noktası seçilebilir.

Şekil 6’da dolgunun  $E_{50ref}$ , SC zeminin  $E_{50ref}$  ve  $\phi$ , CI zeminin  $E_{50ref}$ ,  $c_{ref}$  ve  $\phi$  değerlerinin hassaslık analizi için seçilmiş olduğu görülmektedir. Aynı şekilde bu değişkenlerin seçilmiş bulunan alt ve üst değerleri de görülmektedir. 6 değişkenin etkisinin inceleneceği hassaslık analizinde toplam 13 (6x2+1) model çözülmüştür.

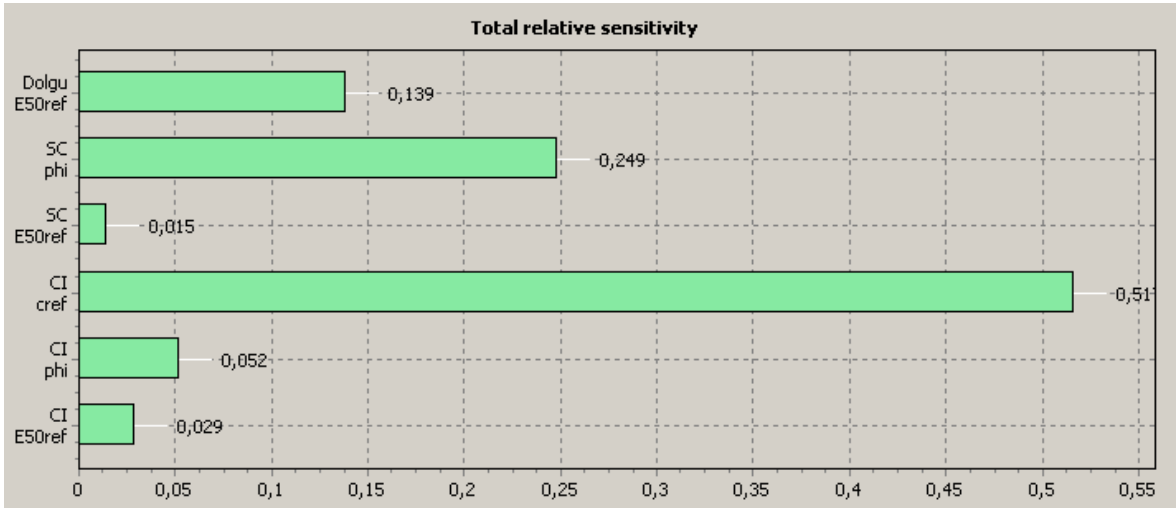


**Şekil 5. Derin Kazılarda Hassaslık Analizi için Alternatif Noktalar**



Şekil 6. Hassaslık Analizi için Seçilen Değişkenler ve Alt-Üst Limitleri

Şekil 7, 5 aşamalı çözümde kazıklı perdenin imalatına karşılık gelen ilk aşama sonrasında seçilen değişkenlerin toplam bağıl hassaslık değerlerini göstermektedir. Buradan ilk aşamada sonuçlar üzerinde en büyük etkinin CI zeminin  $c_{ref}$  değerinin değişmesiyle ortaya çıktığı, SC zeminin  $E_{50ref}$  değerindeki değişimin ise sonuçları neredeyse hiç değiştirmedığı görülmektedir. Ancak, kazının başlaması ve ankrajların gerilmesi aşamalarına geçildiğinde değişkenlerin sonuçlara etkisinin farklılaştığı Çizelge 3'ten görülebilmektedir. Buna göre CI zeminin  $c_{ref}$  değerinin etkisi aşamalar ilerledikçe 0.51'den 0.31'e düşerken,  $\phi$  ve  $E_{50ref}$  değerlerin etkisinin açık bir şekilde yükseldiği görülmektedir. Dolgu ve SC zeminin özelliklerindeki değişimin etkisinin düşük seviyelerde kalması bu tabakaların kısıtlı kalınlıkları ile açıklanabilir.

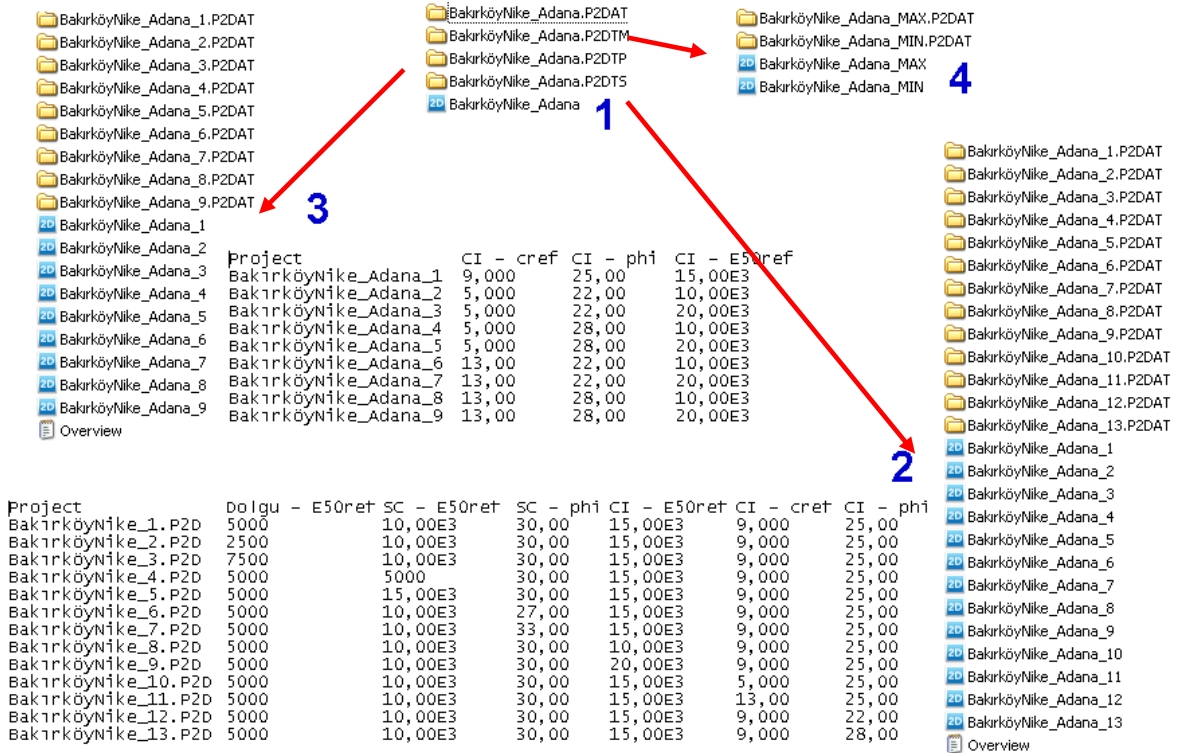


Şekil 7. İlk Aşama Sonunda Toplam Bağıl Hassaslık

**Çizelge 3.** Toplam Hassaslığın (total sensitivity) Aşamalara göre Değişimi

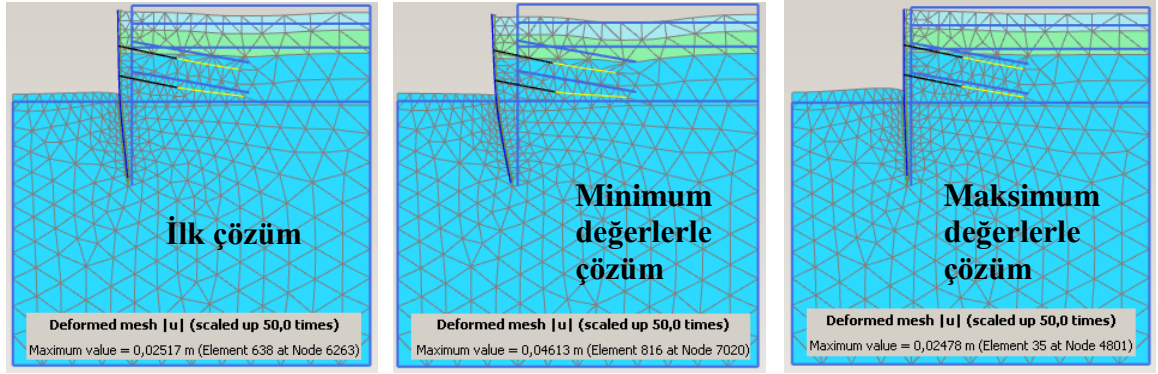
Değişken		Aşama 1	Aşama 2	Aşama 3	Aşama 4	Aşama 5
Dolgu	$E_{50ref}$	0,13920	0,05084	0,0330	0,02181	0,01754
SC	$\phi$	0,24880	0,16880	0,1350	0,07546	0,05224
SC	$E_{50ref}$	0,01470	0,09516	0,1196	0,07759	0,06297
CI	$c_{ref}$	0,51660	0,40370	0,3857	0,32830	0,30830
CI	$\phi$	0,05194	0,15730	0,1740	0,21150	0,22420
CI	$E_{50ref}$	0,02879	0,12410	0,1518	0,28530	0,33480
Toplam		1,00003	0,99990	0,99910	0,99996	1,00005

Parametre değişimi analizine bu 6 parametre ile devam edilmesi durumunda oluşturulacak yeni kombinasyon sayısı 65 ( $2^6+1$ ) olmaktadır. Sonuçlara etkisi az olan parametreler (dolgu  $E_{50ref}$ , SC  $\phi$ , SC  $E_{50ref}$ ) seçim dışına çıkarılırsa yapılması gereken hesap sayısı 9'a ( $2^3+1$ ) düşmektedir. Şekil 8'de Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizinin akışı görülmektedir. Hassaslık analizinde diğer tüm parametreler sabitken bir parametrenin alt ve üst değerleri ile analiz yapılmaktadır. Parametre Değişimi Analizinde ise bir parametrenin alt değeri alınırken diğerlerinin alt ve üst değerleri alınarak çözüm yapılmaktadır. Parametre Değişimi analizi sonrasında oluşturulan, maksimum ve minimum değerlerden elde edilen sonuçlara bakılabilir. Şekil 9'da son aşamada deforme olmuş sonlu eleman ağının durumu görülmektedir. İlk değerlerle yapılan çözümde en büyük şekil değiştirme 25 mm iken minimum değerlerle yapılan çözümde 46 mm, maksimum değerlerle yapılan çözümde ise yaklaşık 25 mm civarında çıkmıştır. İlk çözümle maksimum değerlerle yapılan çözümde sonuçlar yakın çıkmış görünse de yerleri farklıdır.

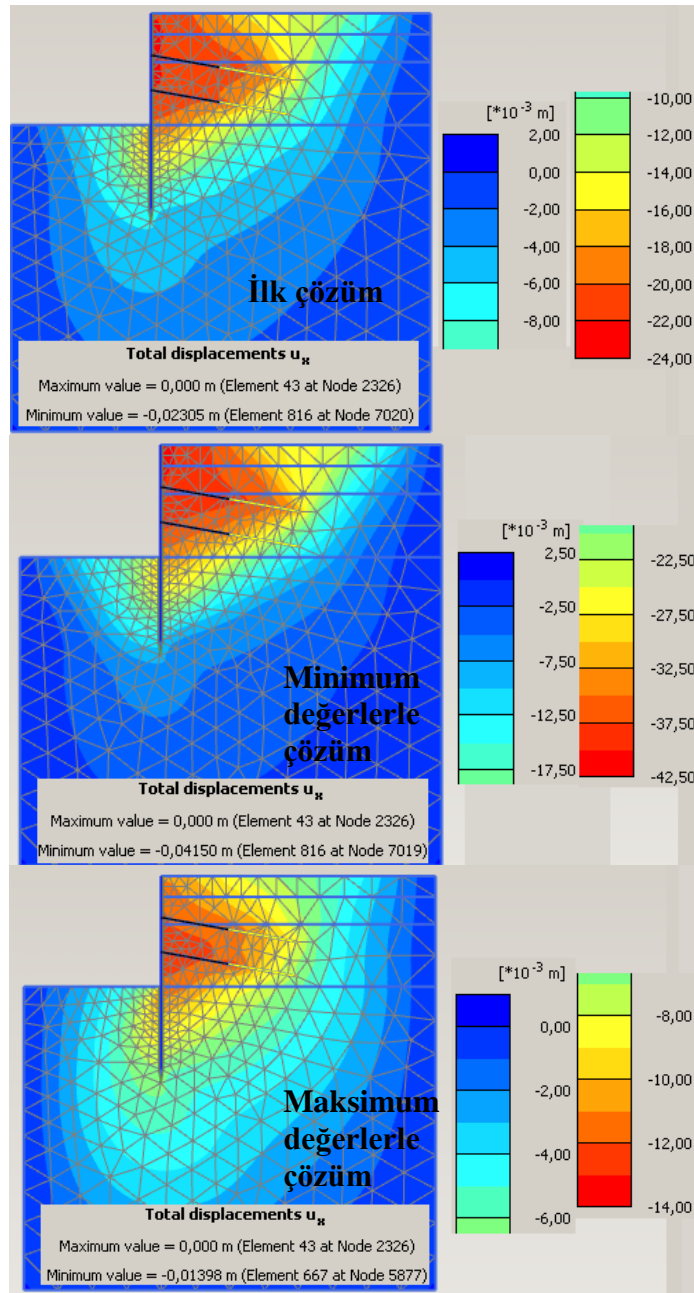


**Şekil 8.** Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizinde Akış



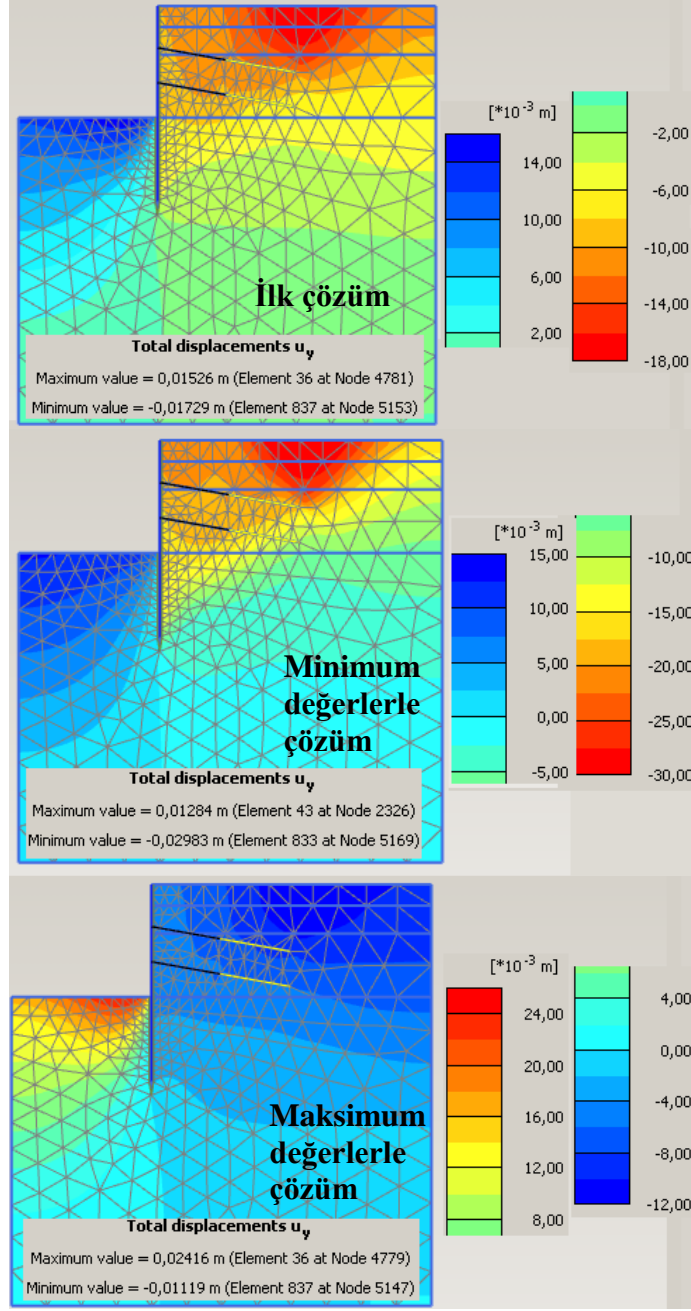


Şekil 9. Son Aşamada Şekil Değiştirmiş Sonlu Eleman Ağı



Şekil 10. Son Aşamada Yatay Deplasmanlar





Şekil 11. Son Aşamada Düşey Deplasmanlar

Şekil 10'da son aşamada elde edilen yatay deplasmanlar, Şekil 11'de ise düşey deplasmanlar gösterilmektedir. Buna göre maksimum yatay deplasmanlar ilk çözümde 17 mm civarında çıkarken değiştirilmiş değerlerle yapılan çözümlerde sonucun 14 ile 42 mm arasında kalacağı görülmektedir.

Şekil 11'deki düşey deplasman sonuçlarına bakıldığında ise ilk çözümde elde edilen 17 mm değerinin 11 mm ile 30 mm arasında değişebileceği görülmektedir.

## 5. SONUÇLAR

Sonuçlar incelendiğinde zemin parametreleri için kullanılan referans değerlerin nasıl elde edildiği yanında, parametreler için kullanılan alt ve üst değerlerin seçiminin de büyük önem taşıdığı ortaya çıkmakta, ayrıca projede hangi sonuçlara bakılacağı da yorumlama açısından önem taşımaktadır. Bu tip kazı problemlerinde yatay deplasmanlar, yüzeyde meydana gelen oturmalar ve perdede meydana gelen kesit tesirlerinin incelenmesi uygun olmaktadır.

## KAYNAKLAR

- Brinkgreve, R.B.J., (2005). Plaxis Course on Computational Geotechnics for Experienced Users.
- Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., Waterman, D., (2010). Plaxis 2Dv2010 Reference Manual.
- Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., Waterman, D., (2010). Plaxis 2Dv2010 Scientific Manual.
- Önalp, A., Sert, S., (2010). “Geoteknik Bilgisi III: Bina Temelleri”, 2. Basım, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- Peschl, G.M., (2004). “Reliability Analyses in Geotechnics with the Random Set Finite Element Method”, Dissertation, Graz University of Technology
- Potts, D.M., (2003). “Rankine Lecture-Numerical Analysis: A Virtual Dream or Practical Reality?”, Geotechnique, Vol. 53, (63), 535.
- Sert, S., Önalp, A., Arel, E., (2010), “Sayısal Çözümlerde Zemin Özelliklerindeki Değişimin Sonuçlara Etkisi”, ZMTM 13 .Ulusal Kongresi, sf: 471-482, İKÜ, İstanbul.
- Sevencan, O., Özaydın, K., Kılıç, H., (2010), “Derin kazılarda Zemin Deformasyonlarının Nümerik Analizi”, ZMTM 13 .Ulusal Kongresi, sf: 421-430, İKÜ, İstanbul.
- U.S. EPA: TRIM (1999). TRIM, Total Risk Integrated Methodology. TRIM FATE Technical Support Document Volume 1: Description of Module. EPA/43/D99/002A, Office of Air Quality Planning and Standarts.

# TÜRKİYE’DE RÜZGÂR TÜRBİNİ UYGULAMALARI

## WIND TURBINE APPLICATIONS IN TURKEY

Mustafa YILDIRIM<sup>1</sup>

Cem AKGÜNER<sup>2</sup>  
Murat E. SELÇUK<sup>4</sup>

Murat TONAROĞLU<sup>3</sup>

### ABSTRACT

Wind turbines are constructed to diversify and increase the production of electricity. The first wind turbine in Turkey was constructed in 1998 at Çeşme Alaçatı/İzmir. Detailed investigation of varying foundation conditions below turbines affected by the static and dynamic impacts during electricity production is necessary to reach an optimum solution. Correct identification of these effects plays an important role in safe operation of wind turbines. The geological structure has to be correctly and completely mapped and interpreted considering the morphological composition, especially on and around the construction areas of wind turbine towers. Correct and up-to-date knowledge of faults, crushed zones, decomposition, karstic structures, surface and ground waters, seismicity, and especially landslide susceptibility is necessary within engineering geological context. In this study, the site investigations and solutions to encountered problems are presented for the foundations of wind turbines constructed at three different areas located in igneous, metamorphic, and depositional environments.

**Keywords:** Wind Turbine, Geological Structure, Foundation

### ÖZET

Türkiye’de elektrik üretimini çeşitlendirmek ve arttırmak amacıyla rüzgâr gücünden faydalanılarak yapılan ilk türbin inşaatı 1998 yılında İzmir/Çeşme Alaçatı’da gerçekleştirilmiştir. Elektrik üretimi sırasında oluşan statik ve dinamik etkilerin çok farklı özellikler içeren türbin temel ortamlarında detaylı incelenmesi ve en uygun çözümün belirlenmesi gerekmektedir. Bu etkilerin doğru belirlenmesi rüzgâr türbinlerinin güvenli olarak işlevlerini yerine getirmesinde önemli bir rol oynamaktadır. Öncelikle rüzgâr türbini kulelerinin inşa edileceği noktalar ve çevrelerinde morfolojik yapı da dikkate alınarak, jeolojik yapının doğru ve eksiksiz olarak haritalanıp yorumlanması gerekmektedir. Mühendislik jeolojisi çalışmaları kapsamında ise zemin ya da kaya ortamlarının, başta heyelan olmak üzere fay, ezik zon, ayrışma, karstik yapı, yüzey-yeraltı suyu ve deprensellik gibi veriler doğru ve güncel olarak belirlenmelidir. Bu çalışmada üç değişik

<sup>1</sup> Prof..Dr, Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fak. Geoteknik ABD, yildir@yildiz.edu.tr

<sup>2</sup> Öğr.Gör.Dr Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fak. Geoteknik ABD, akguner@yildiz.edu.tr

<sup>3</sup> Arş.Gör.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fak. Geoteknik ABD, tonar@yildiz.edu.tr

<sup>4</sup> Arş.Gör., Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fak. Geoteknik ABD, meselcuk@yildiz.edu.tr

bölgede ve mağmatik, metamorfik ve çökellik kayaç ortamlarında inşa edilen rüzgâr türbinleri temelleri için yapılan zemin araştırmaları ve karşılaşılan problemlerin çözümleri sunulmaktadır.

**Anahtar Kelime:** Rüzgar Türbini, Jeolojik Yapı, Temel

## 1. GİRİŞ

Rüzgâr enerjisi; asit yağmurları, atmosferik ısınma, radyoaktif ve CO<sub>2</sub> etkisi gibi olumsuz etkileri olmayan, oksijen tüketmeyen, insan sağlığına ve doğal bitki örtüsüne zarar vermeyen çevre dostu, sessiz, temiz ve yerel enerji kaynağı olan rüzgâr haricinde herhangi bir kaynağa ihtiyaç duyulmaması nedeniyle ekonomik enerjisini rüzgârdan alan yenilenebilir bir enerji türüdür. Ayrıca türbinlerin inşa edildikleri alanlarda çok yer kaplamamaları, bakım masraflarının düşük olması, kısa zamanda inşa edilerek hizmete alınabilmeleri yanında genel olarak enerji maliyetlerinin düşük olması gibi önemli nedenler, Türkiye’de rüzgâr türbinlerine olan ilgiyi artırmaktadır. Türkiye’nin doğal, yenilenebilir enerji kaynaklarından biri olan rüzgâr enerji santrallerinden (RES) elektrik üretimi oldukça yeni olup, ilk 3 türbin İzmir- Alaçatı’da Şubat-1998 yılında (3x500kW= 1.5 MW-saat) inşa edilmiştir (Demirer, 2011). Günümüzde ise bu çalışmalar gittikçe gelişen teknolojilerle artarak devam etmektedir. Türkiye’de coğrafik ortamı ile jeolojik ve tektonik konumunun sonucu oluşmuş, genellikle düzenli gelişmiş derin vadileri içeren yüksek sıra dağ dizileri bulunmaktadır. Bu morfolojik yapı, çoğu yerde rüzgâr akımlarınca zengin bir ortamın oluşmasına da katkı sağlamaktadır.

Bu çalışma, 1999-2009 yılları arasını kapsayan 10 yılda, Türkiye’nin Gelibolu- Datça arasında kuzeyden güneye doğru Marmara ve Ege bölgelerinin değişik kesimlerinde inşa edilmiş 324 adet rüzgâr türbininden örnek olarak seçilen 79’unun gerçekleştirildiği 3 farklı yörede (Manisa/Sayalar; Balıkesir/Susurluk; Çanakkale/Burgaz), temel zemininde ve çevresinde yapılan jeolojik ve geoteknik etüdüler ile yerinde yapılan gözlem ve incelemelerde yer yer karşılaşılan problemler ve çözümlerini kapsamaktadır (Şekil 1).



Şekil 1. İnceleme Alanlarını Gösterir Harita

## **2. KAYA ORTAMLARINDA İNŞA EDİLEN RÜZGÂR TÜRBİNİ TEMELLERİNDE KARŞILAŞILABİLECEK PROBLEMLER**

Kaya ortamları; soğuma çatlakları, tabakalanma ve yapraklanma gibi belirli yönlerde düzlemsel olarak gelişmiş ve zayıflık zonları olarak tanımlanan süreksizlik takımları (çatlak düzlemleri) içerebilmektedir. Bu özellikler, taşıma gücü ve yamaçlarda stabilite için belirleyicidir.

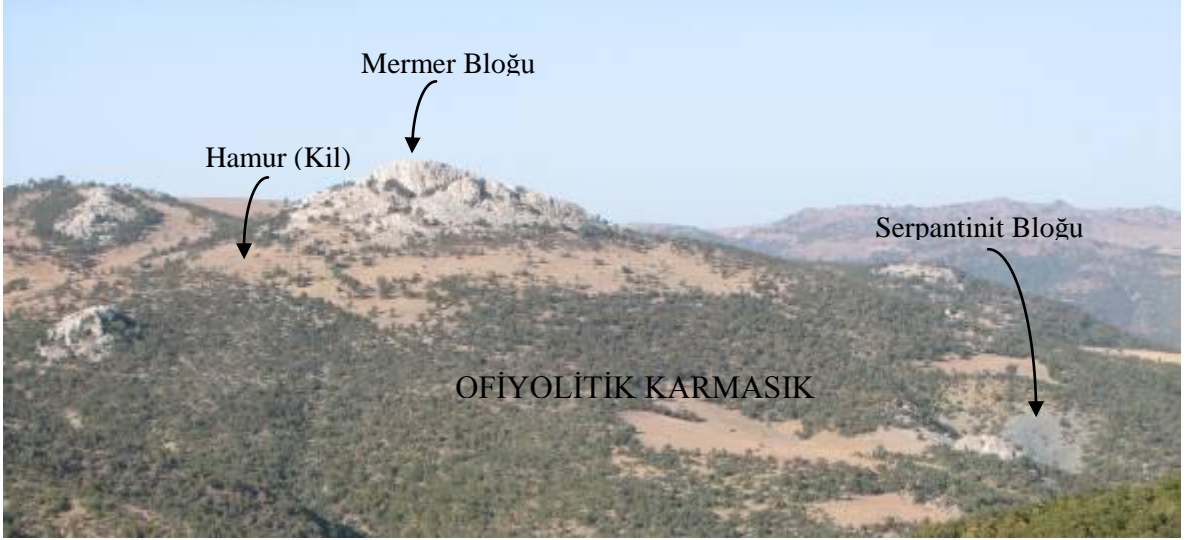
### **2.1 Sayalar Rüzgâr Türbinleri Örneği**

Manisa Sayalar Köyü'nde +690m ile +890m kotları arasında kuzeybatı-güneydoğu doğrultuda uzanan 3 ayrı tepe sırtında, toplam 38 adet rüzgâr türbini 2007'de inşa edilmiştir. Çelik kuleleri 64m yüksekliğe erişen üç kanatlı rüzgâr türbinlerinin dönme çapı 44.0m, türbin ara uzaklıkları yaklaşık 150m, rüzgâr santrâlinin toplam kurulu gücü ise 30.20 MW'dır (Durutürk, 2009). Sayalar rüzgâr türbinleri iki farklı kaya grubu üzerine oturmaktadır. Bunlardan birincisi ofiyolitik melanj diğeri ise volkanik kayalardır.

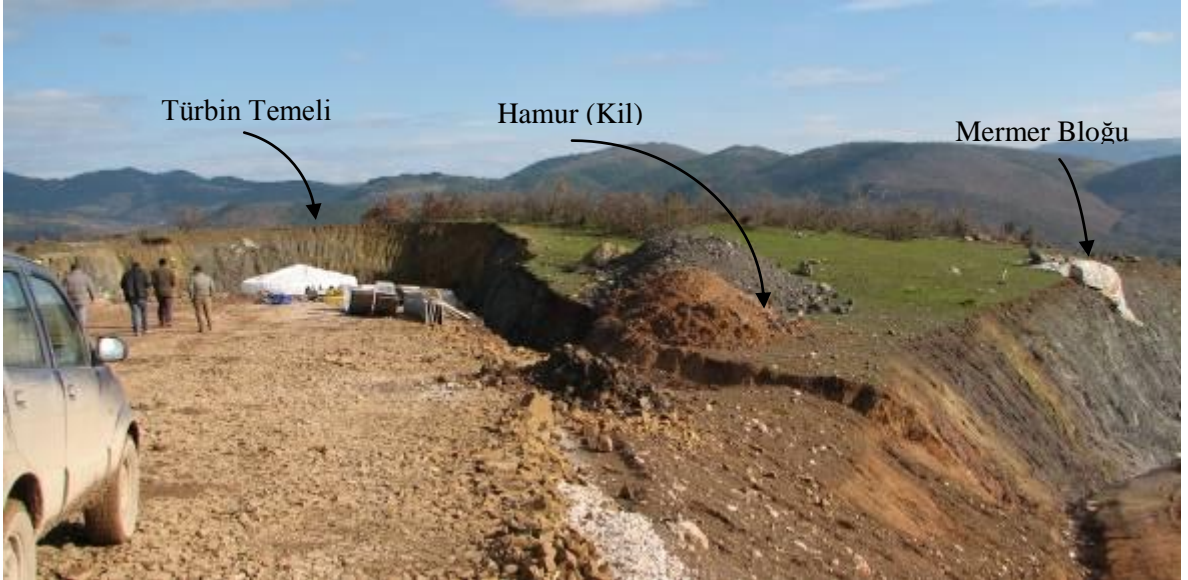
#### **2.1.1 Ofiyolitik Karmaşık (Melanj) üzerinde Yer Alan Sayalar Rüzgâr Türbin Yerleri Özellikleri ve Değerlendirilmesi**

Ofiyolitik karmaşık ya da melanj olarak adlandırılan ve mağmatik-metamorfik ve çökelik kaya bloklarının çoğu kez faylanmalı ve ezik zonlu olarak kızıl gri renkli killi-siltli bir hamur içinde bir arada görüldüğü bu tektonizma ürünü olarak gelişimini tamamlamış kayalarda inşa edilen, mühendislik yapılarının tümünde çok, değişken ve büyük sorunlar oluşmaktadır. Bu sorunlar ofiyolitik karmaşığın görüldüğü alanlarda çok kısa mesafelerde sık sık değişen kayaç birimleri ile farklı ortam ürünü birimler arası dokanakların tümünün ezik zonlardan oluşmasından ve bozuşmasından kaynaklanmaktadır Sayalar Ofiyolitik karmaşığı, kızıl-gri renkli killi bir hamur içinde, oluşum ortamına yabancı kökenli kireçtaşı, çört, mermer, serpantin, gnays ve metamorfik lav çakıl ve bloklarından oluşmaktadır (Fotoğraf 1 ve 2). Ezik zonları içeren kaya ortamları, bu zonlar boyunca gevşek tutturulmuş zayıf-orta zayıf kaya özelliği taşımaktadır. Temel zemini olarak herhangi bir sorun oluşturmamakla birlikte, bu noktalara yakın yapılacak yol yarmaları veya benzeri kazı şevlerinin, türbin temel yerlerinde erozyona ya da stabilite bozukluklarına neden olabileceğinin göz önüne alınması gerekmektedir. Sayalar'da yer alan çok kırıklı mağmatik kayaç kökenli serpantinite dönüşmüş kayalarda çok sık çatlaklı olmaları nedeniyle RQD değerleri düşük olup, % 0 ile 5 arasında değişmektedir.





**Fotoğraf 1.** Sayalar C Bölgesi karmaşık yapılı bir kayaç topluluğundan oluşan ofiyolitik karmaşık (Melanj). Kızılımsı kahverengi siltli kilden oluşan hamur malzemesi içinde gri renkli mermer ve grimsi yeşil serpantinit blokları görülmektedir (23 Ağustos 2007).



**Fotoğraf 2.** Sayalar, C Bölgesi'nde Ofiyolitik Karmaşık ve Ayrışmamış Kaya Ortamına Oturtulmuş Rüzgâr Türbini Temeli ve Çukuru. Sağda İse Grimsi Yeşil Serpantinit ile İç İçte Ufak Bir Beyaz Mermer Bloğu ile Yol Şevinde Sık Sık Tekrarlanan Ezik Zonlar Görülmektedir (15 Aralık 2007).

### 2.1.2 Mağmatik Kayalar Üzerine İnşa Edilen Sayalar Rüzgâr Türbin Yerleri Özellikleri ve Değerlendirilmesi

Türkiye'de yaygınca gözlenen volkanik kayalar bazalt, andezit, diyabaz türü kayalardır. Mağmatik kökenli bu volkanik kayalar, bozuşmamış ve tektonizmadan korunmuş olmak kaydıyla ofiyolitik karmaşıkta yer alan kayalara göre taşıma gücü ve şev stabilitesi açısından daha duraylıdır. İnceleme alanında ofiyolitik melanj üzerinde diskordan oturan genç (Neojen dönemi) volkanik kayalar da yaygınca koyu gri, kahverengi dayanımlı bazalt ve andezitlerden oluşmaktadır (Fotoğraf 3 ve 4). Volkanik kayalar, yer yer yanal ve düşey yönde girik, açık kahverengimsi gri renkli aglomera ve dayanımı düşük beyaz tuf düzeylerini de içermektedir. Zayıflık zonlarını oluşturan tüflü litolojiler haricinde, istif bu

özellikleriyle oldukça dayanımlı sert-sıkı tutturulmuş kaya özelliğini taşımaktadır. Bazalt ve andezitleri oluşturan ayrışmamış kesimlerin ise son derece sert ve dayanımlı oldukları gözlenmektedir. Sayalar'da yer alan rüzgâr türbinlerinin büyük çoğunluğu andezit ve bazalt türü volkanik kayalar üzerine oturmaktadır ve üst seviyeleri yer yer kısmen ya da çok ayrılmıştır.



**Fotoğraf 3.** Sayalar A Bölgesi'nde Volkanik Kayalar Üzerinde Açılmış T14 Türbin Yeri. Bazaltik Andezit Kayasının Zeminin Üst Seviyelerinde Aşırı Ayrışma Görülmektedir (23 Ağustos 2007).



**Fotoğraf 4.** Sayalar A Bölgesi'nde, Volkanik Kayalar Üzerinde Tamamlanmakta Olan Rüzgâr Türbinleri (15 Aralık 2007).

Rüzgâr türbini temel yerlerinde yapılan 8 adet sondajda 1.5m ile 6.0m arasında değişen derinliklerden alınan sarımsı kahverengi bazaltlar ile sarımsı kahverengi aglomeralar ve andezitler ile gri renkli, ayrışmamış volkanik kaya örneklerinden alınan taşlar üzerinde yapılan nokta yükleme deneyleri sonuçları Tablo 1'de verilmektedir.

Rüzgâr türbinleri 1.60m derinlikte taban çapı 13.90m olan 38 adet dairesel radye temeller üzerine inşa edilmiştir. Temeller düşey olarak trapez kesitli olup, 0.60m-0.95m arasında değişen kalınlıklarda 176 kPa değerinde güvenli taşıma gücü olması gerektiği proje kriteri olarak belirtilmiştir. Gerek ofiyolitik karmaşık, gerekse volkanik kayalar, bu yörede yeraltı suyu içermemektedirler. Ancak, yağışlı mevsimlerde ezik kaya zonlarında veya çok çatlaklı kayalarda çatlak düzlemleri boyunca sızıntı sulara rastlanabilmektedir. Arazi ve çevresinde yapılan incelemelerde heyelan belirtisi gözlemlenmemiştir (Özaydın vd., 2007).



**Tablo 1.** Sayalar Rüzgâr Türbini Temel Kayaçlarının Özellikleri (8 Sondaj)

Kayaç <sup>1</sup>	$\gamma_n^2$ (kN/m <sup>3</sup> )	$q_u^3$ (MPa)	$c^4$ (MPa)	$\phi^5$ (°)
Sarımsı kahverengi bazalt	25.0	32.3	2.4	67
Sarımsı kahverengi aglomera	16.8 – 24.5	10.2 – 28.6	3.2 – 4.8	23 – 70
Andezit	24.5 – 28.5	26.4 – 36.0	2.3 – 3.4	67
Gri renkli, ayrışmamış volkanik kaya (bazalt, andezit)	-	21.5 – 113.3	-	-

<sup>1</sup>Kaya ortamının ayrışmamış sağlam taş örnekleri <sup>2</sup>Tabii birim hacim ağırlık, <sup>3</sup>Tek eksenli basınç direnci, <sup>4</sup>Kohezyon, <sup>5</sup>Kayma mukavemeti açısı

## 2.2 Metamorfik Kayalar Üzerine İnşa Edilen Susurluk/Keltepe Rüzgâr Türbinleri Örneği

Balıkesir Keltepe'nin +750m ile +880m yüksekliklere ulaşan dorukları kuzeydoğu-güneybatı doğrultuda uzanmaktadır. Keltepe'yi oluşturan Paleozoyik yaşlı metamorfik karbonatlı kayalar, genellikle aşınmadan korunabilmiş dayanımlı dolomitik rekrystalize kireçtaşı, mermerler ile bu birimleri saran ezik ayrışmış killi şistlerden meydana gelmektedir (Fotoğraf 5 ve 6). Sırt düzlüklerine inşa edilen 23 adet rüzgâr türbininin toplam kurulu gücü 18.90 MW'dır. Tüm türbin yerlerinin, karbonat kayalarından oluşan mermer ve dolomitik rekrystalize kireçtaşı türü kayalar üzerinde açılmasına özen gösterilmiştir (Fotoğraf 7 ve 8) (Özaydın vd., 2009).



**Fotoğraf 5.** Susurluk/Keltepe'de Yeri Değiştirilerek Mermer Üzerine Oturtulan Türbin Yeri ve Temel Çukurları. Dayanımlı Mermerler İle Dayanımı Düşük Şistlerin Görünümü. Kesik Çizgiler, Şist-Mermer Sınırlarını Oluşturmaktadır. Şistler Genellikle Çok Zayıf ve Killeşmişlerdir (24 Ocak 2009).





**Fotoğraf 6.** Mermer Üzerinde Açılmış Bir Rüzgâr Türbini Temel İnşaası (24 Ocak 2009).



**Fotoğraf 7.** Susurluk Keltepe'de Mermerler Üzerine Oturtulmuş Bir Rüzgâr Türbini Temeli (18 Nisan 2009).



**Fotoğraf 8.** Susurluk/Keltepe’de Rüzgâr Türbini Montaj Çalışmaları (18 Nisan 2009).

### **2.2.1. Susurluk/Keltepe Metamorfik Kaya Özellikleri**

Susurluk/Keltepe’de rüzgâr türbinlerinin üzerinde yer aldıkları killişiist ve som mermerlerden oluşan metamorfik kayalar, yer yer diğer kaya türlerinde görülen ezik zon, ayrışma, süreksizlik gibi belirlenmesi gereken özellikler yanında kendilerine özgü metamorfizma ile gelişmiş ve yapraklanma olarak adlandırılan ikincil süreksizlikler, faylar ve ezik zonları içermektedirler. Tamamı zayıflık zonları olarak da adlandırılabilir bu tür süreksizliklerin arasında genellikle şistlerde görülen ikincil olarak gelişmiş ve şişme özelliği gösteren kil mineralleri ve bandları gözlenmiştir. Kayaların mühendislik özellikleri yanında, bu tür özellikler de dikkate alınarak Keltepe sırtında yer alan türbin yerlerinin tamamı, ayrışmamış karbonat kayalarından oluşan sağlam, yüksek dayanımlı dolomitik mermerlerin karstik boşluk içermeyen kesimleri üzerine oturtulması uygun görülmüştür. Türbin temelleri, yer yer zemin yüzeyinden itibaren rastlanılan birkaç metrelik çok ayrışmış kısımları sıyrılarak mermerlerin ayrışmamış kesimleri üzerine oturtulmuştur.

#### **2.2.1.1 Karstik Yapılar**

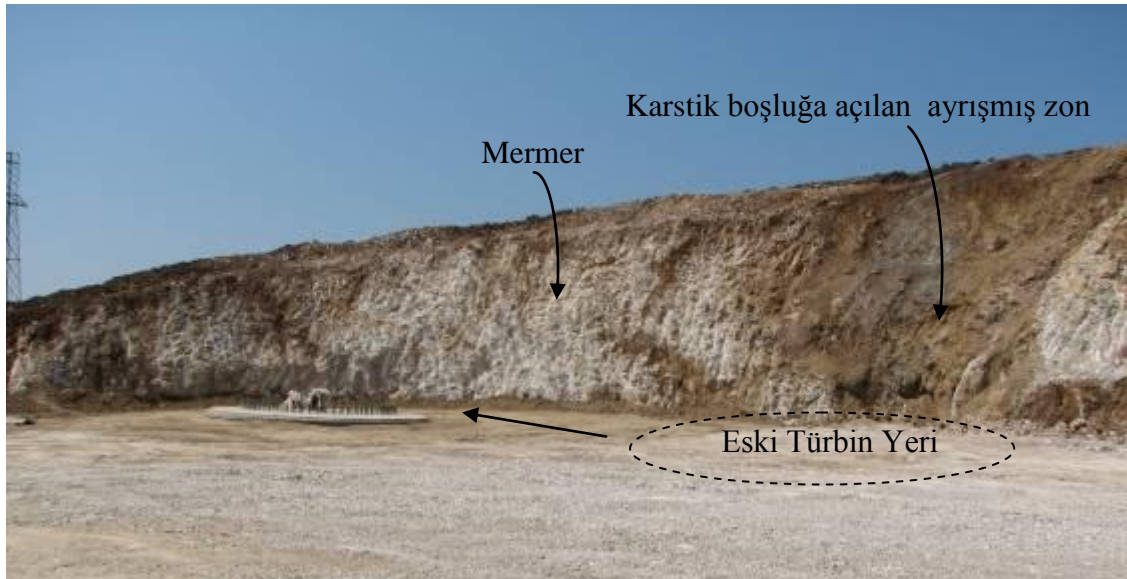
Genellikle saf karbonat içeren çökelik ve metamorfik kayalarda, yerüstü ve yeraltı suları nedeniyle zemin yüzeyinde ve yer altında görülen, önceden gelişmiş olan erime boşluklu arazi yapısı “karst” olarak tanımlanmaktadır. Susurluk/Keltepe’de de dolomitik mermerlerin sağlam kaya özelliği göstermeleri, temel açısından herhangi bir sorun yaratmayacağı anlamına gelmemektedir. Bol karbonat içeren tüm kayalarda yerüstü ve yeraltı suları nedeniyle yüzeyde ve yer altında çok önceden gelişmiş olan erime boşluklarına sık sık rastlanılabilmektedir. Çatlaklar boyunca gelişen erime boşlukları, birbirleriyle birleşerek daha büyük yer altı boşluklarına neden olmaktadır. Bunun yanında inceleme yapılan arazide yerinde yapılan gözlemlerde Keltepe mermerlerinin çatlakları boyunca yer yer bazen de tamamen ayrışarak orman toprağı olarak da adlandırılan kıvıllı killi bir zemine (Terra Rosa) dönüştüğü görülmüştür. Genellikle zemin yüzeyinde



görülen birkaç metrelik ayırık kesimler sıyrılarak, türbin temelleri ayrışmamış ve karstik boşluk içermeyen kesimlere oturtulmuştur. Türbin temel yerlerinde düşey yönde rastlanılan killeşmiş ya da yıkanarak oluşmuş karstik boşluklar ise düşük dozajlı beton ile doldurulmuştur. (Fotoğraf 9, 10).



**Fotoğraf 9.** Susurluk Araştırma Çukurlarında Ayrışmış Kesimlerin Altında Rastlanılan Karstik Boşluklardan Biri (14 Şubat 2009)



**Fotoğraf 10.** Susurluk/Keltepe'de, Karstik Yapı Belirtisi Ayrık Kahverengi Zondan Uzak, Çelik Kulesi İçin Hazır Hale Getirilmiş 7 No'lu Rüzgâr Türbini Temeli ve Oturma Alanı (18 Nisan 2009).

### 2.2.2 Susurluk/Keltepe Metamorfik Kayalarının Geoteknik Açından Değerlendirilmesi

Arazide derinlikleri 7 m ile 15 m arasında değişen 31 adet araştırma sondajı açılmıştır. Türbinlerin üzerine oturdukları mermerlerden alınan örnekler ile ayrışmış killi şistlerden alınan zemin örnekleri üzerinde gerçekleştirilen laboratuvar deneyleri sonuçları Tablo 2'de verilmektedir. Sondajlarda yeraltı suyuna rastlanılmamıştır.

**Tablo 2.** Susurluk/Keltepe Rüzgâr Türbini Temel Kayaçlarının Özellikleri (31 sondaj)

Zemin	Elek Analizi	Yoğunluk (t/m <sup>3</sup> )	q <sub>u</sub> Tek Eksenli Basınç (MPa)	I <sub>s(50)</sub> Nokta Yükleme Dayanım İndeksi (MPa)	RQD [%]	TCR [%]
Ayrışmamış Mermer		ρ <sub>n</sub> = 2.63	14.5-64.5 (Ort.=34)	1.05 - 8.81	0-42	12-82
Ayrışmış Şist	% 20-35 çakıl % 27-38 kum %27-32 kil	ρ <sub>s</sub> = 2.78-2.79	-	-	-	-

### 3. ZEMİNLERDE İNŞA EDİLEN RÜZGÂR TÜRBİNİ TEMELLERİNDE KARŞILAŞILABİLECEK PROBLEMLER

Çökellik kayaçlardan kil özelliğindeki zayıf kiltaşları da herhangi bir taşınma söz konusu olmasa bile, zayıf bir hamur malzemesi ile gevşek tutturulmaları nedeniyle çoğu yerde zemin ortamı davranış ve özelliklerini taşıyabilmektedir. Çok sayıda değişkenin görülebildiği zemin ortamına örnek olarak, Gelibolu/Burgaz rüzgâr türbin yerleri verilebilir.

#### 3.1 Gelibolu/Burgaz Rüzgâr Türbinleri Örneği

Çanakkale, Gelibolu/Burgaz'da 2007 yılında inşa edilen 18 adet rüzgâr türbininin toplam kurulu gücü 14.9 MW'dır. Bu türbinler 223m ile 314m kotları arasında, 200m genişlikte ve 2.5km kadar uzunluğu olan bir tepe sırtında yer almaktadır. Gelibolu rüzgâr türbin yerleri, zemin özellikleri taşıyan gevşek tutturulmuş kumlu killi kırıntılı (Neojen dönemi) çökellerinden oluşmaktadır.

##### 3.1.1 Gelibolu/Burgaz Yöresi, Çökellik Kayaçlar Üzerinde İnşa Edilen Rüzgâr Türbin Yerleri Zemin Özellikleri ve Değerlendirilmesi

Gelibolu rüzgâr türbin yerleri, zemin özellikleri taşıyan gevşek tutturulmuş kumlu killi kırıntılı çökellerden oluşmaktadır. Bu tür çökeller, gri renkli, ince-orta katmanlı, zemin-kaya geçiş özelliklerini gösteren sert kil/kiltası-silt/silttaşları ve bu litolojilerle üst seviyelere doğru ardalanmış killi kum, marn ve seyrek olarak kireçtaşı düzeylerinden oluşmakta, yer yer de çakıl merceklerini içermekte ve Gelibolu Yarımadası ve çevresinde yaygınca gözlemlenmektedir. Tepe düzlüklerini oluşturan zemin yüzüne yakın üst kesimler ise killi bir hamurla tutturulmuş çakıllı-kumlu litolojiler (Pliyosen dönemi) ile kaplıdır. Rüzgâr türbinlerinin kuzeydoğu-güneybatı doğrultuda uzanan bir sırt boyunca sıralandığı bölge, litolojik ve yapısal unsurların yanında aktif tektonik ve bölgesel yükselimin bir sonucu olarak bugünkü değişken morfolojik yapıya kavuşmuştur. Bu sırtın Çanakkale Boğazı'na bakan doğu yamacında, düşeye yakın ve derinliği 100 m'yi aşan erozyona uğramış dik yarılar meydana gelmiştir (Fotoğraf 11).



**Fotoğraf 11.** Gelibolu Rüzgâr Türbinleri Ve Civarındaki Arazinin Görünümü (06 Haziran 2009).

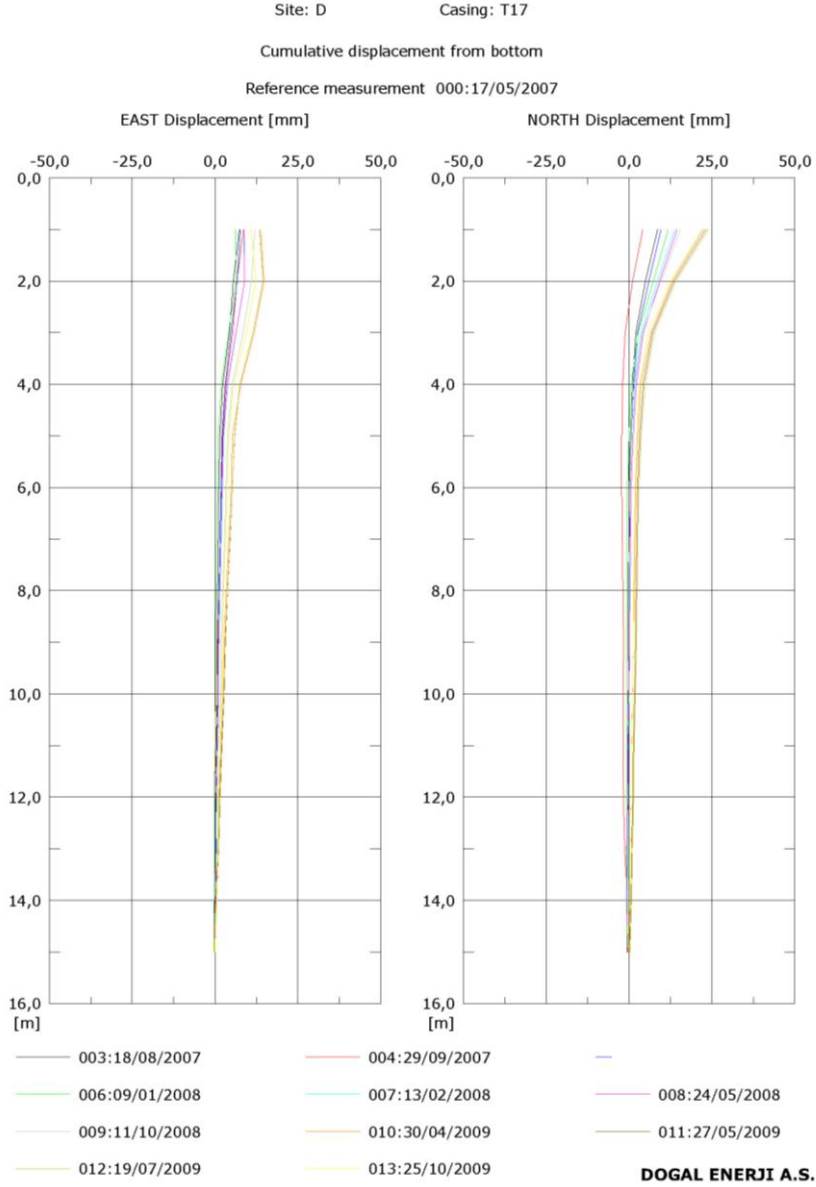
### 3.2. Gelibolu/Burgaz Çökelik Kayalarının Geoteknik Açından Değerlendirilmesi

Tektonikçe aktif, Kuzey Anadolu Fayı'na yakın ve 1. derece deprem bölgesi içinde yer alan Gelibolu/Burgaz rüzgâr türbinlerinin bulunduğu yörede, 82m uzunlukta 8 adet serimde yapılan jeofizik ölçümler sonucunda genelde 3 tabakalı bir yapı belirlenmiş, tabakalı yapıların yüzeyden itibaren derinlikleri ve geoteknik parametreleri Tablo 3'de verilmiştir. Türbin temelleri, zemin yüzeyinden 2m-10m derinlikler arasında değişen en üst tabaka üzerine oturtulmuştur.

**Tablo 3.** Gelibolu/Burgaz Rüzgâr Türbinleri Geoteknik Parametreleri

Tabaka	Derinlikler (Yüzeyden) [m]	Kayma Dalgası Hızı [m/s]	İçsel sürtünme Açısı[ $\phi$ ] [ $^{\circ}$ ]	Birim Hacim Ağırlık [ $\gamma$ ] [gr/cm <sup>3</sup> ]	SPT [N]	$q_u$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
1	2.0-10.0 m arası	207-439	33-35	1.7-1.8	8-16	2.7-5.3
2	6.0-19.0	426-679	39-42	1.8-2.0	30-47	16.0-25.0
3	>19	449-813	39-43	1.9-2.2	>50	30.0-84.0

Temel zemininin türbin yükleri ile birlikte zemin içerisinde kripi türü bir harekete uğraması beklenmemekle birlikte türbinler için ek bir güvenlik olarak, her türbin temelini bitişiginde ve yamaç eğiminin en fazla olduğu tarafa birer adet 15m derinlikte inklinometre yerleştirilip periyodik olarak aylık ölçümler alınmıştır. İnklinometre ölçümlerine bakılarak günümüze kadar geçen sürede türbinlerin yerleştirildiği yerlerde kitlesel bir denge bozukluğunu çağırıştırır herhangi bir belirtiyeye rastlanmamış olduğu anlaşılmıştır (Şekil 2). Sondajlarda derinde yer alan kil/kiltaşı ve kumtaşlarından belirlenen RQD değerleri % 0 ile % 20 arasında değişmektedir.



**Şekil 2.** Gelibolu/Burgaz 16 No'lu Türbin Yerinde Alınan İnklinometre Ölçümleri

Gelibolu rüzgâr türbinleri, havalanma bölgesi olarak tanımlanan ve yeraltı suyuna rastlanmayan dar bir sırt boyunca sıralanmaktadır. Türbin yerlerinde killer içinde yer alan ve kum ile çakıl bantları bulunan düzeyler, yağışlara bağlı olarak geçici sızıntı sularını içermekte, ya da yamaçların alt kotlarında ufak kaynaklar halinde deşarj olmaktadır. Kil içeriği yüksek, az geçirgen, gevşek tutturulmuş zeminlerin hakim olduğu yörede, su yağışlar nedeniyle yer altına sızmadan yüzeysel olarak hemen akışa geçeceğinden kısa zamanda erozyon ile yamaç ve şevlerde aşırı aşınmalara neden olabilecek ve dik yar kenarlarında heyelanları tetikleyebilecektir. Nitekim, yörede bulunan dikliklerin incelenmesi sonucunda, yarların ve yakın çevrelerinin çoğunun, zayıf kaya özelliği taşıyan sert kil-marn ve kiltaşlarının hızla gelişen erozyon nedeniyle aşınması sonucu meydana geldiği anlaşılmıştır. Dolayısıyla bu ve benzeri arazilerde sırt boyunca yer alan rüzgâr türbinlerinde erozyonu hızlandıran aşırı yağışlarda oluşacak yüzeysel suların mutlaka kontrollü olarak türbin yerlerinden ve dik şevlerden uzaklaştırılarak drene edilmesi önem kazanmaktadır (Özaydın v.d., 2006).

Belirlenen rüzgâr türbin yerlerinde yapılan incelemelerde herhangi bir heyelan belirtisine rastlanılmamıştır. Türbin temellerinin oturtulacağı yerlerin temel zemini özellikleri her bir türbin yerinde yapılan jeofizik ölçüm ve sondaj verileri de dikkate alınarak yerinde incelenmiş ve türbin temellerinin oturacağı şevlere yakın ya da yüksek eğimli alanların stabilite açısından uygunluğu araştırılmıştır. 6° ile 24° arasında değişen eğimli arazide yer alan rüzgâr türbinleri temel zemini genelde gevşek tutturulmuş kil-kiltaşı-silttaşı olup, üstteki ilk 5 m'si atmosferik etkilerle ayrışarak daha çok aşırı konsolide kil zemin görünüşündedir. Araştırma çukuru derinliği içerisindeki bu birimde sürekliliği olmayan kumlu-çakıllı ara tabakalar da gözlenebilmektedir. Duraylılık değerlendirmesinde, zemin profilinin üst seviyelerini temsil edecek şekilde aşağıdaki geoteknik parametreler kullanılmıştır:

Efektif Kohezyon ( $c'$ )=10kPa

Efektif İçsel Sürtünme Açısı ( $\phi'$ )=27°

Birim Hacim Ağırlık ( $\gamma$ )=18.0 kN/m<sup>3</sup>

Boşluk Basıncı Oranı ( $r_u$ )=0.10

Sonsuz şevler için geliştirilen duraylılık analizlerinde göçmeye karşı güvenlik

$$FS = \frac{\left(\frac{c'}{\gamma_d}\right) \text{Sec}\alpha + \left[(1 - r_u \text{Sec}^2\alpha) \text{Cos}\alpha\right] \tan \phi'}{\text{Sin}\alpha}$$

ile hesaplanmaktadır.

Şevlerde yapılan duraylılık analizlerinde göçmeye karşı güvenlik tipik olarak seçilen 5m derinlikte sonsuz şev ve yüzeye paralel olası bir göçme yüzeyinde göçmeye karşı güvenliği yaklaşık 1.30 olarak hesaplanmıştır.

Gelibolu/Burgaz RES sahasında, taban çapı 12.50m olan 10 adet, 13.20m olan 8 adet dairesel radye temeller inşa edilerek üzerlerine rüzgâr türbinleri montajı yapılmıştır. Bu temeller sırasıyla 2.20m, ve 1.60m derinliktedirler. Temellerin oturacağı zeminde 9 adet E-48 S/65 türbin için 218 kPa, diğer 9 adedi için ise (E-48 S/56) 127 kPa değerinde güvenli taşıma gücü olması gerektiği proje kriteri olarak belirtilmiştir.

#### 4. RÜZGÂR TÜRBİN YERLERİ İÇİN GENEL ÖNERİLER

Rüzgâr türbinlerinin inşa edileceği uygun alanlar, rüzgâr yönünden elverişli yüksek tepe/dağ sırt düzlükleri ile yamaçlarıdır. Sahada rüzgâr türbinlerinin üzerinde yer alacağı ofiyolitik karmaşık olarak adlandırılan birimlerde, mühendislik özelliklerinin sık olarak değişmesine neden olan süreksizliklerin ve ezik zonların sık sık tekrarlandığı, bu tür kayalarda belirgin bir su akış rejimi bulunmamakla birlikte, yüzeysel akış sularının killeşmiş serpantinitle teması halinde taşıma gücü açısından problemler yaratacağından drenaj yapılması, kafa hendeği ve temel alt düzeyinde de çevresel drenaj teşkil edilmesi, sağlam karbonatlı kayalarda ise, kaya yapısı içerisinde yer yer görülebilen ayrışmış-yumuşak kesimlerin belirlenip temizlenerek, karstik boşlukların düşük dozajlı beton ile doldurulup daha stabil ve uniform zemin koşulu oluşturulması gerekli görülmektedir. Düzensiz ve dik bir topoğrafyayı oluşturan ve kil/kiltaşı gibi zayıf tutturulmuş zeminlerde ise, yine geoteknik parametrelerin belirlenmesi yanında, zemin ortam ve konumları ile



akış hızları erozyona ve yamaçlarda stabilite problemlerine neden olan yüzey ve yeraltı suları birlikte değerlendirilerek ortama en uygun drenaj sisteminin yapılması önerilmektedir.

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, rüzgâr türbinlerinin üzerinde yer aldığı mağmatik, çökellik ve metamorfik olarak gruplandırılan özel önlem alınması gereken kayalara ve zeminlere birer örnek verilmiş, bu gruplara özgü mühendislik açısından beklenebilecek ana sorunlar ve bu sorunların çözümünde kullanılabilecek öneriler belirtilmiştir.

Bu tür mühendislik çalışmalarında, disiplinlerarası ve konusunda uzman kişilerin koordineli çalışmalarının güvenliğin ve ekonominin birlikte sağlanmasında etkili olacağına inanılmaktadır.

## TEŞEKKÜR

Yazarlar, başta sayın Prof. Dr. Kutay Özaydın olmak üzere, doğal çevre dostu ve yenilenebilir enerji kaynaklarından biri olan rüzgâr türbinlerinden elektrik üretimini Türkiye’de ilk defa 1998 yılında gerçekleştirerek öncülük eden ve giderek yaygınlaşmasını sağlayan, örnek kuruluş Demirer Holding A.Ş. ile 2007 yılından itibaren Rüzgâr Enerji Santralleri kurulumlarını yaygınca gerçekleştiren Polat Enerji Sanayi ve Ticaret A.Ş. ve tüm çalışanlarına, en içten saygılarını sunarlar.

## KAYNAKLAR

- Demirer Holding A.Ş., Rüzgâr Enerjisi ve Geleceği (2004) <http://www.demirer.com.tr/>
- Demirer, Ö. (2011), Rüzgâr Enerjisi ve Santralleri Semineri, Çelik Yapılar, Sayı 28, Sayfa 16, Türk Yapısal Çelik Derneği Yayını, İstanbul.
- Durutürk, H. (2009), Elek. Y. Müh. Teknik Müdür. Enercon Servis Ltd. Şti., Demirer Holding A.Ş. Şirket Tanıtımı <http://www.demirer.com.tr/>
- Özaydın, K., Yıldırım, S., Yıldırım, M. (2006), “Doğal, Enerji Elektrik Üretim A.Ş., Çanakkale İli, Gelibolu İlçesi, Cevizli-Burgaz Köyü, Münip Çiftliği Mevkii, Pafta No H-17-a-12-a/b, Rüzgâr Enerji Santralı Temellerine İlişkin Geoteknik Değerlendirme Raporu, YTÜ, İnş. Fak. İnş. Müh. Böl., Geoteknik ABD.
- Özaydın, K., Yıldırım, S., Yıldırım, M. (2007), “Doğal, Enerji Elektrik Üretim A.Ş., Manisa İli, Kırkağaç İlçesi-Gelenbe, Sayalar Köyü, Avderneği Tepe-Yassı Tepe ve Kırüstü Tepe Mevkileri Rüzgâr Enerji Santralı Temellerine İlişkin Geoteknik Değerlendirme Raporu” YTÜ, İnş. Fak. İnş. Müh. Böl., Geoteknik ABD.
- Özaydın, K., Yıldırım, S., Yıldırım, M. (2009), “Balıkesir İli, Susurluk İlçesi, Keltepe Rüzgâr Enerji Santralı Türbin Alanları Geoteknik Raporuna İlişkin Değerlendirme Raporu”, YTÜ, İnş. Fak. İnş. Müh. Böl., Geoteknik ABD.



# BEYLERLİ BARAJI DOLUSAVAK KAZISI HEYELANI

## THE LANDSLIDE OF SPILLWAY EXCAVATION AT BEYLERLI DAM

Seçkin AYDIN<sup>1</sup> Eyüp TAYTAN<sup>2</sup> Fethullah BİLGİÇ<sup>3</sup>

### ABSTRACT

In dams, landslides that may occur at any point in the reservoir may result in dangerous cases upon rises in the reservoir. This problem became important for dam engineering especially after the Vajont Dam disaster. Other than landslides occurring within the reservoir, if landslides although small in size, occur in a way that disable auxiliary system of the dam and disable the spillway of the dam completely or partially, the risk will reach to a serious level. In this study, a detailed narrative of Beylerli Dam where a landslide occurred at spillway excavation after 2 years of its commissioning, is given. Risk and improvement studies are explained, the behaviour of landslide is interpreted via limit equilibrium analyses and finite element analyses.

**Keywords:** Excavation, Landslide, Stability, Spillway

### ÖZET

Barajlarda, rezervuar içinde herhangi bir noktada oluşacak heyelanlar rezervuarda kabarmalara neden olarak tehlikeli sonuçlar doğurabilirler. Bu problem baraj mühendisliğinde özellikle Vajont barajı felaketinden sonra önem kazanmıştır. Rezervuar içerisinde oluşan heyelanlar haricinde barajın yardımcı tesislerinin çalışmalarını engelleyecek heyelanlar nicelik olarak küçük olsalar da dolusavak yapısının çalışmasını engelleyecek şekilde meydana gelmiş ve dolusavağın çalışmasını kısmen yada tamamen engellemişse risk çok daha ciddi boyutlara ulaşacaktır. Bu çalışmada işletmeye alındıktan 2 yıl sonra dolusavak kazısında heyelan oluşan Beylerli Barajının dolusavak heyelanı ile oluşan risk ve iyileştirme çalışmaları anlatılmış, yapılan limit denge analizi ve sonlu elemanlar analizi ile heyelan davranışı yorumlanmaya çalışılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Kazı, Heyelan, Stabilite, Dolusavak

---

<sup>1</sup> İnş. Yük. Müh., DSİ 21. Bölge Müdürlüğü, seckinaydin@dsi.gov.tr

<sup>2</sup> İnş. Müh., DSİ 21. Bölge Müdürlüğü, eyuptaytan@dsi.gov.tr

<sup>3</sup> İnş. Müh., DSİ 21. Bölge Müdürlüğü, fbilgi@dsi.gov.tr

## 1. GİRİŞ

Ülkelerin kalkınmasında önemli bir yere sahip olan barajların rezervuarına gelen fazla suların baraj ve diğer yardımcı yapılara zarar vermeden emniyetle mansaba aktaracak yapılara ihtiyaç vardır. Dolusavak olarak adlandırılan bu yapılar kontrollü (kapaklı), kontrolsüz, yandan alıslı, karşıdan alıslı, basamaklı, labirent, papatya, kuyulu olarak topografyanın, jeolojinin, proje ekonomisinin ve baraj güvenliği felsefesinin uygun gördüğü bir seçenek ile inşa edilirler. Barajın emniyeti açısından önemli bir konuma sahip olan dolusavaklar projelendirme aşamasında sağ yada sol sahile yerleştirilmişse dolusavak kazısı olacaktır. Bu durumda dolusavağın yerleştirildiği sahilde çok fazla miktarda kazı çıkabilmektedir. Proje mühendisi kazı maliyetini azaltmak amacıyla kapaklı, yandan alıslı, yelpaze, labirent veya bunların bir yada birkaçının kombinezonu olan dolusavaklar projelendirebilir. Bazı durumlarda dolusavak, yamaçlardan gövdeye doğru çekilerek kazı maliyeti düşürülmeye çalışılabilir. Bu felsefe ile Avustralya’da inşa edilen Croty barajında yamaçların dik olması nedeniyle yüksek dolusavak kazısı maliyetinden kaçınmak için dolusavak ön yüzü beton kaplamalı kum-çakıl gövde üzerine yerleştirilmiştir. Dolusavak kazılarında kazının emniyeti doğrudan dolusavak emniyetinin bir fonksiyonudur. Barajın işletilmesi sırasında kazıda meydana gelebilecek küçük bir heyelan dolusavak yaklaşım kanalının, dolusavak eşiğinin, şut kanalının kapanmasını sağlayarak dolusavağı çalışmaz hale getirebilir. Heyelanların yağmurlu sezonlarda olduğu düşünüldüğünde yağmurlu sezonda barajın güvenliğinin azalması olayın ciddiyetini bir kat daha artırır. İtalya’nın kuzey – doğusunda 267 m yüksekliğinde beton kemer tipinde inşa edilen Vajont barajının rezervuarında 9 ekim 1963 tarihinde baraj rezervuarı alanı içerisinde oluşan büyük boyutlu kayma, 2000 den fazla ölü ve çok sayıda yaralı sayısı ile dünyadaki en büyük baraj faciasını oluşturdu. Rezervuar içerisine 270 hm<sup>3</sup> lük bir yamaç kayması ile baraj üzerinden 125 m yüksekliğinde bir taşkın dalgası oluştu (Yılmaz, Tosun, 2007). Bu çalışmada işletmeye alındıktan 2 yıl sonra dolusavak kazısında heyelan oluşan Beylerli barajının dolusavak heyelanı ile oluşan risk ve iyileştirme çalışmaları anlatılmış, yapılan limit denge analizi ve sonlu elemanlar analizi ile heyelan davranışı yorumlanmaya çalışılmıştır.

## 2. BEYLERLİ BARAJI VE BARAJ YERİ JEOLJİSİ

Beylerli barajı DSİ 21. Bölge Müdürlüğü sınırları içerisinde, Denizli ili Çardak ilçesi Beylerli kasabası tarım arazilerinin sulanması amacıyla, Beylerli kasabasının kuzeybatısında değirmen deresi üzerinde inşa edilmiştir. Barajın karakteristikleri Tablo 1 de verilmiştir.

**Tablo 1.** Beylerli Barajı Karakteristikleri

Tipi	Kil Çekirdekli Toprak
Kret Kotu	1028 m
Temelden Yüksekliği	52 m
Toplam Dolgu Hacmi	820 000 m <sup>3</sup>
Dolusavak Tipi	Yandan Alıslı
Dolusavak Kapasitesi	256 m <sup>3</sup> /s
Maksimum Su Seviyesi	1027 m
Toplam Göl Hacmi	3,25 hm <sup>3</sup>

Beylerli barajı DSİ 21. Bölge Müdürlüğünde rezervuar kapasitesi, baraj yüksekliği, mansap bölgelerinde insan sayısı olarak boşaltma gereksinimi, potansiyel mansap zararı, sismik risk analizleri ile elde edilen yatay yer ivmesi, hidrolojik verilerin güncelliği ve dolusavak tipi gibi önemli parametreler dikkate alınarak yapılan risk sınıflandırma çalışmasına göre 49 puanla III. Risk (yüksek risk) sınıfına girmiştir (Aydın, 2007). Barajın temel kayacını karmaşık seri adı verilen melanj birimleri oluşturmaktadır. Melanj; aktinolitşist, mikaşist, killişist, kloritşist, diyorit, kuvarsit, sileks, kireçtaşı birimler ile temsil edilmektedir. Ayrıca ofiyolit naplanması sonucunda bölgeye peridodit ve ayrışma ürünü olan serpantinler bulunmaktadır. Temel kayacını oluşturan tüm bu birimler baraj alanına naplanma sonucunda sürüklenimle gelmiş olmaları nedeniyle oldukça çatlaklı, kırıklı ve parçalı bir yapıdadır. Temeli oluşturan bu birimler baraj yeri sağ sahilinde nispeten daha duraylı ve sağlam yapıda olmasına karşılık, dolusavağın bulunduğu sol sahilde daha duraysız, kırıklı, parçalı ve ayrışmalıdır. Planlama aşaması mühendislik jeolojisi çalışmalarında dolusavak yerinde yapılan sondajda geçilen aktinolitşist'in kaya kalitesi (RQD) sıfır olarak bulunmuştur (DSİ, 2007). Dolusavak sol yamacını oluşturan melanj serisi birimleri oldukça çatlaklı, kırıklı ve parçalı olup su ile temasında kolaylıkla aşınarak ayrışabilmektedir. Aktinolit, şist, kloritşist, mikaşist ve killi şist birimleri su ile temasında tamamen zemin (kil,silt) özelliği gösteren bu birimler kendi içerisinde kayma yüzeyleri oluşturmaktadır. Melanj serisi içerisinde sokulum şeklinde bulunan diyoritler daha duraylı olup yeraltısuyu ile temasında daha az alterasyona uğramaktadır. Karmaşık seri içerisinde ardalanmalı bulunan bu birimlerden şist birimlerinin su ile temasında ayrışarak killeşmesi sonucunda alttaki daha duraylı birimler üzerinde kayma yüzeyleri boyunca kayarak heyelan oluşturmaktadır.

Beylerli barajında 2009 yılının şubat ayı ortalarında heyelan başlangıcı gözlemlenerek rapor edilmiştir. Şekil 1(a) de bu dönem içerisinde dolusavak teknesi görülmektedir. Şekil 1(b) de ise takip altına alınan heyelanın haziran ayı ortalarında dolusavak teknesinde oluşturduğu hasar görülmektedir. Barajın güvenliğini tehlikeye sokan bu durumda su seviyesinin düşürülmesi programlanmış ve su seviyesi sulama sezonu da dikkate alınarak kontrollü bir şekilde eşik kotundan düşük kotlarda tutulmuştur.



( a )



( b )

**Şekil 1** Heyelan Başlangıcında (a) Dolusavak Teknesi (b) Dolusavakta Oluşan Hasar



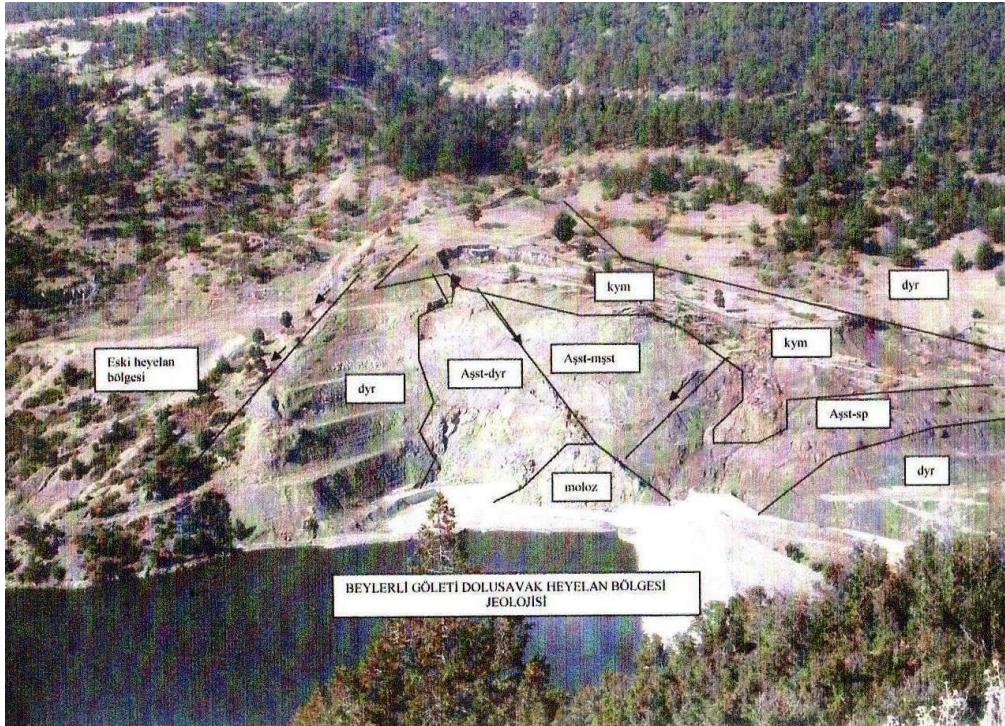


**Şekil 2** (a) Dolusavak Teknesinin Heyelan Altında Kalması (b) Heyelan Taç Bölgesi

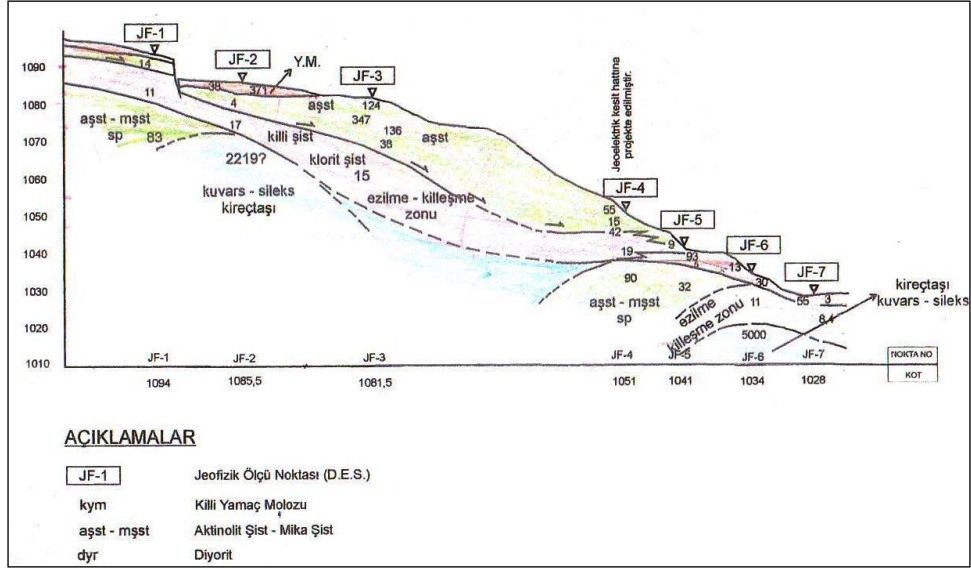
Sulama sezonu sonuna doğru Kasım ayı ortalarında heyelan iyice belirginleşerek akmalar çok daha ciddi bir boyuta ulaşmıştır. Şekil 2(a) da dolusavak teknesine dolan heyelan görülmektedir. Şekil 2(b) de ise heyelanın taç bölgesi görülmektedir.

## 2.1 Geoteknik çalışmalar

Heyelanın kopma noktasından başlayarak hareketli kütlelerin kayma dairesinin derinliğinin veya geometrisinin belirlenmesi amacıyla satıh rezistivite yöntemleri Shlumberger elektrot dizilimi ile uygulanarak 7 lokasyonda düşey elektrik sondaj ölçüleri alınmıştır. Heyelan eden birimlerin mukavemet parametrelerini belirlemek amacıyla çeşitli yerlerden 6 adet zemin örneği alınmıştır. Bu örnekler üzerinde basınç deneyi, elek analizi, birim ağırlık deneyi, doğal su içeriği deneyi, atterberg limitleri deneyi ve direk kesme deneyleri yapılmıştır. Şekil 3'te heyelan bölgesi ve jeolojisi görülmektedir. Şekil 4'de ise jeofizik çalışmalar sonucu elde edilen jeolojik boy kesit görülmektedir.



**Şekil 3** Heyelan Bölgesi ve Jeolojisi

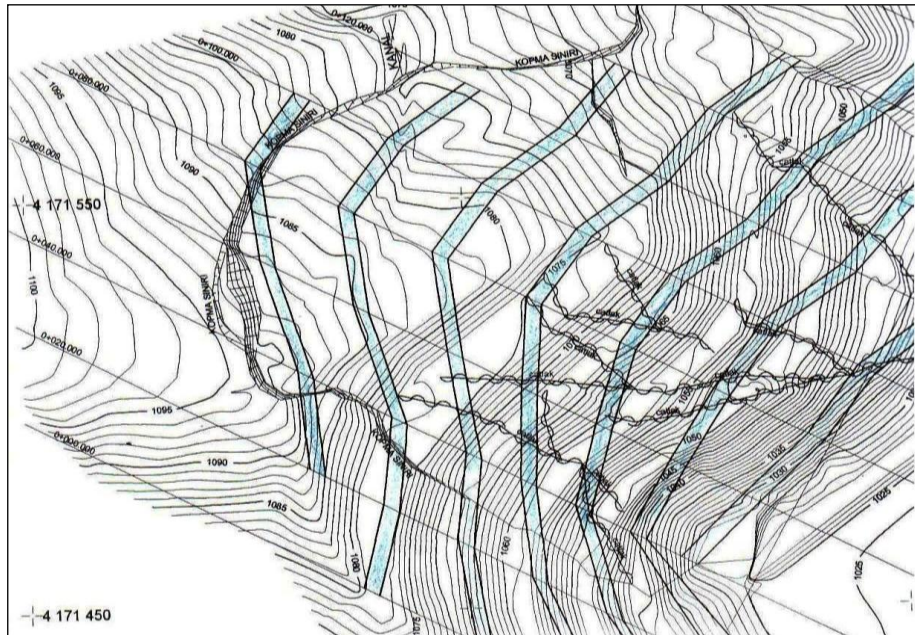


Şekil 4 Jeolojik Boy Kesit

### 3. MALZEME PARAMETRELERİNİN TESPİTİ VE STABİLİTE ANALİZLERİ

#### 3.1 Malzeme Parametrelerinin Tespiti

Heyelan oluşumunu anlamak için yapılacak analizlerde kullanılmak üzere gerekli malzeme parametreleri laboratuvar deney sonuçları, literatür ve geriye analiz yöntemi kullanılarak tespit edilmeye çalışılmıştır. Bu amaçla heyelan bölgesinden Şekil 7’de görülen km lerde kesitler alınmış ve bu kesitler üzerinde konvansiyonel limit denge ve sonlu elemanlar yöntemiyle stabilite analizleri yapılmıştır. Şekil 7’de görülen dikdörtgen şerit bölgeler kazı palyelerinin heyelandan önceki konumlarını temsil etmektedir.



Şekil 7 Heyelan Bölgesi Planı ve Alınan Kesitler



Alınan numuneler üzerinde yapılan kesme kutusu deneyleri ve literatür taraması sonucunda elde edilen kayma mukavemeti parametreleri Tablo 2 görülmektedir. Bu parametreler kullanılarak km: 0+060 daki orijinal proje kazısı için geriye analiz yapılmıştır. Kuru sezonda dengede bulunan bu kazı yağmurlu geçen ilk sezonda stabilitesini kaybetmiştir.

**Tablo 2** Kayma Mukavemeti Parametreleri

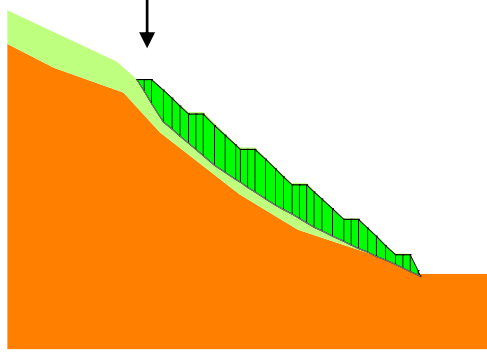
İZOTROP - ELASTOPLASTİK MOHR - COULOMB MODEL PARAMETRELERİ					
MALZEME ADI	E (t/m <sup>2</sup> )	$\mu$	$\sigma$	c	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )
Kireçtaşı	7 000 000	0.3	38	0	1.8
Şist	2 800 000	0.14	30	1	1.6
Yamaç Molozu	1 500 000	0.2	16	0	1.6
Diyorit	8 000 000	0.26	26.5	0	2.6

Tablo 2'deki parametreler kullanılarak yapılan geriye analiz neticesinde Tablo 3'de gösterilen güvenlik faktörleri elde edilmiştir.

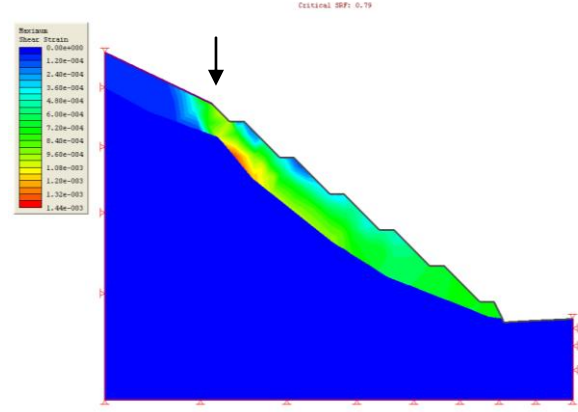
**Tablo 3** Geriye Analiz Sonuçları

KM NO	LİMİT DENGE METODU			SONLU ELEMENLAR METODU				
	DRENAJLI ŞARTLAR	DRENAJSIZ ŞARTLAR			DRENAJLI ŞARTLAR	DRENAJSIZ ŞARTLAR		
		ru=0,05	ru=0,1	ru=0,2		ru=0,05	ru=0,1	ru=0,2
0+060	1,02	0,98	0,9	0,78	1,04	0,99	0,92	0,79

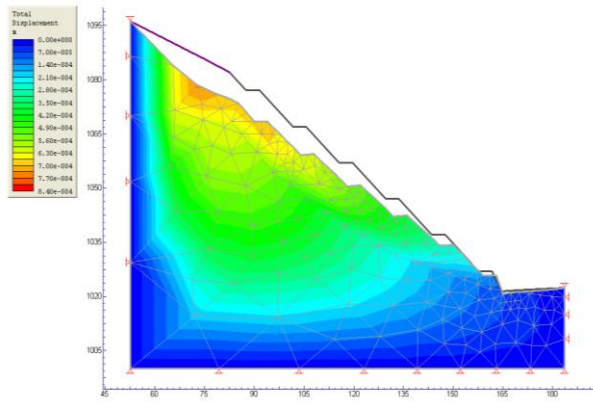
Tablo 3'de elde edilen bu sonuçlar orijinal proje kazısının kurak sezonlarda dengede olduğunu ve yağmurlu ilk sezonda dengesini yitirdiğini açık bir şekilde göstermektedir. Geriye analiz efektif gerilmeler cinsinden yapıldığı için Tablo 2'de verilen mukavemet parametreleri efektif gerilmeler cinsinden verilmiştir. Bu durumda drenajsız şartlarda yamaç üzerinde oluşacak boşluk suyu basınçlarının tahmin edilmesi gerekmektedir. Heyelan bölgesi üzerinde güvenlik tedbirleri yetersizliği yüzünden ve uzun zaman alacağından dolayı sondaj açılarak yer altı su seviyesi ölçülemedi. Oluşacak boşluk suyu basıncının tahmini için Bishop tarafından önerilen  $r_u$  boşluksuyu basıncı katsayısı yöntemi kullanılmıştır. Böylece bu şekilde incelenen noktadaki boşluksuyu basıncı o noktanın üzerindeki zemin ağırlığının  $r_u$  katsayısı ile çarpımı kadar olacak şekilde tahmin edilebilmektedir. Tablo 2'de verilen efektif gerilmeler cinsinden mukavemet parametreleri kullanılarak Tablo 3'deki güvenlik sayıları elde edilmiştir. Tablo 3 incelendiğinde boşluksuyu basıncı katsayısı'nın  $r_u=0,05$  gibi çok küçük bir seviyesinde güvenlik sayısı 1 değerinin altına düşmektedir. Şekil 8'de km: 0+060 için yapılan analizlerde elde edilen kayma daireleri görülmektedir. (a),(b) sonuçlarında ok işareti ile gösterilen nokta arazide heyelanın taç bölgesidir. Drenajsız şartlarda elde edilen deformasyon dağılımı arazide gözlemlenen deformasyon dağılımı ile uyum içerisindedir. Bu gözlem ve hesaplar neticesi elde edilen Tablo 2 deki parametreler kullanılarak stabilize analizleri yapılmıştır.



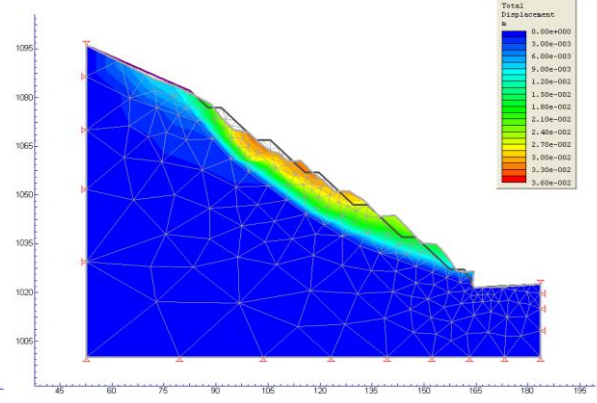
a) Drenajsız Şartlarda Km: 0+060 Kayma Dairesi



b) S.E.M ile Bulunan Kayma Yüzeği



c) Drenajlı Şartlarda Deformasyon Dağılımı

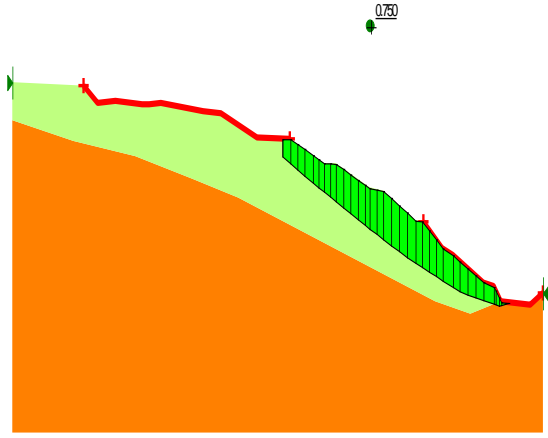


d) Drenajsız Şartlarda Deformasyon Dağılımı

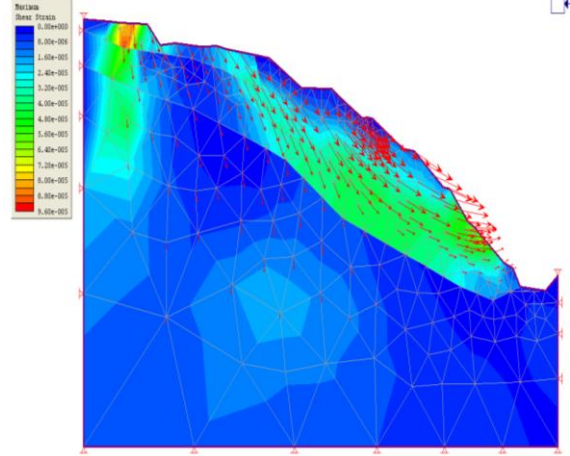
**Şekil 8.** km: 0+060 da (a) Drenajsız ve (b) Drenajlı Şartlarda Kayma Dairesi ve Deformasyon Dağılımı

### 3.2 Stabilite Analizleri

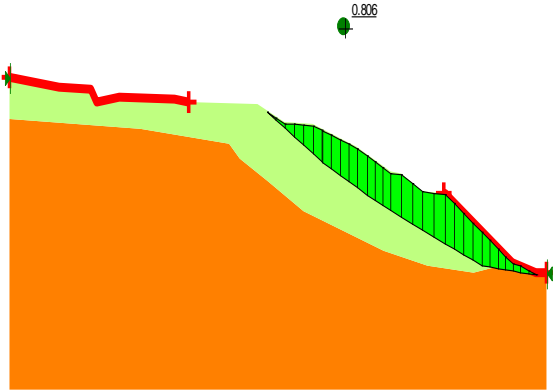
Analizlerde kullanılacak mukavemet parametreleri belirlendikten sonra bu parametreler ile heyelanın mevcut durumunun stabilite analizleri km: 0+040 ile km:0+140 arasında tüm kesitlerde yapılmıştır. Analizlerde limit denge yaklaşımında Morgenstain-Price metodu kullanılmış, sonlu elemanlar analizinde ise malzeme homojen ve izotrop kabul edilerek Mohr-Coulomb malzeme modeli seçilmiştir. Sonlu elemanlar analizinde kesit 500 adet 3 noktalı üçgen elemanlara bölünerek analiz yapılmıştır. Heyelan önlenmesi için ankraj kullanımı, zemin içinde açılacak yatay drenaj sondajları, kazı şevinin yatırılması ve bunların kombinezonu olan alternatifler masaya yatırılmış, alternatiflerin ekonomik mukayesesi sonucunda kazı şevinin yatırılması alternatifi ekonomik olarak belirlenmiştir. Şekil 9 da km: 0+060, 0+080 ve 0+100 a ait orijinal kazının heyelan başladıktan sonra deformasyona uğramış mevcut durumlarına ait limit denge ve sonlu eleman analizi sonuçları görülmektedir. Şekil 10 da ise km: 0+060, 0+100 ve 0+140 a ait düşey 1 yatay 2 olacak şekilde yatırılmış yeni kazı için aynı kesitlere ait limit denge ve sonlu eleman analizi sonuçları görülmektedir.



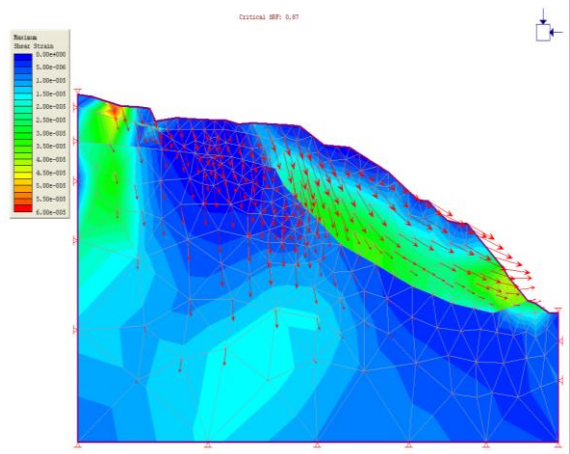
a) Km: 0+060 Limit Denge Metodu Kayma Dairesi



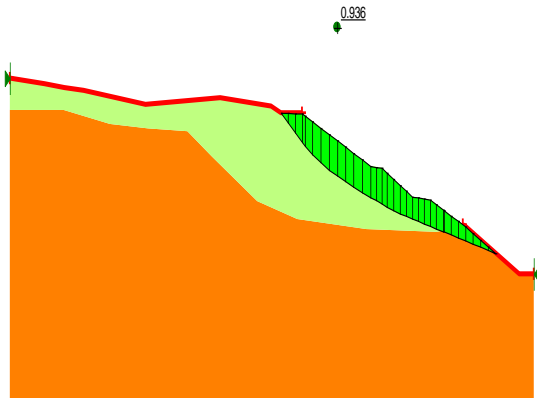
b) Km: 0+060 S.E.M İle Bulunan Kayma Yüzeyi (maksimum shear strain)



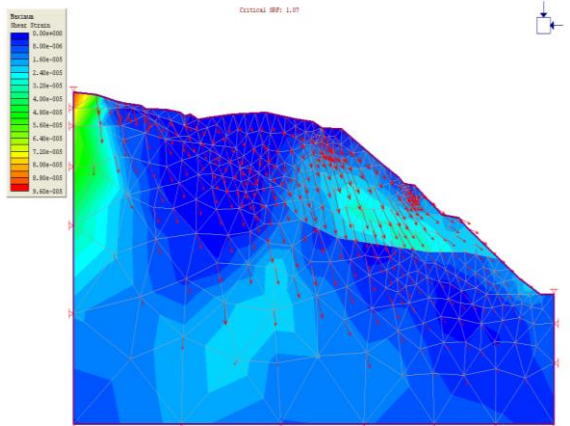
a) Km: 0+080 Limit Denge Metodu Kayma Dairesi



b) Km: 0+080 S.E.M ile Bulunan Kayma Yüzeyi (maksimum shear strain)



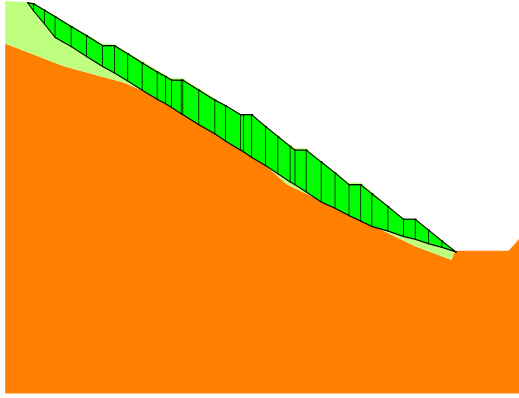
c) Km: 0+100 Limit Denge Metodu Kayma Dairesi



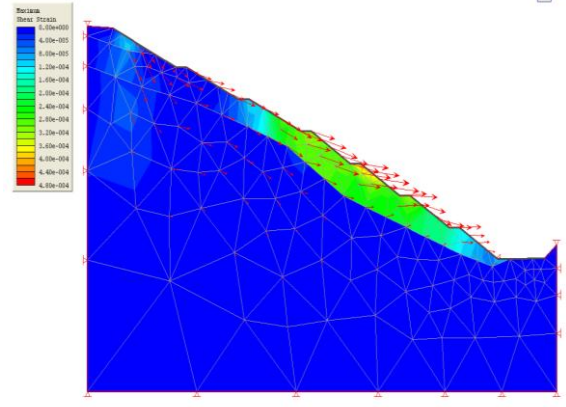
d) Km: 0+100 S.E.M ile Bulunan Kayma Yüzeyi (maksimum shear strain)

**Şekil 9.** Mevcut Durumda Km: 0+060,0+80,0+100 Kesitlerinde Limit Denge Metodu ve Sonlu Elemanlar Metoduna Göre Elde Edilen Drenajsız Durum için Kayma Yüzeyleri

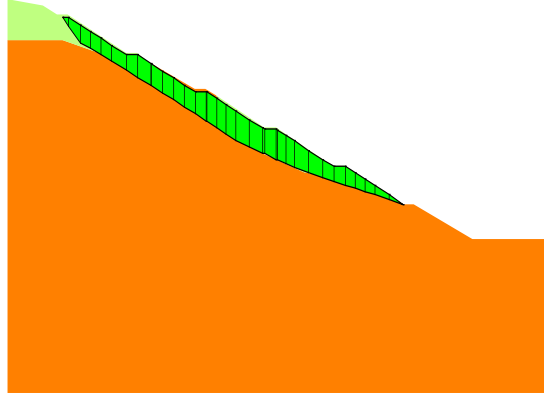




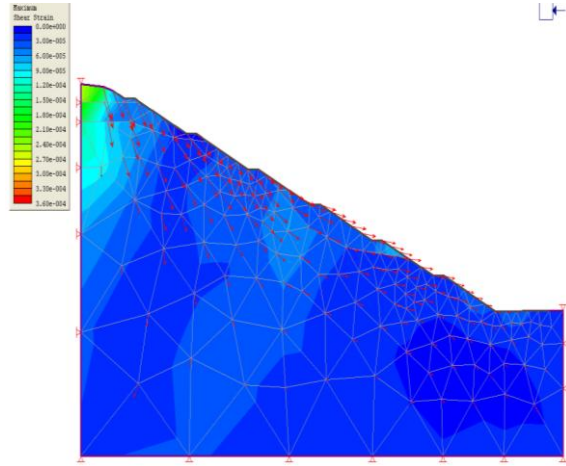
a) km: 0+060 Limit Denge Metodu kayma dairesi



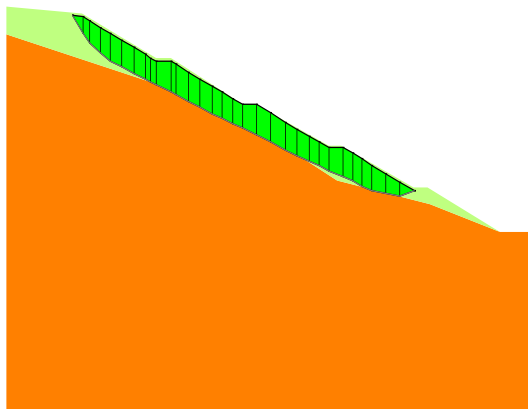
b) km: 0+060 S.E.M ile bulunan kayma yüzeyi (maksimum shear strain)



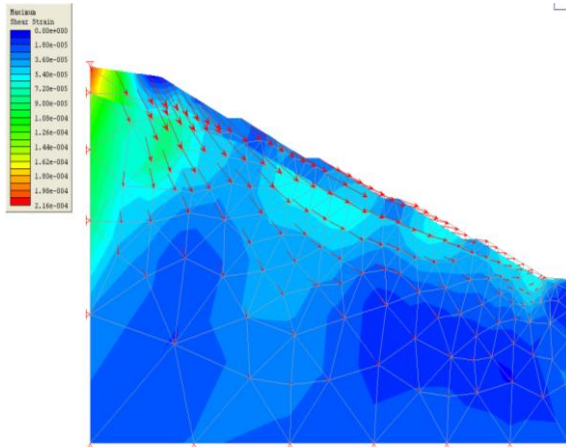
c) km: 0+100 Limit Denge Metodu kayma dairesi



d) km: 0+100 S.E.M ile bulunan kayma yüzeyi (maksimum shear strain)



e) km: 0+140 Limit Denge Metodu kayma dairesi



f) km: 0+140 S.E.M ile bulunan kayma yüzeyi (maksimum shear strain)

**Şekil 9.** Önerilen Kazı Durumunda Km: 0+060,0+100.0+140 Kesitlerinde Limit Denge Metodu ve Sonlu Elemanlar Metoduna Göre Elde Edilen Drenajsız Şartlar İçin Kayma Yüzeyleri

Tablo 4 ve Tablo 5 te heyelan sonrası durum ve yeni yapılan kazı için yapılan stabilite analizi sonuçları görülmektedir. Analiz sonuçlarında km: 0+040 ve 0+060 kesitleri güvenlik olarak yetersiz görünmesinden dolayı bu kesitlerde şev bir miktar daha yatırılmıştır. Şev eğimi için drenajsız şartlarda güvenlik faktörünü 1,5 yapan kazı uygun görülmüştür.

**Tablo 4.** Mevcut durum stabilite Sonuçları

<b>MEVCUT DURUMUN ANALİZLERİ</b>				
<b>KM NO</b>	<b>LİMİT DENGE METODU</b>		<b>SONLU ELEMANLAR METODU</b>	
	<b>DRENAJLI ŞARTLAR</b>	<b>DRENAJSIZ ŞARTLAR</b>	<b>DRENAJLI ŞARTLAR</b>	<b>DRENAJSIZ ŞARTLAR</b>
0+040	1.06	0.79	1.09	0.83
0+060	0.97	0.75	1.17	0.92
0+060 orijinal proje	1.02	0.76	1.04	0.79
0+080	1.08	0.81	1.14	0.87
0+100	1.22	0.94	1.29	1.07
0+140	0.53	0.48	0.59	0.49

**Tablo 5.** Düşünülen Kazı Stabilite Sonuçları

<b>DÜŞÜNÜLEN KAZININ ANALİZLERİ</b>				
<b>KM NO</b>	<b>LİMİT DENGE METODU</b>		<b>SONLU ELEMANLAR METODU</b>	
	<b>DRENAJLI ŞARTLAR</b>	<b>DRENAJSIZ ŞARTLAR</b>	<b>DRENAJLI ŞARTLAR</b>	<b>DRENAJSIZ ŞARTLAR</b>
0+040	1.33	0.98	1.33	0.9
0+060	1.57	1.16	1.52	1.17
0+080	1.76	1.37	1.71	1.49
0+100	1.84	1.43	1.99	1.43
0+140	1.798	1.44	1.68	1.45

#### 4. SONUÇ VE YORUMLAR

Beylerli barajı dolusavaşında oluşan heyelan her aşamasında izlenerek barajın işletme durumunda güvenliği temin edilmiştir. Heyelan tedbiri olarak kazı şevlerinin ankrajlarla desteklenmesi, yatay drenaj sondajları açılması, heyelanın kaldırılarak kazı şevinin yatırılması alternatifleri ve bu alternatiflerin kombinezonu olan alternatifler içerisinde ekonomik ve teknik olarak uygulanabilirlik analizleri sonucunda heyelanın kaldırılarak kazı şevinin yatırılması seçeneği en ekonomik ve hızlı uygulanabilir seçenek bulunmuştur. Limit denge ve sonlu elemanlar metodu ile yapılan çözümlerinde bulunan güvenlik katsayıları birbirine çok yakın elde edilmiştir. Dolusavaşın bulunduğu sol sahilde planlama aşamasında yapılan sondaj çalışmalarında kaya kalitesi (RQD) sıfır çıktığı için ve sist tabakalanma doğrultusunun rezervuara doğru olması, kil tabakalanmalarının fazla olması ve hesap modellerine tam olarak yansıtılmaması gibi nedenlerle kazı şevi drenajsız şartlarda güvenlik faktörü 1,5 olacak şekilde belirlenmiştir.

Barajlarda dolusavak gibi barajın güvenliğini birinci dereceden ilgilendiren dolusavak yapılarının tasarımı planlama ve projelendirme aşamasında yeterli geoteknik etüdler yapılarak yapılmalı özellikle kazı güvenliği için gereken tüm etüd ve hesaplardan kaçınılmamalıdır. Beylerli barajı planlama ve projelendirme aşamasında sağ sahile yerleştirilecek bir dolusavağın fazla kazı miktarı getirmesi nedeniyle sol sahile yerleştirilmiş ve standart etütler haricinde etüt yapılmamıştır. Özellikle şist gibi tabakalanmalı kayaçlarda tabaka doğrultusu iyi belirlenmelidir. Kayaç Beylerli barajında olduğu gibi şist tabakaları arasında kil tabakaları da içeriyorsa problem bir kat daha artmakta ve kayma güvenliği azalmaktadır. Barajlar işletme aşamasında belirli periyotlarda incelenmeli özellikle dolusavak kazıları barajın işletmeye alındığı ilk birkaç yıl içerisinde oluşabilecek heyelanların erken tespit edilmesi adına sürekli gözleme tabi tutulmalıdır.

## **KAYNAKLAR**

- YILMAZ,G.,TOSUN,H. “Geoteknik Kusurlardan Dolayı Oluşan Baraj Göçmeleri ve Edinilen Deneyimler” I. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu pp 761,2007
- AYDIN R.K. “Baraj Ölçüm Tesislerinin Baraj Güvenliğindeki Önemli Görevi” I. Ulusal Baraj Güvenliği Sempozyumu pp 733,2007
- “Beylerli Barajı Mühendislik Jeolojisi Raporu”, Aralık 2009

# DAİRESEL TEMELLER ALTINDA FARKLI SIKILIKLARDA OLUŞAN DÜŞEY GERİLMELERİN KARŞILAŞTIRILMASI

## COMPARISON OF VERTICAL STRESSES AT DIFFERENT DENSITIES UNDER CIRCULAR FOUNDATIONS

Baki BAĞRIAÇIK<sup>1</sup>

Mustafa LAMAN<sup>2</sup>

Ahmet DEMİR<sup>3</sup>

### ABSTRACT

In this study, the induced vertical soil stress values of the circular foundations at different densities on sandy soils were investigated by model tests. For this purpose, induced vertical stress values caused by circular foundations were recorded by using pressure transducers at a predetermined depth of sand and the results were discussed considering the sand density. In addition to that, the test results were compared with theoretical methods. It was seen that, Boussinesq's solution is accordant with experimental results.

**Key Words:** Induced Stress, Sandy Soil, Pressure Transducer, Circular Foundation

### ÖZET

Bu çalışmada, farklı sıklıklardaki kumlu zeminler üzerine oturan dairesel temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme davranışları laboratuvar model deneyleri yapılarak araştırılmıştır. Bu amaçla zemin içerisinde belirlenen derinlikteki dairesel temellerden dolayı meydana gelen ilave düşey gerilme değerleri basınç algılayıcıları ile ölçülerek sıklığın etkisi incelenmiş ve literatürdeki teorik yöntemlerle karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, Boussinesq çözümünün, deney sonuçları ile uyumlu görülmektedir.

**Anahtar Kelimeler:** İlave Gerilme, Kum Zemin, Basınç Algılayıcı, Dairesel Temel

## 1. GİRİŞ

Teknolojik gelişmelere bağlı olarak, büyük çaplı projelerin inşasının arttığı görülmektedir. Bu yüzden, bu projelere ait temel sistemlerinin inşa edileceği zemin özelliklerinin dikkatli bir şekilde değerlendirilmesi gerekmektedir.

<sup>1</sup> Arş.Gör. Baki BAĞRIAÇIK., Çukurova Üniversitesi, bbagriacik@cu.edu.tr

<sup>2</sup> Prof. Dr.Mustafa LAMAN, Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, mustafalaman@osmaniye.edu.tr

<sup>3</sup> Yrd. Doç.Dr. Ahmet DEMİR., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, ahmetdemir@cu.edu.tr

Zeminler, homojen ve izotrop olmayan ayrıca özellikleri çevre koşullarına, jeolojik tarihçesine ve zamana bağlı olarak büyük değişiklikler gösteren malzemelerdir. Bu yüzden zeminlerin mühendislik özelliklerini tanımlayan genel analitik modellerin ve sabit malzeme katsayılarının belirlenmesi mümkün olmamaktadır. Zemin özelliklerinin her proje sahası için deneysel olarak belirlenmesi ve bu yapılırken de arazide geçerli olacak koşulların dikkatle göz önüne alınması gereksinimi ortaya çıkmaktadır.

## 2. LİTERATÜR ÇALIŞMASI

Zeminlerde oluşan düşey ve yatay gerilmelerin önemli olduğu için birçok deney düzeneği ve tekniği geliştirilmiştir. Üniorm dairesel yükten dolayı zemin içinde oluşan düşey gerilme Boussinesq (1885) tarafından aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$\Delta\sigma_z = q \left[ 1 - \frac{z^3}{(R^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad 2.1$$

(R: yarıçap, z:derinlik)

Terzaghi (1920) kum ve kil numunelerde düşey yüklerden dolayı oluşan yatay ve düşey gerilmeleri deney düzeneğiyle ölçmüştür. Yaptığı deneyler sonucunda, Donath (1891) tarafından yatay gerilmenin düşey gerilmeye oranı şeklinde tarif edilen sükunetteki yanal zemin basınç katsayısı,  $K_0$  değerlerini elde etmiştir. Kaba kum için bu değeri  $K_0=0.42$  olarak belirlemiştir. Kompaksiyonun  $K_0$  değerleri üzerindeki etkileri de ilk olarak Terzaghi tarafından araştırılmış ve kum zeminde  $K_0$  değerinin 0.6 ile 0.7 arasında değiştiği bildirilmiştir (Hanna ve Ghaly, 1992).

Kjellman (1936), üç eksenli deney aletine benzeyen bir alet geliştirerek kumlu zeminlerde meydana gelen gerilmeleri ölçmüş ve  $K_0$  katsayısının zeminin gerilme tarihçesine bağlı olduğunu belirtmiştir. Sonuç olarak  $K_0$  değerinin 0.5-1.5 arasında olduğunu belirlemiştir.

Üniorm dairesel yükten dolayı zemin içerisinde oluşan düşey gerilme Westergaard (1938) tarafından aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$\Delta\sigma_z = q \left\{ 1 - \frac{k}{[k^2 + (R/z)^2]^{1/2}} \right\} \quad 2.2$$

(R: yarıçap, k: geometriye bağlı bir katsayı, z: derinlik)

Bayliss (1948), yanal zemin basıncını ölçmek için bir alet geliştirerek, yapmış olduğu deneylerde kum ve orta plastisiteli organik kil için  $K_0=0.5$  değerini ölçmüştür (Sağlamer, 1972).

Hendron (1963) tarafından özel bir ödometre ile oluşturulan deney düzeneğinde, yanal basınçlar, ödometre ringine yapııştırılan strain gage'ler yardımıyla ölçülmüştür.

Hanna ve Ghaly (1992) kumlu zeminlerde yatay ve düşey gerilmeleri, basınç algılayıcıları kullanarak ölçmüşlerdir. Bu çalışmada, 1.0m x 1.0m x 1.25m ebatlarında metal bir kasa içerisine basınç algılayıcılar yerleştirilmiş ve farklı sıklıklarda kum numuneler hazırlanarak, oluşan yatay ve düşey gerilmeler ölçülmüştür. Ayrıca, deneysel olarak hesaplanan  $K_0$  değerleri Jaky (1948) tarafından verilen  $K_0=1-\sin \phi$  değerleri ile karşılaştırılarak, sıklığın artmasına bağlı olarak deneysel ve teorik  $K_0$  değerlerinin azaldığı, deneysel olarak ölçülen ilave gerilmelerin teorik değerlerden oldukça büyük olduğu görülmüştür.

Tekinsoy (1995) her türlü zemin için kullanılabilecek yeni bünye denklemleri bulmuş ve bu denklemin zeminlerin gerilme artımı problemlerinde kullanılabileceğini öne sürmüştür.

$$\sigma_z = q \left[ 1 - \frac{z^3}{(4K_0R^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad 2.3$$

( R: yarıçap, z: derinlik,  $K_0=1-\sin \phi$  )

Cho ve Vipulanandan (1998) kumlu zeminlerde gerilme dağılımını belirlemek amacıyla, basınç algılayıcıları kullanmış ve ölçümler gerçekleştirmişlerdir. Deneyde kullanılan kumun sıklık derecesi  $D_r=70\%$  olacak şekilde kasa içerisine yerleştirilip zemin üzerine rijit bir plaka ile de yük uygulanmıştır. Deneyler sonunda elde edilen düşey gerilme değerleri, Van Horn (1963) tarafından verilen teorik çözümle karşılaştırılmıştır. Sonuçta deneysel ölçümlerin teorik hesapla uyum içinde olduğu görülmüştür.

Hanna ve Soliman-Saad (2001), kumlu zeminlerde yatay ve düşey gerilmeleri ölçmek için basınç algılayıcıları kullanmışlardır. Ayrıca kompaksiyonun gerilme değerlerine etkisini araştırmak amacıyla metal bir kasa içerisine, değişik sıklıklarda yerleştirilen kum numunelerde oluşan gerilmeleri ölçmüşlerdir. Kompaksiyon süresince kum numunelerin birim hacim ağırlığında oluşacak değişimleri tespit edebilmek amacıyla, her tabakanın içine yoğunluk kapları yerleştirilmiş ve her deney sonunda çıkarılarak birim hacim ağırlıklar elde edilmiştir. Her deney sonunda kayma mukavemet açıları da hesaplanmıştır. Ölçülen yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan  $K_0$  değerleri,  $K_0=1-\sin \phi$  formülü ile karşılaştırılmıştır. Sonuçta, sıklık arttıkça,  $1-\sin \phi$  formülü ile hesaplanan  $K_0$  değerlerinin azaldığını, yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan  $K_0$  değerlerinin ise arttığını belirlemişlerdir.

Laman ve Keskin (2004), kumlu zeminler üzerine oturan kare temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme değerlerini, model deneyler yaparak incelemişlerdir. Deneyler, kare kesitli bir kasa içerisinde gerçekleştirilmiş ve gerilme değerlerini ölçmek için 1 adet basınç algılayıcı kullanılmıştır. Sıklığın ilave düşey gerilme değerlerine etkisinin araştırılması için deneyler iki farklı sıklıkta hazırlanan kum zeminler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Ayrıca deney düzeneği, sonlu elemanlar yöntemi ile modellenip PLAXIS paket programı yardımıyla analiz edilmiştir. Sonuçta, derinlik arttıkça gerilme değerlerinin azaldığı, deney sonuçlarının üç farklı derinlikte de Boussinesq çözümlerine oldukça yakın olduğu görülmüştür.

Laman ve ark. (2004), kumlu zeminlere oturan dairesel temellerden dolayı zemin içerisinde oluşan düşey ve yatay gerilme değerlerini model deneyler yaparak incelenmişlerdir. Deneylerde gerilme değerlerini bulmak için 1 adet basınç algılayıcı

kullanılmıştır. Çalışmada iki farklı sıklıkta kum numuneler hazırlanmış ve iki farklı çapta dairesel temel kullanılmıştır. Ayrıca model deney düzeneği, sonlu elemanlar yöntemi ile modellenerek, PLAXIS paket programı ile analiz edilmiştir. Elde edilen sonuçlar, mevcut teorik yöntemler ve deneysel bulgularla karşılaştırılmıştır. Bu sonuçlardan, taban alanından z derinliğinde bulunan yatay düzlemlerdeki gerilme dağılışının aynı karakteristik şekli gösterdiği, ölçüm derinliğinin artmasıyla temel plakası merkezinin altındaki basıncın da azaldığı ve kum numunenin herhangi bir noktasındaki gerilme değerinin uygulanan yük ile orantılı olarak arttığı görülmüştür. Ayrıca kum numunelerin sıklık oranının arttırılmasıyla, aynı yükler altında daha büyük gerilme değerlerinin oluştuğu gözlenmiştir.

Keskin ve ark. (2008), kumlu zeminlere oturan üniform yüklü kare temellerin merkezi altında oluşan ilave düşey gerilme değerlerini deneysel ve sayısal olarak araştırmışlardır. Elde edilen değerler Boussinesq yöntemi sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Deneyler, kare kesitli bir kasa içerisinde gerçekleştirilmiş ve düşey gerilme değerlerini bulmak için basınç algılayıcı kullanılmıştır. Sayısal çalışmada zemin, iki boyutlu aksel simetrik ve üç boyutlu koşullarda sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak, lineer elastik ve non-lineer elasto-plastik malzeme olarak modellenmiş ve analizlerde kullanılan bu modellerin ilave düşey gerilme değerlerine etkisi araştırılmıştır. Çalışma sonunda deneysel, sayısal ve teorik sonuçlar arasında belli derinliklerde genel bir uyum gözlenmiştir.

Tekinsoy ve ark. (2009) yaptıkları araştırmalarda zemin yoğunluğunun kütle aktarımı sırasında önemli bir işlevi olduğunu öne sürmüşlerdir. Bunun sonucu olarak kompasite, C, ve gerilme arasında da önemli bir ilişki olduğunu varsaymışlardır. Daha önce Tekinsoy (1995) tarafından tanımlanan denklemi aşağıdaki gibi geliştirmişlerdir.

$$\sigma_z = \frac{\gamma_k}{\gamma_s} \alpha \left\{ 1 - \frac{z^3}{(4K_o R^2 + z^2)^{3/2}} \right\} \quad 2.4$$

(  $\gamma_s$ : Zeminin dane birim hacim ağırlığı,  $\gamma_k$ :Zeminin kuru birim hacim ağırlığı, R: yarıçap, z: derinlik,  $K_o=1-\sin \phi$  )

Bağrıaçık ve Laman (2010), kumlu zeminler üzerine oturan farklı geometrilerdeki yüzeysel temellerden dolayı, zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme davranışlarını laboratuvar model deneyleri yaparak araştırmış ve şekil etkisini incelemişlerdir. Sonuçta, farklı geometrilerdeki temellerde şekil etkisinin önemli mertebelerde olduğu görülmüştür.

Bağrıaçık ve Laman (2011), kumlu zeminler üzerine oturan farklı boyutlardaki dairesel temellerden dolayı, zemin içerisinde oluşan ilave düşey gerilme davranışlarını laboratuvar model deneyleri yaparak araştırmış ve boyut etkisini incelemişlerdir. Sonuç olarak, kumlu zeminlerde boyut etkisinin önemli mertebelerde olmadığını belirtmişlerdir.

Bağrıaçık ve Laman (2011), donatısız ve donatılı kumlu zeminlere oturan dairesel temeller altında gerilmelerin değişimini incelemiş ve sonuçta geogrid donatılı kumlu zeminler üzerine oturan yüzeysel temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey gerilmelerin, donatısız duruma göre, % 27 mertebelerinde fazladan azaldığını görmüşlerdir.

## 2. MATERYAL VE METOD

### 2.1. Materyal

#### 2.1.1. Deney Kumu

Çalışmalarda, Çukurova Bölgesindeki Çakıt nehir yatağından çıkarılan kum numuneler kullanılmıştır (Şekil 1). Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuvarında deney kumunun endeks ve kayma mukavemeti özelliklerinin belirlenmesi amacıyla deneyler yapılmıştır (Bağrıaçık, 2010).



Şekil 1. Deney Kumu (Bağrıaçık, 2010)

Dane çapı dağılım eğrisinden deney kumunun, zemin sınıfı, TS 1500'e göre SP olarak elde edilmiştir. Elek analizi deney sonuçları Tablo 1'de verilmiştir.

**Tablo 1. Zemin Özellikleri**

Granülometri Parametreleri	Birim	Değer
Orta Kum Yüzdesi	%	46.40
İnce Kum Yüzdesi	%	53.60
Efektif Dane Çapı, $D_{10}$	mm	0.18
$D_{30}$	mm	0.30
$D_{60}$	mm	0.50
Üniformluk Katsayısı, $C_u$	-	2.78
Derecelenme Katsayısı, $C_c$	-	1.00
Zemin Sınıfı	-	SP

#### 2.1.2. Deney Kasası

Kumlu zeminlerde gerilme ölçümü ile ilgili yapılan deneysel çalışmalar, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Zemin Mekaniği Laboratuvarında 500 mm genişliğinde ve 400 mm yüksekliğindeki kare kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 2). Deney kasası iskeleti çelik profillerden olup, ön ve arka yüzü 6 mm kalınlığında cam, yan yüzeyler ile alt taban ise, 20 mm kalınlığındaki ahşap malzemedir (Bağrıaçık, 2010).





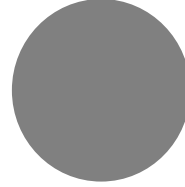
Şekil 2. Deney Kasası (Bağrıaçık, 2010)

### 2.1.3. Model Temeller

Deneysel çalışmada çapı 12 ve 15 cm olan dairesel temeller kullanılmıştır.



a) B=12cm'lik Dairesel Temel

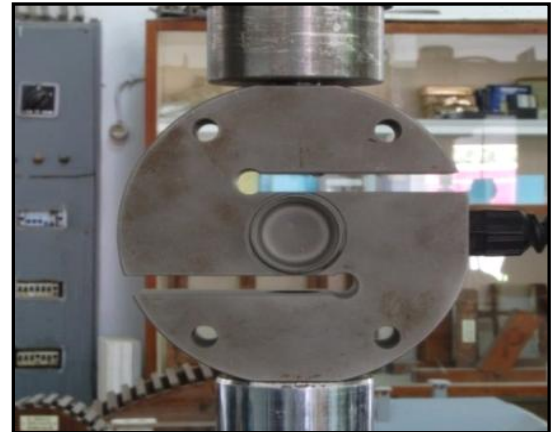


b) B=15cm'lik Dairesel Temel

Şekil 3. Model Temeller

### 2.1.4. Yükleme Sistemi ve Yük Hücresi

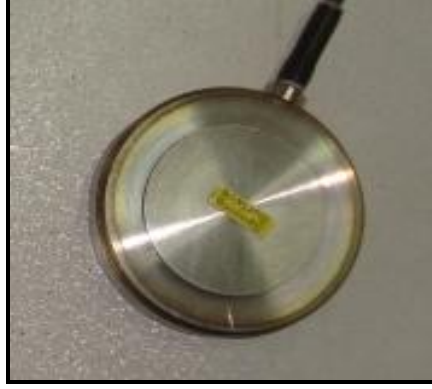
Farklı yükleme hızlarında çekme ve basınç uygulayabilen özel bir yükleme düzeneği geliştirilerek deneyler gerçekleştirilmiştir (Şekil 4). Deneylerde, temel plakalarına gelen yük değerlerini belirlemek amacıyla ESİT firması tarafından üretilen elektronik yük hücresi kullanılmıştır (Şekil 5).



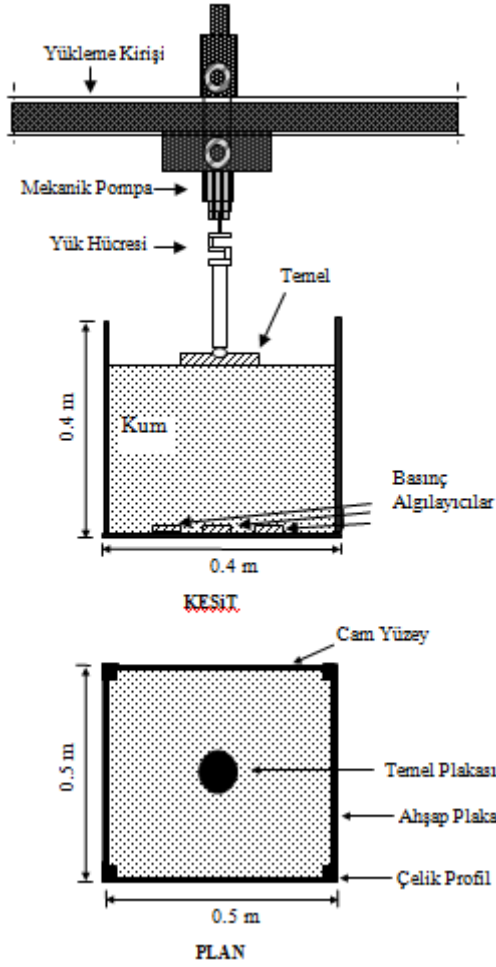
Şekil 4. Yükleme Sistemi (Bağrıaçık, 2010) Şekil 5. Yük Hücresi (Bağrıaçık, 2010)

### 2.1.5. Basınç Algılayıcı

Zeminde meydana gelen düşey gerilmeleri ölçmek için 200 kPa kapasiteli Japon Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. firması tarafından imal edilen basınç algılayıcıları kullanılmıştır.



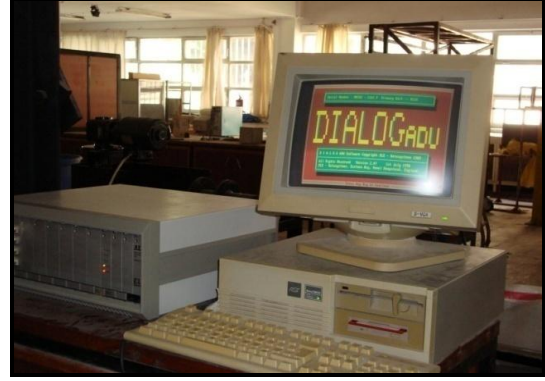
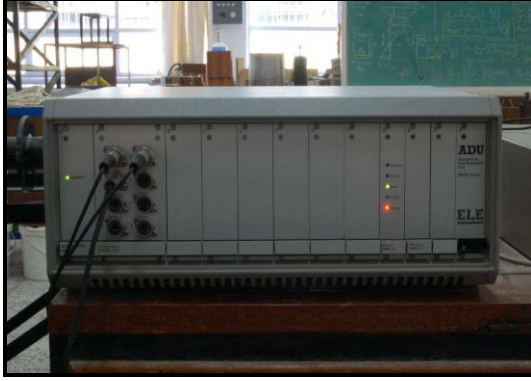
Şekil 6. Basınç Algılayıcı (Bağrıçık, 2010)



Şekil 7. Deneş Düzeneği (Bağrıçık, 2011)

### 2.1.6. Data Kaydetme Ünitesi (ADU)

Uygulanan düşey yükler, yük hücresi yardımıyla EL27-1495 seri numaralı ve 8 kanal girişli ADU (Autonomous Data Acquisition Unit) veri toplama ünitesine aktarılmıştır (Şekil 8). Uygulanan düşey yüklerden dolayı meydana gelen düşey gerilmeler ise, basınç algılayıcıları yardımıyla, Şekil 9'da görülen Japon Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd. firması tarafından imal edilen TML markalı TDS-301 modelindeki veri toplama ünitesinden elde edilmiştir.



Şekil 8. ADU Cihazı Programı



Şekil 9. TML Markalı Veri Toplama Ünitesi

## 2.2. Metod

Çalışmada, kumlu zeminler üzerine oturan yüzeysel temellerden dolayı zemin içerisinde oluşan ilave düşey gerilme davranışları laboratuvar model deneyleri yapılarak araştırılmıştır. Deneylerde sıklığın etkisini belirleyebilmek amacıyla,  $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$  ve  $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$  birim hacim ağırlıklarında,  $Z=1.0B$  derinlikte ve iki farklı çaptaki dairesel temel ( $B=12 \text{ cm}$  ve  $B=15 \text{ cm}$ 'lik dairesel temeller) kullanılarak derinlik boyunca meydana gelen ilave düşey gerilme değerleri basınç algılayıcıları yardımıyla ölçülmüştür. Ayrıca ölçülen değerlerle literatürdeki teorik yöntemler karşılaştırılmıştır. Deneyler aşağıda belirtilen hususlara dikkat edilerek gerçekleştirilmiştir (Bağrıaçık, 2010).

- Basınç algılayıcıları deney kasasının içerisine deney esnasında hareket etmeyecek şekilde sabitlenmiştir.
- Kum zemin, kasa içerisine tabakalar halinde ve birim hacim ağırlığı  $\gamma_k = 15.0 \text{ kN/m}^3$  ve  $\gamma_k = 17.1 \text{ kN/m}^3$  olacak şekilde sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Bu amaçla, her tabaka için gerekli kum ağırlığı önceden hesaplanarak kontrollü bir şekilde sıkıştırma yapılmıştır.
- Sıkıştırma işlemi tamamlandıktan sonra zemin üst yüzeyinin düzgünlüğü su terazisi ile kontrol edilmiş ve temel plakası zemin yüzeyine yerleştirilmiştir.
- Uygulanan yükün, temel plakası merkezine düşey yönde ve uniform olacak şekilde etki ettirilmesine dikkat edilmiştir.

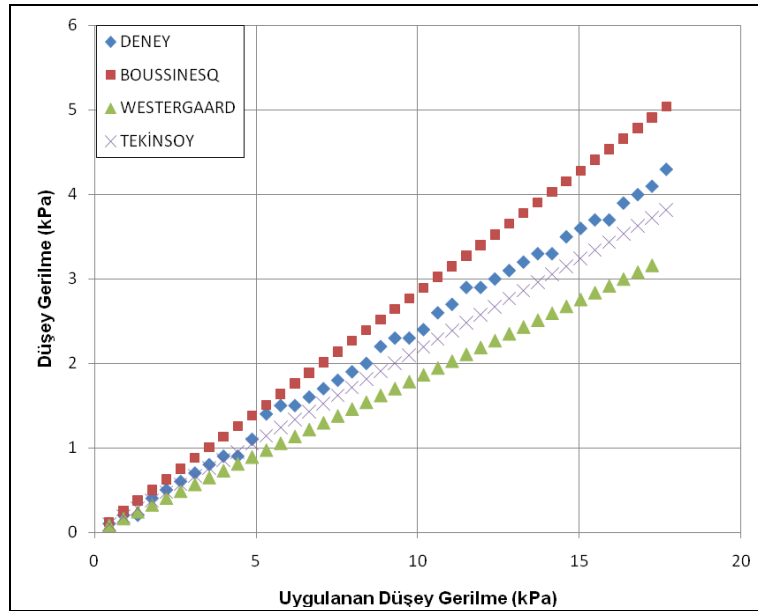
- Deney sırasında, kademeli olarak yüklemeye devam edilmiş ve yükleme hızı her kademede sabit tutulmuştur.
- Her yükleme kademesinde oluşan gerilmeler, taşınabilir veri toplama ünitesinden okunmuştur (Bağrıaçık, 2010).

### 3. BULGULAR

#### 3.1 B=12 cm'lik Dairesel Temel

##### 3.1.1 $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$ İçin Düşey Gerilme Analizi

Zemin birim hacim ağırlığı  $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$  olarak hazırlanan deney düzeneğinde, kasa içerisine düşey konumda yerleştirilmiş basınç algılayıcılar yardımıyla  $Z=1.0B$  derinlikte düşey gerilme ölçümleri alınmıştır. Elde edilen sonuçlar Şekil 10'da literatürde mevcut teorik sonuçlarla birlikte grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.

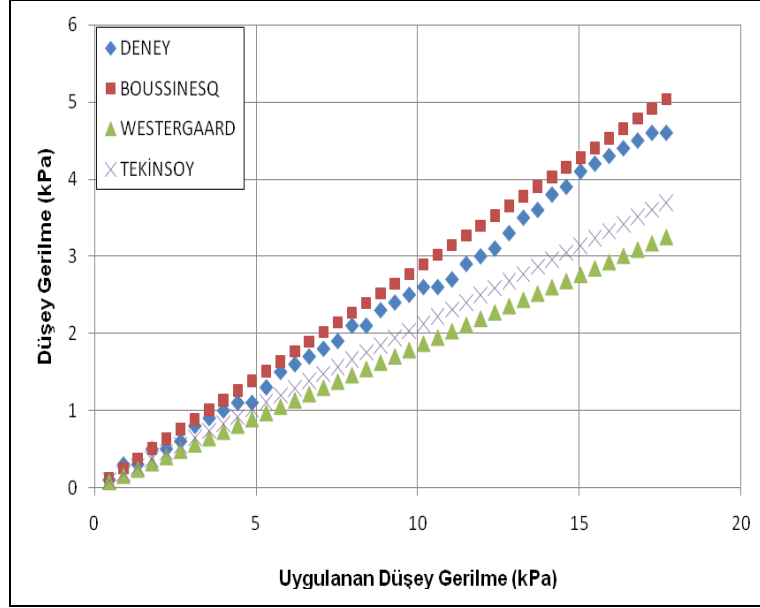


Şekil 10. Dairesel Temelde  $Z=1.0B$  Derinlikte Düşey Gerilmeler ( $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$ )

Şekilden, Tekinsoy çözümünün deney sonuçlarına oldukça yakın olduğu görülmektedir. Ayrıca Westergaard ve Boussinesq yöntemlerinden elde edilen sonuçların da genelde deneyle uyumlu olduğu görülmektedir (Bağrıaçık, 2010).

##### 3.1.2 $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$ İçin Düşey Gerilme Analizi

Zemin birim hacim ağırlığı  $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$  olarak hazırlanan deney düzeneğinde, kasa içerisine düşey konumda yerleştirilen basınç algılayıcılar yardımıyla düşey gerilme ölçümleri alınmıştır. Elde edilen sonuçlar Şekil 11'de literatürde mevcut teorik sonuçlarla birlikte grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.

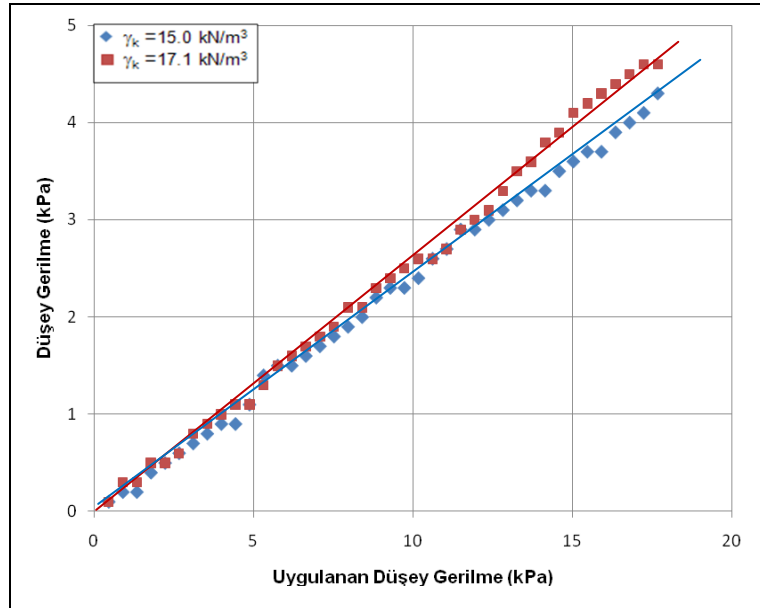


Şekil 11. Dairesel Temelde Z=1.0B Derinliğinde Düşey Gerilmeler ( $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$ )

Şekilden, Boussinesq çözümünün deney sonuçlarına oldukça yakın olduğu, Tekinsoy ve Westergaard yöntemlerinden elde edilen sonuçların genelde deneyle uyumlu ancak deney sonuçlarına göre bir miktar düşük değerler verdiği görülmektedir (Bağrıaçık, 2010).

### 3.1.3 B=12 cm'lik Dairesel Temel için Farklı Sıklıkta Ölçülen Düşey Gerilmelerin Karşılaştırılması ( $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$ ve $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$ )

Şekil 12'de B=12 cm'lik dairesel temel için iki farklı sıklıkta, aynı yük kademeleri altında ölçülen düşey gerilme değerleri grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.



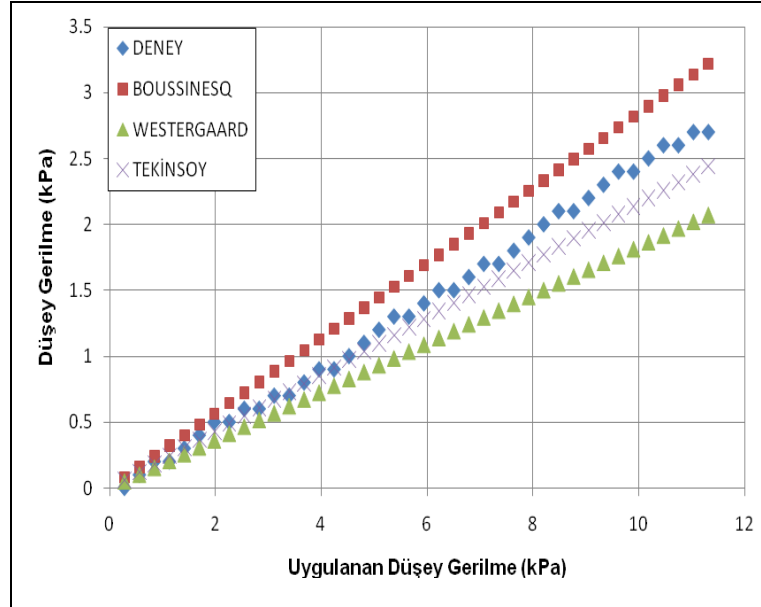
Şekil 12. B=12 cm'lik Dairesel Temel için Farklı Sıklıkta Düşey Gerilmeler

Şekilden, deney sonuçlarının 12 kPa değerlerine kadar gevşek ( $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$ ) ve sıkı ( $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$ ) durumda gerilme değerlerinin birbiriyle çok yakın olduğu, artan yüklerde ise sıkı durumda oluşan düşey gerilmenin gevşek durumdaki gerilmeden daha büyük olduğu görülmektedir. Ayrıca temel yüzeyinden 0.12 m ( $Z=1.0B$ ) derinlikte 10 kPa yük etkisinde düşey gerilmeler, gevşek durumda sıkı duruma göre % 8 oranında fazladan azalmıştır.

### 3.2 B=15 cm'lik Dairesel Temel

#### 3.2.1 $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$ İçin Düşey Gerilme Analizi

Zemin birim hacim ağırlığı  $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$  olarak hazırlanan deney düzeneğinde, kasa içerisine düşey konumda yerleştirilen basınç algılayıcılar yardımıyla düşey gerilme ölçümleri alınmıştır. Elde edilen sonuçlar Şekil 13'te literatürde mevcut teorik sonuçlarla birlikte grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.

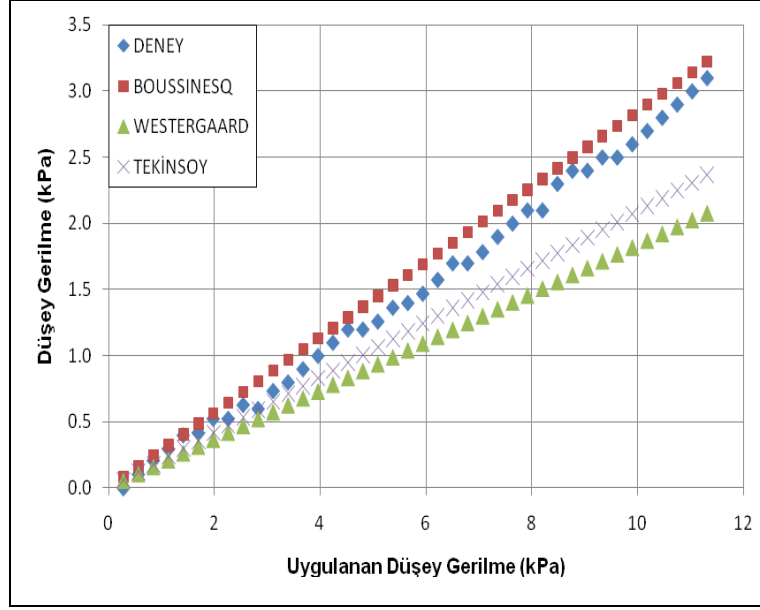


Şekil 13. Dairesel Temelde Z=1.0B Derinliğinde Düşey Gerilmeler ( $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$ )

Şekilden Tekinsoy çözümünün 6 kPa değerlerine kadar deney sonuçlarına oldukça yakın olduğu, fakat artan yüklerde deney sonuçlarının Tekinsoy çözümünden bir miktar uzaklaşarak, Boussinesq çözümlerine yaklaştığı belirlenmiştir. Ayrıca Westergaard yöntemlerinden elde edilen sonuçların deneyle genelde uyumlu olduğu, ancak bir miktar daha düşük değerler verdiği görülmektedir (Bağrıaçık, 2010).

#### 3.2.2 $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$ İçin Düşey Gerilme Analizi

Zemin birim hacim ağırlığı  $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$  olarak hazırlanan deney düzeneğinde, kasa içerisine düşey konumda yerleştirilen basınç algılayıcılar yardımıyla düşey gerilme ölçümleri alınmıştır. Elde edilen sonuçlar Şekil 14'de literatürde mevcut teorik sonuçlarla birlikte grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.

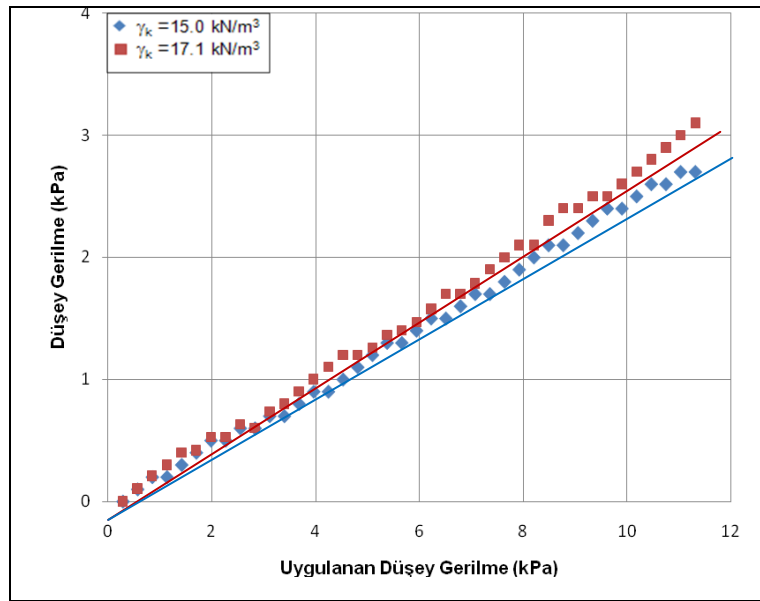


Şekil 14. Dairesel Temelde Z=1.0B Derinliğinde Düşey Gerilmeler ( $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$ )

Şekilden Boussinesq çözümünün deney sonuçlarına oldukça yakın olduğu görülmektedir. Ayrıca Westergaard ve Tekinsoy yöntemlerinden elde edilen sonuçların genelde deneyle uyumlu ancak deney sonuçlarına göre bir miktar düşük değerler verdiği görülmektedir (Bağrıaçık, 2010).

### 3.2.3 B=15 cm'lik Dairesel Temel için Farklı Sıklıkta Ölçülen Düşey Gerilmelerin Karşılaştırılması ( $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$ ve $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$ )

Şekil 15'te B=15 cm'lik daireSEL temel için iki farklı sıklıkta, aynı yük kademeleri altında ölçülen düşey gerilme değerleri grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.



Şekil 15. B=15 cm'lik Dairesel Temel İçin Farklı Sıklıkta Düşey Gerilmeler



Şekilden 6 kPa değerlerine kadar gevşek ( $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$ ) ve sıkı ( $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$ ) durumda gerilme değerlerinin birbiriyle çok yakın olduğu, artan yüklerde ise sıkı durumda oluşan düşey gerilmenin gevşek durumdaki gerilmeden daha büyük olduğu görülmektedir. Ayrıca temel yüzeyinden 0.15 m ( $Z=1.0B$ ) derinlikte 10 kPa yük etkisinde düşey gerilmeler, gevşek durumda sıkı duruma göre % 7 oranında fazladan azalmıştır.

## SONUÇLAR

1. Temelden dolayı zemine gelen yükün artmasıyla zemin içerisinde meydana gelen gerilme değerlerinin de sıkı ve gevşek durumda, orantılı olarak arttığı görülmüştür.
2. Her iki temel çapında ( $B=12\text{cm}$  ve  $B=15\text{cm}$ ) da,
  - Gevşek durumda ( $\gamma_k=15.0 \text{ kN/m}^3$ ) Tekinsoy (2009) çözümünün deney sonuçlarına yakın olduğu, fakat artan yük kademelerinde Boussinesq çözümünün deney sonuçlarına yaklaştığı görülmektedir.
  - Sıkı durumda ( $\gamma_k=17.1 \text{ kN/m}^3$ ) ise, Boussinesq çözümünün her iki çap için de deney sonuçları ile çok yakın olduğu görülmektedir. Ayrıca Westergaard ve Tekinsoy çözümlerinin de deney sonuçları ile uyumlu ancak bir miktar düşük değerler verdiği görülmektedir.
3. 12 cm'lik dairesel temelde 10 kPa yük etkisi altında, gevşek durumda sıkı duruma göre % 8 oranında gerilme değerinde fazladan azalma meydana gelirken, 15 cm'lik dairesel temelde bu oran % 7 olmaktadır. Bunun sebebi olarak, temel çapının artmasına bağlı olarak zemine temelden dolayı gelen yükün daha geniş bir alana dağılmış olması düşünülebilir.

## KAYNAKLAR

- BAĞRIAÇIK, B., 2010. Zeminlerdeki Gerilme Durumlarının Deneysel ve Teorik Olarak İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- BAĞRIAÇIK, B., ve LAMAN M., 2010. Yüzeysel Temel Geometrisinin Zeminlerde Oluşan Gerilmelere Etkisinin Araştırılması. Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, pp. 155-166, No 1-2, Cilt 25, Haziran-Aralık 2010.
- BAĞRIAÇIK, B., ve LAMAN M., 2011. Investigation of the Shape Effect at Different Geometries on Stress Distribution of Sandy Soils pp. 78, International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 19-21 May 2011, EPOKA University, Tirana, ALBANIA.
- BAĞRIAÇIK, B., ve LAMAN M., 2011. Donatısız ve Donatılı Kumlu Zeminlere Oturan Dairesel Temeller Altında Gerilmelerin Değişimi. Gazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, Gazi Üniversitesi, Ankara. (Kabul : 11/08/2011-Baskıda)
- BOUSSINESQ, J., 1885. Application des Potentiels a L'etude de L'equilibre et du Movement des Solids Elastiques. Gauthier-Villars, Paris.
- TERZAGHI, K., 1920. Old Earth Pressure Theories and New Test Results. Engrg. News-Rec., 85 (14), 632-637.
- DONATH, A.D., 1891. Untersuchungen Veber den Erddruck auf Stuetzwaende. Zeitschrift fuer Bauwesen, Berlin, Germany.
- HANNA, A., and GHALY, A., 1992. Effects of  $K_0$  and Overconsolidation on Uplift Capacity. Journal of Geotechnical Engineering, 118 (9), 1449-1469.



- KJELLMAN, W., 1936. Report on an Apparatus for the Determination of the Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest. Proc. 1st Int. Conf. on Soil Mech. And Fnd. Engrg., Harvard Printing Office, Cambridge, Mass., 2, 16-20.
- WESTERGAARD, H.M., 1938. A Promlem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics, Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets, Contributions to the Mechanics of Solids, S. Timoshenko 60th Anniversary Volume, Newyork-Mac Millan.
- SAĞLAMER, A., 1972. Kohezyonsuz Zeminlerde Sükunetteki Toprak Basıncı Katsayısının Zemin Parametreleri Cinsinden İfadesi. Ph.D. Thesis in Civil Engineering, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- HENDRON, A.J., 1963. The Behaviour of Sand in One Dimensional Compression. Ph. D. Thesis, University of Illinios, USA.
- HANNA, A., and GHALY, A., 1992. Effects of K<sub>0</sub> and Overconsolidation on Uplift Capacity. Journal of Geotechnical Engineering, 118 (9), 1449-1469.
- JAKY, J., 1948. Pressure in Soils. Proc. 2nd Conf. On Soil Mech. And Found. Engrg., A. A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 1, 103-107
- TEKİNSOY, M. A., 1995. Zeminlerde yeni bünye denklemleri ve zemin özelliğine bağlı gerilme artımı problemi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dördüncü Ulusal Kongresi, Sayfa 133-151.
- CHO, S., and VIPULANANDAN, C., 1998. Verification of Stress Distribution in a Soil Box. CIGMAT-Department of Civil and Enviromental Engineering University of Houston, Texas, 77204-4003.
- VAN HORN, A.D., 1963. A Study of Loads on Underground Structures. Part III, Iowa Engineering Experiment Station.
- HANNA, A.M., and SOLIMAN-SAAD, N., 2001. Effect of Compaction Duration on the Induced Stress Levels in a Laboratory Prepared Sand Bed. Geotechnical Testing Journal, 24 (4), 430-438.
- LAMAN, M. ve KESKİN, M.S., 2004. Kumlu Zeminlerde Oturan Kare Temeller Altında Düşey Gerilme Analizi. Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı 431-2004/3, 53-57.
- LAMAN ve ARK., 2004. Farklı Sıklıktaki Kumlu Zeminlere Oturan Dairesel Temeller Altında Gerilme Analizi, Türkiye İnşaat Mühendisliği 17. Teknik Kongre ve Sergisi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- KESKİN ve ARK., 2008. Kuma Oturan Kare Temeller Altında Oluşan Düşey Gerilmelerin Deneysel Tespiti ve Sayısal Analizi İMO Teknik Dergi, pp. 4521-4538, No 299.
- TEKİNSOY, M.A., TAŞKIRAN, T., KAYADELEN C., BARAN, T., 2009. An Approximaton to the Stress Distribution Analaysis For Anisotropic Clayey Soil. Scientific Research and Essay Vol.4 (2), pp. 078-087, February 2009.

# KOHEZYONSUZ ZEMİNLER ÜZERİNDEKİ YÜZEYSEL TEMELLER İÇİN TAŞIMA GÜCÜ BELİRLEME YÖNTEMLERİNİN KESİNLİK VE GÜVENİLİRLİĞİNİN İNCELENMESİ

AN INVESTIGATION OF THE ACCURACY AND THE RELIABILITY  
OF BEARING CAPACITY ESTIMATION METHODS FOR SHALLOW  
FOUNDATIONS ON COHESIONLESS SOILS

Güneş BABAGIRAY<sup>1</sup>

Sami Oğuzhan AKBAŞ<sup>2</sup>

## ABSTRACT

A comparative evaluation of the reliability and accuracy of popular bearing capacity estimation methods proposed by Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Brinch Hansen (1961) and Vesic (1973) was performed. For this purpose, the bearing capacity values measured from 203 axial loading tests on rigid model surface footings on cohesionless soils were statistically compared with those that are calculated using the aforementioned four theoretical methods. The results indicate that Meyerhof method is characterized by a higher accuracy and lower variability compared to the remaining three.

**Keywords:** Shallow Foundations, Bearing Capacity, Cohesionless Soils

## ÖZET

Literatürde ve uygulamada sık karşılaşılan sıg temel taşıma gücü belirleme yöntemlerinden Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Brinch Hansen (1961) ve Vesic (1973) yöntemlerinin güvenilirliği ve kesinliği karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Bu kapsamda, çeşitli araştırmacılar tarafından gerçekleştirilmiş olan kohezyonsuz zeminler üzerindeki yüzeysel rijit temellerin aksenal olarak yüklenmesini içeren 203 adet deneysel çalışmanın sonuçları, bu dört yöntem kullanılarak elde edilen teorik taşıma gücü değerleri ile karşılaştırılmış, ölçülen ve hesaplanan taşıma güçleri istatistiksel olarak irdelenmiştir. Yapılan değerlendirmeler, Meyerhof yönteminin diğerlerine kıyasla daha yüksek kesinlik ve düşük saçılıma sahip olduğunu göstermektedir.

**Anahtar Kelimeler:** Yüzeysel (Sıg) Temeller, Taşıma Gücü, Kohezyonsuz Zeminler

<sup>1</sup> İnş. Yük. Müh., Gazi Üniversitesi, gunesaydin@gazi.edu.tr

<sup>2</sup> Doç. Dr., Gazi Üniversitesi, soakbas@gazi.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Taşıma gücü ( $q_{ult}$ ), belirli bir derinlikte (D) bulunan zemine uygulanabilecek en yüksek gerilme miktarı olarak tanımlanır. Bu gerilme, maksimum yükün temel taban alanına (B x L) bölünmesi ile elde edilir. Taşıma gücü, zeminin geoteknik özellikleri (birim hacim ağırlık ve uygulanan yükün oluşturduğu drenaj şartlarına uygun dayanım parametreleri), temel geometrisi ve derinliği ile yenilme türü gibi birçok değişkenin bir fonksiyonudur. Taşıma gücü problemi üzerinde en az seksen yıldır çalışılıyor olsa da, teorik açıdan belirsizlikler halen mevcuttur. Bunun en önemli sebebi olarak gerçek ölçekli deney verisinin yetersizliği gösterilebilir.

Bahsedilen bu belirsizliklerden ötürü, ana taşıma gücü formülü olarak nitelendirilebilecek olan Buisman-Terzaghi denklemi üzerinde (Eşitlik 1) birçok modifikasyon önerilmiştir:

$$q_{ult} = cN_c + \gamma DN_q + 0.5 \gamma BN_\gamma \quad (1)$$

Önerilen değişiklikler özellikle taşıma gücü faktörlerinin, bilhassa  $N_\gamma$  teriminin hesaplanmasında yoğunlaşmış olmakla birlikte, temel şekli ve yenilme türü başta olmak üzere birçok diğer değişken de farklı araştırmacılar tarafından Eşitlik 1'in modifiye edilmesinde hesaba katılmıştır.

Bu noktadan hareketle, literatürde ve buna bağlı olarak mühendislik uygulamalarında en sık karşılaşılan taşıma gücü yöntemlerinin (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951; Hansen, 1961; Vesic, 1973) başarısını kıyaslamak amacı ile, çeşitli araştırmacılar tarafından kohezyonsuz zeminler üzerindeki yüzeysel rijit temellerin aksel olarak yüklenmesini içeren 203 adet deneysel çalışma irdelenmiştir. Deneylerden elde edilen taşıma gücü değerleri, kullanılan dört yöntem tarafından hesaplanan değerler ile karşılaştırılmış, sonuçlar kesinlik ve güvenilirlik çerçevesinde değerlendirilmiştir.

## 2. İNCELENEN TAŞIMA GÜCÜ YÖNTEMLERİ

İncelenen dört taşıma gücü yöntemi hakkında da detaylı bilgiye, hemen her temel mühendisliği ile ilgili kaynak kitapta rastlanmaktadır. Bu sebeple, burada sadece yöntemler arasındaki farklar özetlenecektir.

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

$$Q_{tcp} = A_f q_{ult} = (0.5 B \bar{\gamma} N_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma r} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g} + \bar{\gamma} D N_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qr} \zeta_{qi} \zeta_{qt} \zeta_{qg}) A_f \quad (2)$$

Eşitlik 2'de  $A_f$  = temel alanı, B = temel genişliği, D = temel derinliği,  $\bar{\gamma}$  = zemin efektif birim ağırlığı,  $N_\gamma$  ve  $N_q$  = taşıma kapasitesi faktörleri,  $\zeta_{xy}$  = modifikasyon faktörleridir. Modifikasyon faktörlerinin altında bulunan harfler hangi taşıma kapasitesi faktörü ile ilişkili olduklarını ( $N_\gamma$  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 2, kohezyonsuz zemin üzerinde aksel olarak yüklenen yüzeysel bir temelin genel taşıma gücü yenilmesi hali için aşağıdaki biçime dönüşür:

$$Q_{tcp} = A_f q_{ult} = 0.5 B \bar{\gamma} N_\gamma \zeta_{\gamma s} A_f \quad (3)$$

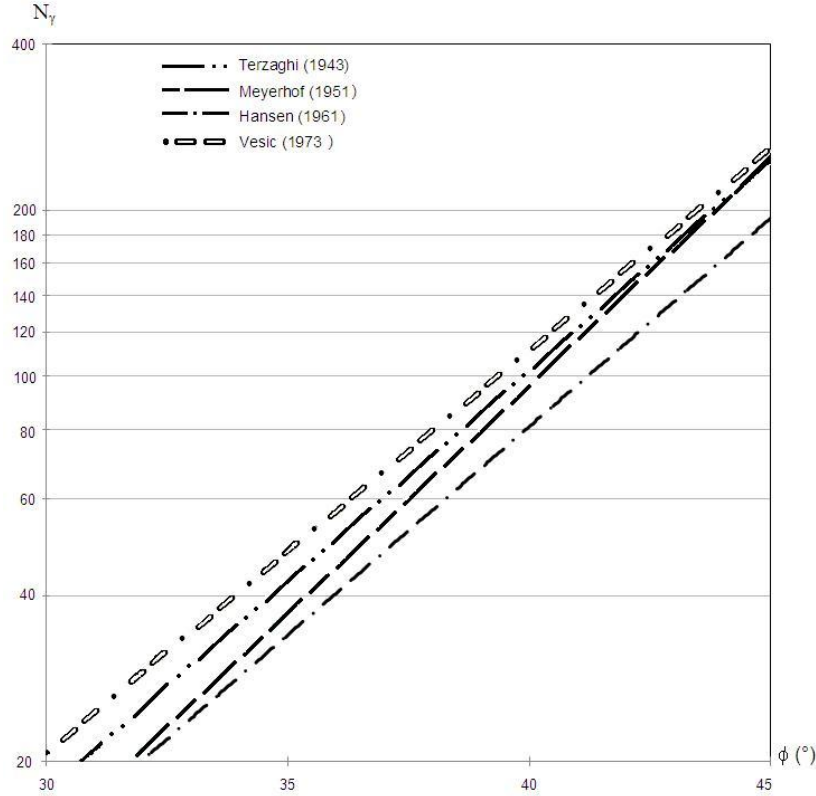
Zeminin ağırlıksız bir ortam olduğu kabulü ile,  $N_q$  için teorik olarak elde edilen ve sadece içsel sürtünme açısına ( $\phi$ ) bağlı Prandtl-Reissner çözümü Eşitlik 4'te verilmiştir:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi / 2) \quad (4)$$

Temelin altındaki kayma yüzeyinin geometrisinin kabulünde yapılan nispeten küçük değişiklikler, özellikle yüksek sürtünme açılı zeminlerde  $N_\gamma$  değerinde önemli farklılıklara neden olmaktadır (Coduto, 2005). Bu çalışmada bahsi geçen araştırmacılar tarafından geliştirilmiş formüller doğrultusunda kullanılan  $N_\gamma$  ve şekil faktörü  $\zeta_{\gamma s}$  değerleri Tablo 1'de sunulmaktadır.  $N_\gamma$  değerlerinin içsel sürtünme açısına göre değişimi karşılaştırmalı olarak Şekil 1'de görülmektedir.

**Tablo 1.** Çalışmaya konu olan teorik taşıma gücü yöntemlerinde kullanılan  $N_\gamma$  ve  $\zeta_\gamma$  faktörleri

Yöntem	$N_\gamma$ ve $\zeta_{\gamma s}$
Terzaghi (1943)	$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \left( \frac{3 \tan^2 [45 + ((\phi + 33)/2)]}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$
	$\zeta_{\gamma s} = 0.8 \text{ (Kare)}$ $\zeta_{\gamma s} = 0.6 \text{ (Dairesel)}$
Meyerhof (1951)	$N_\gamma = \left[ \left( e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi / 2) \right) - 1 \right] \tan (1.4 \phi)$
	$\zeta_{\gamma s} = 1 + 0.1 \left[ \tan^2 (45 + \phi / 2) \right] B/L$
Hansen (1961)	$N_\gamma = 1.50 \left[ \left( e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi / 2) \right) - 1 \right] \tan \phi$
	$\zeta_{\gamma Bs} = 1 - 0.4 \frac{Bi_{\gamma B}}{Li_{\gamma L}} \quad \text{veya} \quad \zeta_{\gamma BLS} = 1 - 0.4 \frac{Li_{\gamma L}}{Bi_{\gamma B}}$
Vesic (1973)	$N_\gamma = 2 \left[ \left( e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi / 2) \right) + 1 \right] \tan \phi$
	$\zeta_{\gamma s} = 1 - 0.4 (B/L)$



Şekil 1. Bahsi geçen araştırmacılara ait  $N_\gamma$  değerlerinin karşılaştırılması

### 3. DAHA ÖNCE GERÇEKLEŞTİRİLEN ÇALIŞMALAR

Taşıma gücü yöntemlerinin başarısını incelemek üzere daha önce de bazı araştırmalar gerçekleştirilmiştir. Polonya ve Finlandiya'da yapılan model testleri (Zadroga, 1994), geleneksel taşıma gücü yöntemlerinden (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1963; Tran-Vo-Nhiem, 1971; Saran ve Agarwal, 1971; Balla, 1962; Garber ve Baker, 1977; Ingra ve Baecher, 1983; Narita ve Yamaguchi, 1989, 1992; Lewandowska ve Dembicki, 1991) elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Polonya'da, Gdansk Teknik Üniversitesi'nde 1975–1990 yılları arasında,  $B=0.10$  m,  $0.15$  m ve  $0.20$  m genişliklerde ve  $L=0.5$  m uzunluğundaki şerit temeller kullanılarak, birim hacim ağırlığı  $\gamma=15.2\text{--}17.2$  kN/m<sup>3</sup> ve içsel sürtünme açısı  $\phi=25^\circ\text{--}38^\circ$  aralıklarında değişen zemin ortamlarında yaklaşık 350 adet test yapılmıştır. Finlandiya'da ise Tampere Üniversitesi'nde 1992 yılında,  $B=0.15$  m ve  $0.30$  m,  $L=1.50$  m boyutlarındaki rijit şerit temeller ve  $0.3$  m çaplı dairesel temeller test edilmişlerdir.  $\gamma=17.0\text{--}21.7$  kN/m<sup>3</sup> ve  $\phi=35^\circ\text{--}44^\circ$  aralığında değişen özelliklere sahip zeminler üzerinde toplam 54 test gerçekleştirilmiştir. Testlerin tümü kohezyonsuz zeminler üzerinde olup, yüzeysel temelleri ( $D=0$ ) kapsamaktadır. Yapılmış model testlerde, homojen olan zeminin yüzeyi yatay iken, düşey ve merkeze etkiyen yükleme için laboratuvar modellerinden elde edilen taşıma gücü kapasiteleri, genel olarak geleneksel taşıma gücü yöntemlerinden daha yüksek çıkmıştır (Zadroga, 1994).

Padmini, Ilamparuthi ve Sudheer (2008) tarafından gerçekleştirilen çalışmada, Muhs (1969), Weiß (1970) ve Gandhi (2003)' nin, Berlin' de DEBEGO adlı bir test alanında yaptıkları deneyler incelenmiştir. Kohezyonsuz zeminler üzerindeki kare ve dikdörtgen temeller ile gerçekleştirilen deneylerde, temel genişliği  $0.0585$  m– $1.0$  m, temel uzunluğu  $0.094$  m– $3.0$  m aralıklarında değişmektedir. Zemin birim hacim ağırlıkları  $\gamma_{\min.}=9.85$  kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma_{\max.}=17.10$  kN/m<sup>3</sup> aralığında değerler alan ve içsel sürtünme açısı  $34^\circ\text{--}44.8^\circ$

aralığında değişen deney koşullarında, ölçülmüş taşıma gücü ( $q_0$ ) sonuçları çeşitli istatistiksel değerlendirmeler ile yorumlanmıştır. Neurofuzzy (ANNFIS), yapay sinir ağları (ANN) ve fuzzy (FIS) modellemeleri ile bulunan taşıma gücü değerleri, teoride kullanılan Meyerhof (1963), Hansen (1970) ve Vesic (1973) taşıma gücü yöntemleri ile karşılaştırılmıştır. Her üç model sonucunun da, teorik taşıma gücü yöntemlerinden daha başarılı olduğu gösterilmiştir. Sonuç olarak, en iyi yöntemden başlayarak ANNFIS, ANN, FIS, Meyerhof, Vesic ve Hansen şeklinde bir başarı sıralaması oluşturulmuştur.

#### 4. VERİ SETİ

Zeminin taşıyabileceği en büyük gerilmeyi ifade eden taşıma gücü kapasitesi, kohezyonsuz zeminler üzerinde bulunan yüzeysel rijit temellerin yukarıda sunulan dört yöntem ile hesaplanmış taşıma gücü ( $q_n$ ) değerlerinin, deneysel yollarla ölçülmüş taşıma gücü ( $q_0$ ) değerleri ile kıyaslanmasıyla değerlendirilecektir. Kohezyonsuz zeminler üzerindeki eksenel basınç yüklü yüzeysel temellerin taşıma gücü ile ilgili 203 adet deney sonucundan yararlanılmıştır.

Değerlendirilecek olan deneylerde kullanılan zeminlerin geoteknik özellikleri ve temellerin geometrileri ile ilgili bilgiler en genel haliyle Tablo 2’de özetlenmiştir. Temel boyutları, zemin içsel sürtünme açısı, birim hacim ağırlıklarının en büyük ve en küçük değerleri, ayrı ayrı her çalışmaya ait test sonucu ve kullanılan verilerin aralığı sunulmuştur. Tüm verilere ait zemin ve temel özellikleri için en büyük, ortalama ve en küçük değerler ise Tablo 3’te verilmiştir.

**Tablo 2.** Deneylerde kullanılan zemin ve temellerin genel özellikleri

Ad	Deney sayısı	Temel genişliği (m)		Temel uzunluğu (m)		Birim hacim ağırlık ( $kN/m^3$ )		İçsel sürtünme açısı ( $^\circ$ )	
		$B_{max}$	$B_{min}$	$L_{max}$	$L_{min}$	$\gamma_{max}$	$\gamma_{min}$	$\phi_{max}$	$\phi_{min}$
Padmini, Ilamparuthi ve Sudheer (2008)	92	1	0.0585	3	0.094	17.1	9.85	44.8	34
Akbaş (2007)	83	1.2	0.3	2.1	0.3	20.8	14.2	46.3	28
Cerato ve Lutenegeer (2007)	28	0.914	0.0254	0.914	0.0254	19.2	15.27	46	33.3

**Tablo 3.** Tüm verilere ait ortalama, maksimum ve minimum değerler

Özellik	B(m)	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	L/B	Toplam veri sayısı
En Yüksek	1.20	20.80	46.30	6.0	203
Ortalama	0.46	15.87	37.80	2.0	
En Küçük	0.0254	9.85	28.00	1.0	

## 5. ÖLÇÜLEN VE HESAPLANAN TAŞIMA GÜCÜ DEĞERLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

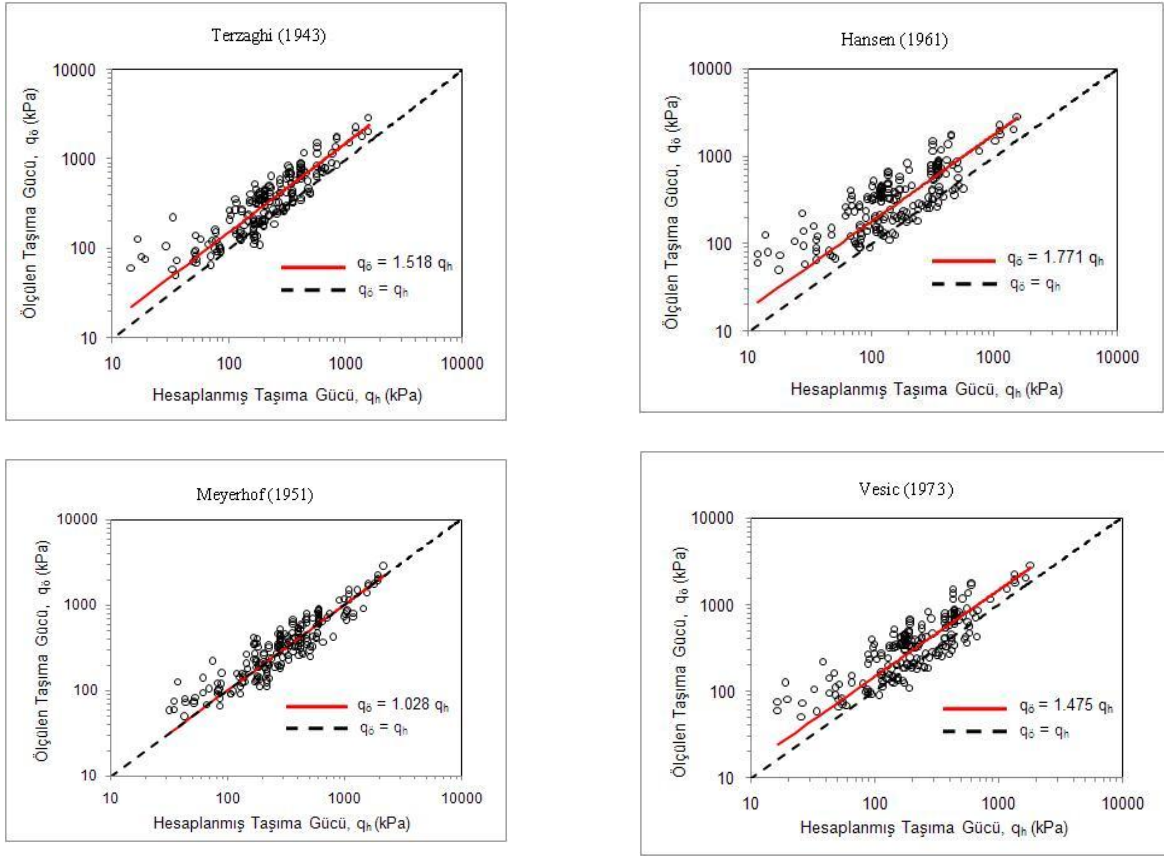
Veri setinde bulunan her deney için ölçülmüş taşıma gücü değerlerinin ( $q_{\bar{o}}$ ), dört yöntem kullanılarak hesaplanan taşıma gücü değerleri ( $q_h$ ) ile karşılaştırılmaları Şekil 2’de grafiksel olarak sunulmuştur. Gerçekleştirilen istatistiksel karşılaştırma sonuçları ise Tablo 4’te verilmiştir.

**Tablo 4.** Taşıma gücü yöntemleri için istatistiksel veri tablosu

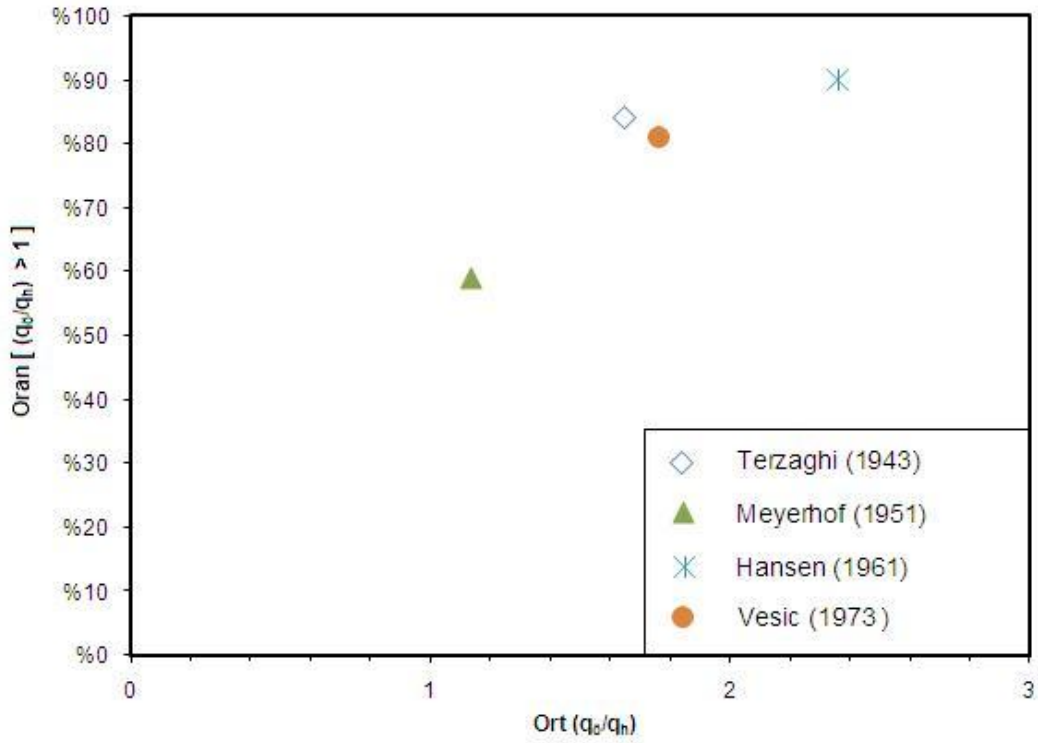
Yöntem	Ortalama ( $q_{\bar{o}}/q_h$ )	Standart Sapma ( $q_{\bar{o}}/q_h$ )	Maksimum ( $q_{\bar{o}}/q_h$ )	Minimum ( $q_{\bar{o}}/q_h$ )	Varyasyon Katsayısı ( $q_{\bar{o}}/q_h$ )	Oran $q_{\bar{o}} > q_h$ (%)
Terzaghi (1943)	1.65	0.83	7.56	0.59	%51	84
Meyerhof(1951)	1.14	0.43	3.34	0.47	%37	60
Hansen (1961)	2.36	1.33	9.01	0.75	%56	90
Vesic (1973)	1.77	0.90	6.49	0.57	%51	81

Tablo 4’te sunulan sonuçlar, incelenen veri seti göz önüne alındığında, dört yöntemin konservatifiği (güvenli tarafta kalma meyili) ve kesinliği (doğru sonuca ulaşma meyili) hakkında genel bir fikir vermektedir. “Mükemmel” konservatif bir yöntem her zaman deney sonucunda ortaya çıkandan daha düşük bir taşıma gücü ortaya koymalıdır. Diğer bir deyişle, Tablo 4’ün son sütununda sunulan oran böyle bir yöntem için % 100 değerini almalıdır. “Mükemmel” kesin bir yöntem ise her zaman deney sonucu ortaya çıkan taşıma gücüne eşit bir sonuç vermelidir. Tablo 4’te sunulan sonuçlar incelendiğinde, her ne kadar tüm yöntemlerin güvenli tarafta kaldığı anlaşılrsa da, en konservatif (güvenli tarafta kalan) taşıma gücü yönteminin Hansen (1961), ortalamada deney sonuçlarına en yakın değerlere ulaşan ise Meyerhof (1951) yöntemi olduğu anlaşılmaktadır. Meyerhof yönteminde ayrıca  $q_{\bar{o}}/q_h$  oranının standart sapma ve varyasyon katsayısı değerlerinin de diğer yöntemler ile kıyaslandığında oldukça düşük bir değere sahip olduğu görülmektedir. Bu sonuç, yöntemden elde edilen sonuçların farklı koşullar için nispeten kararlı, diğer bir deyiş ile düşük saçılıma sahip olduğunu ifade etmektedir.

Şekil 3’te incelenen dört yöntem için kesinlik–güvenilirlik arasındaki ilişki sunulmaktadır. Ortaya çıkan sonuç, genel olarak kesinlikten taviz vermeden güvenilirliğe ulaşamadığını, yöntemlerin güvenilirliği arttıkça kesinliklerinin azaldığını ortaya koymaktadır.



Şekil 2. Teorik taşıma gücü yöntemleri için  $q_0$ - $q_h$  grafikleri



Şekil 3.  $q_0$ - $q_h$  değerleri için kesinlik ve güvenilirlik arasındaki ilişki



Hesaplanan ve ölçülen değerleri karşılaştırarak, taşıma gücü yöntemlerini birbirleri ile kıyaslamak için Sıralama İndisi (SI) ve Sıralama Mesafesi (SM) oranları da kullanılmıştır:

$$SI = Ort \left[ \ln \left( \frac{q_{\delta}}{q_h} \right) \right] + SS \left[ \ln \left( \frac{q_{\delta}}{q_h} \right) \right] \quad (5)$$

$$SM = \sqrt{\left[ 1 - Ort \left( \frac{q_{\delta}}{q_h} \right) \right]^2 + \left[ SS \left( \frac{q_{\delta}}{q_h} \right) \right]^2} \quad (6)$$

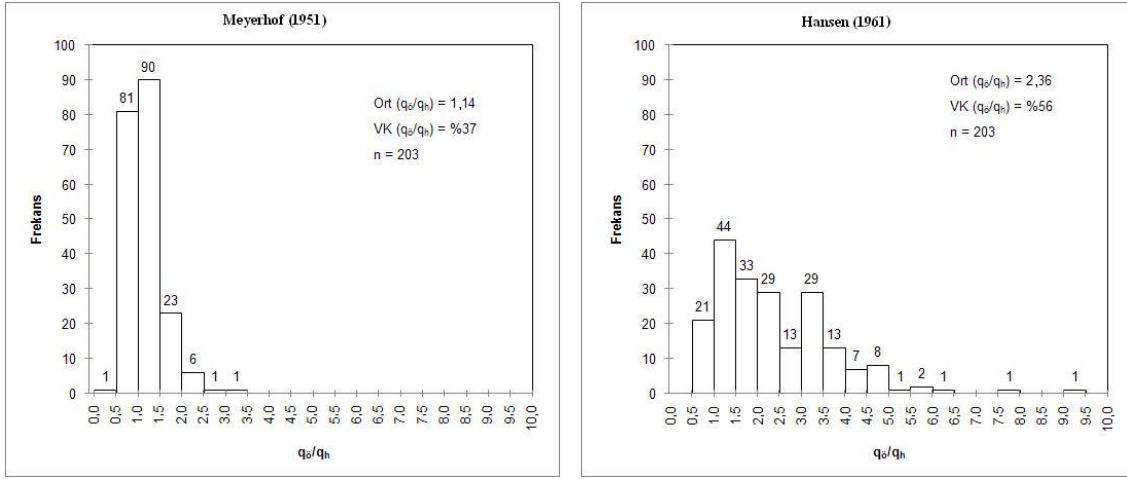
Sıralama indisi (SI),  $q_{\delta}/q_h$  oranını içeren standart sapma (SS) ve ortalamayı (Ort) kullanan kapsamlı bir kesinlik ve dağılım ölçme yöntemidir. Diğer yandan sıralama mesafesi (SM), optimum noktaya olan mesafeyle ilgilenmektedir. Burada bahsi geçen optimum nokta, Ort. ( $q_{\delta}/q_h$ ) değerinin 1' e ve SS' nin 0' a eşit olduğu noktadır. Tablo 5'te her yöntem için değerleri görülen, SI ve SM ifadeleri, ortalamayı kullanarak doğruluk açısından ve standart sapmayı kullanarak dağılım açısından değerlendirme yapan bir hesaplama modelini ifade ederler. SI ve SM değerlerinin düşük olması hesap yöntemlerinin yüksek kesinlik ve kararlılık içerdiğinin bir ifadesidir (Akbaş, 2007).

**Tablo 5.** Taşıma gücü yöntemleri için SI ve SM değerleri

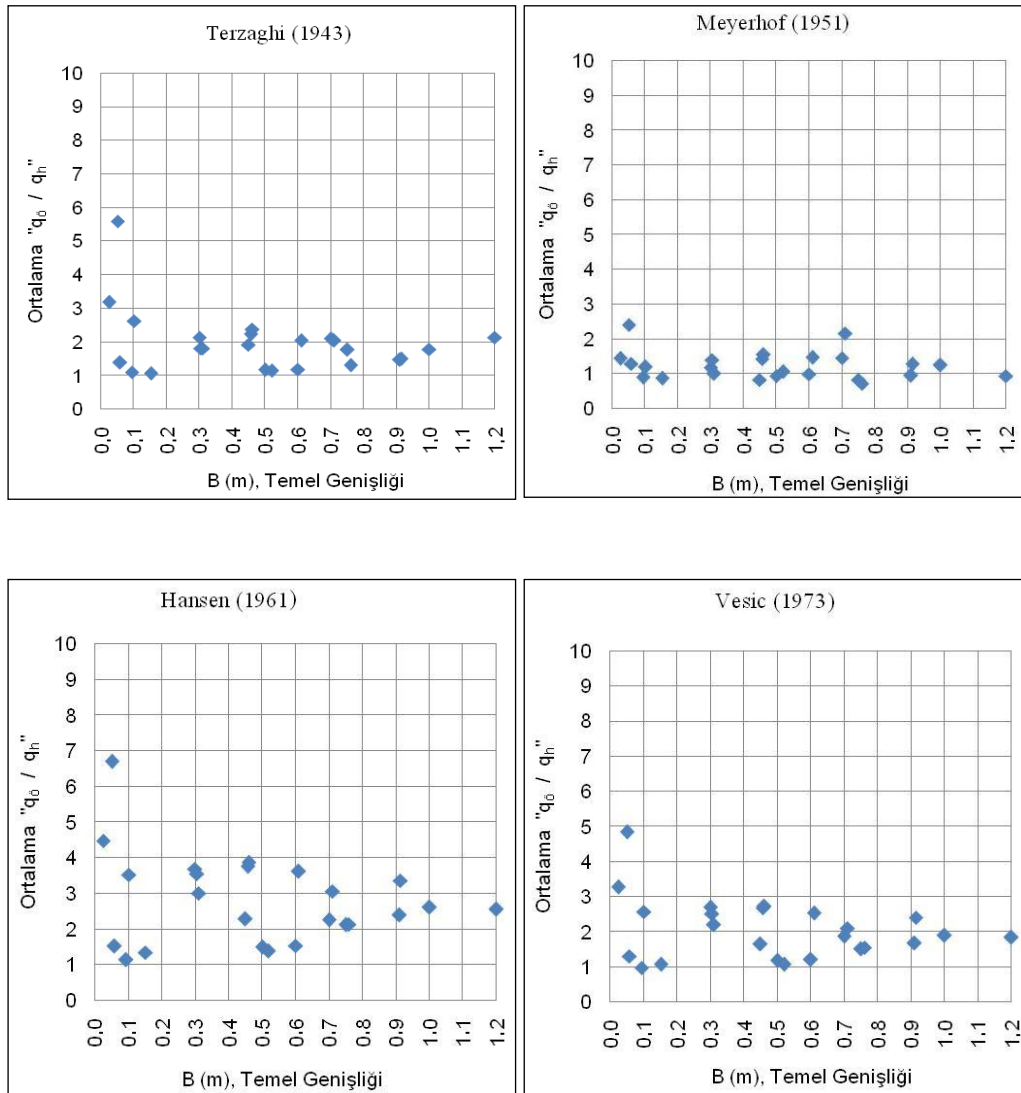
Yöntem	Ort [ $\ln(q_{\delta}/q_h)$ ]	SS [ $\ln(q_{\delta}/q_h)$ ]	SI	SM
Terzaghi (1943)	0.42	0.40	0.82	1.06
Meyerhof (1951)	0.07	0.35	0.42	0.45
Hansen (1961)	0.72	0.54	1.26	1.91
Vesic (1973)	0.44	0.47	0.93	1.18

Tablo 5 incelendiğinde, klasik istatistikler olan standart sapma ve ortalama kullanılarak elde edilen sonucun, sıralama indisi ve sıralama mesafesi tarafından da tekrarlandığı anlaşılmaktadır. Her iki değer de Meyerhof yöntemi için en küçük değeri almakta, bu yöntemin diğerlerine oranla daha yüksek kesinlik ve daha düşük saçılıma sahip olduğunu matematiksel olarak ifade etmektedir. En yüksek değerler ise Hansen yöntemi için ortaya çıkmaktadır. Bu sonuçlar her iki yöntemin  $q_{\delta}/q_h$  değerlerinin histogramları görsel olarak incelendiğinde de kolayca görülmektedir (Şekil 4).

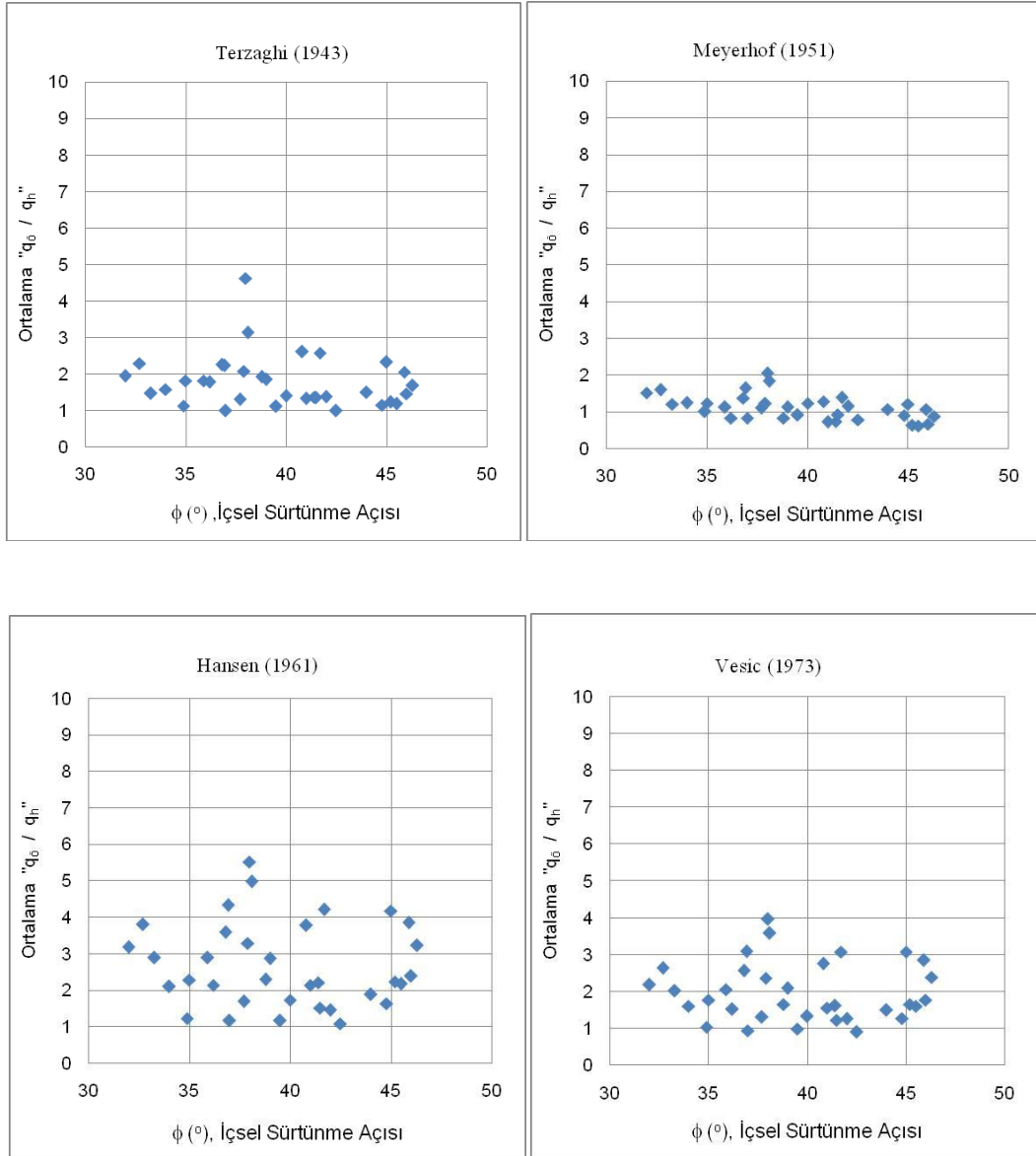
Ölçülen ve hesaplanan taşıma gücü oranlarının, boyut (temel genişliği) veya zeminin içsel sürtünme açısına bağlı olup olmadığı da incelenmiştir (Şekil 5 ve Şekil 6). Şekiller irdelendiğinde, her iki değişkenin de incelenen yöntemlerin başarısında etkisi olduğunu söylemek mümkün görülmektedir.



Şekil 4. Meyerhof ve Hansen yöntemleri için  $q_0/q_h$  değerinin dağılımları



Şekil 5. Yöntemlerin başarılarının temel genişliği ile değişimi



Şekil 6. Yöntemlerin başarılarının içsel sürtünme açısı ile değişimi

## 6. TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Oldukça kapsamlı bir veri seti oluşturularak yapılan inceleme ve istatistiksel değerlendirmelerin ardından, kohezyonsuz zeminler üzerinde bulunan sığ temellerin taşıma gücünü belirlemek için kullanılan dört popüler yöntemden Meyerhof tarafından önerilenin diğerlerine kıyasla daha yüksek kesinliğe sahip olduğu anlaşılmıştır. Ayrıca, Meyerhof yönteminin diğer yöntemlere kıyasla düşük varyasyon katsayısı ve standart sapma değerleri ile karakterize edildiği şekilde farklı geoteknik ve geometrik koşullarda kararlı bir yapı sergilediği de ortaya çıkmıştır.

203 verinin ölçülen ve hesaplanan taşıma gücü değerleri incelendiğinde, dört yöntemin de genel anlamda tutucu (konservatif) olarak değerlendirilebileceği belirlenmiştir. Seçilen yönteme göre, model yükleme deneylerinin %60 ile %90'ı için ölçülen değerler hesaplanandan daha yüksektir. Hansen metodu, değerlendirilenler içerisinde güvenli tarafta kalmaya en meyilli olandır. Çalışma sonucunda, seçilen dört yöntem için,

kesinlikten taviz vermeden güvenilirliğin, güvenilirlikten taviz vermeden de kesinliğin elde edilmesinin mümkün olmadığı anlaşılmıştır. Bu sebeple, proje gereksinimleri arttıkça ve veri kalitesi göz önüne alınmadan, kullanılacak taşıma gücü yönteminin belirlenmesi yerinde bir yaklaşım olmayacaktır.

Her ne kadar geniş bir veri seti oluşturulmuş olsa da, bu çalışmada ortaya konan sonuçların sorgulanmasını gerektirecek bir takım hususların mevcut olduğu açıktır. Verilerin değerlendirilmesinde ortaya çıkan ilk sorun, model deneyleri için taşıma gücü değerinin tutarlı olarak belirlenmesidir. Kohezyonsuz zeminler üzerinde yer alan sığ temellerde, yenilmeyi sağlayan gerilme ya da yük miktarı, yük – deplasman eğrisinin çoğu zaman asimptotik olmamasından ötürü subjektif bir değerdir. Tutarlı bir değerlendirme için, taşıma gücü değerinin veri setindeki her deney için aynı yöntem kullanılarak (örn. %10 B, tanjant kesişim vb.) belirlenmesi gerekirdi. Fakat, incelenen deneylerin yaklaşık üçte birinin yük-deplasman eğrisi sunulmamış olup, sadece taşıma gücü değeri verilmiştir. Bu durumun ortaya çıkan sonuçlarda etkisi olabileceği açıktır.

Bunun dışında, yenilme türü (genel yenilme, yerel yenilme veya zımbalama yenilmesi) de analizlerde hesaba katılmamıştır. İncelenen yöntemlerden sadece Vesic metodu bu değişkeni analitik olarak inceleyebildiğinden, ortaya çıkan hata minimum düzeyde olacaktır.

Veri setleri için geoteknik koşullar incelendiğinde, rölatif sıklığın geniş bir aralıkta değiştiği görülmektedir. Bu durum temel boyutları için geçerli değildir. Ortalama temel genişliği yaklaşık 400 mm olduğundan, analiz sonuçları üzerinde boyut etkisinin mevcut olabileceği söylenebilir.

## KAYNAKLAR

- Akbaş, S. O, (2007), “Deterministic and Probabilistic Assessment of Settlements of Shallow Foundations in Cohesionless Soils”, Doktora Tezi, Faculty of the Graduate School of Cornell University, Ithaca, NY.
- Balla, A., (1962), “Bearing Capacity of Foundations”, J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 88(5), 13-34.
- Brinch-Hansen, J. (1961), “A general formula for bearing capacity”, Bulletin No.11, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- Brinch-Hansen, J. (1970), “A Revised Extended Formula For Bearing Capacity”, Bull. No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, 3-11.
- Cerato, A. B. ve Lutenegeger, A. J., (2007), “Scale Effects of Shallow Foundation Bearing Capacity on Granular Material”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1192–1202.
- Coduto, D. P., (2005), “Temel Tasarımı: İlkeler ve Uygulamalar”, Kamil Kayabalı, Murat Mollamahmutoğlu, Gazi Kitabevi, 150–270.
- Gandhi, GN., (2003), “Study of Bearing Capacity Factors Developed From Laboratory Experiments on Shallow Footings on Cohesionless Soils”, PhD thesis, Shri G.S. Institute of Tech and Science, Indore (MP).
- Garber, M., and Baker, R. (1977), “Bearing Capacity by Variational Method”, J. Geotech. Engrg., ASCE, 103(11), 1209-1225.
- Ingra, S.T., and Baecher, G. B. (1983), “Uncertainty in Bearing Capacity of Sands”, J. Geotech. Engrg., ASCE, 109(1), 899-914.

- Lewandowska, J., and Dembicki, E. (1991), "Bearing Capacity on Noncohesive Soil by Variational Method", *Archive of Hydroengr.*, XXXVIII(3/4), 117-126.
- Meyerhof, G. G. (1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", *Geotechnique*, No.2, 301-331.
- Meyerhof, G. G. (1963), "Some Recent Research on The Bearing Capacity of Foundations", *Can. Geotech. J.*, 1(1), 16-26.
- Mush H., Elmiger R., Weiß K., "Sohlbreibung und Grenztragfähigkeit unter lotrecht und schräg belasteten Einzelfundamenten. Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, DEGEBO, Berlin, HEFT 62, 1969.
- Narita, K., and Yamaguchi, H. (1989), "Analysis of Bearing Capacity For Log-spiral Sliding Surfaces" *Soils and Found.*, 29(2), 85-98.
- Narita, K., and Yamaguchi, H. (1992), "Three-dimensional Bearing Capacity Analysis of Foundations by Use of a Method of Slices", *Soils and Found.*, 32(4), 143-155.
- Padmini, D., Ilamparuthi, K., ve Sudheer, K. P., (2008), "Ultimate Bearing Capacity Prediction of Shallow Foundations on Cohesionless Soils Using Neurofuzzy Models", *Elsevier, Science Direct Computers and Geotechnics*, 33-46.
- Saran, S., and Agarwal, R. K. (1991), "Bearing capacity of eccentrically obliquely loaded footing", *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 117(11), 1669-1688.
- Terzaghi, K. (1943), "Theoretical Soil Mechanics", 5th Ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.
- Tran-Vo-Nhiem, (1971), "Force portante limite des fondations superficielles et resistance maximale a l'arrachement des ancrages", *Faculte des Sciences de L'universite de Grenoble*, 1-528.
- Vesic, A. S. (1973), "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 99(1), 45-73.
- Weiß K., (1970), "Der Einfluß der fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Fundamente", *Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, DEGEBO, Berlin, HEFT 65.*
- Zadroga, B., (1994), "Bearing Capacity of Shallow Foundations on Noncohesive Soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(11): 1991-2008.

# DOĞAL KİL ZEMİNLERE OTURAN DAİRESEL TEMELLERİN DAVRANIŞININ ARAZİ DENEYLERİYLE BELİRLENMESİ

## FIELD TESTS OF CIRCULAR FOOTINGS RESTED ON NATURAL CLAY DEPOSITS

Murat ÖRNEK<sup>1</sup> Mustafa LAMAN<sup>2</sup> Ahmet DEMİR<sup>2</sup> Abdülazim YILDIZ<sup>3</sup>

### ABSTRACT

In this study, the field test results of the load-settlement behaviour of circular footings rested on on natural deposits were presented. A total of nine different footing diameter changing from 0.06m to 0.90m were used. At the end of the field tests, the bearing capacity and settlement characteristics of the circular footing were evaluated from load settlement curves. Experimental data were compared with existing literature and the consistency was investigated.

**Keywords:** Field Tests, Natural Clay Deposits, Circular Footing.

### ÖZET

Bu çalışmada, arazi ortamında, mevcut doğal kil zeminler üzerine oturan dairesel temellerin davranışları, çapları 0.06m'den 0.90m'ye kadar değişen 9 farklı model temel kullanılarak incelenmiştir. Deneysel sonuçlarda yük-oturma eğrileri çizilerek dairesel temellerin taşıma gücü ve oturma karakteristikleri irdelenmiştir. Deneysel veriler, literatürde sunulan bağıntılarla elde edilen değerlerle karşılaştırılarak uyumluluk dereceleri araştırılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Arazi Deneyleri, Doğal Kil Zeminler, Dairesel Temel.

## 1. GİRİŞ

Zeminler, çeşitli minerallerden oluşan ana kayaların dış etkiler altında ayrışması, bozuluşu ve ortaya çıkan parçacıkların taşınarak değişik çevre koşulları altında çökmesi, sıkışması ve çimentolaşması sonucu meydana gelmektedir (Özaydın, 1997).

<sup>1</sup>Yrd. Doç. Dr. Mustafa Kemal Üniversitesi, morek@mku.edu.tr

<sup>2</sup>Prof. Dr. Korkut Ata Üniversitesi, mustafalaman@osmaniye.edu.tr

<sup>2</sup>Yrd. Doç. Dr. Korkut Ata Üniversitesi, ahmetdemir@osmaniye.edu.tr

<sup>3</sup>Doç. Dr., Çukurova Üniversitesi, azim@cu.edu.tr

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.

Zeminlerin taşıma gücü ve oturma karakteristiklerinin belirlenmesi, geoteknik mühendisliğinin önemli problemleri arasında yer almaktadır. Bu tür problemlerin en doğru çözümü için deney yapılması zorunluluk arz etmektedir. Yapılan deneylerin aynı zamanda teorik yöntem ve analizlerle desteklenmesi, doğruluklarının ispatlanması gerekmektedir.

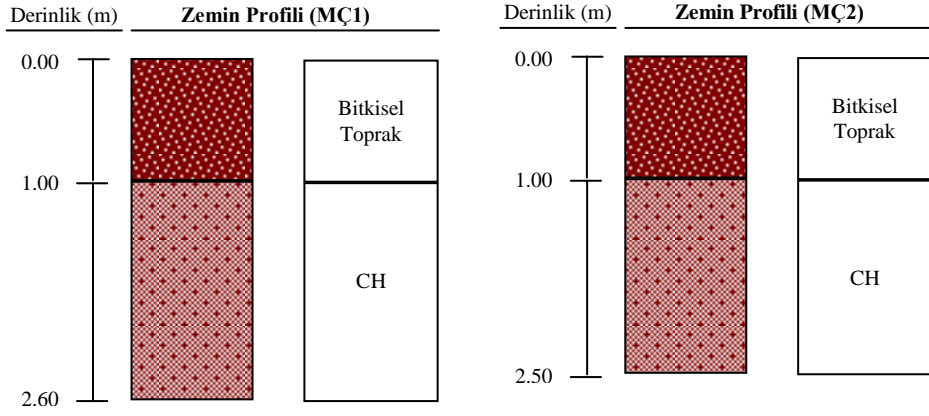
Geoteknik mühendisliğinde zeminlerin taşıma gücü ve oturma karakteristiklerinin belirlenmesi amacıyla yapılan deneyler arasında, laboratuvar ortamında yapılan küçük ölçekli model deneyler ve arazide yapılan büyük ölçekli deneyler yer almaktadır. Laboratuvar ortamında yapılan küçük ölçekli model deneyler, arazide yapılan büyük ölçekli deneylere göre uygulaması daha kolay ve daha az maliyetli deneylerdir. Bu tür avantajlarından dolayı laboratuvar deneyleri, ilk tercih edilen deney grubudur. Ancak, laboratuvar ortamında gerçek zemin koşullarını (su içeriği, sıklık, mukavemet vb) birebir oluşturmak, özellikle kohezyonlu zeminlerde oldukça zordur. Buna karşın, arazi ortamında yapılan deneyler, pahalı olmasına rağmen zeminlerin taşıma gücü ve oturma karakteristikleri hakkında daha sağlıklı bilgiler vermektedir. Literatür çalışmaları, geoteknik mühendisliğinde yapılan deneylerin genel itibarıyla küçük ölçekli ve laboratuvar ortamında yapıldığını, büyük ölçekli ve arazi ortamında yapılan çalışmaların ise sınırlı sayıda olduğunu göstermiştir (Adams ve Collin, 1997; Consoli vd. 1998; Gabr ve Hart, 2000; Fonseca, 2001; Hirofumi vd. 2003; Chen, 2007; Laman vd. 2009; Örnek, 2009).

Bu çalışmada, arazi ortamında, mevcut doğal kil zeminler üzerine oturan dairesel temellerin davranışları, çapları 0.06m'den 0.90m'ye kadar değişen 9 farklı model temel kullanılarak incelenmiştir. Deneyler sonunda yük-oturma eğrileri çizilerek dairesel temellerin taşıma gücü ve oturma karakteristikleri irdelenmiştir. Deneysel veriler, literatürde sunulan bağıntılarla elde edilen değerlerle karşılaştırılarak uyumluluk dereceleri araştırılmıştır.

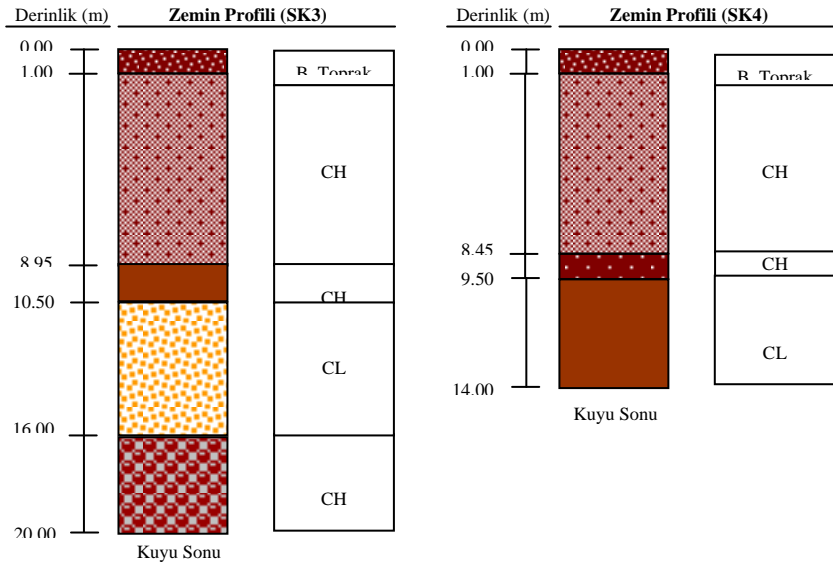
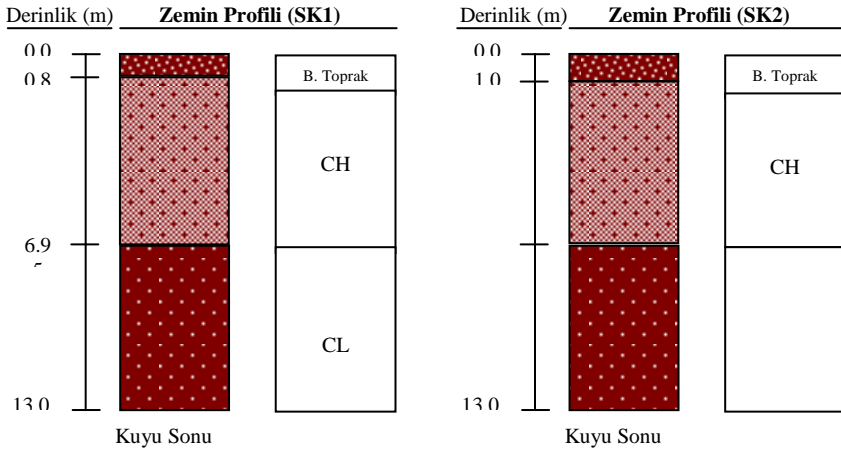
Arazi deneyleri, Adana ili, Seyhan ilçesi, Yenidam Köyü Mevkii'nde, Adana Büyükşehir Belediye Başkanlığı, Adana Su ve Kanalizasyon İdaresi (ASKİ) bünyesinde faaliyet gösteren Batı Adana Atıksu Arıtma Tesisleri içerisinde yer alan bir bölgede gerçekleştirilmiştir. Deneylere başlamadan önce, Çukurova Bölgesi'nde önceden yapılmış zemin etüt raporları dikkate alınarak yükleme deneyleri için uygun arazinin tespit edilmesi çalışmaları, yükleme deneylerinin yapılacağı alanda kapsamlı sondajlı zemin araştırması ve homojenliğin araştırılması çalışmaları yapılmıştır. Zemin özelliklerinin belirlenmesine yönelik geleneksel laboratuvar deneyleri, Çukurova Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. Deney yapılacak arazinin ve zemin özelliklerinin belirlenmesinin ardından, deney sırasında yük alabilmek için yükleme kazıkları imal edilmiştir.







**Şekil 2.** Muayene Çukurları Sonucu Elde Edilen Zemin Profilleri



**Şekil 3.** Sondaj Kuyuları Sonucu Elde Edilen Zemin Profilleri

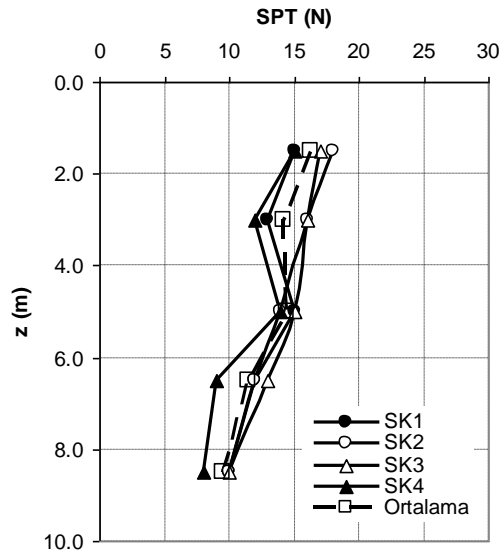
Muayene çukurlarında ve sondaj kuyularında yapılan incelemeler sonucunda zemin su seviyesinin arazi yüzeyine yakın olduğu (yaklaşık 2.40-2.50m) gözlenmiştir. Sondajların bitiminde sondaj kuyuları içerisinde Y.A.S.S.'nin gözlenebilmesi için kuyulara perfore boru yerleştirilmiş ve kuyuların ağız kısmında betondan kapak oluşturulmuştur. Muayene çukurları ve sondaj kuyularının derinlik ve yeraltı su seviyeleri toplu halde Tablo 1'de verilmektedir.

**Tablo 1.** Muayene Çukurları ve Sondaj Kuyuları Hakkında Bilgiler

Muayene Çukuru	Derinlik	Yeraltı Su Seviyesi
MÇ 1	2.50	2.50
MÇ 2	2.50	2.40
SK 1	13.0	2.40
SK 2	13.0	2.50
SK 3	20.0	2.50
SK 4	14.0	2.40

Killi ve siltli zeminlerin geçildiği sondaj kuyuları içerisinde yapılan Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) sonuçları zemin mukavemeti hakkında yaklaşık bir fikir vermektedir. Şekil 4'de Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) sonuçları toplu halde verilmiştir. Sonuçlar değerlendirildiğinde, zeminin "kati" kıvamında olduğu görülmektedir.

Arazide topoğrafyanın düz bir yüzey sunması sebebi ile şev stabilitesi, heyelan vb. afet durumları ile karşılaşılması söz konusu olmamaktadır. Dolayısı ile incelenen arazinin doğal afet yönünden aktif muhtemel potansiyel alanları bulunmamaktadır. Yapılan arazi çalışmalarında Çukurova Bölgesi'nde oldukça geniş yayılım sunan Kuvaterner yaşlı Holosen serisine ait ve taşkın ovası çökellerinden oluşan killi birimler gözlenmiştir. Genellikle 14-20m derinliklerde gözlenen kumlu çakıl serisinin haricinde açılan sondaj kuyuları ve muayene çukurlarında tamamen ince daneli zemin tabakaları geçilmiştir. Arazinin depremsellik yönünden durumuna bakıldığında, Türkiye Deprem Araştırma Dairesi tarafından 1996 yılında hazırlanan deprem derece tablosunda, Türkiye'de deprem riski yüksek yörelerden birisinde olduğu (2. derece deprem bölgesi) görülmektedir.



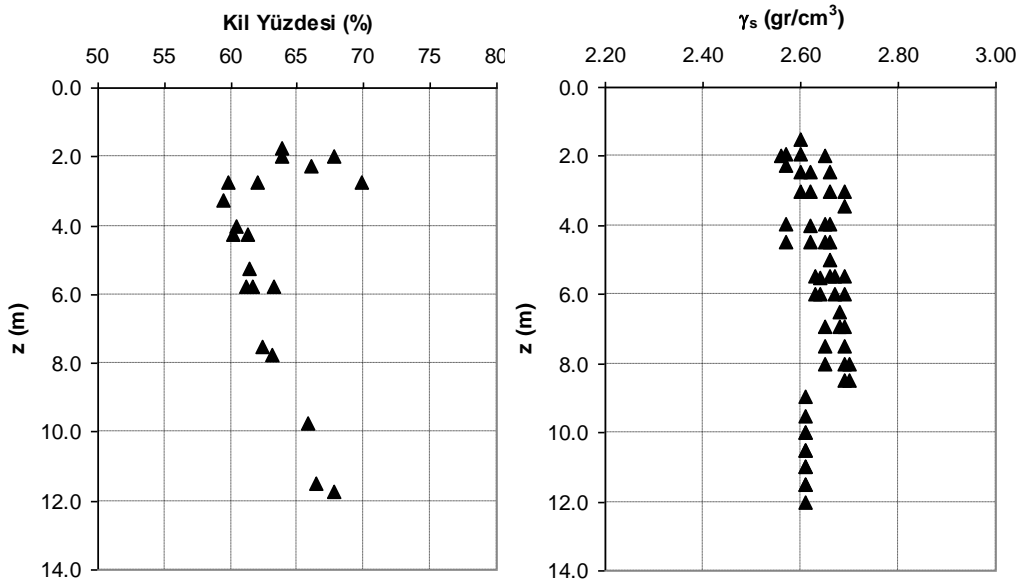
**Şekil 4.** SPT Deney Sonuçları

## 2. LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

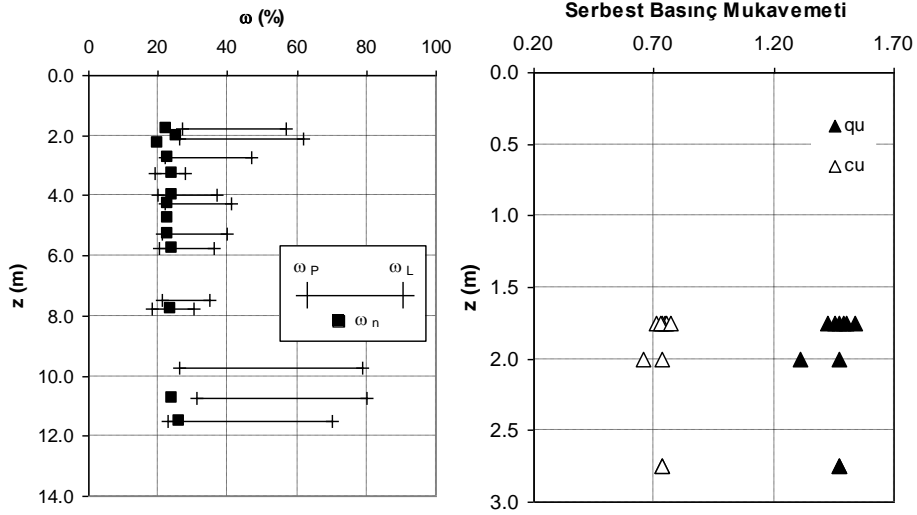
Arazi çalışmaları sırasında alınan örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde Çukurova Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda standart deneyler yapılmıştır.

Alınan zemin numuneleri üzerinde yapılan piknometre ve su muhtevası deneylerinden, zemin dane birim hacim ağırlıkları ve doğal su muhtevaları belirlenmiştir. Kıvam limitlerini belirlemek üzere zemin numuneleri üzerinde Atterberg limitleri deneyleri, zemin sınıflandırması için de elek analizi deneyleri yapılmıştır. Zeminlerin kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek amacıyla araziden alınan örselenmemiş numuneler üzerinde serbest basınç deneyleri ve konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Ayrıca, serbest basınç mukavemetlerini kontrol amacıyla el penetrometresi ile örselenmemiş numuneler üzerinde çeşitli okumalar alınmıştır.

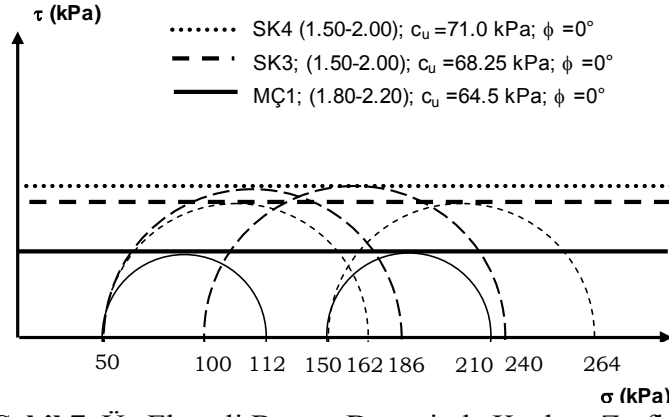
Temel zemini olarak daha fazla oranda kullanılacak olan üst tabaka kil zeminlerin konsolidasyon parametrelerini belirlemek amacı ile sondaj kuyularından alınan karot numunelerden ve muayene çukurlarından alınan blok kütlelerden elde edilen örselenmemiş numuneler üzerinde ödometre deneyleri yapılmıştır. Kil zeminlerin aşırı ya da normal konsolide olup olmadığını anlamak amacıyla zeminlerin ön konsolidasyon basınçları hesaplanmıştır. Ön konsolidasyon basıncı değerlerinden, arazideki kil zeminlerin genelde normal konsolide (yer yer az aşırı konsolide kil) olduğu anlaşılmaktadır. Arazi yükleme deneyleri açısından arazideki zemin profilinin ilk 4-5m'lik bölümü daha çok önem arz ettiği için laboratuvar deneyleri özellikle ilk metreler için yapılmıştır. Laboratuvar ortamında yapılan deneyler sonucu elde edilen kil yüzdesi ve dane birim hacim ağırlığı değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 5'de, kıvam limitleri değerlerinin ve serbest basınç dayanımlarının derinlikle değişimi Şekil 6'da, üç eksenli basınç deneyinde elde edilen kırılma zarfları Şekil 7'de ve boşluk oranı-gerilme ilişkilerinin derinliğe bağlı olarak değişimleri ve ön konsolidasyon basıncı değerleri de Şekil 8'de verilmektedir.



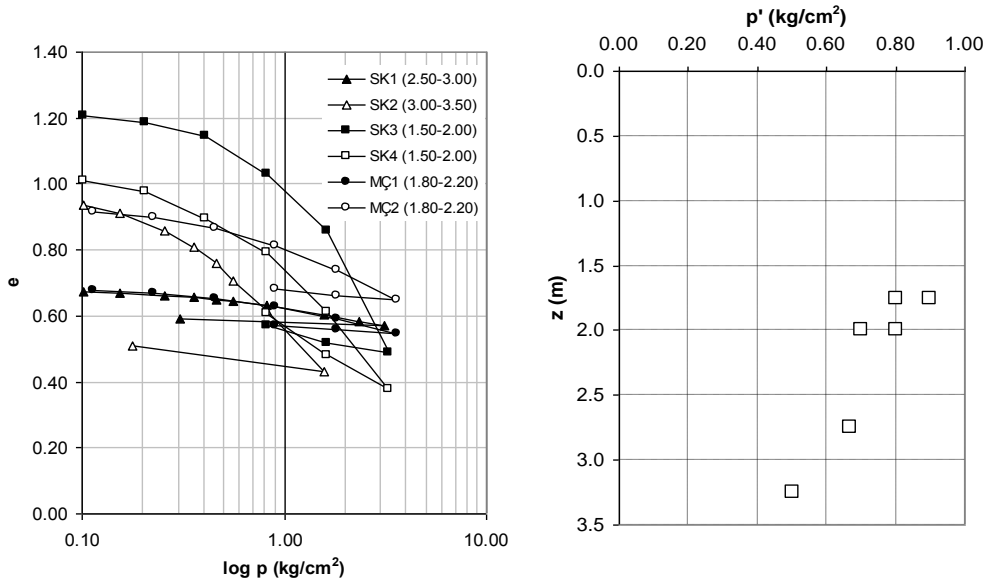
Şekil 5. Kil Yüzdesi ve Dane Birim Hacim Ağırlığı Değerleri



Şekil 6. Kıvam Limit ve Serbest Basınc Mukavemeti Değerleri



Şekil 7. Üç Eksenli Basınc Deneyinde Kırılma Zarfları



Şekil 8. Gerilme-Boşluk Oranı Eğrileri ve Ön Konsolidasyon Basıncı Değerleri

Bu sonuçlar değerlendirildiğinde, yaklaşık 1.0m kalınlıktaki bitkisel toprak tabakası dışında 1.00-5.00m arasındaki zemin profili 3 alt tabakaya ayrılmıştır. Aşağıda her bir tabaka için endeks, mukavemet ve oturma deney sonuçlarının değişim aralıkları verilmiştir.

### **1.Tabaka (1.00-2.20 m arası)**

Bu tabaka üzerinde yapılan zeminin endeks özelliklerinin belirlenmesine yönelik deneylerden elde edilen değerlerin değişim aralıkları aşağıda verilmiştir.

Su muhtevası değerleri %20-21, doğal birim hacim ağırlıkları  $1.95-2.05t/m^3$ , dane birim hacim ağırlıkları  $2.57-2.60t/m^3$ , likit limit değerleri %51-69 ve plastik limit değerleri ise %21-30 arasında değişmektedir. Ayrıca bu tabakanın zemin sınıfı CH olarak bulunmuştur. Mukavemet ve oturma deneylerinden elde edilen sonuçlara göre, serbest basınç mukavemeti  $1.20-1.60kg/cm^2$ , drenajsız kohezyon değerleri  $0.60-0.80kg/cm^2$  aralığında elde edilmiştir. Ön konsolidasyon basınç değerleri ise,  $0.63-1.30kg/cm^2$  aralığında değişmekte olup zeminin normal konsolide veya az aşırı konsolide kil olduğu belirlenmiştir.

### **2.Tabaka (2.20-3.50 m arası)**

Bu tabaka üzerinde yapılan zeminin endeks özelliklerinin belirlenmesine yönelik deneylerden elde edilen değerlerin değişim aralıkları aşağıda verilmiştir. Su muhtevası değerleri %22-24, doğal birim hacim ağırlıkları  $1.93-2.25t/m^3$ , dane birim hacim ağırlıkları  $2.60-2.69t/m^3$ , likit limit değerleri %28-54 ve plastik limit değerleri ise %19-22 arasında değişmektedir. Ayrıca bu tabakanın zemin sınıfı CL olarak bulunmuştur. Mukavemet ve oturma deneylerinden elde edilen sonuçlara göre, serbest basınç mukavemeti  $1.10-1.30kg/cm^2$ , drenajsız kohezyon değerleri  $0.55-0.65kg/cm^2$  aralığında elde edilmiştir. Ön konsolidasyon basınç değerleri ise, yer yer  $0.44-0.67kg/cm^2$  aralığında değişmekte iken zeminin normal konsolide kil olduğu belirlenmiştir.

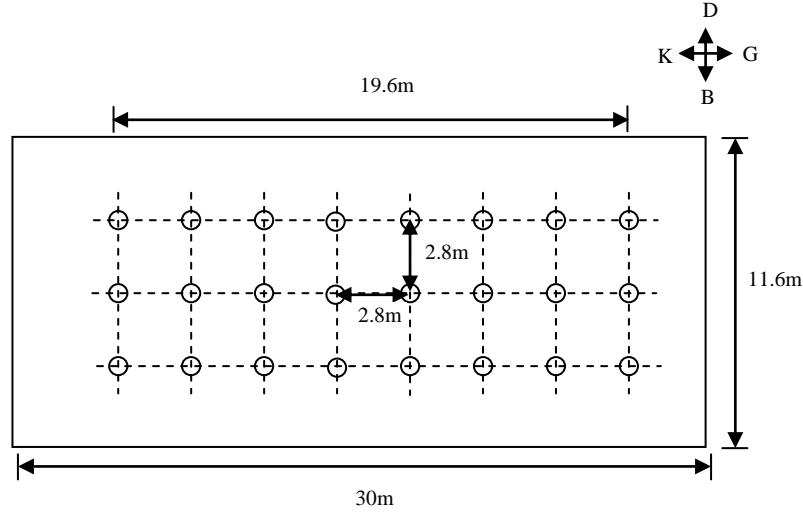
### **3.Tabaka (3.50-5.00 m arası)**

Bu tabaka üzerinde yapılan zeminin endeks özelliklerinin belirlenmesine yönelik deneylerden elde edilen değerlerin değişim aralıkları aşağıda verilmiştir. Su muhtevası değerleri %22-24, doğal birim hacim ağırlıkları  $2.08-2.15t/m^3$ , dane birim hacim ağırlıkları  $2.57-2.66t/m^3$ , likit limit değerleri %37-44 ve plastik limit değerleri ise %20-25 arasında değişmektedir. Ayrıca bu tabakanın zemin sınıfı CL olarak bulunmuştur. Bu tabakalarda yapılan konsolidasyon deneyleri sonuçlarından ön konsolidasyon basınç değerleri hesaplanıp yorumlandığında arazide kil zeminlerin genellikle normal konsolide zeminler olduğu belirlenmiştir.

## **3. KAZIK UYGULAMALARI**

Bu aşamada, deney sahasında gerçekleştirilecek olan her bir deneyden sonra, örselenmeden dolayı sahanın tekrar kullanılamayacağı ve özellikle arazi koşullarında olası deney hatalarından kaynaklanan deneylerin tekrarlanması durumu göz önüne alınarak, mevcut deney alanının uygun bir şekilde tasarlanmasına özen gösterilmiş ve 24 adet kazık imal edilmiştir. Sonlu elemanlar metoduna dayanan sayısal analiz sonuçları esas alınarak kazıklar arası mesafe 2.50m olacak şekilde planlama yapılmıştır. Kazıklar arası mesafenin sayısal analizlere dayanılarak belirlenmesinin ardından, yerleri deney sahasında tespit

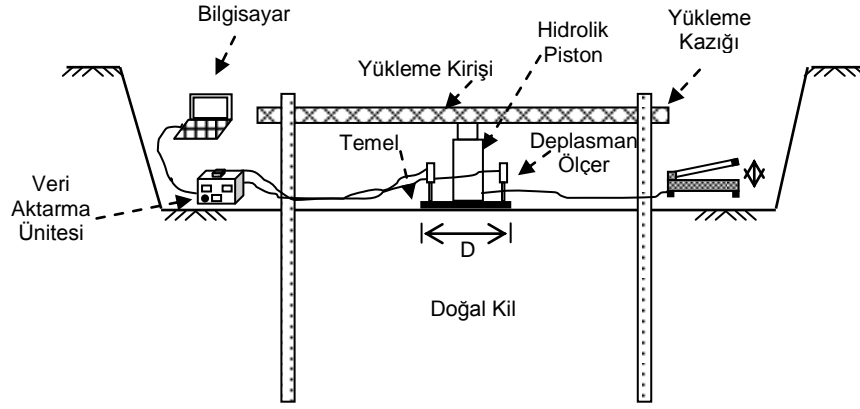
edilen ve işaretlenen noktalarda 24 adet kazık imal edilmiştir. Her bir kazık için 8m delgi yapılmış, 7m boyunda çelik donatı üretilmiştir. Arazide yüzeyde gözlenen bitkisel toprak tabakasının atılacağı ve doğal kil zemin tabakasına kadar kazı yapılacağından dolayı, delginin yüzeyden itibaren ilk 1.0 metresi donatısız olarak bırakılmıştır. Kazıkların çapı 30cm, boyuna donatılar 5 $\Phi$ 14mm, etriyeler  $\Phi$ 10mm çapında nervürlü çelik donatılardan üretilmiştir. Kazıklar arası mesafe ise, 2.50m'dir. İmal edilen kazıkların yerleşim planı, Şekil 9'da yer almaktadır.



**Şekil 9.** Arazide İmal Edilen Kazıkların Yerleşim Planı

#### 4. DENEY EKİPMANLARI VE DENEY DÜZENİĞİNİN KURULUMU

Bu çalışma kapsamında yapılan tüm deneylerde, yük almak amacıyla donatılı kazıklar arasına sabitlenen 4m uzunlukta I-240 çelik profili kullanılmıştır. Arazi model deneylerinde kalınlıkları 2cm olan 6cm, 9cm, 12cm, 15cm, 20cm çaplarında ve kalınlıkları 3cm olan 30cm, 45cm, 60cm, 90cm çaplarında toplam 9 farklı dairesel metal plakalar kullanılmıştır. Arazide yapılan deneylerde, yükleme pistonu üzerine basınçölçer yerleştirilmiş, dairesel model temele uygulanan yük de veri kaydetme ünitesi aracılığı ile bilgisayara aktarılmıştır. Deneylerde 10ton, 30ton ve 60ton kapasiteli olmak üzere üç ayrı yükleme pistonu kullanılmıştır. 6cm, 9cm, 12cm, 15cm, 20cm ve 30cm çaplarında model temel plakalarının kullanıldığı yükleme deneylerinde 10ton kapasiteli, 45cm ve 60cm çaplarında model temel plakalarının kullanıldığı yükleme deneylerinde 30ton kapasiteli ve 90cm çapında model temel plakasının kullanıldığı yükleme deneylerinde ise 60ton kapasiteli yükleme pistonları kullanılmıştır. Çalışmalarda, 5cm kapasiteli 2 adet düşey deplasman ölçer (LVDT) kullanılmıştır. Her yük kademesinde temel plakası tabanında oluşan oturmalar 2 farklı noktada ölçülmüş ve oturma değeri olarak iki okumanın ortalaması alınmıştır. Deneylerde, yükleme pistonu ve deplasman ölçerler aracılığıyla elde edilen yük ve deplasman değerleri, veri kaydetme ünitesi yardımıyla bilgisayara aktarılmıştır. Özel bir yazılım programının kullanıldığı ve iki kanal girişli olarak imal edilen veri kaydetme ünitesinde yük-deplasman verileri yükleme sırasında eş zamanlı olarak görüntülenmiştir. Doğal kil zeminde yapılan deneylerin şematik gösterimi Şekil 10'da yer almaktadır.



**Şekil 10.** Doğal Kil Zeminde Yapılan Deneylerin Şematik Gösterimi

Deneylere başlamadan önce deney sahasının bir kısmı, JCB yardımıyla 1.70m'lik bir derinliğe kadar açılmıştır. Sahanın sıcaklıktan dolayı kurumaması ve deney esnasında kullanılmayan bölgelerin örselenmemesi için sadece kısa vadede kullanılacak alan kazılmış, diğer bölgeler branda yardımıyla kapatılmıştır. JCB yardımıyla açılan kazıklar arası bölge, çeşitli düzeltici aletler (spatula, mala, kürek vs) yardımıyla tesviye edilmiştir. El aletleri ile yapılan tesviye işlemi, dış etkilerin zeminde meydana getirebileceği örselenmenin en aza indirilmesi için yaklaşık 15-20cm kadar devam ettirilmiş, daha sonra zemin yüzeyi su terazisiyle dengeye getirilmiştir. Daha sonra, kalibre edilmiş el penetrometresi yardımıyla arazide deney yapılacak örselenmemiş ortamlardaki zeminlerin mukavemet değerleri ölçülmüştür. İki kazık arasında deney yapılacak bölge hazırlandıktan sonra yüklemeye girişinin bağlanmasına geçilmiştir. Yüklemeye girişini kazık donatıları arasında girişin dengesi her iki doğrultuda su terazisi yardımıyla sağlanarak yerleştirilmiş, kaynak yapılarak sabitlenmiştir. Yüklemeye girişinin yerleştirilmesi sırasında sonraki deneylerde kullanılacak komşu deney sahası muhafaza altına alınmış ve deney şartları korunmuştur.

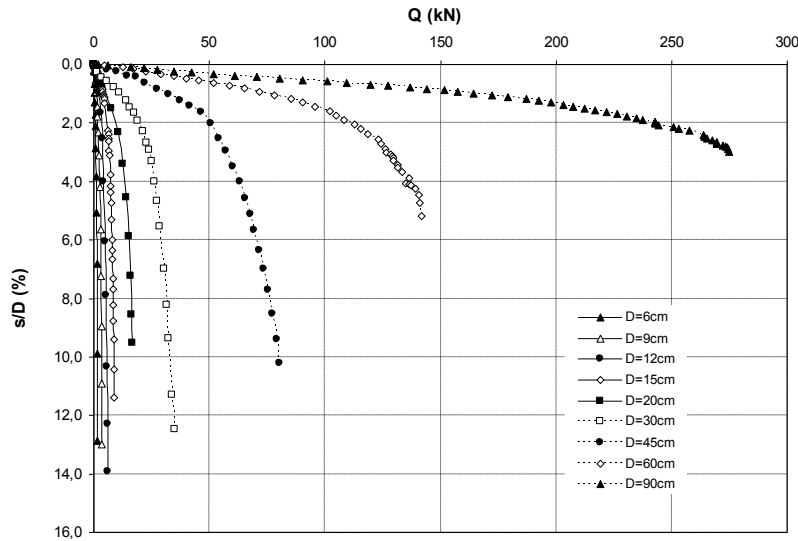
Deneylere başlamadan önce deney sahasındaki doğal kil zeminlerin su muhtevasını belirlemek için kilitli, sızdırmaz poşet içerisine numuneler ve özel numune çıkarıcısı yardımıyla serbest basınç numuneleri alınmıştır. Elde edilen deney sonuçlarından, doğal kil zemin su muhtevasının YASS'nin hemen üzerinde, deney yapılan derinlikler civarında %24 ( $\pm$  %2.0), serbest basınç deneylerinden elde edilen kohezyon değerlerinin de el penetrometresi değerlerine paralel olarak  $0.60\text{kg/cm}^2$  ile  $0.80\text{kg/cm}^2$  arasında olduğu görülmüştür. Serbest basınç deneylerinden elde edilen mukavemet değerleri ile el penetrometresi okumaları arasında bir bağıntı kurulmuş, daha sonra da yapılan her bir deney öncesi el penetrometresi okumaları yapılmış ve değerler kayıt altına alınmıştır.

## 5. DENEY BULGULARI

Deneyler sonucunda yük-oturma eğrileri çizilmiş ve bu eğrilerin yer aldığı grafiklerde yatay ekseninde uygulanan yük, düşey ekseninde ise, bu yükten dolayı meydana gelen oturma değerleri verilmiştir. Doğal kil zeminde yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri Şekil 11'de, taşıma gücü-oturma eğrileri de Şekil 12'de sunulmuştur. Grafiklerde oturma değerleri temel çaplarına bölünerek boyutsuzlaştırılmış ve yüzde olarak tanımlanmıştır.

Şekil 11'den, temel çapı arttıkça zemin tarafından taşınan yükün arttığı görülmektedir. Temel çapının %10'una karşılık gelen oturmalar dikkate alınarak yükler kıyaslandığında, 12cm'lik çapa sahip temel kullanılarak yapılan deneyde elde edilen yükün, 9cm'lik çapa sahip temel kullanılarak yapılan deneyde elde edilen yükten 1.69 kat (5707N / 3370N), 6cm'lik çapa sahip temel kullanılarak yapılan deneyde elde edilen yükten 3.85 kat (5707N / 1482N) daha fazla olduğu tespit edilmiştir. Aynı zamanda 9cm'lik çapa sahip temel kullanılarak yapılan deneyde elde edilen göçme yükünün ( $s/D=10\%$  olması durumunda) 6cm'lik çap için elde edilen göçme yükünden yaklaşık 2.27 kat (3370N / 1482N) daha fazla olduğu görülmektedir.

Aynı zamanda temel çapının %3'üne karşılık gelen oturmalar dikkate alınarak yükler kıyaslandığında, 90cm'lik çapa sahip temel kullanılarak yapılan deneyde elde edilen yükün, 60cm'lik çapa sahip temel kullanılarak yapılan deneyde elde edilen yükten 1.90 kat (188.1kN / 99.0kN), 45cm'lik çapa sahip temel kullanılarak yapılan deneyde elde edilen yükten 3.27 kat (188.1kN / 57.6kN), 30cm'lik çapa sahip temel kullanılarak yapılan deneyde elde edilen yükten ise 7.80 kat (188.1kN / 24.1kN) daha fazla olduğu tespit edilmiştir. Aynı zamanda 60cm'lik çapa sahip temel kullanılarak yapılan deneyde elde edilen göçme yükünün ( $s/D=3\%$  olması durumunda) 45cm'lik çap için elde edilen göçme yükünden yaklaşık 1.72 kat (99.0kN / 57.6kN), 30cm'lik çap için elde edilen göçme yükünden ise yaklaşık 4.11 kat (99.0kN / 24.1kN) daha fazla olduğu görülmektedir. Benzer şekilde, 45cm'lik çap ile 30cm'lik çap arasındaki göçme yükü oranı 2.39 kattır (57.6kN / 24.1kN).

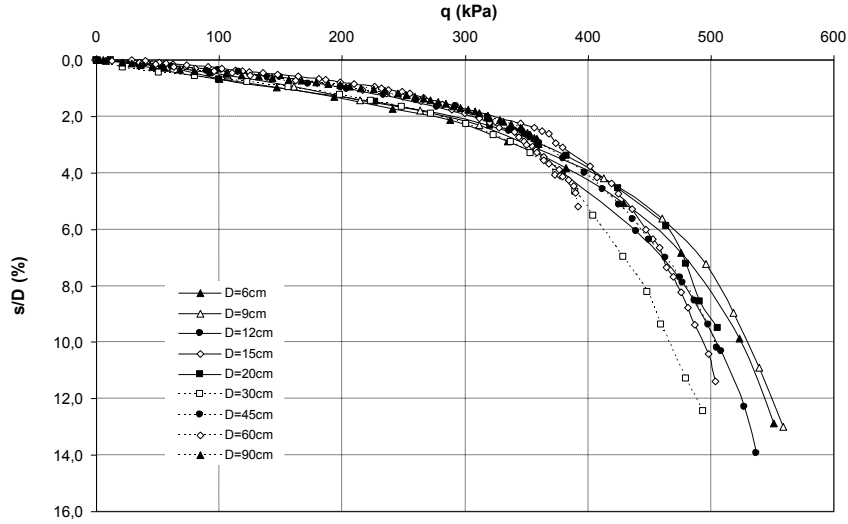


Şekil 11. Yük – Oturma Eğrileri

Temel çapının artmasına bağlı olarak taşıma kapasitesi değerlerinde meydana gelen artışlar, daha büyük boyutlu temel altında daha büyük gerilmelerin oluşmasıyla açıklanmaktadır. Literatürde yüzeysel temellerin taşıma kapasitesi ile ilgili olarak yer alan teorik çalışmalarda, nihai taşıma kapasitesi, ( $q_u$ ), değeri hesaplanırken temel genişliği değerinin ( $D$ ), formülasyona doğrudan dahil edildiği görülmüştür (Terzaghi 1943; Meyerhof, 1957 vb). Keskin (2004) ve Tekinsoy vd. (2009) tarafından gerçekleştirilen çalışmalarda da, daha büyük boyutlu temeller altında daha büyük düşey gerilmelerin oluştuğu deneysel ve sayısal olarak gösterilmiştir.



Temele gelen yüklerin temel alanına bölünmesi ile elde edilen gerilmelerin oturma ile ilişkileri Şekil 12’de sunulmuştur. Grafiklerde yatay eksende uygulanan gerilme (taşıma gücü), düşey eksende ise, meydana gelen oturma değerleri verilmiştir. Oturma değerleri temel çapına bölünerek boyutsuzlaştırılmış ve yüzde olarak tanımlanmıştır. Grafiklerden görüleceği üzere, doğal kil zeminler üzerinde yapılan deneylerde elde edilen taban basıncı-oturma davranışı birbirine oldukça yakındır. Bu durum, doğal kil zemin durumunda ölçek etkisinin olmadığını göstermektedir.



Şekil 12. Taşıma Gücü – Oturma Eğrileri

Tüm temeller için, temel çapının %3'üne karşılık gelen oturma değerleri dikkate alındığında zemin taşıma gücünün 350kPa civarında olduğu görülmektedir (Şekil 12). Deneylerde ulaşılan yük ve oturma değerleri, toplu halde Tablo 2’de sunulmuştur.

Tablo 2. Doğal Kil Zeminde Yapılan Deneylerde Göçme Yükleri ve Oturma Değerleri

No	D (m)	$q_u$ (kPa)	$s/D$ (%)	s (mm)	q (kPa)
1	0.06	523.67	10	5.03	500
2	0.09	529.87	10	6.77	500
3	0.12	505.04	10	11.20	500
4	0.15	497.98	10	17.09	500
5	0.20	490.88	10	20.09	500
6	0.30	466.33	10	38.97	500
7	0.45	422.47	5	43.38	500
8	0.60	390.88	5	31.08	400
9	0.90	295.71	3	28.98	300

D= Temel çapı,  $q_u$ =Göçme yükü,  $s/D$ =Oturma oranı, s=Oturma, q=Gerilme

Bilindiği üzere iki boyutlu durumda şerit temeller için Terzaghi Taşıma Gücü formülü aşağıdaki gibidir:

$$q_{ultimate} = cN_c + \gamma D_f N_q + (1/2)\gamma B N_\gamma \quad (1)$$

$q_{ultimate}$  : zeminin nihai taşıma gücü (kN/m<sup>2</sup>),  
 $c$  : temel zemininin kohezyonu (kN/m<sup>2</sup>),  
 $N_c$ ,  $N_q$  ve  $N_\gamma$  : taşıma gücü katsayıları (boyutsuz),  
 $\gamma$  : temel zemininin birim hacim ağırlığı (kN/m<sup>3</sup>),  
 $B$  : temel genişliği (kısa kenar veya çap, m),  
 $D_f$  : temel derinliği (m)

Eşitlik (1), dairesel temeller için düzenlendiğinde aşağıdaki ifade ortaya çıkmaktadır:

$$q_{ultimate} = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma B N_\gamma \quad (2)$$

Yapılan deneylerde temel plakası zemin yüzeyine yerleştirildiğinden  $D_f$  temel derinliği sıfırdır. Ayrıca temel zemini ağırlığının ihmal edilebilecek olmasından dolayı Eşitlik (2) ifadesi aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$q_{ultimate} = 1.3cN_c \quad (3)$$

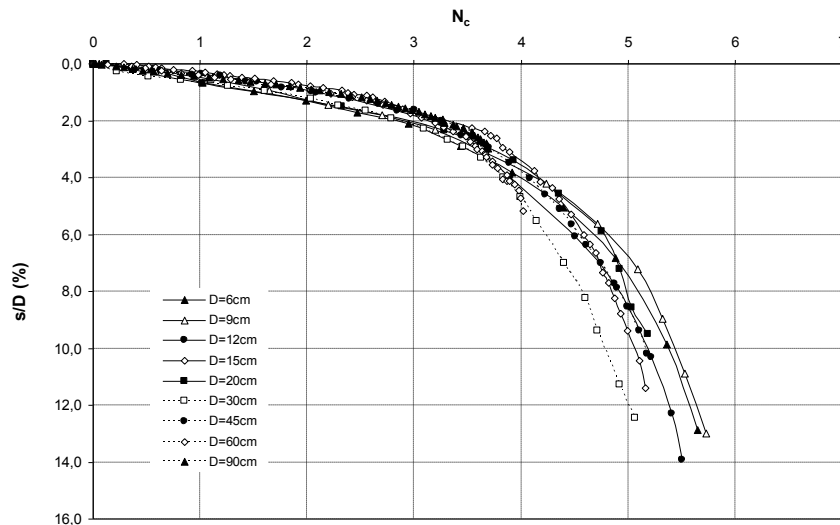
Buradan  $N_c$  ifadesi çekilirse,

$$N_c = \frac{q_{ultimate}}{1.3c} \quad (4)$$

eşitliği ortaya çıkmaktadır. Deney arazisi genellikle homojen olduğundan ( $c = 75 \text{ kPa}$ ),  $N_c$  ifadesi aşağıdaki gibi tekrar düzenlenebilir.

$$N_c = \frac{q_{ultimate}}{97.5} \quad (5)$$

$N_c$  ifadesinin oturma ile olan ilişkisi Şekil 13'de sunulmaktadır. Grafiklerden  $N_c$  değerlerinin tüm çaplar için benzer olduğu görülmektedir.



Şekil 13. Doğal Kil Zemindeki Deneylerde  $N_c$  – Oturma Eğrileri

## 6. SONUÇLAR

Bu çalışmada, arazi ortamında, mevcut doğal kil zeminler üzerine oturan dairesel temellerin davranışları, çapları 0.06m'den 0.90m'ye kadar değişen 9 farklı model temel kullanılarak incelenmiştir. Deneyler sonunda yük-oturma eğrileri çizilerek dairesel temellerin taşıma gücü ve oturma karakteristikleri irdelenmiştir. Deneylerde temel çapının %3'üne karşılık gelen oturma değerleri dikkate alındığında, zemin taşıma gücü 350kPa civarında elde edilmiştir. Ayrıca taşıma gücü katsayısı  $N_c$  katsayısı ortalama 5.0 civarında elde edilmiştir. Elde edilen taşıma gücü katsayısı, teorik yaklaşımlarla elde edilen taşıma gücü katsayısı ile uygunluk göstermektedir.

## 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 bilirler.

## KAYNAKLAR

- Adams, M. and Collin, J., (1997), “Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Footings,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123 (1), 66-72.
- Chen, Q., (2007), “An Experimental Study on Characteristics and Behavior of Reinforced Soil Footing,” PhD Thesis, Louisiana State University, Baton Rouge, USA.
- Consoli, N.C., Schnaid, F. and Milititsky, J., (1998), “Interpretation of Plate Load Tests on Residual Soil Site,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 (9), 857-867.
- Demir, A., (2011), “Yumuşak Kil Zemin Üzerinde Güçlendirilmiş Stabilize Dolguya Oturan Yüzeysel Temellerin Analizi”, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, 443 sayfa.
- Fonseca, V., (2001), “Load Tests on Residual Soil and Settlement Prediction on Shallow Footing,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127 (10), 869-883.
- Gabr, M.A. and Hart, J.H., (2000), “Elastic Modulus of Geogrid Reinforced Sand Using Plate Load Tests,” Geotechnical Testing Journal, 23(2), 245-250.
- Hirofumi, F., Jun'ichi, N. and Koichi, T., (2003), “A Study on the Scale Effect of Ultimate Bearing Capacity on Rock Fill,” Monthly Report of Civil Engineering Research Institute, 600, 21-28.
- Keskin, M.S., (2004), “Zeminlerde Oluşan İlave Düşey Gerilmelerin Değişik Yöntemlerle İrdelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 225s.
- Laman, M., Yıldız, A., Örnek, M. ve Demir, A., (2009), “Yumuşak Kil Zeminlerin Geogrid Donatı ile Güçlendirilmesi,” TÜBİTAK Bilimsel Araştırma Projesi (No:106M496), Ankara, 528 sayfa.
- Meyerhof, G.G., (1957), “The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes”. in Proc., IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, England, 1:384.
- Mısıır, G., (2008), “Granüler Stabilize Dolgu ile İyileştirilen Yumuşak Kil Zeminlere Oturan Temellerin Analizi”. Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

- Örnek, M., (2009), "Yumuşak Kil Zeminlerin Geogrid Donatı ile Güçlendirilmesi", Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, 318 sayfa.
- 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.
- Tekinsoy, M.A., Taşkıran, T., Kayadelen, C. and Baran, T., (2009), "An Approximation to the Stress Distribution Analysis for Anisotropic Clayey Soil", Scientific Research and Essays, 4(2):78-87.
- Terzaghi, K., (1943), "Theoretical Soil Mechanics". Wiley, New York, 510p.
- Yıldırım, D., (2009), "Geogrid Donatılı Stabilize Dolgu Tabakası ile Kil Zeminlerin İyileştirilmesi", Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 159s.

## GEOTEKSTİL DONATI TABAKA SAYISININ İSTİNAT DUVARI DAVRANIŞINA ETKİSİ

### EFFECT OF NUMBER OF THE REINFORCED LAYER WITH GEOTEXTILE ON BEHAVIOR OF RETAINING WALL

Ramazan ALTUN<sup>1</sup> Cafer KAYADELEN<sup>2</sup> Ahmet DEMİR<sup>3</sup>

#### ABSTRACT

In this study, behavior of reinforced retaining wall with geotextile was investigated by model tests conducted in the laboratory. For that purpose, a series of tests were performed on sandy soil of which granulometric distribution is uniform in a soil box manufactured by wooden plate. In order to obtain the same physical properties of sand such as unit volume weight, test box was filled by freely falling the sands from certain height and then unit weight values of sand were checked before each test. In tests in which the geotextiles were employed as reinforced material, while the dimension of geotextile and other design parameters were set, the distance between two reinforced layers and number of the reinforced layers were varied and the strip foundation located behind the model retaining wall was loaded by using mechanical jack. It was observed that use of the geotextiles as a reinforced material provide significant contributions to the stability of both retaining wall and strip foundation. The horizontal displacements of retaining wall due to vertical loading and vertical displacement of strip foundation seriously decrease when the number of reinforced layer increase.

**Keywords:** Retaining Wall, Geotextile, Strip Footing, Sand

#### ÖZET

Bu çalışmada laboratuvar ortamında arkasında geotekstil donatılı kum zemin bulunan istinat duvarının davranışı model deneyler ile incelenmiştir. Bu amaçla üniform granülometriye sahip kum zemin üzerinde bir seri deneyler yapılmıştır. Deneyler ahşap malzemenen yapılan bir kum kasası içerisinde gerçekleştirilmiştir. Bütün deneylerde, aynı fiziksel özellikleri elde edebilmek için kum belli bir yükseklikten serbest bir şekilde kasa içerisinde doldurulmuştur ve deneylerin hep aynı koşullarda gerçekleştirildiğini görmek için deneylerden önce kumun birim ağırlığı kontrol edilmiştir. Donatı malzemesi olarak geotekstilin kullanıldığı deneylerde, geotekstilin boyutları sabit tutulurken iki geotekstil arası mesafe ve donatı sayısı değiştirilmiştir ve istinat duvarı arkasına yerleştirilen şerit temel yüklenmiştir. Deneyler sonunda geotekstil malzemenin, hem şerit temelin hem de istinat duvarının stabilitesine önemli katkı sağladığı görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** İstinat Duvarı, Geotekstil, Şerit Temel, Kum

<sup>1</sup> Yüksek Müh., Altun İnşaat

<sup>2</sup> Doç. Dr., KSÜ, ckayadelen@ksu.edu.tr

<sup>3</sup> Yrd. Doç. Dr., Osmaniye Korkut Ata Univ., ahmetdemir@cu.edu.tr

## 1. GİRİŞ

İstinat duvarları, zeminlerin mukavemet kabiliyetleri ölçüsünde kendi stabilitelerini sağlayacak şekilde inşa edilmesi gerekliliği vardır. Son yıllarda özellikle yüksek istinat yapılarında ortaya çıkan maliyetlerin fazla olması nedeni ile boyutları daha küçük ama arkasında daha yüksek zemin tutabilen istinat yapıları elde etmek için çeşitli donatı malzemeleri kullanılmaktadır (Mandal ve dig., 1990, Koerner 1980, Holdz 2001, Khing ve Diğerleri, 1993, Tunç 2001). Geotekstil malzeme bunlardan bir tanesidir. Geotekstil malzemesinin piyasa koşullarında kolay bulunabilen ve fiyat olarak uygun olması geotekstilleri cazip hale getirmiştir. Ancak istinat duvarlarının arkasındaki zeminde donatı malzemesi olarak kullanılan geotekstilin tasarım parametrelerinin incelenmesinde eksiklikler bulunmaktadır. Bu nedenle istinat duvarı tasarımlarında kullanılmak üzere arkasında geotekstil donatılı zemin bulunan istinat duvarları içi deneysel verilere ihtiyaç duyulmaktadır.

Pratik uygulamalarda maalesef sıkça istinat duvarı göçmeleri gözlenmektedir. Örneğin coğrafi yapısından dolayı istinat duvarı yapımının sıkça görüldüğü Kahramanmaraş'ta, ana yol kenarına yapılan istinat duvarı iki yıl sonra göçmüş ve bunun sonucu olarak karşıdaki 3 daire maddi zararlara uğramıştır (Şekil 1). Devrilen bu istinat duvarı inşaatının maliyeti, yaklaşık 54.000 TL olduğu ve devrilme sonucunda hasar gören evlere harcanan miktarda düşünüldüğünde yapım esnasında güçlendirme ile önlem alınmasının önemi ortaya çıkmaktadır.



**Şekil 1.** Kahramanmaraş' ta Yıkılan İstinat Duvarı

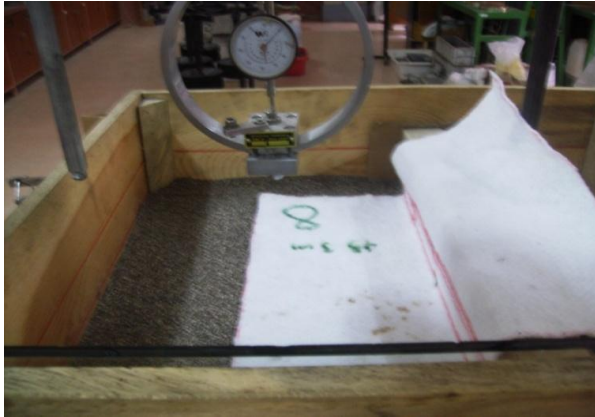
İstinat duvarı tasarımı kot farkı olan yapıların projelendirmesinde parseller arası yapılaşmalarda iki parselin birbirine tehlike arz etmeyecek durumda olması amacı ile belediyelerce son zamanlarda istinat duvarı ruhsatı zorunlu tutulmakta ve artık kot farkı olan her yapıda istinat duvarı yapılması yaygın bir hale gelmektedir. Parsel sahiplerinin hem yapılarını yapması hem de yapının çevresel emniyeti açısından istinat duvarı yapılması ekonomik açıdan büyük yükümlükler getirmektedir. Bu amaçla istinat duvarı yapımının daha cazip hale gelmesi için çeşitli araştırmalara girilmiş ancak bunlardan

zeminin donatılardırılması ve bu donatı malzemesinin piyasa açısından kolay bulunabilen ve fiyat olarak uygun olması araştırmaları geosentetiklere ve bunlardan da geotekstillere yönlendirmiştir.

Parsellerin yol cephesinden aşağı kotlarda yapılaşmaya gidilmesi veya iki yol arası çok fazla kot farkı olması yapılaşma için esas alınan kırmızı kotun aşağı yol kotundan alınması kotu yüksek yol cephelerinde istinat duvarı yapımına ve yolun güvenliği açısından da daha stabil bir istinat duvarının yapımını gerektirmektedir. Güvenliğin çok iyi algılanması ve parcel sahiplerinin kendi yapısı haricinde olan bu kısmın yapımı için maddi harcamaları en aza indirmek istemesi istinat duvarı için zeminin geotekstille güçlendirilmesi ve olabilecek bir tehlikeyi daha aza indirmek amacı ile kullanılması önem arz etmektedir.

## 2. MATERYAL METOD

Laboratuar ortamında deneysel çalışma için, 55cm genişliğinde 66cm uzunluğunda ve 55cm derinliğinde bir kum kasası ve model istinat duvarı yapılmıştır. Deney kasası, Yılmaz (2010) ve zaydın (2010) tarafından yüksek lisans çalışmalarında kullanılmak üzere yaptırılmıştır. İstinat duvarının yüklenmesi ise metalden yapılan model şerit temel ile sağlanmıştır. Model istinat duvarı olarak 53cm genişliğinde, 40cm yüksekliğinde 5cm temel derinliğinde, 5cm kalınlık ve 10cm temel pabucu genişliğinde ahşap malzeme kullanılmıştır. KS inşaat mühendisliği zemin mekaniği laboratuarında yapılan deneylerde, kum zeminin güçlendirilmesi için donatı malzemesi olarak geotekstil kullanılmıştır. Deney kasası ahşap malzemeden yapılmış olup n kısmı cam levhadır (şekil 2).



a) Geotekstil Donatı



b) İstinat Duvarı ve şerit Temel

şekil 2. Deneylerde Kullanılan Yükleme Düzeneği (Yılmaz, 2010, zaydın, 2010).

İstinat duvarı boyutlandırılmasında geleneksel hesap yöntemleri kullanılarak hesaplamalar yapılmış ve bu boyutların istinat duvarının stabilizesi için yeterli olmadığı görülmüştür. Başka bir değişle ahşap istinat duvarının arkasına kum zemin bırakıldığında ve istinat duvarı üzerine herhangi bir ilave yük ile desteklenmediğinde duvar gmektedir. İstinat duvarının stabilizesini sağlamak için ilave olarak istinat duvarının pabuc kısmına 10 kg yük bırakılmıştır ve bu ilave yük ile stabilite elde edilmiştir.

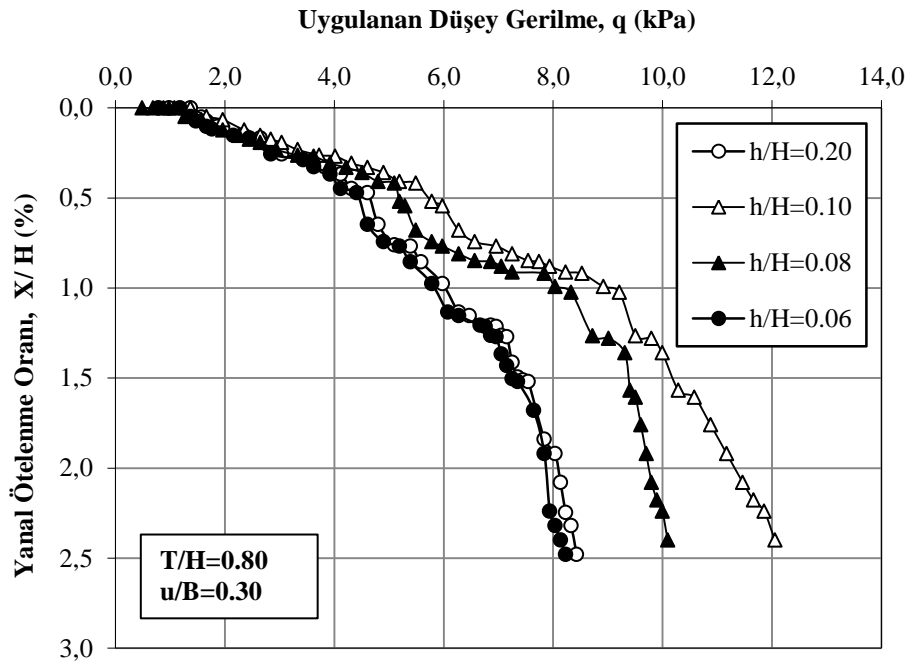
İstinat duvarının yapılan hesaplarında dönmeye karşı güvenlik katsayısı 1.14 olarak hesaplanmış ve kaymaya karşı güvenlik katsayısı 1.76 olarak hesaplanmıştır. Böylece

küçük yüklemelerde de istinat duvarının ötelenme hareketine hemen başlaması sağlanmıştır.

Deneysel çalışmada istinat duvarı arkasında zeminin yüklemesi için model şerit temel kullanılmıştır. St37 çelik plakadan yapılan temelin uzunluğu 52cm, genişliği 7cm ve et kalınlığı 2 cm' dir. Kullanılan şerit temel 6kg ağırlığındadır. Deneylerde kullanılan yükleme sistemi için arazi tipi CBR kullanılmıştır. Arazi CBR düzeneği komple mekanik el ile çevirmelidir ve yük halkası, 50kN kapasitelidir.

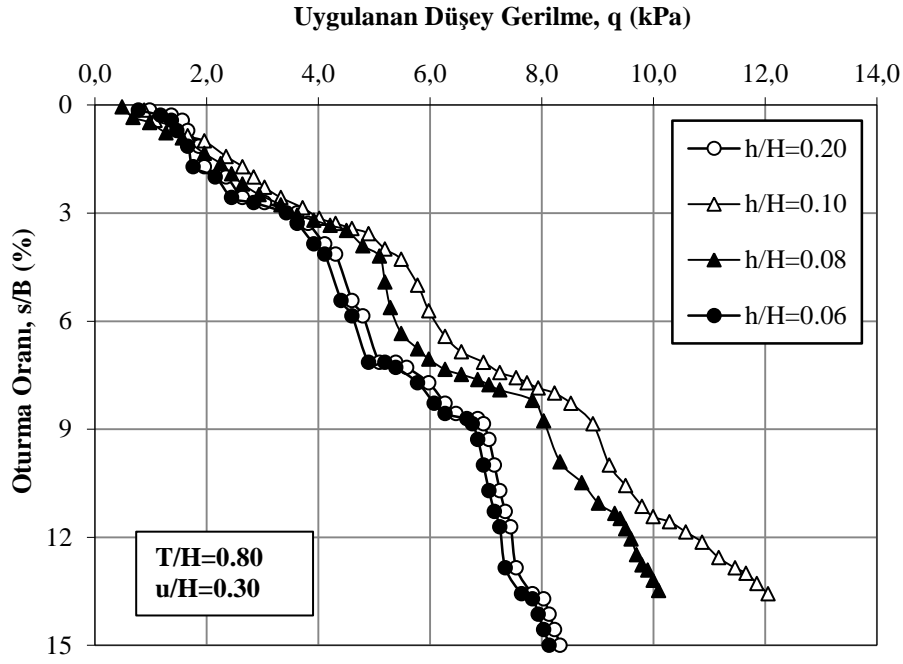
### 3. BULGULAR VE TARTIŞMA

Deneylerde önce iki donatı tabakası arasındaki mesafenin araştırılması için deneyler yapılmıştır. Bu amaçla iki donatı arası mesafe,  $h$ , ile istinat duvarı yüksekliği,  $H$  arasındaki orantı ( $h/H$ ) parametre olarak kabul edilmiştir.  $h/H$  değerleri 0.06, 0.08, 0.10 ve 0.20 için dört adet deney yapılmış. Elde edilen sonuçlar, istinat duvarının yanal ötelenmesi ve şerit temelin oturması açısından, sırasıyla Şekil 3 ve 4'te verilmiştir. Şekil 3'ten görüldüğü gibi uygulanan gerilme arttıkça,  $h/H$  oranına bağlı olarak istinat duvarının yanal ötelenmesi de artmaktadır. Ayrıca,  $h/H=0.08$  ve  $h/H=0.10$  değerlerinde eğrilerin birbirine çok yakın olduğu, diğer  $h/H$  oranlarında hem istinat duvarının hem de şerit temelin deformasyon değerleri daha yüksek görülmektedir.



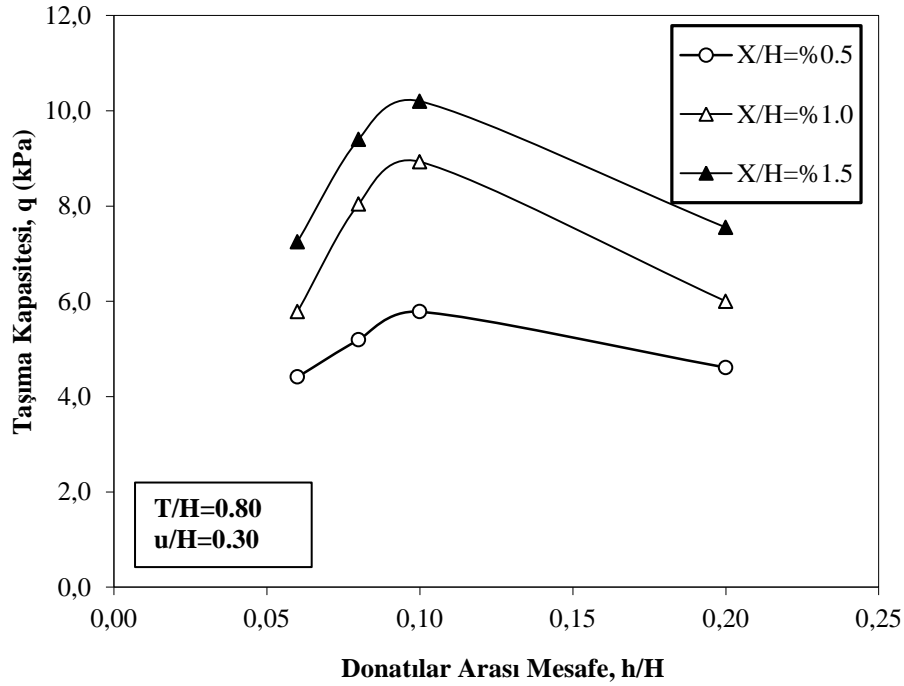
Şekil 3. İstinat Duvarının  $h/H$ ' a Bağlı Olarak Yük-Deformasyon İlişkisi





Şekil 4. Şerit Temelin  $h/H$ ' a Bağlı Olarak Yük-Oturma İlişkisi

İstinat duvarının farklı yanal deformasyonları için ( $X/H=0.5, 1.0$  ve  $1.5$ ) donatılar arası mesafenin ( $h/H$ ) şerit temelin taşıma kapasitesine etkisi Şekil 5'te irdelenmiştir. Şekil 5'den görüleceği üzere, geotekstil donatının birbirine çok yakın olmasında efektif çalışmadığı ve maksimum etkinin yaklaşık  $h/H$  oranı,  $0.10$  değerinde olduğu görülmektedir.

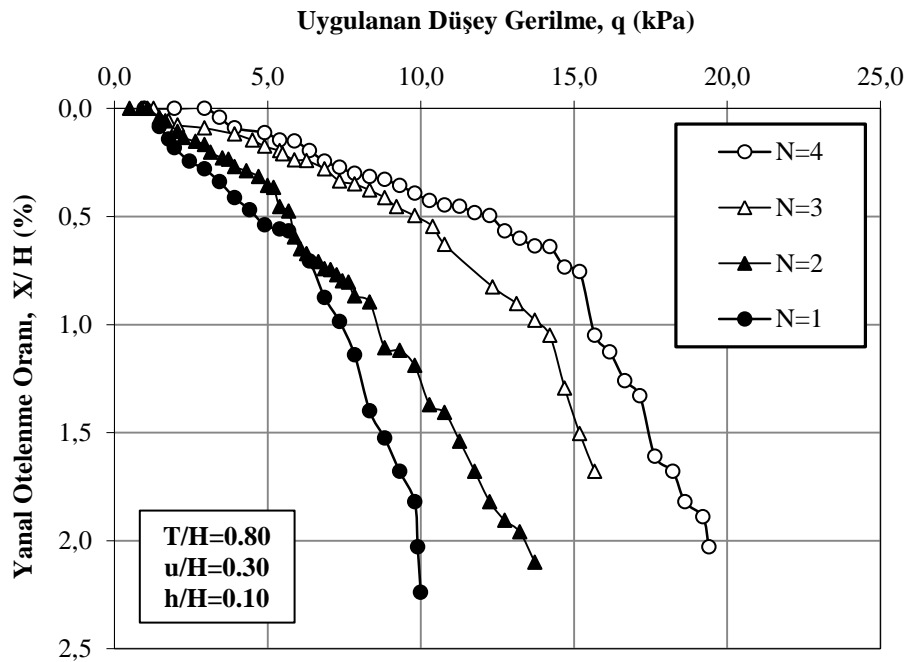


Şekil 5. Farklı Yanal Deplasmanlarda Şerit Temelin  $h/H$ - $q$  Arasındaki Değişim

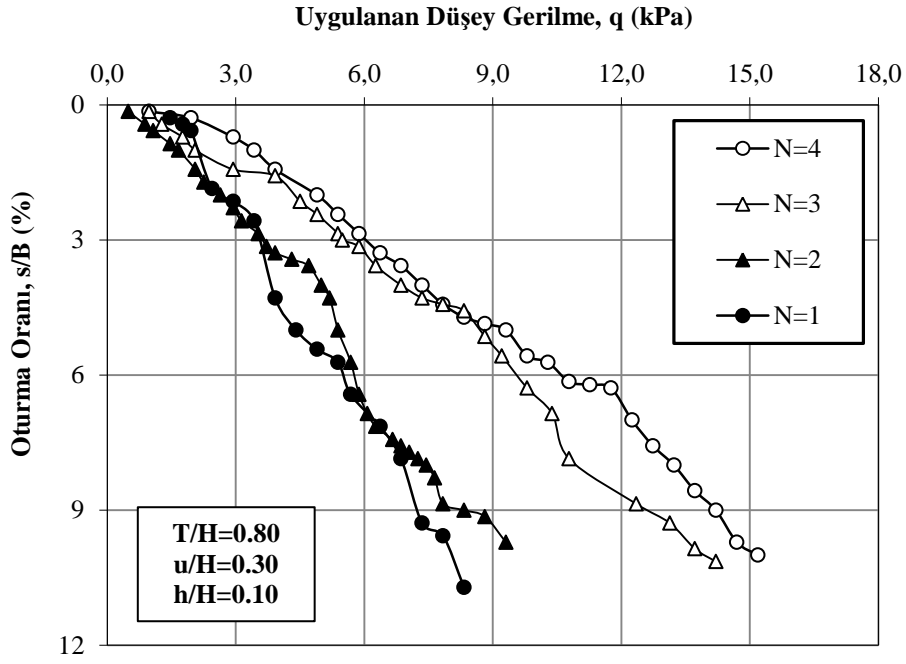
Diğer taraftan, geotekstil donatı tabaka sayısının (N), istinat duvarının stabilitesine etkisini araştırmak amacıyla donatısız dahil olmak üzere N=1, 2, 3 ve 4 donatılı tabaka olmak üzere deneyler yapılmıştır. Deneylerle  $u/B = 0.30$ ,  $h/H = 0.10$  ve  $T/H = 0.80$  gibi bazı parametreler sabit tutulmuştur. Bu oranlar daha önce literatürde yapılan bazı model deneylerden yorumlanarak alınmıştır. Burada, u değeri geotekstilin ilk serilme seviyesi, B ise 7cm olup şerit temelin kısa kenarını göstermektedir. Böylece geotekstilin ilk serilme derinliği 2.10cm alınmıştır. Serilecek olan geotekstilin boyu temel ve istinat boyunca alınmış eni ise (T) istinat duvarı yüksekliğinin 0.8 katı olarak, 32cm alınmıştır.

Bu parametreler doğrultusunda donatısız ve N= 1-2-3-4 tabaka olarak geotekstiller serilmiş ve deneyleri yapılmıştır. Deney bulguları sonucu çizilen grafiklerden, 4 adet geotekstil ile güçlendirilmiş zemin tabakası bulunması halinde, istinat duvarının uygulanan yük karşısında daha az yanal ötelenme gösterdiği ortaya çıkmıştır (Şekil 6). Ancak 3 adet güçlendirilmiş zemin tabakası olması halinde de 4 tabakalı deney sonucuna yakın değerler edildiği görülmektedir.

Diğer taraftan istinat duvarının arkasında bulunan şerit temelin de yükleme esnasında düşey deformasyonu da ölçülmüştür (Şekil 7). Bu şekilden de görüldüğü gibi temel altında geotekstil ile güçlendirilmiş zemin tabakaları oluşturmak, temelin taşıma gücünde ciddi manada bir katkı sağlamaktadır. Grafikten 3 ve 4 donatılı tabaka halinde sonuçların birbirine yakın olduğu gözlenmektedir. Donatı sayısı 2 olduğunda, temelin taşıma kapasitesinin de yaklaşık iki katı arttığı gözlemlenmiştir. 3 ve 4 tabaka donatı sayısı arttığında zeminlerin taşıma gücü kapasitesinin daha fazla arttığı da görülmektedir.

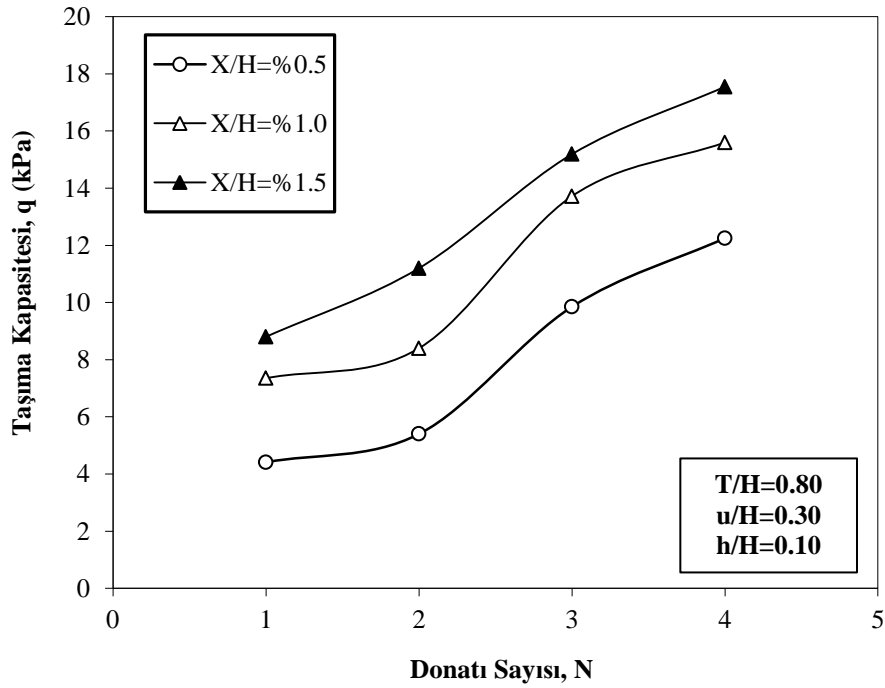


**Şekil 6.** İstinat Duvarının N' e Bağlı Olarak Yük-Deformasyon İlişkisi



**Şekil 7.** Şerit Temelin N' e Bağlı Olarak Yük-Oturma İlişkisi

İstinat duvarının farklı yanal deformasyonları için ( $X/H=0.5, 1.0$  ve  $1.5$ ) geotekstil donatı sayısının ( $N$ ) şerit temelin taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi Şekil 8'de irdelenmiştir. Şekil 8'den görüleceği üzere, üç farklı yanal deformasyon için de benzer eğilim elde edilmiş, donatı sayısının artmasıyla şerit temelin taşıma kapasitesi de artmıştır.



**Şekil 8.** Farklı Yanal Deplasman Oranlarında Şerit Temelin N-q Arasındaki Değişim

## 4. SONUÇLAR

Yapılan deneylerde, arkasında geotekstil donatılı zemin bulunan istinat duvarının stabilitesinde ciddi iyileşmeler olduğu görülmüştür. İstinat duvarının arkasına yerleştirilen şerit temel in yüklenmesi sonucu ölçülen yatay yer değiştirmeler donatılı tabaka sayısının artması ile azalmıştır. Serilen donatıların arasındaki mesafenin, h/H oranı baz alınmak kaydı ile h/H=0.1 oranında maksimum performans elde edilmiştir. Bu oran dikkate alınarak donatılı tabaka katsayısı N=1, 2, 3 ve 4 değerlerinde deneyler yapılmıştır. Donatı sayısının artmasıyla, istinat duvarının yanal ötelenmesinin önemli ölçüde azaldığı görülmüştür. Deneyler sonunda, dört tabakalı geotekstil serilmesi durumunda (N=4) maksimum performans elde edilmiştir.

Ayrıca yukarıda bahsedilen şartlarda şerit temelinde yük-oturma eğrileri çizilmiş ve bu eğrilerden temel in taşıma gücünde, geotekstil tabaka sayısına bağlı olarak önemli oranda artışlar görülmüştür.

## KAYNAKLAR

- Canter A., (2010) Yüksek Lisans Tezi, Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi.
- Holtz R.D.,(2001) "Geocomposite Capillary Barriers Reduce Frost Heave in Soils",Canadian Geotechnical Journal,Vol 38.
- Koerner R.M.,(1980) Durability of Geotextiles,Selected Geotechnical Papers of James K.Mitchell.
- 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" Geotex.& Geomem., 12(4), 351-61.
- Tunç A.,(2001) Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları.
- Mandal J.N., Mhaikar S.Y. , Manjunath V.R, (1990) Experimental and Finite element analysis on bearing capacity of geosynthetic reinforced sand, Indian Institute of Technology Bombay.
- Yılmaz M.N., (2010). Yüksek Lisans Tezi, Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi.

# KAZIK TEMELLERDE ÇEKME DAYANIMININ SONLU ELEMENLAR YÖNTEMİ İLE ANALİZİ

## ANALYSIS OF UPLIFT CAPACITY OF PILE FOUNDATIONS USING FINITE ELEMENT METHODS

Yasemin ERDOĞAN<sup>1</sup> Mustafa LAMAN<sup>2</sup> Gizem MISIR<sup>3</sup> Selçuk BİLDİK<sup>4</sup>

### ABSTRACT

In this study, the uplift capacity of pile foundations constructed on sand soil, has been analysed by using finite element software package PIER3DNL. In these analyses the effect of pile geometries and the varying of pile lengths on the uplift capacity of pile foundation was investigated. Increasing the dimensions of the pile and the density of soil, the pile towing capacity increases linearly.

**Keywords:** Pile foundation, Tension pile, Finite element method, Uplift capacity.

### ÖZET

Bu çalışmada, kum zeminlerde inşa edilen kazık temellerin çekme dayanımı üç boyutlu, sonlu elemanlar yöntemi kullanan PIER3DNL bilgisayar programı ile analiz edilmiştir. Analizlerde kazık geometrisi ve farklı kazık boylarının kazığın çekme kapasitesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Zemin sıklığının ve kazık boyutlarının artması, kazığın çekme kapasitesini lineer olarak arttırmaktadır.

**Anahtar Kelimeler:** Kazık Temel, Çekme Kazığı, Sonlu Elemanlar Yöntemi, Çekme Kapasitesi.

## 1. GİRİŞ

Günümüzde inşaat teknolojisinde gelişmelerle birlikte, farklı özelliklerde ve büyük ölçekteki yapılar inşa edilmeye başlanmıştır. Bu gelişmelere bağlı olarak ortaya çıkan arazi sıkıntıları nedeniyle taşıma ve oturma açısından sorunlu zeminlerin bulunduğu arazilerin de kullanılması zorunlu hale gelmiştir. Bu zorunluluk, mevcut arazilerin iyileştirilmesi gereksinimi ortaya çıkarmaktadır. Bazı durumlarda, iyileştirmede uygulanacak yöntem sonucunda imal edilecek yapısal elemanlar, uzun süreli yapı olarak kullanılmak istenmektedir.

<sup>1</sup> İnş Yüksek Müh., DSİ

<sup>2</sup> Prof. Dr., Osmaniye Korkut Ata Üni., mustafalaman@osmaniye.edu.tr

<sup>3</sup> Arş. Gör., Çukurova Üniversitesi, gmisir@cu.edu.tr

<sup>4</sup> Arş. Gör., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, sbildik@osmaniye.edu.tr

Suda yapılan yapılar, yüksek gerilim hatlarını taşıyan direkler ve kuleler, otoban ve demiryollarındaki işaret levhaları ve reklam panolarını taşıyan direkler gibi çekme kuvvetlerine maruz yapılarda genel olarak çekme kazıkları kullanılmaktadır. Bu kazıklar hem yapısal olarak işlev görürken, aynı zamanda derin temeller zeminin iyileştirmesi için uygulanan yöntemlerden biri kabul edilmektedir.

Temel Mühendisliği, zemin mekaniği ve zemin dinamiği bölümlerine ayrılan geoteknik mühendisliğinde, son 45 yıldır temellerin çekme (uplift) kuvvetleri ile ilgili çalışmalar yer almakta olup, konu ile ilgili dizayn kriterleri geliştirilmektedir. Çekme kazık temel sistemleri üzerine yapılan çalışmalar, basınç kazıkları üzerine yapılan çalışmalara kıyasla oldukça azdır (Demir, 2006). Bir gömülü ankraj veya çan kazığın çekme kapasitesi, genellikle temelin kendi ağırlığı, serbest yüzey boyunca sürtünme direnci ve çan eğrisi üzerindeki serbest bölge içerisinde kalan zeminin ağırlığından oluşmaktadır. Gerekli olan çekme kapasitesi ancak temel boyutu, gömülme derinliği ve dolgu sıklığı artırılarak elde edilebilir. Kum içerisindeki temellerin çekme kapasitesi üzerindeki etkileri bir çok araştırmacı tarafından incelenmiştir.

Das (1986), tekil kazıkların çekme kapasitesinin laboratuarda belirlenmesi amacıyla, 0.61m·0.61m·0.91m (yükseklik) ölçülerindeki grup kazıkların çekme kapasitesinin belirlenmesi için, 1.52m·1.52m·0.91m boyutlarındaki çelik bir kasa içerisinde model deneyler yapmıştır. Sonuçta, orta-sıkı kumda kritik gömülme oranı (L/D)<sub>cr</sub> 12 olarak tespit edilmiştir. Bu değer, Chaudhuri ve Symons (1983) tarafından bulunan bulgularla da tutarlılık göstermektedir. Das (1986) ayrıca kazık gruplarının çekme kapasitesini ve kazık grup etkisini araştırmak amacıyla, kazıklar arasında farklı grup yerleşimleri ile, kazıkların merkezleri arasındaki farklı boşluklar için gömülme oranlarını L/D = 12 ve 20 olarak çekme deneyleri yapmıştır. Grup etkisinin ( $\eta$ ), s'nin yaklaşık olarak (4-5)D olduğu ve kazık gruplarının da 2x1, 3x1 ve 3x2 olduğu yerleşimlerde, %100 olduğu gözlemlenmiştir. Diğer faktörler sabit kaldığı zaman, grup etkisi L/D oranının artmasıyla azalmaktadır.

Dash ve Pise (2003) günümüze kadar yapılan çalışmaların temelinde, kazık temelin çekme kapasitesinin özellikle kazık ile zemin arasındaki yüzey sürtünmesine bağlı olduğunu vurgulamışlardır. Kazıkların üst yapıdan dolayı eş zamanlı olarak ilave basınç yüklerine maruz kaldıkları için, kazığın çekme kapasitesi üzerinde bu ilave yüklerin nasıl bir etki yaptığı konusunda çok az çalışma olduğunu vurgulamışlardır. Deneysel çalışmalar sonucunda ilave basınç yükleme kademesinin, kazığın net çekme kapasitesini etkileyen önemli bir parametre olduğu, kazığın net çekme kapasitesinin, ilave basınç yüklerinin artmasıyla beraber bir azalma gösterdiği görülmüştür. Ayrıca, aynı basınç yükü altında ve aynı gömülme oranı için, kazığın net çekme kapasitesindeki azalma oranının gevsek kumda, sıkı kuma göre çok daha fazla olduğu görülmüştür.

Maharaj ve ark. (2004) yapmış oldukları çalışmada, çeşitli kesitlerdeki tekil kazık ve kazık gruplarının çekme kapasitelerini, düzlem şekil değiştirme koşulu ile, nonlineer sonlu elemanlar yöntemiyle araştırmışlardır. Bu çalışmada, enine doğrultudaki her bir kazık grubu, toplam kazık sayısına göre eşdeğer şeritlere dönüştürülmüştür. Kazık başlıklarının, her bir kazığın çekme yükü altında aynı düşey deplasmanı yaptığı düşünülmüştür. Sistemdeki kazık başlığı, kazık ve zemin dört düğümlü izoparametrik eleman olarak tanımlanıp, zemin ortamı, Drucker-Prager metoduna göre elastoplastik ortam olarak modellenmiştir. Sonuçta kazık grupları ve tekil kazıkların yük-deplasman eğrileri elde edilerek, çekme yükü altındaki değişken kesitli kazığın yük taşıma kapasitesi, aynı beton hacmine sahip düz kazığın yük taşıma kapasitesinden daha büyük bulunmuştur. Grup

içerisinde kazıklar arasındaki etkileşimin, kazıklar birbirine yakınken daha fazla, uzak olduğunda ise daha az olduğu bulunmuştur. Tekil kazığın çekme kapasitesinin, değişken kesitli kazık grupları içerisindeki her bir kazığın çekme kapasitesinden daha büyük olduğu ifade edilmiştir.

Bu çalışmada, kum zeminlerde inşa edilen kazık temellerin çekme dayanımı üç boyutlu, sonlu elemanlar yöntemini kullanan PIER3DNL bilgisayar programı ile analiz edilmiştir. Analizlerde kazık geometrisi ve farklı kazık boylarının ve zemin sıkılığının, kazığın çekme kapasitesine etkileri araştırılmıştır.

## **2. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ VE PIER3DNL BİLGİSAYAR PROGRAMI**

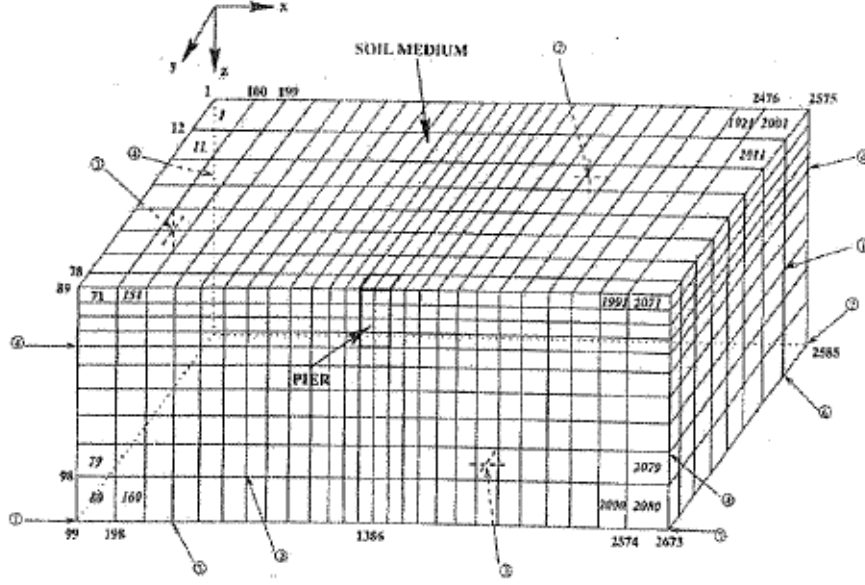
Zeminlerin davranışının incelenmesinde, çeşitli teorik ve ampirik yöntemler kullanılmaktadır. Geliştirilen bu yöntemlerde zemin karmaşık yapısı ve birçok etkene bağlı olan davranış özellikleri nedeniyle, lineer-elastik ve homojen bir ortam gibi düşünülmekte ve basitleştirici kabuller yapılarak çözüme gidilmektedir. Bu yaklaşım, pratik uygulamalarda genellikle yaklaşık sonuçlar vermesine rağmen zeminlerin heterojen yapısı, anizotropi, lineer olmayan, zamana ve ortama bağlı davranışı gibi karmaşık özellikleri nedeniyle gerçekçi çözümlere ulaşılmasına imkan vermemektedir.

Bilgisayar teknolojisindeki hızlı ilerleme, diğer mühendislik problemlerinde olduğu gibi, geoteknik problemlerin sayısal yöntemlerle kısa sürede çözümünü olanaklı hale getirmiştir. Bu yöntemlerde, diferansiyel denklemlerle ifade edilen sürekli fiziki sistemlerin davranışı sayısal yöntemlerle analiz edilmektedir. Geliştirilen bu sayısal yöntemlerden en efektif ve sistematik olanı Sonlu Elemanlar Yöntemi (SEY) olarak ortaya çıkmaktadır. Bu yöntemde sürekli ortamlardan oluşan sistemler üzerinde sonlu elemanlar ağı ile hayali düğümler oluşturulur. Düğümlerde denge, süreklilik ve uygunluk şartları ile eleman rijitlik, kütle matrisleri ve yük vektörleri oluşturulur. Kodlama tekniği ile sistem kütle ve rijitlik matrisleri oluşturularak sistem hareket denklemi elde edilir. Sistem hareket denklemi ise, uygun bir yöntemle çözümlenerek deplasmanlar ve gerilmeler hesaplanır.

Sonlu elemanlar yönteminde, ağ modelindeki her eleman komşusu olan diğer elemanlara gerçekte sonsuz sayıda nokta ile bağlı olmasına rağmen bu yöntemde sadece düğüm noktaları vasıtasıyla bağlanır. Böylece, deplasmanların uygunluğunun sadece bu noktalarda sağlanması yeterli olacaktır. PIER3DNL, kazık temellerin statik analizi için sonlu elemanlar formülasyonu kullanılarak Laman (1995) tarafından hazırlanmış bir bilgisayar programıdır. Programın doğrulanması amacıyla santrifüj deneyleri modellenerek sonuçlar arasında ciddi bir uyum görülmüştür.

Programın özellikleri kısaca aşağıda tarif edilmektedir:

- Program FORTRAN bilgisayar dilinde yazılmıştır.
- Temel ve zemin için üç boyutlu, 8 düğümlü, brick sonlu elemanları kullanılarak formülasyon yapılmıştır.
- Temel ve zeminin lineer olmayan elastik davrandığı kabul edilmektedir.
- Programda zemin ortamı için hiperbolik model kullanılmıştır.
- Programa her bir düğüm için sınır şartları girilebilmektedir.
- Program data dosyası ile çalıştırılmakta olup, gerekli bilgiler girildikten sonra tüm data üretimi otomatik olarak yapılmaktadır.



Şekil 1. PIER3DNL için Sonlu Elemanlar Ağı (Erdoğan2004)

PIER3DNL programı ile yapılan analizlerde geometri ve yüklemenin y-eksenine göre simetrik olması nedeni ile yapılan çalışmalarda yalnızca yarı ağ kullanılmıştır. Kullanılan ağ, x-yönünde 26, y-yönünde 8 ve z-yönünde de 10 olmak üzere yarı ağda toplam 2080 elemandan oluşmaktadır.

### 3. PIER3DNL İLE YAPILAN ANALİZLER

PIER3DNL programı ile yapılan analizlerde geometri ve yüklemenin y eksenine göre simetrik olması nedeni ile yapılan çalışmada yalnızca yarı ağ kullanılmıştır. Şekil 1'den de görüldüğü gibi temele yakın bölgelerde ağ sıklaştırması yapılmıştır. Program analizinde kullanılan hiperbolik zemin parametreleri, Erith kumu üzerinde yapılmış olan üç eksenli basınç deneyleri ile Liem (1988) tarafından saptanmıştır (Çizelge 1).

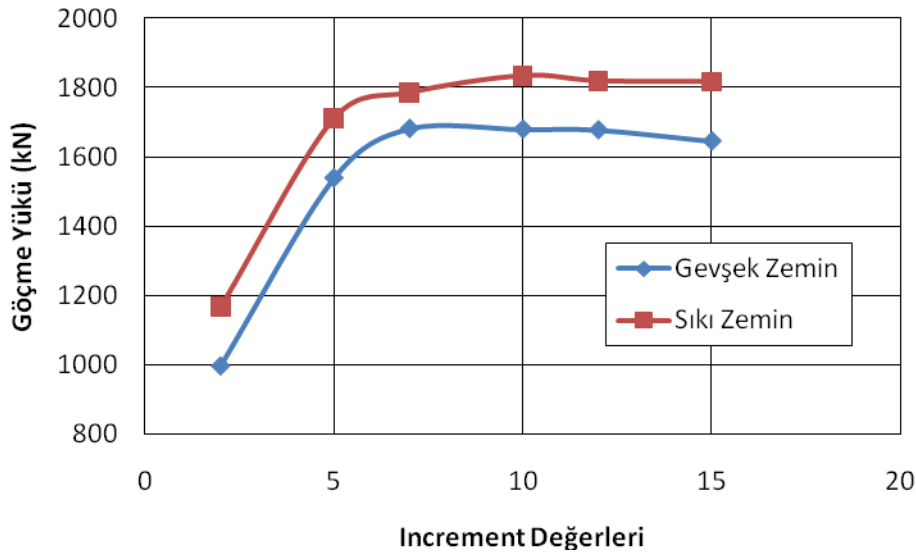
Çizelge 1. Erith Kumu için Hiperbolik Zemin Modeli Parametreleri

Parametreler	Gevşek Kum	Sıkı Kum
Rijitlik Sayısı, boşaltma-yeniden yükleme ( $K_{ur}$ )	1160	1925
Destek rijitlik, boşaltma-yeniden yükleme ( $n_{ur}$ )	0.6	0.66
Rijitlik Sayısı, ilk yükleme (K)	312	1100
Destek Rijitlik, ilk yükleme (n)	0.66	0.68
Göçme Oranı ( $R_f$ )	0.89	0.91
Sürtünme Açısı ( $\phi_0$ )	38.96°	48.99°



### 3.1. En Uygun Yük Artımı Analizi

Programa, data dosyasından analizin kaç adımıda yapılacağı bilgisi girilebilmektedir. Hiperbolik modelde yük-deplasman eğrisinin oluşabilmesi için en az 2 adımda yükün uygulanması gerekmektedir. Ancak, daha hassas sonuçların elde edilebilmesi için adım sayısı 2'den büyük olarak seçilmektedir. Bununla birlikte adım sayısının artmasıyla programın çözüm süresi artacağından optimum bir adım değeri bulunması gerekmektedir. Bu amaçla bu çalışmada 2, 5, 7, 10, 12 ve 15 adımda referans bir problemde aynı yük değeri uygulanmak suretiyle çözümler yapılarak adım sayısının etkisi araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar incelendiğinde, adım sayısının 7'den büyük seçilmesi durumunda sonuca önemli bir etkisinin olmadığı görülmüştür.



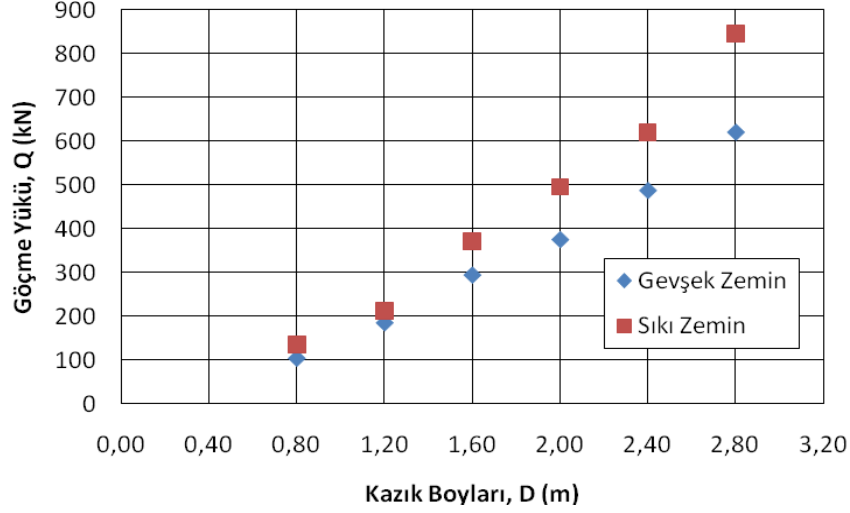
Şekil 2. Göçme Yükü Adım Değerleri Arasında İlişki

### 3.2. Kazık Geometrisinin Kazık Çekme Kapasitesine Etkisi

Kazık projelerinin ön boyutlama safhasında, seçilecek kazık boyutlarının ne olacağı tartışma konusudur. Statik kazık formüller ile çözüme gidilirken belli bir hassasiyette çalışılsa da , problemi 3 boyutlu olarak dikkate alan sonlu elemanlar yöntemini kullanan programlar ile çözüme gitmek daha hassas sonuçlar verecektir. Kazık geometrisinin kazıkların çekme kapasitesi üzerine etkisini irdelemek üzere PIER3DNL programı ile farklı kazık genişlikleri ve kazık boylarında analizler yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmaktadır.

#### 3.2.1. Kazık Boyunun Çekme Kapasitesine Etkisi

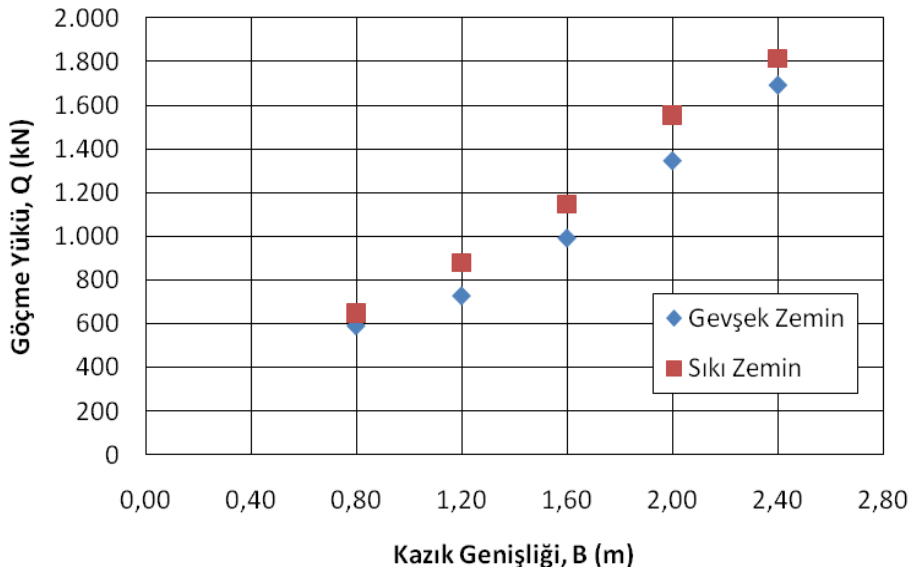
Kazık boyunun çekme kapasitesine etkisinin araştırılması amacıyla, farklı kazık boyları ( $D=0.8m, 1.2m, 1.6m, 2.0m, 2.4m$  ve  $2.8m$ ) kullanılarak PIER3DNL programı ile analizler yapılmıştır. Analizlerde kazık genişliği sabit tutularak ( $B=1.2m$ ) sıkı ve gevşek kum durumlarında çözümler yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar Şekil-3'de gösterilmektedir. Zemin sıklılığının artmasıyla çekme kapasitesinde artış meydana gelmektedir. Bu artış daha büyük kazık boylarında daha fazla olmaktadır. Ayrıca kazık boyunun artmasıyla birlikte çekme kapasitesinin her iki sıklılıktaki zemin için lineer olarak arttığı görülmüştür.



**Şekil 3.** Kazık Boyunun Çekme Kapasitesine Etkisi

### 3.2.2. Kazık Genişliğinin Çekme Kapasitesine Etkisi

Kazık genişliğinin çekme kapasitesine etkisi, farklı kazık genişlikleri ( $B=0.8\text{m}$ ,  $1.2\text{m}$ ,  $1.6\text{m}$ ,  $2.0\text{m}$  ve  $2.4\text{m}$ ) seçilerek PIER3DNL programı ile analiz edilerek irdelenmiştir. Analizlerde kazık boyu sabit tutularak ( $B=3\text{m}$ ) sıkı ve gevşek kum durumlarında çözümler yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar Şekil-4'de verilmektedir. Zemin sıklığının artmasıyla çekme kapasitesinde artış meydana gelmektedir. Ancak bu kapasite artışı, kazık boyunun etkisi kadar önemli ölçüde değildir. Ayrıca kazık genişliğinin artmasıyla birlikte çekme kapasitesinin her iki sıklıktaki zemin için lineer olarak arttığı görülmüştür.



**Şekil 4.** Kazık Genişliğinin Çekme Kapasitesine Etkisi

## 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada kum zeminlerde inşa edilen kazıkların çekme dayanımları PIER3DNL bilgisayar programı ile analiz edilmiştir. Üç boyutlu non-linear ve eksen simetrisine sahip PIER3DNL programı için öncelikle en uygun sonlu elemanlar ağı ve yükün kaç adımda uygulanması gerektiği araştırılmıştır. Sıkı ve gevşek kum için, farklı kazık boy ve genişliğinde kazığın çekme kapasitesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre:

- 1.) Yapılan analizlerde sıkı ve gevşek kumlar için tekrarlanan adım analizleri sonucunda en uygun adım değerinin 7 olduğu bulunmuştur.
- 2.) Ayrıca kazık genişliğinin ve boyunun artmasıyla çekme kapasitesinin arttığı ve lineer bir ilişkinin varlığı görülmüştür.
- 3.) Kazığın çekme kapasitesi zemin sıklığı arttıkça artmaktadır.
- 4.) Hem sıkı hem de gevşek kum durumu için kazık boyunun çekme kapasitesine olan etkisi incelendiğinde; kazık boyunun artması durumunda zemin sıklığının etkisi daha çok ortaya çıkmaktadır.
- 5.) Hem sıkı hem de gevşek kum durumu için kazık genişliğinin artması ile göçme yükü değeri artmakta ancak sıkı ve gevşek kum durumları kıyaslandığında paralel bir davranış gözlenmektedir.

## TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın dördüncü yazarı TÜBİTAK tarafından yurt içi doktora bursu ile desteklenmektedir. Dördüncü yazar, bu destek için TÜBİTAK' a teşekkürlerini sunmaktadır.

## KAYNAKLAR

- Das, B. M., (1986), "Uplift Capacity of Piles and Pile Groups in Sand", Institute of Electrical and Electronics Engineers (IEEE).
- Demir, A. (2006), "Temel Mühendisliğinde Çekme Dayanımının İrdelenmesi ve Kazıklı Temellerin Çekme Dayanımının Analizi", Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Adana, Türkiye.
- Dash, B. K., and Pise, P. J., (2003), "Effect of Compressive Load on Uplift Capacity of Model Piles". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, ASCE, 987.
- Erdoğan, Y., (2004), "Kum Zeminlerde İnşa Edilen Kazıklı Temellerde Çekme Dayanımının Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Analizi", Yüksek Lisans Tezi. Çukurova Üniversitesi, Adana, Türkiye.
- Laman, M., (1995), "The Moment Carrying Capacity of Short Pier Foundations in Clay." Phd Thesis. The University of Liverpool, Liverpool, UK.
- Maharaj, K. D., Gayatri, J., and Jayanthi, D., (2004), "Uplift Capacity of Pile by Finite Element Method". Electronic Journal of Geotechnical Engineering, pp. 2004-0414, EJGE.

# ZEMİN İNCELEME YÖNTEMLERİNİ KULLANAN TAŞIMA GÜCÜ ANALİZ METODLARININ İNCELENMESİ

## INVESTIGATION OF SOIL'S ULTIMATE BEARING CAPACITY ANALYSIS METHODS USING SOIL EXPERIMENTS

Hüseyin YILDIRIM<sup>1</sup>

İlkay TONYALI<sup>2</sup>

### ABSTRACT

Structure foundation is expected to deliver the static and dynamic loads coming from superstructure to the soil safely. Therefore, the rule of having enough capacity to resist collapse is strictly important. Otherwise, foundation may collapse and superstructure may get damaged partly or fully. In order to create solid and economic solutions to those destructive effects, the foundation of the structure should be deeply investigated and the soil strength data should reflect the reality. Various researchers do some research about the analysis of ultimate bearing capacity by using laboratory or field experiments and geophysical experiment results. Within the context of this study, the ultimate bearing capacities are intended to be compared with the help of the foundation analysis of different construction sites and stated studies.

**Keywords:** Bearing Capacity, Foundation, Settlement

### ÖZET

Yapı temellerinin, üst yapıdan gelen statik ve dinamik yükleri güvenli şekilde zemine aktarabilmesi şarttır. Bunun sağlanabilmesi için temellerin birbirinden ayrı olarak, göçmeye karşı yeterli güvenliğe sahip olması (taşıma gücü şartı) ve meydana gelecek muhtemel toplam oturmalar ile farklı oturmaların kabul edilebilir sınırlar dahilinde kalması (oturma şartı) gerekmektedir. Özellikle taşıma gücü şartının sağlanamaması, temelin göçmesine ve bunun sonucunda üst yapının tamamen ya da kısmen yıkılmasına neden olacaktır. Bu yıkıcı etkilere karşı güvenilir ve ekonomik projeler gerçekleştirilebilmesi için, yapıların oturacağı zeminin özelliklerinin son derece iyi incelenmesi ve ortaya konulan zemin mukavemet verilerinin gerçeği yansıtması gerekmektedir. Bu bağlamda, çeşitli araştırmacılar, Laboratuvar Deneyleri, Arazi Deneyleri (Sondalar) ve Jeofizik Deney sonuçlarını kullanarak, nihai taşıma gücü analizine yönelik çalışmalar geliştirmişlerdir. Bu çalışmanın amacı, arazi deneyleri, laboratuvar deneyleri ve jeofizik yöntemlerin birbirlerine olan avantaj ve dezavantajlarını kıyaslamaktan ziyade, bu deney sonuçları kullanılarak geliştirilmiş taşıma gücü bağıntılarının birbirleri ile tutarlılığını veya tutarsızlığını ortaya koymaktır.

**Anahtar Kelimeler:** Taşıma Kapasitesi, Temel, Oturma

<sup>1</sup> Profesör, İstanbul Teknik Üniversitesi, yildirimh@itu.edu.tr

<sup>2</sup> İnşaat Yüksek Mühendisi, Moment Proje, info@momentproje.com

# 1. GİRİŞ

Geoteknik Mühendisliğinde, çeşitli üst yapı yüklerini güvenli şekilde zemine aktaran temellerin tasarımı son derece önemlidir. Bunun gerçekleştirilebilmesi için, zemin özelliklerinin derinlemesine incelenmesi gerekmektedir. Genellikle bu çalışmalar, laboratuvar ortamında ve/veya arazide gerçekleştirilmektedir. Son zamanlarda, jeofizik yöntemler de, zemin parametrelerinin belirlenmesinde sıklıkla kullanılmaktadır. Önceleri petrol mühendisliğinde kaynak belirlemede kullanılan bu yöntemler, teknolojik gelişmelerinde etkisiyle inşaat mühendisliği dalında da tercih edilmeye başlanmıştır. Dünya genelinde daha çok kayaçların fiziksel ve mekanik özelliklerini belirlemeye yönelik jeofizik çalışmalar mevcut olmakla birlikte, Ülkemizde zemin özelliklerini belirlemek amacıyla, birçok jeofizik çalışma gerçekleştirilmektedir. Bunların en dikkat çekicilerinden bazıları, zeminlerin taşıma güçlerinin belirlenmesine yönelik olanlardır.

Zeminlerin taşıma güçlerinin belirlenebilmesi için kullanılan en yaygın yöntemlerden biri, laboratuvar ortamında elde edilen zemin mukavemet parametrelerinin kullanıldığı klasik yöntemlerdir. Birçok araştırmacı tarafından geliştirilen taşıma gücü hesaplama yöntemleri, Prandtl (1920) tarafından yapılan ağırlıksız bir metalin yapışma ve iç sürtünme özelliklerini inceleyen araştırmasına dayandırılmaktadır (McCarthy, 2007). Ancak, her durumda laboratuvar ortamında mukavemet çalışmalarının uygulanabileceği örselenmemiş numune temini mümkün olmamaktadır. Bu nedenle, zemin mukavemet parametrelerinin yerinde tespitini mümkün hale getiren arazi deneyleri geliştirilmiştir. Bu yöntemlerde temel prensip, zemin içinde çakılarak ya da itilerek ilerletilen sondalara, zeminin gösterdiği direncin belirlenmesidir (Uzuner, 2000). Elde edilen bu direnç değerleri kullanılarak zeminlerin taşıma gücünü belirlemede çeşitli korelasyonlar geliştirilmiştir. Yukarıda bahsedildiği üzere, son zamanlarda taşıma gücü tayinine yönelik jeofizik çalışmalar da yapılmaktadır. Özellikle, sismik deneyler uygulanarak elde edilen kayma ve basınç dalgası hızları yardımıyla taşıma gücü analizleri gerçekleştirilmektedir.

## 2. LABORATUAR DENEY SONUÇLARINA GÖRE YAPILAN TAŞIMA GÜCÜ ANALİZLERİ

### 2.1. Terzaghi Taşıma Gücü Hesabı

Temellerin taşıma gücü hesaplamaları ile ilgili ilk çalışmalardan olan ve günümüzde yaygın olarak kabul edilen formüller, Terzaghi (1943) tarafından geliştirilmiştir. Terzaghi, ilk hesaplamalarını sürekli temeller için gerçekleştirmiştir. Devam eden süreçte, deneysel olarak elde ettiği sonuçları kullanarak, kare ve dikdörtgen temeller için de geometrik katsayılar geliştirmiştir. Buna göre, Terzaghi taşıma gücü formülü, aşağıdaki şekilde verilmektedir.

$$q_n = c'N_c s_c + \sigma_z' N_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma s_\gamma \quad (1)$$

Burada;  $q_n$ : Zeminin nihai taşıma gücünü,  $c'$ : Temel altındaki zemin efektif kohezyonunu,  $\sigma_z'$ : Temel derinliğindeki efektif düşey gerilmeyi,  $\gamma'$ : Zemin efektif birim hacim ağırlığını,  $B$ : Temel genişliğini,  $N_c$ ,  $N_q$  ve  $N_\gamma$ : Terzaghi taşıma gücü faktörlerini,  $s_c$  ve  $s_\gamma$ : Temel geometri katsayılarını göstermektedir. Terzaghi'nin taşıma gücü formülü, efektif gerilmeler için geliştirilmiş olsa da, bu formül toplam gerilme analizlerinde de kullanılabilir.

## 2.2. Meyerhof Taşıma Gücü Hesabı

Meyerhof (1951, 1963), Terzaghi'nin hesaplamalarına benzer bir yaklaşımla, temellerin şekil ve derinlik faktörlerini de dikkate alarak bir taşıma gücü formülü geliştirmiştir. Ayrıca, temelin düşey yüklerin yanısıra yatay yüklerin de etkisinde olduğu durumlar için yük eğim faktörlerini içeren bir yaklaşımı da mevcuttur. Meyerhof taşıma gücü formülleri, aşağıda verildiği şekilde kullanılmaktadır.

$$q_n = cN_c s_c d_c + \sigma_z N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (2)$$

$$q_n = cN_c i_c d_c + \sigma_z N_q i_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma i_\gamma d_\gamma \quad (3)$$

Burada, Terzaghi taşıma gücü formülüne ek olarak;  $d_c$ ,  $d_q$  ve  $d_\gamma$ : Derinlik faktörlerini,  $s_c$ ,  $s_q$  ve  $s_\gamma$ : Temel şekil faktörlerini,  $i_c$ ,  $i_q$  ve  $i_\gamma$ : Yük eğim faktörlerini temsil etmektedir.

## 2.3. Hansen Taşıma Gücü Hesabı

Hansen (1970), Meyerhof'un taşıma gücü hesabına paralellik gösteren ve ona ek olarak, yük eğim açısı faktörlerini, zemin eğim faktörlerini ve temel sapma faktörlerini dikkate alan bir formül geliştirmiştir. Burada kullanılan temel sapma faktörü  $b_i$ , temel tabanının yatay düzlemde  $\eta$  açısı kadar saptırılması durumunda ve zemin eğim faktörü  $g_i$  de, temelin yan yüzünü destekleyen zeminde  $\beta$  açısı kadar bir eğim bulunması durumunda dikkate alınan değerlerdir.  $i_i$  yük eğim faktörleri ise, temele etkiyen yatay ve düşey yük bulunması durumunda oluşacak bileşke yüklerin düşey eksenden kaçıklığını dikkate alan katsayılarıdır. Buna göre, Hansen taşıma gücü formülü aşağıdaki gibi verilmektedir.

$$q_n = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \sigma_z N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (4)$$

Ayrıca, Hansen'in temel üzerinde oluşacak eksantrisiteletin taşıma gücü üzerindeki etkilerini dikkate alan bir yaklaşımı da mevcuttur.

## 2.4. Vesic Taşıma Gücü Hesabı

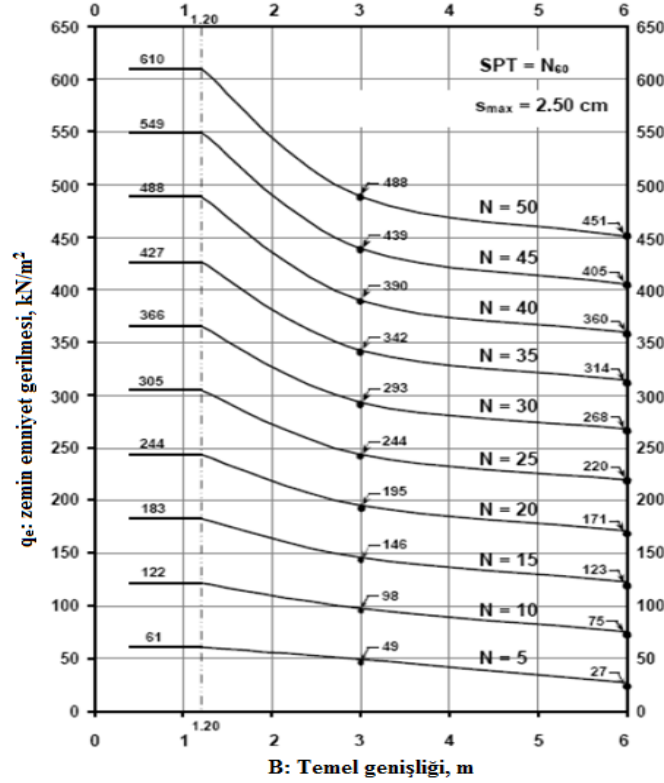
Vesic (1975) taşıma gücü hesaplama yöntemi, Hansen tarafından geliştirilen yöntemle benzerdir. İki yöntem arasındaki farklılıklardan biri,  $N_\gamma$  taşıma gücü faktörüdür. Vesic,  $b_i$  temel sapma faktörleri,  $g_i$  zemin eğim faktörleri ve  $i_i$  yük eğim faktörlerinin hesaplanmalarında da farklı yaklaşımlar geliştirmiştir. Buna ek olarak, Vesic, Hansen'in aksine taşıma gücü hesaplamalarında, eksantrisite etkisini dikkate almayarak, temel boyutlarını olduğu gibi kabul etmektedir.

## 3. ARAZİ DENEYLERİ İLE TAŞIMA GÜCÜ ANALİZ YÖNTEMLERİ

Arazi deneyleri, ekonomik olmaları ve süreden tasarruf imkanı sağlamaları bakımından, temel tasarım kriterlerinin yerinde belirlenmesi amacıyla sıklıkla kullanılmaktadır. Ayrıca, zeminin örselenmemiş numune alımı konusunda elverişli olmadığı durumlarda, zemin parametrelerinin doğrudan yerinde tespit edilmesine imkan tanımaktadır.

### 3.1. Terzaghi ve Peck SPT Deneyi ile Taşıma Gücü Hesabı

Terzaghi ve Peck (1967), temellerde meydana gelebilecek oturmaların 25 milimetreyi geçmediği durumlar için emniyetli taşıma gücü bağıntıları geliştirmişlerdir. Bu bağıntılar, deneysel çalışmalar sonucunda elde edilmiş olup, emniyetli taşıma gücü  $q_e$ , temel genişliği B ve SPT-N değerleri arasındaki ilişki Şekil 1’de verilmektedir.



Şekil 1. Terzaghi ve Peck Emniyetli Taşıma Gücü  $q_e$ 'nin B ve SPT-N ile Değişimi (Bowles, 1996).

### 3.2. Meyerhof SPT Deneyi ile Taşıma Gücü Hesabı

Meyerhof (1974) temellerde meydana gelebilecek oturmaları 25 milimetre ile sınırlı tutarak, emniyetli taşıma gücü bağıntısını aşağıdaki şekilde vermektedir (Çinicioğlu, 2005).

$$q_e = 12NK_d \quad B < 1.22m \quad (5)$$

$$q_e = 8N((B + 0.305)/B)^2K_d \quad B > 1.22m \quad (6)$$

$$K_d = 1 + 0.33D/B \leq 1.33 \quad (7)$$

Burada;  $q_e$ : Emniyetli taşıma gücünü, N: SPT darbe sayısını, D: Temel derinliğini, B: Temel genişliğini göstermektedir. Meyerhof, genişliği büyük olan radye temeller altında etkilenen bölge derinliğini ve artan oturma miktarlarını dikkate alarak, radye temeller için emniyetli taşıma gücü formülünü aşağıdaki gibi vermektedir (Bowles, 1996).

$$q_e = 12.5NK_d \quad (8)$$

### 3.3. Bowles SPT Deneyi ile Taşıma Gücü Hesabı

Bowles (1996), Meyerhof (1974) ile Terzaghi ve Peck (1967) tarafından geliştirilen, SPT-N sayılarına göre hesaplanan temel taşıma güçlerinin, çok güvenli tarafta kalarak elde edildiğini kabul etmektedir. Bu nedenle, benzer deney verileri ile daha yüksek taşıma gücü hesabının yapılabildiği aşağıdaki formülleri geliştirmiştir.

$$q_e = NK_d/F_1 \quad B < F_4 \quad (9)$$

$$q_e = \frac{N}{F_2} \left( \frac{B + F_3}{B} \right)^2 K_d \quad B > F_4 \quad (10)$$

$K_d$  katsayısının hesaplanması, Meyerhof formülündekine benzer şekilde yapılmaktadır.  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  ve  $F_4$  katsayıları ise Tablo 1'de verilmektedir.

**Tablo 1.** Bowles  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  ve  $F_4$  Taşıma Gücü Katsayıları (Bowles, 1996)

	$N_{55}$	$N_{70}$
$F_1$	0.05	0.04
$F_2$	0.08	0.06
$F_3$	0.3	0.3
$F_4$	1.2	1.2

Formüllerde kullanılan SPT-N değerleri, temel derinliğinin  $0.5B$  üzerindeki ve  $2B$  altındaki SPT-N değerlerinin ortalaması olarak kabul edilmektedir. Ancak,  $2B$  mesafesinin altında daha yumuşak bir zemin tabakasının bulunması durumunda, bu durum  $N$  sayısına yansıtılmadığı takdirde oturma problemleri ile karşılaşılması muhtemeldir (Bowles, 1996).

Önceki taşıma gücü hesap yöntemlerinde belirtildiği gibi, Bowles da çalışmalarında oturma miktarının  $25$  milimetreyi geçmediği varsayımında bulunmaktadır. Bunun yanında, daha büyük oturma değerleri için emniyetli taşıma gücünün aşağıdaki formül kullanılarak hesaplanabileceğini belirtmektedir.

$$q'_e = \frac{\Delta H_j}{\Delta H_0} q_e \quad (11)$$

Burada,  $q'_e$ :  $25$ mm'den büyük oturma miktarları için düzeltilmiş emniyetli taşıma gücünü  $\Delta H_j$ : Gerçek oturma değerini,  $\Delta H_0$ :  $25$ mm oturma değerini temsil etmektedir.

### 3.4. Presiyometre Deneyi ile Taşıma Gücü Hesabı

Presiyometre ile taşıma gücü hesabı aşağıdaki şekilde yapılmaktadır (McCarthy, 2007).

$$q_n = \sigma_z + k_{bc}(p_{maks} - \sigma_h) \quad (12)$$

Burada;  $q_n$ : Zeminin nihai taşıma gücü,  $\sigma_z$ : Temel seviyesindeki düşey gerilme,  $\sigma_h$ : Temel seviyesindeki yatay zemin gerilmesi,  $k_{bc}$ : Temel şekil ve derinliğini dikkate alan katsayı,  $p_{maks}$ : Prob sınır basıncı olarak verilmektedir.  $k_{bc}$ , değerleri farklı zemin tipleri için Tablo 2'de görülmektedir.



**Tablo 2.** Presiyometre Taşıma Gücü İçin  $k_{bc}$  Değerleri (McCarthy,2007)

<b>Şerit temeller için, <math>k_{bc}</math> değerleri</b>									
<b>Zemin Tipi</b>	<b>Kum</b>			<b>Silt</b>			<b>Kil</b>		
<b>D/B oranı</b>	0	2	4	0	2	4	0	2	4
<b><math>P_{maks}</math></b>									
500	0.8	1.5	1.8	0.8	1.4	1.6	0.8	1.3	1.5
1000	0.8	1.7	2.2	0.8	1.5	1.8	0.8	1.4	1.7
3000	0.8	2.0	2.6	0.8	1.7	2.0	0.8	1.5	1.8
6000	0.8	2.3	3.0						
<b>Kare ve Yuvarlak temeller için, <math>k_{bc}</math> değerleri</b>									
500	0.8	2.2	3.0	0.8	2.1	2.5	0.8	1.9	
1000	0.8	3.0	4.0	0.8	2.3	2.8	0.8	2.2	2.5
3000	0.8	3.7	4.8	0.8	2.5	3.1	0.8	2.4	2.9
6000		0.8	3.9	5.4					

## 4. JEOFİZİK DENEYLER İLE TAŞIMA GÜCÜ ANALİZ YÖNTEMLERİ

Zeminlerin mekanik özelliklerinin belirlenmesinde, jeofizik yöntemlerle ilgili birçok ampirik çalışma mevcuttur. Özellikle, sismik yöntemler ile bulunan kayma ve basınç dalga hızları ile zeminin taşıma kapasitesi arasındaki ilişkiler, çeşitli araştırmacılar tarafından ortaya konmaktadır.

### 4.1. Imai ve Yoshimura Taşıma Gücü Hesabı

Imai ve Yoshimura (1976), Japonya’da gerçekleştirdikleri araştırmalar sonucunda nihai taşıma gücü ile basınç dalgası hızı  $V_P$  arasındaki ilişkiyi aşağıdaki şekilde vermektedir.

$$q_n = 10V_P^3 \quad (13)$$

Burada, dalga hızı km/s cinsinden boyutlandırılmaktadır.

### 4.2. Keçeli Taşıma Gücü Hesabı

Keçeli (1990), zeminin elastik davranış gösterdiğini kabul ederek, nihai taşıma gücü hesabı için aşağıdaki formülü vermektedir.

$$q_n = \frac{TV_P\gamma}{40} \quad (14)$$

Burada; T: Zemin hakim titreşim periyodunu ( $0.4s_n$ ),  $V_P$ : Basınç dalga hızını,  $\gamma$ : Zemin birim hacim ağırlığını göstermektedir. Keçeli, zemin hakim periyodunu en sağlam kayaç tiplerine göre incelemiş olup, bunların görece zayıf zeminler için benzer sonuçlar vereceğini belirtmektedir.

Keçeli, temelin zemin yüzeyinden D kadar derinde olması durumunda, bu etkinin sürşarj etkisi olarak formüle eklenmesini önermektedir. Ayrıca, yeraltı su seviyesi temel tabanından yukarıda olduğunda, nihai taşıma gücü %50 oranında azaltılmaktadır. Ancak, emniyetli taşıma gücü hesabında kullanılan güvenlik faktörü, P-dalgasının S-dalgasına oranı olarak kullanılacaksa herhangi bir azaltma yapmaya gerek kalmamaktadır (Keçeli, 1990).

### 4.3. Türker Taşıma Gücü Hesabı

Türker'in (1998) nihai taşıma gücü formülü ile ilgili ilk çalışmaları, Keçeli (1990) bağıntılarına benzemektedir. İlerleyen dönemde Türker (2003), zemin hakim titreşim periyodu  $T_y$ 'yi, 0.33 saniye sabit kabul ederek;

$$q_n = \frac{TV_S\gamma}{40} \quad (15)$$

formülünü geliştirmiştir.

### 4.4. Tezcan ve diğ. Taşıma Gücü Hesabı

Tezcan ve diğ. (2010), yaptıkları çalışmalar sonucunda kayma dalgası hızlarını kullanarak, nihai taşıma gücü formülünü aşağıdaki gibi vermektedir.

$$q_n = 0.1\gamma V_S \quad (16)$$

Terzaghi ve Peck'in (1967) SPT deneyi ile taşıma gücü hesaplamasında dikkate aldıkları temel genişliği–zemin emniyet gerilmesi ilişkisi, Tezcan ve diğ. tarafından da benimsenmektedir. Bu nedenle, temel genişliğinin 0 ila 12 metre arasında değiştiği durumlarda,  $\beta$  azaltma katsayısı kullanılarak nihai taşıma gücü,

$$q_n = 0.1\gamma V_S \beta \quad (17)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Burada,  $\beta$ 'nin alabileceği değerler Tablo 3'de gösterilmektedir.

**Tablo 3.**  $\beta$  Azaltma Katsayısı-B Temel Genişliği İlişkisi

$\beta$	Değişken Temel Boyutları
1.00	$0 \leq B \leq 1.20$ m
$1.13 - 0.11B$	$1.20$ m $< B \leq 3.00$ m
$0.83 - 0.01B$	$3.00$ m $< B \leq 12.00$ m

Tezcan ve diğ., zeminin suya doygunluk derecesinin değişiminin, kayma dalgası hızı ile hesaplanan nihai taşıma gücünü etkilemeyeceğini belirtmektedir. Buna ek olarak, formülde kullanılan zemin birim hacim ağırlığı  $\gamma$ 'nın, basınç dalgası hızı  $V_P$  ile aşağıdaki şekilde hesaplanabileceği kabulü yapılmaktadır.

$$\gamma = \gamma_0 + 0.002V_P \quad (18)$$

$$\gamma = 3.2V_P^{0.25} \quad (19)$$

Burada  $\gamma_0$ , birim ağırlığın referans değerini temsil etmekte olup, değişik zemin tipleri için aldığı değerler Tablo 4'de toplu olarak verilmektedir.

**Tablo 4.** Zemin Cinsi İle Referans Birim Ağırlık İlişkisi (Tezcan ve diğ., 2010)

Zemin Cinsi	$\gamma_0$ (kN/m <sup>3</sup> )
Gevşek kum, silt ve killi zeminler	16
Sıkı kum ve çakıllı zeminler	17
Kil taşı, kireç taşı ve konglomera cinsi kayalar	18
Çatlaklı kumtaşı, tuf, grovak ve şist tipi çatlaklı kayalar	19
Sağlam kayalar	20

## 5. NİHAİ TAŞIMA GÜCÜ ANALİZLERİ

Türkiye genelinde 50 adet zemin araştırması sonucunda elde edilen veriler ile önceki bölümlerde açıklanan nihai taşıma gücü hesap yöntemleri kullanılarak, analizler gerçekleştirilmiştir. Hesaplamalara esas temel geometrisi şerit (mütemadi) olarak seçilmiştir. Ayrıca, tüm analizlerde temel genişliği 3 m, temel uzunluğu ise 10 m olarak alınmıştır. Temel derinlikleri, zeminden alınan numune kotları dikkate alınarak düzenlenmiştir. Bununla birlikte, yeraltı su seviyeleri sondaj loglarında belirtilen derinliklerde kabul edilmiştir.

Laboratuarda yapılan mukavemet deneyleri sonucunda elde edilen parametreler, Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1963), Hansen (1970) ve Vesic (1975) tarafından verilen taşıma gücü bağıntılarında kullanılarak değerlendirmeler yapılmıştır. Temel derinliğinin, yeraltı su seviyesi altında kaldığı durumlarda, efektif değerler dikkate alınarak hesaplamalar gerçekleştirilmiştir.

Nihai taşıma gücü analizlerinde, temel geometri katsayıları, şekil ve derinlik faktörleri göz önüne alınmıştır. Ancak, Terzaghi formülü kullanılarak elde edilen nihai taşıma gücü değerleriyle kıyaslama yapabilmek amacıyla, temele etkileyen yatay yükleme mevcut olmadığı kabulü ile yük eğim faktörü ve eksantrisite etkileri hesaba katılmamıştır.

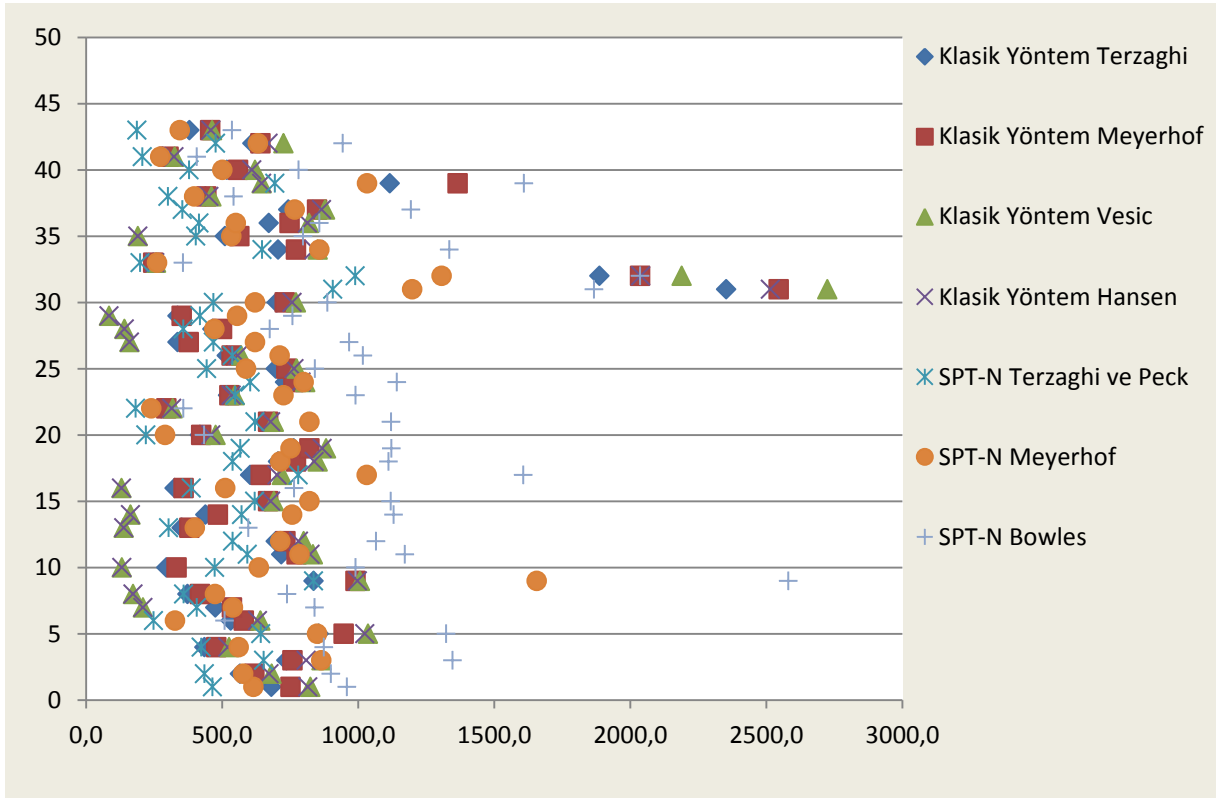
Arazide yapılan Standart Penetrasyon Deney sonuçlarından elde edilen SPT-N değerleri, Terzaghi ve Peck (1967), Meyerhof (1974) ve Bowles (1996) tarafından verilen ampirik formüllerde kullanılarak emniyetli taşıma gücü değerleri elde edilmiştir. Diğer yöntemler kullanılarak elde edilen nihai taşıma güçleri ile kıyaslama yapabilmek amacıyla, bu değerler güvenlik katsayısı 3 alınarak büyütülmüştür. SPT-N değerleri, şahmerdan etkinlik oranı, kuyu çapı, örnek alıcı, tij uzunluğu ve boşluk suyu basıncı düzeltmeleri dikkate alınarak hesaplarda kullanılmıştır.

Presiyometre deneyinden elde edilen prob sınır basınç değerleri kullanılarak nihai taşıma gücü verileri elde edilmiştir. Bu değerler hesaplanırken, inceleme derinliğindeki jeolojik yüklerde dikkate alınmıştır.

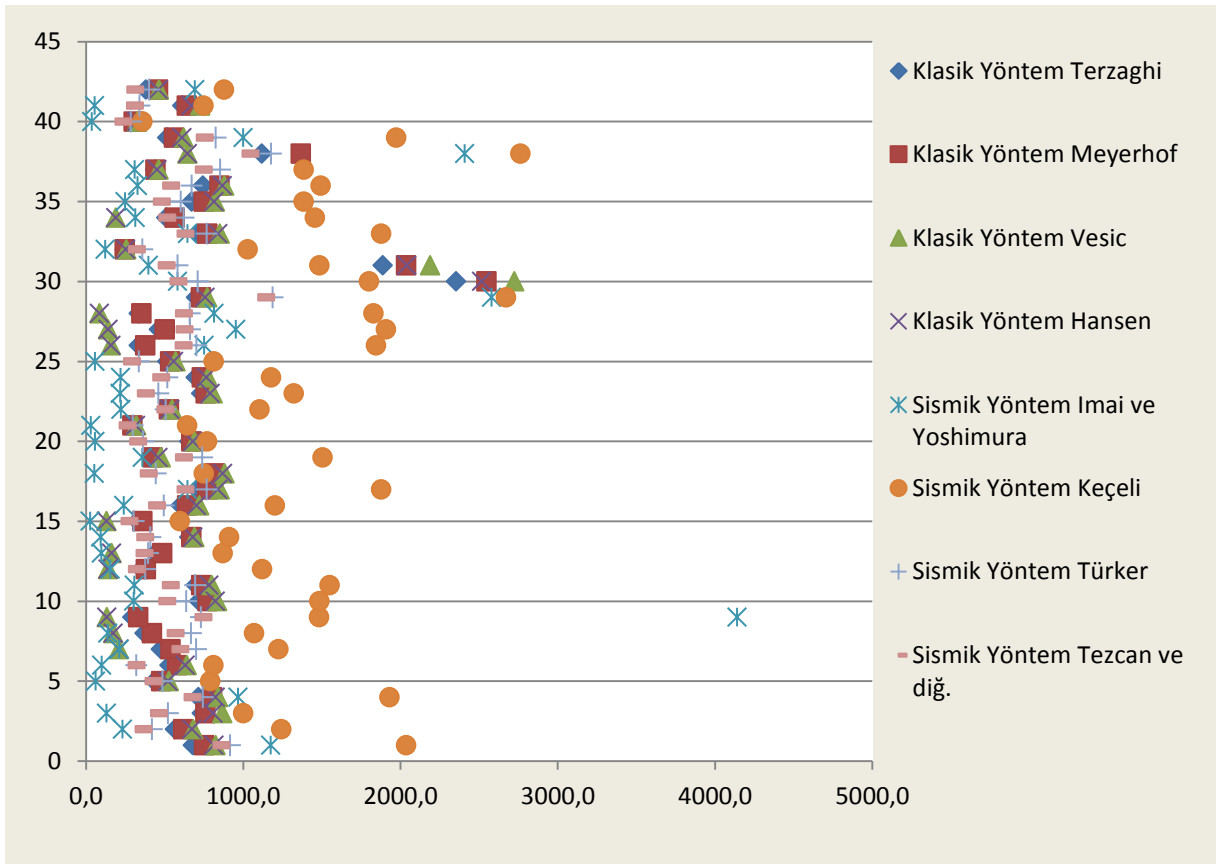
Arazide yapılan sismik deneyler sonucunda temel oturma seviyesinden elde edilen kayma ve basınç dalgası hızları, Imai ve Yoshimura (1976), Keçeli (1990), Türker (2003) ile Tezcan ve diğ. (2010) tarafından verilen nihai taşıma gücü hesaplamalarında kullanılmıştır. Keçeli ve Türker tarafından geliştirilen formüllerde bulunan birim hacim ağırlık değerleri, laboratuvar deney sonuçlarından elde edilmiştir. Tezcan ve diğ. tarafından verilen formüllerde bulunan birim hacim ağırlık değerleri ise, yine aynı çalışmada verilmiş olan formüllerle, P-dalga hızları kullanılarak hesaplanmıştır.

50 farklı inşaat sahasından elde edilen 44 adet kayma mukavemeti laboratuvar sonuçları, 46 adet SPT deney sonuçları, 7 adet presiyometre deney sonuçları ve 48 adet sismik deney sonuçları, yukarıda belirtilen analiz yöntemlerinde kullanılarak nihai taşıma gücü değerleri ayrı ayrı elde edilmiştir. İstatiksel değerlendirmeler, sonuçların birbirlerine %10'luk yakınlık düzeyi dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Yöntemler arası değerlendirmeler, doğrudan gözleme dayanması ve kontrollü deney imkanı sağlaması bakımından laboratuvarında elde edilen sonuçlar baz alınarak yapılmıştır. Buna göre;

- Klasik yöntemler kullanılarak elde edilen sonuçlar birbirleriyle uyumluluk göstermektedir. Hansen (1970) ve Vesic (1973,1975) analiz yöntemleri ile hesap edilen nihai taşıma gücü değerleri, diğer klasik yöntem sonuçlarına göre nispeten büyüktür. Ancak, yüksek plastiteli kil zeminlerde, içsel sürtünme açısının sıfır olması nedeniyle, elde edilen Hansen ve Vesic taşıma gücü değerleri, diğerlerinin yarısı mertebelerine inmektedir. Bunun nedeni, her iki formülde bulunan derinlik faktörlerinin etkisi olarak açıklanabilir.
- SPT sonuçları dikkate alınarak yapılan analiz sonuçlarına göre, görece düşük SPT-N değerlerinde Terzaghi ve Peck (1967) ile Meyerhof (1974) tarafından verilen nihai taşıma güçleri uyumluluk göstermektedir. Ancak, düzeltilmiş SPT-N değerleri 25'i aştığında iki sonuç arasında gözle görülür farklar oluşmaktadır.
- Sismik yöntemlerde Imai ve Yoshimura (1976) formüllerinden elde edilen taşıma gücü değerlerinin kendi içinde ve diğer yöntemlerle büyük farklılıklar gösterdiği görülmektedir. Bunun nedeni olarak, formülde nihai taşıma gücünün basınç dalgası hızının küpü ile orantılı olarak verilmesi gösterilebilir. Basınç dalgası hızlarını kullanarak taşıma gücü analizi yapan bir diğer yöntem olan Keçeli (1990) sonuçlarının, diğer sismik yöntemlere göre 2-3 kat yüksek mertebelerde değerler verdiği gözlenmektedir. Sismik dalga hızları ile hesabı gerçekleştirilen Türker (2003) ile Tezcan ve diğ. (2010) yöntemlerinde elde edilen sonuçların diğer yöntemlerle elde edilen nihai taşıma gücü değerlerine nispeten daha yakın sonuçlar verdiği görülmektedir.
- Yöntemler arasında değerlendirme yapıldığında, klasik yöntemler ile Meyerhof SPT-N analizi arasında %71, Terzaghi ve Peck hesap yöntemi ile %31'lik bir uyum gözlemlenmektedir. Bowles metodu ile %15 seviyelerinde uyumluluk elde edilmiştir. SPT-N analiz yöntemleri kum zeminler için geliştirilmiş olsa da, diğer zemin tipleri içinde uyumlu sonuçlar elde edildiği görülmektedir. Klasik yöntemler ile SPT-N verilerine göre yapılan analizlerin grafiksel gösterimi Şekil 2'de verilmektedir.
- Klasik yöntemler ile hesaplanan nihai taşıma gücü değerlerinin, Imai ve Yoshimura ile %2, Keçeli ile %7.1, Türker ile %26, Tezcan ve diğ. ile %9.5 oranlarında uyum gösterdiği görülmüştür. Şekil 3'de klasik ve sismik yöntemler ile elde edilen nihai taşıma gücü değerleri toplu olarak gösterilmektedir.
- Presiyometre deney sonuçları ile Meyerhof SPT-N analiz yöntemi arasında %50 oranında uyum belirlenmiştir. Sismik yöntemlerle ise uyumlu sonuçlar sadece Keçeli yöntemiyle %42 oranında elde edilmiştir. Presiyometre, SPT ve sismik yöntemler kullanılarak elde edilen sonuçlar Şekil 4'de verilmektedir.



Şekil 2 : Klasik Yöntemler ve SPT-N'e Göre Nihai Taşıma Gücü Değerleri



Şekil 3: Klasik Yöntemler Ve Sismik Yöntemlere Göre Nihai Taşıma Gücü Değerleri



Şekil 4: Presiyometre, SPT-N ve Sismik Yöntemlere Göre Nihai Taşıma Gücü Değerleri

### 3. SONUÇLAR

Bu değerlendirmeler sonucunda, klasik yöntemler ile arazide yapılan SPT ve Presiyometre deney sonuçlarının oldukça uyumlu olduğu görülmektedir. Sismik yöntemlerin ise, bu yöntemler ile elde edilen sonuçlara göre daha büyük aralıklarda değişkenlik gösterdiğini söylemek mümkündür.

Yöntem bazında değerlendirme yapıldığı takdirde, seçilen temel tip ve boyutlarında, klasik yöntemlerin, içsel sürtünme açısı sıfırdan farklı değerler alması durumunda birbirleri ile uyumlu sonuçlar verdiği görülmektedir. İçsel sürtünme açısının olmadığı kohezyonlu zeminlerde, benzer temel tipleri için, Terzaghi ve Meyerhof yöntemleri ile hesaplama yapılmasının daha iyi sonuç vereceği düşünülmektedir. Ancak, yük eğim, temel sapma ve zemin eğim faktörlerini içeren Vesic ve Hansen formülleri ile daha detaylı nihai taşıma gücü analizi gerçekleştirmenin mümkün olduğu da aşikârdır.

Klasik yöntemlerle hesaplanan nihai taşıma gücü değerlerinin, özellikle Meyerhof tarafından verilen SPT deney sonuçları analizi ile son derece uyumlu olduğu görülmektedir. Presiyometre verileri ile yapılan hesaplamalarda elde edilen sonuçlar da, Meyerhof SPT-N analizleriyle oldukça uyumludur. Bowles tarafından geliştirilen SPT-N analizi sonuçlarının ise, değerlendirilen temel boyut ve tipi için yüksek sonuçlar verdiği görülmüştür.

Sismik yöntemler kullanılarak bulunan nihai taşıma güçlerinin, kendi içinde ve diğer metotlar kullanılarak elde edilen değerlerle yeterince uyumlu olmadığı görülmektedir. Sismik yöntemler içinde, laboratuvar ve arazi deney sonuçlarıyla analiz yapan yöntemlere en yakın sonuçları, kayma dalgası hızlarını kullanarak hesaplama yapan Türker'in geliştirdiği yöntem olduğu söylenebilir. Ancak, bu nihai taşıma gücü değerlerinin, dikkate alınan %10'luk uyumluluk değerlerinin çoğunlukla dışında kaldığı görülmektedir.

Bu sebeplerden dolayı, incelenen temel tipi ve boyutları için sismik yöntemlerle elde edilen nihai ve emniyetli taşıma gücü değerlerine göre yapısal analiz gerçekleştirmek yerine, bu verileri ön inceleme ve fizibilite aşamalarında değerlendirmek faydalı olacaktır. Buna ek olarak, jeofizik yöntemlerin geniş çaplı arazi incelemelerinde, geoteknik çalışmaları kolaylaştırmak ve maliyetleri düşürmek maksatlı kullanılmasının daha uygun olacağı düşünülmektedir.

## KAYNAKLAR

- Bowles, J. E., 1996: Foundation Analysis and Design, 5th ed., The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Bozkurt, A., Kurtuluş, C., 2009: Jeofizik ve Geoteknik Metotlarla Mühendislik Uygulamaları: Yalova'da Arazi Uygulaması, Uygulamalı Yerbilimleri Dergisi, 8. Cilt, 2. Sayı, s. 1-14.
- Coduto, D. P., 2001: Foundation Design: Principles and Practise, Prentice-Hall Inc.
- Çinicioğlu, S. F., 2005: Zeminlerde statik ve dinamik yükler altında taşıma gücü anlayışı ve hesabı, Seminer, IMO İstanbul Şubesi.
- Imai, T. and Yoshimura, M., 1976. *The Relation of Mechanical Properties of Soils to P and S Wave Velocities for Soil Ground in Japan*, Urana Research Institute, OYO corp.
- Keçeli, A., 1990. Sismik Yöntemlerle Müsade Edilebilir Dinamik Zemin Taşıma Kapasitesi ve Oturmasının Saptanması, Jeofizik, 4, p. 83-92.
- Keçeli, A., 2000. Sismik Yöntemlerle Kabul Edilebilir veya Emniyetli Taşıma Kapasitesi Saptanması, Jeofizik, 14, p. 61-72.
- McCarthy, D. F., 2007. Zemin mekaniğinin esasları ve temeller; temel geoteknik, 7. Baskı, OYTEV, İstanbul.
- Sieffert, J. G. and Bay-Gress C., 2000: Comparison of the European Bearing Capacity Calculation Methods For Shallow Foundation, Geotechnical Engineering, Institution of Civil Engineering, Vol. 143, p. 65-74.
- Terzaghi, K., 1947: Theoretical Soil Mechanics, 4th ed., John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., 1967. Soil Mechanics in Engineering Practise, Second ed., John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Tezcan, S. S., Keçeli A. ve Özdemir, Z., 2010: Zemin ve Kayaçlarda Emniyet Gerilmesinin Sismik Yöntem ile Belirlenmesi, Tübav Bilim Dergisi, Cilt. 3, Sayı. 1, s. 1-10.
- Tezcan, S. S. and Özdemir, Z., 2011. A Refined Formula for Allowable Soil Pressure Using Shear Wave Velocities, The Open Civil Engineering Journal, 5, pp. 1-8.
- Turker, E., 2003. Computation of ground bearing capacity from shear wave velocity, 10th International Symposium on Continuum Models and Discrete Systems, NATO Advanced Research Workshop & Research Workshop of The Israel Science Foundation.
- Uzuner, B. A., 2000. Temel Mühendisliğine Giriş, Derya Kitabevi, Trabzon.
- Vesic, A. S., 1967: A Study of Bearing Capacity of Deep Foundation, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.

# SİTLERİN SIVILAŞMA DAVRANIŞININ İNCELENMESİNDE DİNAMİK DENEY YÖNTEMİNİN ETKİSİ

## THE EFFECT OF THE DYNAMIC TESTING METHOD ON THE LIQUEFACTION BEHAVIOUR OF SILTS

Aşkın ÖZOCAK<sup>1</sup> Ertan BOL<sup>1</sup> Akın ÖNALP<sup>2</sup> Ersin AREL<sup>1</sup>  
Sedat SERT<sup>1</sup> İ.Burak DURAN<sup>3</sup>

### ABSTRACT

The most commonly used types of tests to measure the dynamic properties of soils in Turkey are the cyclic triaxial (CTX) and the cyclic simple shear (DSS). A study to evaluate the performance of silty Adapazari soils in seismic conditions was accordingly carried out using these two tests. A large number of undisturbed samples procured from the City were tested while determining their physical properties. The results of the standard tests were then used to classify the dynamic performance of the soils by the Adapazari Criteria, an improved form of the so called Chinese Criteria. It was found that failure can be defined as the point where effective stress drops to zero at N=15 cycles loading in the CTX whereas the excess porewater pressure reached 95% in the DSS for the same samples. The liquid limit of 33 was found to be a realistic indicator of the upper limit for liquefaction. The interval  $32 < w_L < 36$  was confirmed as the gray or the "test" zone.

**Keywords:** Silt, Liquefaction, Dynamic Triaxial, Dynamic Simple Shear

### ÖZET

Zeminlerin dinamik davranışının laboratuvarında ölçümü için birkaç deney sistemi geliştirilmiş olup bunlardan çok rağbet gören ikisi dinamik üç eksenli (CTX) ve dinamik basit kesme (DSS) deney yöntemleridir. Bu çalışmada siltli Adapazari zeminlerinin dinamik koşullar altındaki davranışını değerlendirmek amacıyla bu iki deney yöntemi kullanılarak sonuçlar üzerindeki farklar incelenmiştir. Kent merkezinden elde edilen önemli sayıda örnekten alınan numune test edilmiş, bunun yanında örneklerin fiziksel özellikleri de belirlenmiştir. Standart test sonuçları, Çin Kriterinin 1999 depremi sonrası yapılan çalışmaların değerlendirilmesi ile üretilmiş olan Adapazari Kriteri yardımıyla siltlerin dinamik performansını sınıflandırmak amacıyla kullanılmıştır. Yenilmenin CTX deneyinde 15. çevrimde efektif gerilmenin sıfıra düştüğü nokta olarak belirlenmesinin yanısıra DSS deneyinde bu durumda fazla boşluk suyu basıncı %95'e ulaşmaktadır.

<sup>1</sup> Yrd.Doç.Dr., Sakarya Üniversitesi, aozocak@sakarya.edu.tr

<sup>2</sup> Prof.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, a.onalp@iku.edu.tr

<sup>3</sup> İnş.Yük.Müh., İstanbul Kültür Üniversitesi, b.duran@iku.edu.tr



Sıvılaşmanın üst sınırı için likit limitin 33 olduğu durum gerçekçi bir gösterge olarak bulunmuştur.  $32 < w_L < 36$  aralığı gri bölge veya test bölgesi olarak belirlemiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Silt, Sıvılaşma, Dinamik Üç Eksenli, Dinamik Basit Kesme

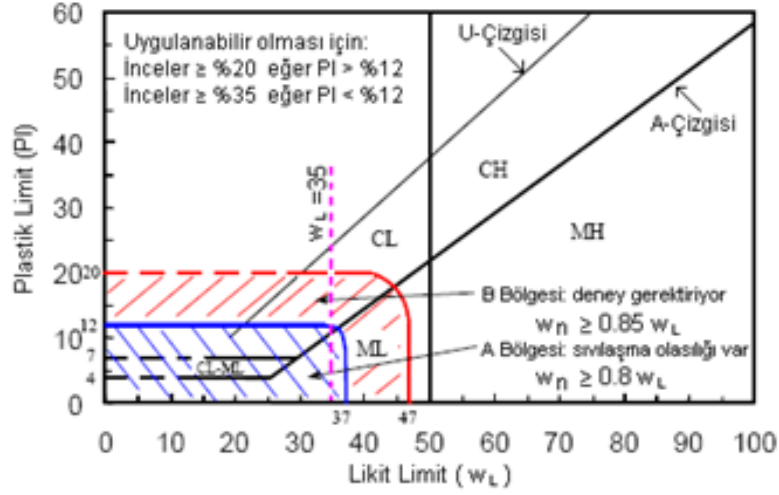
## 1. GİRİŞ

Siltlerin sıvılaşabilirliği üzerinde son yirmi yıldır önemli çalışmalar sürdürülmektedir. Özellikle 1999 Marmara depremi sonrasında Sakarya Üniversitesi bu konuda çalışmalar yapmış, siltlerin sıvılaşabilirliğinin değerlendirilmesi için “Adapazarı Kriteri” geliştirilmiştir. Bilindiği gibi, zeminlerin dinamik davranışının laboratuvarında ölçümü için birkaç deney sistemi geliştirilmiş olup bunlardan çok rağbet gören ikisi dinamik üç eksenli (CTX) ve dinamik basit kesme (DSS) deney yöntemleridir. Bu çalışmada TÜBİTAK 106M042 nolu proje kapsamında iki deneyin aynı noktadan alınmış numuneler üzerinde yürütülmesi sonrasında elde edilen sonuçların karşılaştırılması yapılmaktadır. Deneylerde kullanılan numuneler Adapazarı'nın değişik noktalarında yapılmış sondaj çalışmalarından alınan farklı kil oranlarına sahip örselenmemiş siltlerden oluşmaktadır. Dinamik üç eksenli ve dinamik basit kesme deneylerine tabi tutulan bu numunelerin onbeşinci çevrimde ulaştıkları boşluk suyu basıncı değerleri ve  $\pm$  %5 genliğe ulaşmaları için gerekli çevrim sayılarının değerlendirilmesi yapılmıştır. Bu parametreler sonra numunelerin fiziksel özellikleri ile ve numunelerin Adapazarı kriterine göre sahip olduğu sıvılaşma potansiyelleri ile birlikte irdelenmiştir.

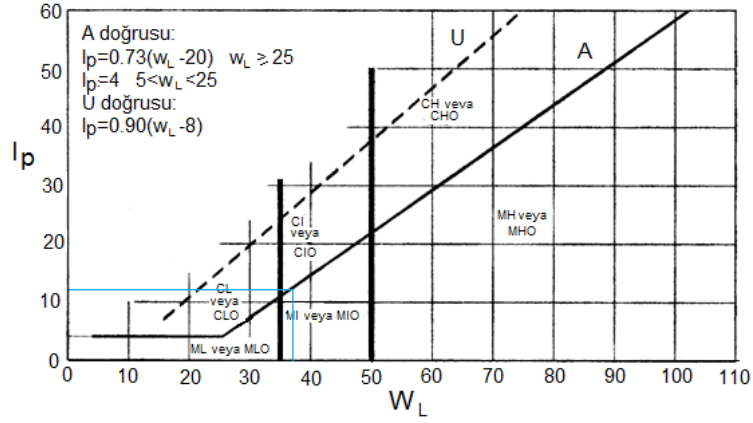
## 2. SİLTTE SIVILAŞMANIN TANISI

Siltlerde sıvılaşma benzeri yenilmeler ilk kez 1964 Alaska depremleri sonrasında rapor edilmiş, bunu izleyerek Çin depremlerinde edinilen deneyimler önce “Çin Kriteri” olarak tanımlanmış özelliklerle literatüre yansımıştır (Wang, 1979). Çin kriteri siltin sıvılaşmasını doğal su muhtevası, likit limiti, kil yüzdesi ( $< 5\mu\text{m}$ ) gibi fiziksel özelliklere bağlamıştır.

Bu çalışmaları takiben aynı yoldan birçok öneri getirilmiştir. Şekil 1’de görüldüğü gibi sıvılaşan zeminler USCS plastisite kartında mavi bölge ile gösterilmiş ancak likit limitin 37 ile 47 arasında olduğu geniş bir bölge gri bölge olarak “test” önerisi ile ayrılmıştır (Seed vd., 2003). Kesin sıvılaşma bölgesi olarak belirlenen bölgede plastisite indis değeri 12’den küçük olarak yer almaktadır. Plastisite indisinin bu değerinin laboratuvar koşullarında kolayca ölçülemeyecek denli dar bir aralık olduğu bilinmektedir. Nitekim, likit limiti 25 olan bir NP siltte plastik limitin standart deneylerle 13 ve daha küçük olarak ölçülmesi pek mümkün görünmemektedir. Diğer bir deyişle, sıvılaşmanın tanımı için plastik limite başvurmak deneyin yapılışı ve değerlendirmesi göz önüne alındığında tartışılır görünmektedir. Bunun yanında Seed vd.(2003)’nin kesin sıvılaşma bölgesi olarak gösterdiği alanın sağ sınırı ( $w_L=37$ ), TS1500/2000 plastisite kartında (Şekil 2) MI-orta plastisiteli silt’lerin başladığı ( $w_L=35$ ) bölge ile adeta çakışması ilginç bir sonuç olarak ortaya çıkmaktadır.

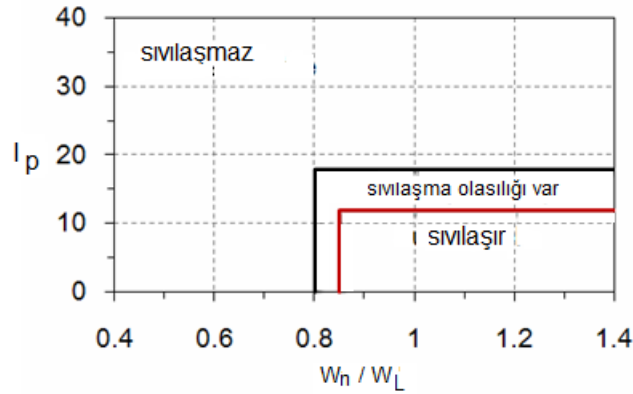


Şekil 1. Sıvılaşmanın plastisite kartında tanısı (Seed vd., 2003)



Şekil 2. TS1500/2000 plastisite kartı

Bray ve Sancio (2006) Adapazarı'nda kısıtlı sayıda siteden alınmış numuneler üzerinde yaptıkları değerlendirmede, ince daneli zeminlerde sıvılaşma olasılığının sadece doğal su muhtevası ve plastisite indisi ile değerlendirilebileceğini öne sürmüşlerdir (Şekil 3). Bu araştırmacılara göre, plastisite indisi 18'den küçük ve su muhtevası likit limitin %85'i ve üstünde olan tüm zeminler sıvılaşma potansiyeline sahip olup, plastisite indisi 12'den küçük olan zeminlerin sıvılaşması kaçınılmaz olmaktadır. Ancak, bu öneri "her  $I_p < 12$  zeminin sıvılaşır olamayacağı" görüşü ile kendileri tarafından tartışmaya açılmaktadır.



Şekil 3. Sıvılaşmada plastisite indisi-su muhtevası ilişkisi (Bray&Sancio, 2006)

Adapazarı Kriterleri olarak sunulan (Önalp ve Arel, 2002) ve siltli zeminlerin 1999 depreminde performansını yansıtan bilgiler literatürde Çin kriteri olarak anılan bilgilerin kritik değerlendirilmesi ile üretilmiş olup, sürekli güncellenmektedir. Bu kriterler büyük arazide sıvılaşmış/sıvılaşmamış sitelerde yapılan gözlemler ve buralardan alınan numunelerin deneye tabi tutulması ile geliştirildiğinden, güvenilirliği makul derecede yüksek olarak nitelendirilebilir. Son biçimi ile Adapazarı Kriteri'ne göre bir ince daneli zeminin sıvılaşabilmesi için

$$\begin{aligned} I_L &\geq 0.9 \text{ (} w_p \text{ ölçülemiyor ise } w_n/w_L \text{ oranı)} \\ w_L &\leq 33 \\ C &\leq \%10 \\ D_{50} &> 0.02 \text{ mm} \end{aligned}$$

koşullarının tümünün sağlanması gerekmektedir. Bu kriterde  $25 < w_L < 33$  ve  $10 < \%C < 15$  aralıklarında numunelerin dinamik deneylerle yargılanması önerilmiştir (Bol vd., 2010). Adapazarı kriterlerinde plastisite indisinin yer almamasının nedeni olarak düşük plastisiteli ile sıvılaşabilir NP zeminlerde plastik limitin ölçümündeki tutarsızlıklar gösterilebilir.

Bölgenin üst sınırı ise  $I_p = 12$  ile gösterilmiş olup, Bray ve Sancio önerisi ile uyum içindedir. Ancak, bu plastisite indisi değerinin deneyle ölçülebilir en alt sınırı göstermesi nedeniyle, belki de sadece NP siltlerin sıvılaşabileceği gerçeği tartışılır olmaktadır. Öneriler genel olarak değerlendirildiğinde, sıvılaşabilir siltli zeminlerin “kumsu” karakterde olduğu hakkında görüş birliği olduğu, kumsu’dan kilisi’ye geçişte mekanik deneylerden de yararlanılarak yargıya varılmasının uygun olacağı ve sonuçta kilisi zeminlerin sıvılaşmayacağı gibi bir görüş belirmektedir.

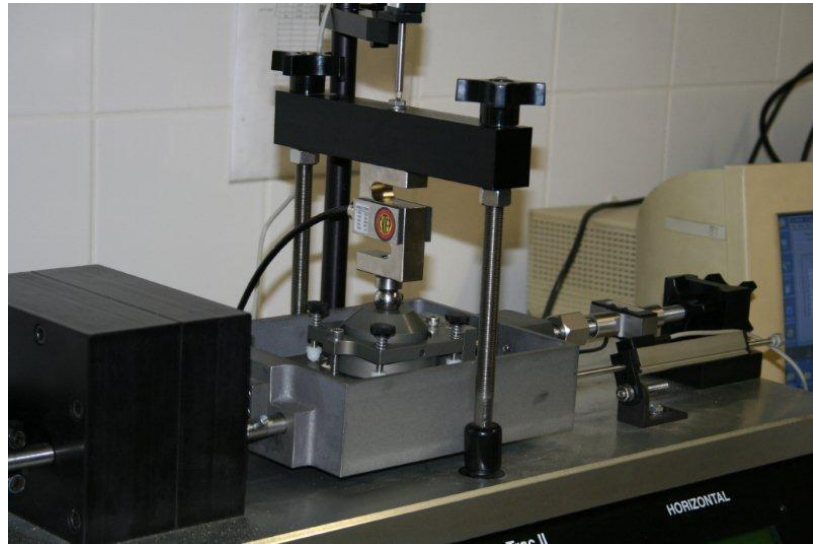
Siltlerde sıvılaşmanın, en azından başlangıç sıvılaşmasının, kumlarda görülen kolaylıkla oluşmadığı, hatta MI ve MH siltlerde olağan deprem koşullarında ( $M_w < 7$ ,  $t < 50s$ ) belki de hiç belirmediği yolunda kuşku vardır. Buna bağlı olarak da siltlerin kumsu (*sand like*) ve kilisi (*clay like*) olarak ayırtlanması ve sıvılaşabilir grubun daha ziyade kumsu’lar olduğu öne sürülmüştür (Idriss ve Boulanger, 2006). Daha açık bir ifade ile, kilisi siltte ve killi zeminlerde sadece çevrimsel yumuşama (*cyclic softening*) olası iken kumsu karışımlarda tipik sıvılaşma belirtileri ortaya çıkmaktadır. Kesin yargıya varılamayan birçok durumda da deney yapılması hemen tüm araştırmacılarca önerilmektedir.

### 3.DENEYSEL ÇALIŞMA

Bu çalışmada siltlerin sıvılaşma potansiyelinin incelenmesinde deney yönteminin etkisinin belirlenmesi hedeflenmiştir. Bu hedef doğrultusunda deneylerde kullanılan örselenmemiş numuneler Adapazarı kent merkezinin silt içeriği yüksek bölgelerinde sondajlar yardımıyla alınmıştır. Deneylerde Wykeham Farrance (Controls) firması 1999 yılı imalatı CTX sistemi (Şekil 4) ile A.B.D. Geocomp firmasınınca geliştirilmiş olan 2001 yılı imalatı ShearTrac II-DSS sistemi (Şekil 5) kullanılmıştır. CTX deneylerinde seçilen hücre sıvısı basıncı  $\sigma_3$  dinamik deneylerde etkili bir değişken olduğundan, Adapazarı deprem koşullarında sıvılaşığı belirlenmiş zeminlerin çoğunlukla üst 10 m’de bulunduğu göz önüne alınarak değişmez  $\sigma_3 = 100$  kPa seçimi yapılmıştır. DSS deneylerinde de benzer şekilde düşey gerilme 100 kPa olarak uygulanmıştır.

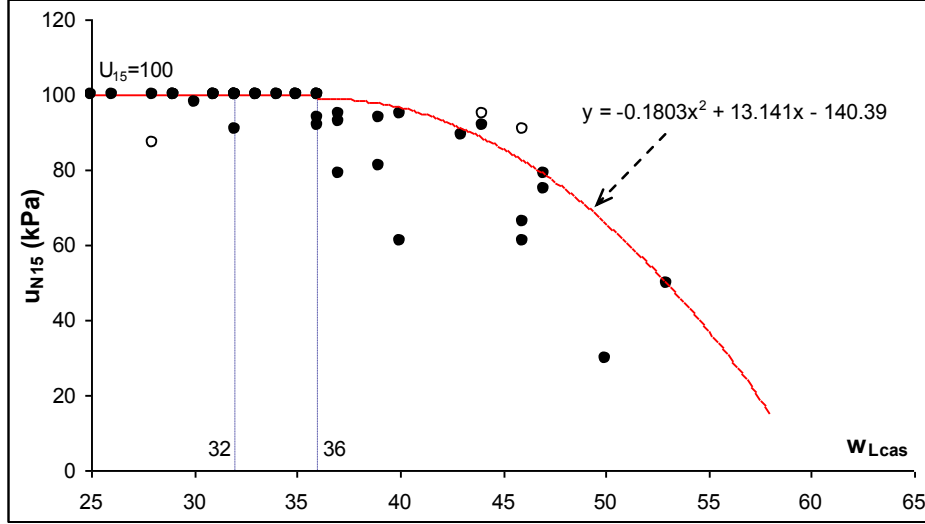


Şekil 4. Dinamik üç eksenli deney sistemi



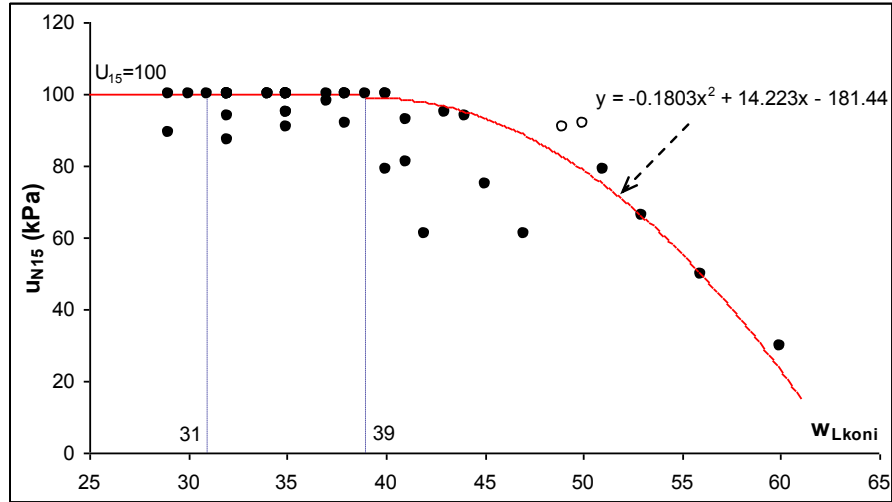
Şekil 5. Dinamik basit kesme deney sistemi

Şekil 6’da çarpmalı alet ile (Casagrande) ölçümü gerçekleştirilen likit limit değerlerine karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları noktalanmıştır. Bu ve sıvılaşma davranışının değerlendirildiği diğer grafiklerde sınır durum eğri veya doğruları çizilirken tüm dağılımın genel bir değerlendirilmesi yapılmış, göze çarpan eğilimler dışında kalan noktalar göz ardı edilmiştir. Şekil 6 gözönüne alındığında “ $y = -0.1803x^2 + 13.141x - 140.39$ ” denklemi ile gösterilen eğri tüm noktaların eğilimini yansıtmamakta, ancak artan likit limitlere karşılık  $u_{N15}$ ’in alabileceği maksimum değerleri ifade etmektedir. Bu durumda likit limitin 36 dan küçük değerlerinde numunelerin büyük bir kısmında 15 çevrim sonunda (veya öncesinde) çevre basıncı boşluk suyu basıncına eşit olurken, likit limit 36’dan büyük ise boşluk suyu basıncı çevre basıncına hiçbir zaman eşit olamamaktadır. Bunun yanı sıra, likit limitin 32’den küçük değerlerinde boşluk suyu basıncı 15. çevrime kadar çevre basıncına eşitlenmekte, dolayısı ile numunede başlangıç sıvılaşması belirlemektedir.



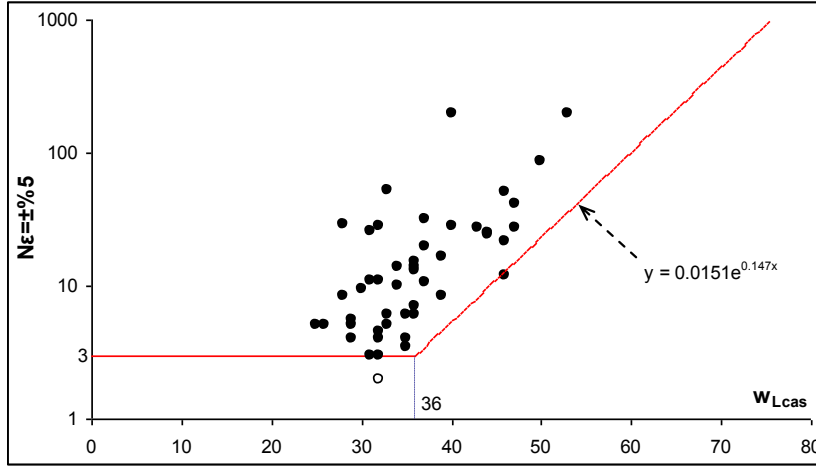
**Şekil 06.**  $W_{Lcas}$  Değerlerine Karşılık 15 Çevrim Sonunda Numune İçinde Gelişen Boşluk Suyu Basınçları (CTX)

Şekil 7' de ise koni düşürme aleti ile ölçümü gerçekleştirilen likit limit değerlerine ( $W_{Lkoni}$ ) karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları noktalanmıştır. Bu durumda koni düşürme ile yapılan deney sonuçlarına göre ölçülen likit limit değerinin 39'dan sonraki değerlerinde sıvılaşmanın görülmesi mümkün değildir denilebilir. Likit limitin 31' in altında olduğu durumlarda efektif gerilmenin sıfıra yönelmesi kuvvetle öne çıkmaktadır. Şekil üzerinde yer alan denklemler koni düşürme aletinde denenen numunenin alabileceği likit limit değerlerine karşılık dinamik üç eksenli alette (CTX) kesme sırasında 15. çevrim sonucunda gösterebilecekleri maksimum boşluk suyu basınçlarını ifade etmektedir.



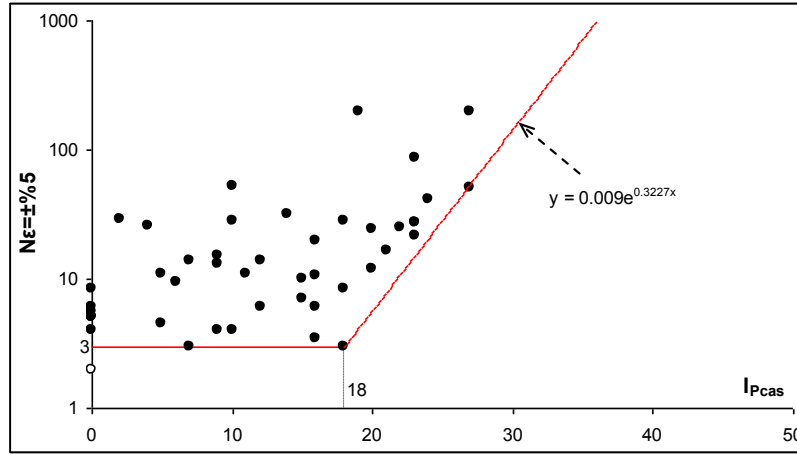
**Şekil 70.**  $W_{Lkoni}$  Değerlerine Karşılık 15 Çevrim Sonunda Numune İçinde Gelişen Boşluk Suyu Basınçları (CTX)

Şekil 8'de doğal numuneler üzerinde gerçekleştirilen CTX deney sonuçlarından elde edilen  $\pm\%5$  deformasyona erişmek için gerekli olan çevrim sayıları likit limit değerlerine karşılık noktalanmıştır. Buradan ve diğer grafiklerden de görülmüştür ki numuneler hangi fiziksel özelliğe sahip olursa olsun 3 çevrimden önce  $\pm\%5$  deformasyona ulaşmamaktadır.



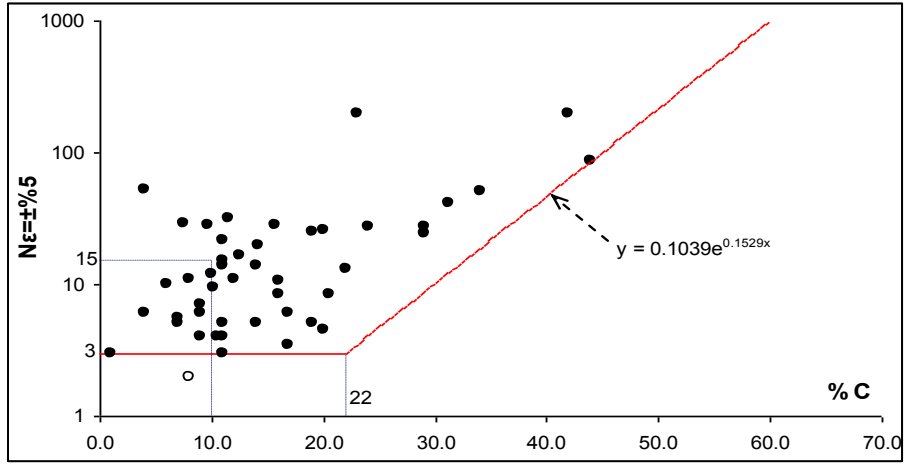
**Şekil 8.**  $W_{Lcas}$  Değerlerine Karşılık  $\pm\%5$  Deformasyona Erişmek İçin Gerekli Olan Çevrim Sayıları (CTX)

Şekil 9’da çarpmalı alet deney sonuçlarından bulunan plastisite indisine karşılık  $\pm\%5$  deformasyona ulaşmak için gerekli olan minimum çevrim sayıları noktalanmıştır. Buna göre plastisite indisinin 18 olduğu noktada bir eşik değeri belirlemektedir. Koni düşürme yöntemine göre aynı parametre 19 olarak tespit edilmiştir.



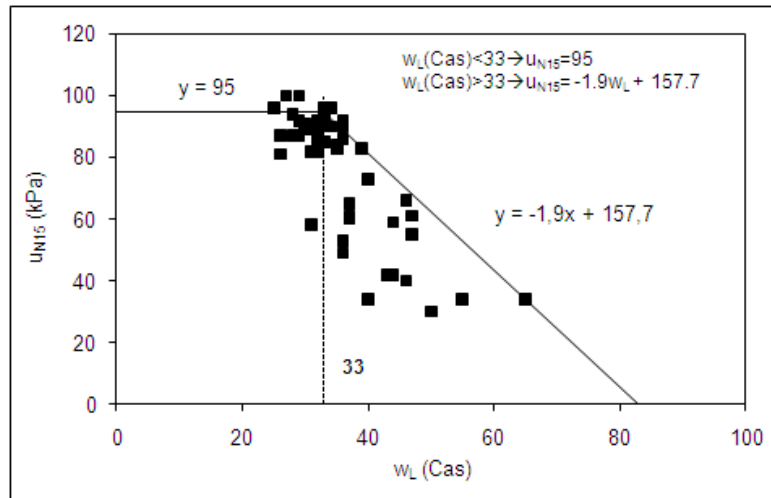
**Şekil 9.** Casagrande Deney Sonuçlarından Bulunan Plastisite İndisine Karşılık  $\pm\%5$  Deformasyona Erişmek İçin Gerekli Olan Çevrim Sayıları (CTX)

Şekil 10’da denenen numuneler üzerinde ölçülen kil yüzdelere karşılık  $\pm\%5$  deformasyona erişmek için gerekli olan çevrim sayıları (N) noktalanmıştır. Grafikten görüleceği üzere  $\%10$  dan daha az kil oranlarına sahip numunelerin büyük bir bölümü 15. çevrim öncesinde  $\pm\%5$  deformasyona ulaşmışlardır.



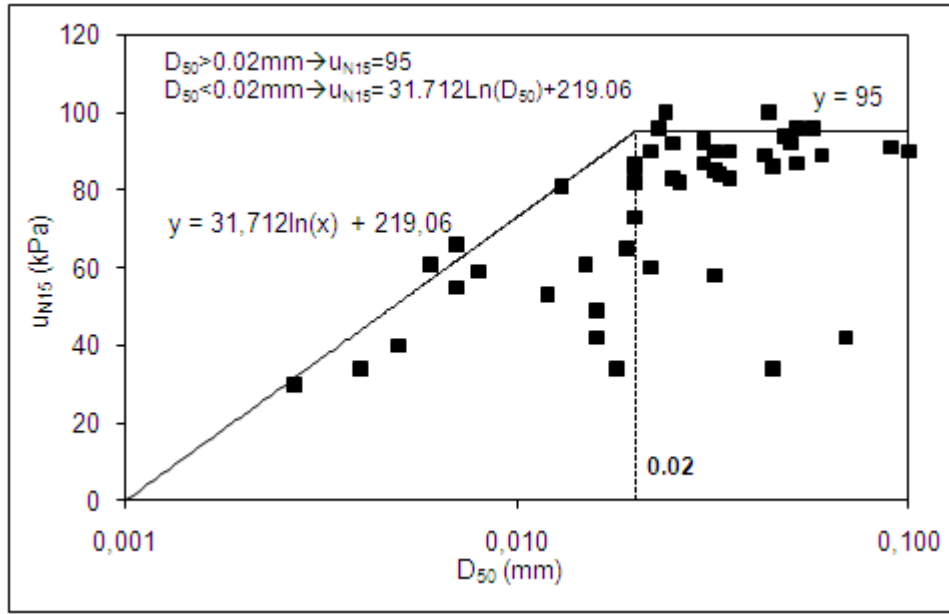
Şekil 10. 0Kil Oranına Karşılık  $\pm\%5$  Deformasyona Erişmek İçin Gerekli Olan Çevrim Sayıları

Şekil 11’de ise dinamik basit kesme deneyleri uygulanmış numunelerin Casagrande aleti ile ölçümü gerçekleştirilen likit limit değerlerine karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları noktalanmıştır. Noktalamaların sınır durum doğrularının da çizildiği şekile bakıldığında üzere likit limit değeri 33’den küçük olan numunelerde 15.çevrim sonunda 95-100 kPa yani çevre basıncına eş büyüklükteki boşluk suyu basıncı değerine ulaşıldığı görülmektedir. Dinamik deney sonuçları incelendiğinde CTX deneylerinde sıvılaştıran numunelerde 100 kPa boşluk suyu basıncı değerine ulaşılırken DSS deneylerinde bu değer 95 kPa civarında kalmaktadır. Bu nedenle DSS deney sonuçlarının irdelendiği şekillerde üst sınır durum doğruları  $U_{15}$  için 95 kPa değerinden çizilmiştir. CTX deneylerde  $w_{Lcas}=36$  olan bu eşik değeri ise DSS deneylerinde Adapazarı kriterini de teyit eder şekilde 33 değerinde kalmıştır. Bu eşik değerden daha büyük likit limit değerine sahip numunelerde ise ulaşılan boşluk suyu basıncı likit limit değeriyle doğru orantılı olarak azalmaktadır. Örneğin, likit limit değerinin 50’nin üzerinde ölçüldüğü yani yüksek plastisiteli numunelerde, boşluk suyu basıncının 60 kPa’ı yani çevre basıncının % 65’ini geçemediği görülmektedir.



Şekil 11.  $W_{Lcas}$  Değerlerine Karşılık 15 Çevrim Sonunda Numune İçinde Gelişen Boşluk Suyu Basınçları (DSS)

Şekil 12’de, denenen numuneler üzerinde ölçülen ortalama dane boyutlarına ( $D_{50}$ ) karşılık 15 çevrim sonunda numune içinde gelişen boşluk suyu basınçları noktalanmıştır. Buradan görüleceği üzere ortalama dane boyutunun ( $D_{50}$ ) 0.02 mm den küçük olduğu durumlarda sıvılaşmanın oluşması mümkün görülmemektedir. Bu boyuttan daha büyük ortalama dane boyutuna sahip numunelerin ise neredeyse yarısından fazlası sıvılaşmaya müsait iken diğer numunelerde sıvılaşmanın başlangıcı için yeterli olan boşluk suyu basınçlarına ulaşamadığı görülmektedir. Tabii bu sonucun irdelenmesinde sıvılaşmayı yöneten fiziksel özelliğin sadece dane boyutu olmadığı gerçeği de unutulmamalıdır. Bunun yanında CTX verilerine göre 0.012 mm olarak belirlenen ortalama dane boyutunun DSS deney verilerine göre beliren değerinin (0.02 mm) Adapazarı kriterini tasvip eder büyüklükle olduğu dikkat çekmektedir.



Şekil 12. Ortalama Dane Boyutuna ( $D_{50}$ ) Karşılık 15 Çevrim Sonunda Numune İçinde Gelişen Boşluk Suyu Basınçları (DSS)

Sıvılaşmanın değerlendirilmesinde etkin olan diğer fiziksel özelliklerin sınır değerlerinin davranışa etkisini gösteren bilgiler benzer grafiklerden elde edilen sonuçların yardımı ile Tablo 1’de sunulmuştur.

Tablo 1. CTX Ve DSS Deney Sonuçlarına Göre Sıvılaşmanın Değerlendirilmesinde Fiziksel Özelliklerin Sınır Değerleri

Fiziksel özellik	CTX			DSS
	Birincil sıvılaşma için koşul	Test bölgesi koşulu	Sıvılaşmaz koşulu	Sıvılaşma için koşul
$w_{Lcas}$	$w_{Lcas} < 32$	$32 \leq w_{Lcas} \leq 36$	$w_{Lcas} > 36$	$w_{Lcas} \leq 33$
$w_{Lkoni}$	$w_{Lkoni} < 31$	$31 \leq w_{Lkoni} \leq 39$	$w_{Lkoni} > 39$	$w_{Lkoni} \leq 37$
$I_{Pcas}$	$I_{Pcas} < 12$	$12 \leq I_{Pcas} \leq 18$	$I_{Pcas} > 18$	$I_{Pcas} \leq 18$
$I_{Pkoni}$	$I_{Pkoni} < 13$	$13 \leq I_{Pkoni} \leq 19$	$I_{Pkoni} > 19$	$I_{Pkoni} \leq 22$
% C	$C < 10$	$10 \leq C \leq 22$	$C > 22$	$C \leq 15$
$D_{50}$ (mm)	$D_{50} > 0,025$	$0,012 \leq D_{50} \leq 0,012$	$D_{50} < 0,012$	$D_{50} > 0,02$
$I_{Lcas}$	$I_{Lcas} > 0,90$	$0,35 \leq I_{Lcas} \leq 0,90$	$I_{Lcas} < 0,35$	$I_{Lcas} > 1,02$
$I_{Lkoni}$	$I_{Lkoni} > 1,00$	$0,26 \leq I_{Lkoni} \leq 1,00$	$I_{Lkoni} < 0,26$	-
$w_n/w_{Lcas}$	$w_n/w_{Lcas} > 0,97$	$0,97 \leq w_n/w_{Lcas} \leq 0,80$	$w_n/w_{Lcas} < 0,80$	$w_n/w_{Lcas} > 1,06$
$w_n/w_{Lkoni}$	$w_n/w_{Lkoni} > 0,74$	$0,74 \leq w_n/w_{Lkoni} \leq 1,00$	$w_n/w_{Lkoni} < 1,00$	-



## 4.SONUÇLAR

Bu çalışmada siltlerde sıvılaşmanın değerlendirilmesinde deney yönteminin etkisi incelenmiştir. Aynı numuneler üzerinde gerçekleştirilen CTX ve DSS deney sonuçlarında önemli farklar belirmektedir. Birincil sıvılaşmanın değerlendirilmesi CTX deneylerinde boşluk suyu basıncı oranının 1.0'e ulaşması ile yapılabilirken DSS deneylerinde bu değer 0.95 olarak gözükmemektedir. Bu farkın nedeni CTX'te boşluk suyu basınçları numunenin geri basınçla doyurulmasından sonra tam drenajsız koşulda ölçülürken, DSS'te kesmenin yarı drenajlı gerçekleştirilmekte olması ve boşluk suyu basıncının numunede belirecek hacimsel artış veya azalmanın değişken düşey yükle önlenmesi ile (sabit hacim) dolaylı olarak, tahmin edilmesidir. Bunun yanında, CTX deney sonuçlarından fiziksel özellikler cinsinden sıvılaşma koşulları ve test bölgesi koşulları elde edilebilirken DSS deney sonuçlarından sadece sıvılaşır/sıvılaşmaz sınırlarını görmek mümkün olmuştur. Buradan likit limitin sıvılaşabilirliği yansıtan önemli bir parametre olduğu da söylenebilmektedir.

## KAYNAKLAR

- Bol, E., Önalp, A., Arel, E., Sert, S. and Özocak, A., (2010), "Liquefaction of Silts:The Adapazarı Criteria", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol 8, 859-873.
- Bray, J.D. and Sancio, R.B., (2006). "Assessment of Liquefaction Susceptibility of Fine Grained Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 27:2:31-41.
- Idriss, I.M., (1999). "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential", Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, January, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.
- Kramer, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.
- Mitchell, J.K. and Soga, K., (2005). Fundamentals of Soil Behaviour, 3rd Ed., J.Wiley, New York.
- Önalp, A., Arel, E., Bol, E., Özocak, A., Sert, S. ve Ural, N., (2010). "İnce Daneli Zeminlerin Sismik Koşullarda Yenilmesinin Adapazarı Kriterleri ile Tanısında Dinamik Deneylerin Etkisi", 106M042 nolu TÜBİTAK Projesi, İstanbul-Sakarya.
- Önalp, A. ve Arel, E., (2002), "Siltlerin Sıvılaşma Yeteneği:Adapazarı Kriteri", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Seed, R.B., Çetin, K.Ö., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A., (2003), "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework". 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Seminar, Keynote Presentation, H.M.S., Queen Mary, Long Beach, California, April 30, 2003.
- Wang, W.S., (1979), "Some Findings in Soil Liquefaction", Research Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing.

# SUYA DOYGUN KİL ZEMİNLERDE KAZIK TEMELLERE ETKİ EDEN DİNAMİK YÜKLERİN STATİK YÜKLER CİNSİNDEN UYGULANABİLİRLİĞİ

## INVESTIGATION OF THE APPLICABILITY OF DYNAMIC LOADS ACTING ON PILE FOUNDATIONS AS STATIC LOADS IN SATURATED CLAY

Hasan BOZKURT<sup>1</sup>

M.İnanç ONUR<sup>2</sup>

Ahmet TUNCAN<sup>3</sup>

### ABSTRACT

In this study, the applicability of the dynamic loads acting on floating pile groups in saturated clay as static loads is studied. The group pile deformations under dynamic effects are modelled by the Plaxis software dynamic module and the equivalent static loads that cause the same deformations on pile group are determined by back-calculations. As a result, in the case of not using programs that consider the dynamic effects, dynamic forces can be considered as static loads to design of the pile foundations in saturated clay soils. For example in saturated clay  $c_u=100$  kPa Total vertical loads applied to the pile foundations can be increased 120% to consider the earthquakes up to magnitude of 6.0. And then  $c_u=800$  kPa saturated clay soils. Total vertical static loads applied to the pile foundations can be increased 280% to consider earthquake loads between 6.0 and 8.0.

**Key words:** Pile Foundations, Friction Piles, Earthquake, Saturated clay, Plaxis

### ÖZET

Bu çalışmada, Suya doygun kil zeminde inşa edilen yüzen kazık gruplarına etki eden dinamik yüklerin statik yükler cinsinden uygulanabilirliği incelenmiştir. Plaxis paket programı dinamik modülü yardımı ile dinamik etki altında kazık grubu deformasyonları belirlenmiş, bu deformasyonlardan geri hesap yapmak sureti ile kazık grubuna aynı deformasyonları yaptıracak eşdeğer statik yükler bulunmuştur. Sonuç olarak, dinamik etkilerin de hesaba katıldığı programların kullanılmadığı durumlarda, üst yapıdan gelecek yüklere göre kil zeminlerde kazık temel tasarımı için dinamik kuvvetler statik yük cinsinden uygulanabilirliği belirlenmiştir. Örneğin zemin mukavemeti  $c_u=0,1$  kg/cm<sup>2</sup> olan zeminde 6,0 büyüklüğüne kadar olan depremler için kazık temele etkiyen statik düşey yük %120 artırılarak kullanılabilir. Aynı şekilde zemin mukavemeti  $c_u=0,8$  kg/cm<sup>2</sup> olan zeminde aletsel büyüklüğü 6,0 ve 8,0 arasında değişen depremler için kazık temele etkiyen

<sup>1</sup> Arş.Gör.,Bilecik Üniversitesi hasan.bozkurt@bilecik.edu.tr

<sup>2</sup> Arş.Gör.,Anadolu Üniversitesi mionur@anadolu.edu.tr

<sup>3</sup> Prof.Dr.,Anadolu Üniversitesi atuncan@anadolu.edu.tr

düşey statik yük %280 arttırılarak dinamik etki statik yük cinsinden göz önüne alınmış olur.

**Anahtar Kelimeler:** Kazık Temeller, Sürtünme Kazıkları, Deprem, Kil zeminler, Plaxis

## 1. GİRİŞ

Bu çalışmada, suya doygun kil zeminlerde inşa edilen yüzen kazık gruplarına etki eden dinamik yüklerin statik yükler cinsinden uygulanabilirliği incelenmiştir. Çalışmada, Plaxis paket programı dinamik modülü yardımı ile dinamik etki altında kazık grubu deformasyonları belirlenmiş ve bu deformasyonlardan geri hesap yapmak sureti ile kazık grubuna aynı deformasyonları yaptıracak eşdeğer statik yükler bulunmuştur. 4 farklı zemin türü seçilmiş olup üç ayrı kazık çapına bağlı 4 farklı deprem kaydı ile model çalışması yapılmıştır.

## 2. METODOLOJİ VE YÖNTEM

Bu araştırmada suya doygun kil zeminler içerisindeki 4 farklı zemin türü (çok yumuşak kil, yumuşak kil, orta kat kil, katı kil) seçilmiş olup 3 farklı kazık çapına bağlı K1 (0,60m), K2 (0,80m) ve K3 (1,00m) sürtünme kazıklarının 5 (M5), 6 (M6), 7,10 (M7) ve 7,9 (M8) büyüklüğünde dört depremde yaptıkları deplasmanlar Plaxis programıyla belirlenmiştir. Daha sonra kazıklara bu yer değiştirmeleri yaptıracak statik yükler çeşitli hesap yöntemleriyle (Vesic, Meyerhof, Coyle&Castello, Grup etkinlik faktörü, Tekil ve grup kazıkların oturmaları) bulunmuştur.

Bu çalışmada suya doygun kil zeminlerde kazık temellere etkileyen dinamik yüklerin yapmış olduğu etkilerin araştırılması için Plaxis programının dinamik analiz kısmından yararlanılmıştır. Ayrıca bu zeminler için taşıma gücü hesabı ve oturma hesapları yapılmıştır. Modelleme için izin verilebilir taşıma gücü sistemimize etkileyen yük varsayımı yapılmıştır. 15 m boyunda kazıklara 4 farklı deprem etkisi (M5, M6, M7, M8) altında 3 adet kazıktan oluşan kazık grubu plaxis programı ile incelenmiştir. Bunun sonucunda oluşan yatay ve düşey deplasmanlardan düşey grup deplasmanından tekil kazığın oturması hesap edilmiş ve bu tekil kazığın oturmasından geri hesap yapılarak bu deplasmanı yaptıracak eşdeğer statik yük bulunmuştur. Daha sonra Kazık grubuna etkileyen toplam eşdeğer statik düşey yük hesaplanmış ve grup etkinlik faktörü yardımı ile azaltılmış kazık grubuna etkileyen toplam yük bulunmuş olur. Bu çalışmada suya doygun kil zeminlerde kazıklı temellere etki eden dinamik yüklerin statik yükler cinsinden uygulanması araştırılmaktadır. Kazıklara ait taşıma güçleri hesaplanmıştır. Hesaplanan taşıma gücüne göre elastik oturmalar bulunmuştur. Daha sonra Plaxis programı yardımıyla modelleme yapılmış bulunan analiz sonuçlarına göre eşdeğer statik yükler hesaplanmıştır. Ayrıca bütün bu hesapları yapması için C# programı yardımıyla eşdeğer statik yük hesaplama programı yapılmıştır.

### 2.1. KAZIK TEMEL TASARIMINA AİT DİNAMİK UYGULAMALAR

Bu çalışmada Suya doygun kil zeminlerde 4 farklı zemin türünde ( Çok Yumuşak kil ( $c_u=10\text{kN/m}^2$ ), Yumuşak kil ( $c_u=20\text{kN/m}^2$ ), Orta Sert kil ( $c_u=40\text{kN/m}^2$ ), Sert kil ( $c_u=80\text{kN/m}^2$ )) 3 farklı kazık çapı ile (0,60m), (0,80m) ve (1,00m) sürtünme kazıklarının 5 (Mw5), 6 (Mw6), 7,10 (Mw7), 7,9 (Mw8) büyüklüğündeki dört depremde yaptıkları

oturmalar Plaxis programıyla belirlenmiştir. Daha sonra kazıklara bu yer değiştirmeleri yapdıracak statik yükler çeşitli hesap yöntemleriyle hesaplanmıştır.

Bu bölümde, Plaxis programında ve çeşitli yöntemlerle yapılan hesaplamalar için kullanılan parametreler Çizelgeler halinde belirtilmiştir. Hesaplarda kullanılan zeminin ve kazık temellerin özellikleri sırasıyla Çizelge 1.1 ve Çizelge 1.2 ile verilmiştir. Deprem ivme kayıtları Çizelge 1.3’de verilmiş olup Uscs strong motion (smc) formatında veriler kullanılmıştır.

**Çizelge 1.1: Hesaplarda Kullanılan Zemin Özellikleri (Das 1984)**

Çok Yumuşak kil $q_u=20 \text{ kN/m}^2$ $c_u=10 \text{ kN/m}^2$	Yumuşak kil $q_u=40 \text{ kN/m}^2$ $c_u=20 \text{ kN/m}^2$	Orta Sert kil $q_u=80 \text{ kN/m}^2$ $c_u=40 \text{ kN/m}^2$	Sert kil $q_u=160 \text{ kN/m}^2$ $c_u=80 \text{ kN/m}^2$
SPT(N= 1)	SPT (N= 4)	SPT( N= 8)	SPT (N= 16)
Elastisite Modülü $4560 \text{ kN/m}^2$	Elastisite Modülü $6560 \text{ kN/m}^2$	Elastisite Modülü $8970 \text{ kN/m}^2$	Elastisite Modülü $13110 \text{ kN/m}^2$
Poisson oranı $\nu =0,2$	Poisson oranı $\nu =0,2375$	Poisson oranı $\nu =0,275$	Poisson oranı $\nu =0,35$
$\gamma_{\text{doygün BHA}}$ $\gamma_{\text{doy}}=18 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_{\text{doygün BHA}}$ $\gamma_{\text{doy}} =18,5 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_{\text{doygün BHA}}$ $\gamma_{\text{doy}} =19,36 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_{\text{doygün BHA}}$ $\gamma_{\text{doy}} =20,05 \text{ kN/m}^2$
$\gamma_{\text{kuru BHA}}$ $\gamma_k=12 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_{\text{kuru BHA}}$ $\gamma_k =14,5 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_{\text{kuru BHA}}$ $\gamma_k =16 \text{ kN/m}^2$	$\gamma_{\text{kuru BHA}}$ $\gamma_k =17 \text{ kN/m}^2$
su muhtevası $w = \%50$	su muhtevası $w = \%30$	su muhtevası $w = \%21$	su muhtevası $w = \%21$
boşluk oranı $e =1,3$	boşluk oranı $e =0,9$	boşluk oranı $e =0,75$	boşluk oranı $e =0,6$
Permeabilite katsayısı $k_x, k_y=10^{-7}, 10^{-8}$	Permeabilite katsayısı $k_x, = 5 \times 10^{-8}$ $k_y =5 \times 10^{-9}$	Permeabilite katsayısı $k_x, k_y= 7 \times 10^{-8}$	Permeabilite katsayısı $k_x, k_y=10^{-9}$
Yatak katsayısı $k= 0,01 \text{ N/mm}^3$	Yatak katsayısı $k=0,0125 \text{ N/mm}^3$	Yatak katsayısı $k= 0,015 \text{ N/mm}^3$	Yatak katsayısı $k=0,02 \text{ N/mm}^3$

**Çizelge 1.2.** Hesaplarda Kullanılan Kazık Temellerin Özellikleri

Çap (D) (m)	0,6	0,8	1,0
Malzeme Modeli	Elastik	Elastik	Elastik
$L=L_b$ (m)	15	15	15
EA (kN/m)	$1,08 \times 10^7$	$1,92 \times 10^7$	$6,48 \times 10^8$
EI (kN/m <sup>2</sup> /m)	$3,24 \times 10^5$	$1,02 \times 10^6$	$2,50 \times 10^6$
Poisson oranı $\nu$	0,2	0,2	0,2
Alan (A)(m <sup>2</sup> )	0,2827	0,5027	0,7854
$w_{ort}$ (kN/m <sup>2</sup> ) $c_u=0,1$ kg/cm <sup>2</sup>	3,48	4,64	5,8
$w_{ort}$ (kN/m <sup>2</sup> ) $c_u=0,2$ kg/cm <sup>2</sup>	3,3	4,4	5,5
$w_{ort}$ (kN/m <sup>2</sup> ) $c_u=0,4$ kg/cm <sup>2</sup>	2,78	3,72	4,64
$w_{ort}$ (kN/m <sup>2</sup> ) $c_u=0,8$ kg/cm <sup>2</sup>	2,37	3,16	3,95

**Çizelge 1.3.** Kazık-Grubuna Etkitilen Dinamik Kuvvetler

Dinamik kuvvetlerin sembolü	Mw=5	Mw=6	Mw=7	Mw=8
Magnitüd	4,7	6,0	7,2	7,9
Episantr mesafesi(km)	47,20	65,60	68,81	55,2
Meydana geldiği tarih	26 Mart 1992	1 Mayıs 2003	12 Kasım 1999	26 Aralık 1939
Meydana geldiği yer	ANTALYA TÜRKİYE	BİNGÖL TÜRKİYE	DÜZCE TÜRKİYE	ERZİNCAN TÜRKİYE

Eşdeğer Statik Yük Hesaplama

ZEMİN MUKAVEMETİ:  
 cu=0.1 kg/cm<sup>2</sup>  
 cu=0.2 kg/cm<sup>2</sup>  
 cu=0.4 kg/cm<sup>2</sup>  
 cu=0.8 kg/cm<sup>2</sup>

KAZIK ÇAPI:  
 0.6 m  
 0.8 m  
 1.0 m

DEPREM BOYKLOĞU:  
 Mw=5  
 Mw=6  
 Mw=7  
 Mw=8

EŞDEĞER STATİK YÜK: 190.5 ton

YÜZDE ARTIŞ: 311.5 %

HESAPLA

Dinamik Analiz Sonucu  
 Tekil Kazığa Düşen Düşey Deformasyon 272.45 mm

Statik Yüklere Etkisi Sonucu  
 Tekil Kazığın Düşey Deformasyonu 38.05 mm

Uç Direnci Taşma Gücü Sürtünme Direnci Taşma Gücü TAŞIMA GÜCÜ

[ 564.3 KN + 1225.0 KN ] / 3 = 596.43 KN

Şekil 1.1. Eşdeğer Statik Yük Hesaplama Programı Yardımı İle Uç Direnci ve Sürtünme Direnci Taşıma Gücü Hesaplanması

Çizelge 1.4. Plaxis Programı Yardımıyla Yapılan Hesapta Tekil Kazığın Statik Yükler Altında Elastik Oturması ve Elle Yapılan Hesapla Tekil Kazığın Statik Yükler Altında Elastik Oturması Karşılaştırması

c <sub>u</sub> =(kg/cm <sup>2</sup> )	Tekil kazığın Elastik oturması (mm)					
	Kazık Çapı (m)		Kazık Çapı (m)		Kazık Çapı (m)	
	0,6		0,8		1	
	Plaxis hesap	Elle hesap	Plaxis hesap	Elle hesap	Plaxis hesap	Elle hesap
0,1	34,64 mm	30,6 mm	41,7 mm	41,72 mm	56,45 mm	52,38 mm
0,2	30,12 mm	29,4 mm	34,01 mm	38,77 mm	44,83 mm	47,62 mm
0,4	28,54 mm	29,09 mm	32,96 mm	38,05 mm	43,92 mm	47,82 mm
0,8	28,1 mm	29,1 mm	30,4 mm	37,4 mm	41,08 mm	46,5 mm

## 2.2. Belirlenen Düşey Statik Yükler ve Dinamik Etkiler Altında Plaxis Programından Elde Edilen Veriler

Hesaplarda belirlenen izin verilebilir taşıma gücü statik düşey yükler olarak Plaxis programında kazıklara yüklenmiştir. Bu düşey yükler ve sırasıyla Mw5, Mw6, Mw7, Mw8 depremleri etkisinde kazık grupları çözümlenmiştir. Elde edilen veriler Çizelge 1.5’de verilmiştir.

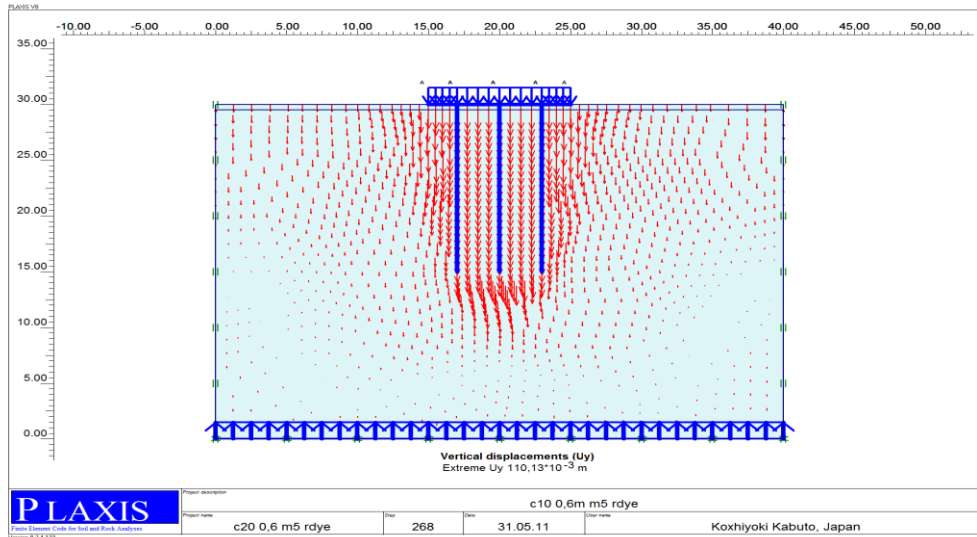
**Çizelge 1.5** Plaxis Programı Kullanılarak ve Çeşitli Yöntemlerle Çözüm Yapılarak Sisteme Etkitilen Yükler ve Bu Yüklerle Bağlı Olarak Sistemin Yaptığı Düşey Deformasyonlar

Zemin mukavemeti ( $c_u=kN/m^2$ )	Kazık çapı (D)m	Magnitüd (Mw)	Kazık grubu düşey deformasyon (mm)	Kazık grubu yatay deformasyon (mm)	Kazık grubundan tek kazığa düşen düşey deformasyon (mm)
10	0,6	5	106	26,47	44,32
		6	134,47	55,3	97,44
		7	613,25	57,63	444,38
		7,9	865,19	59,98	626,95
	0,8	5	73,75	30,57	44,16
		6	134,47	63,19	80,52
		7	872,68	67,79	522,56
		7,9	1027	84,1	614,97
	1,0	5	109,44	39,05	55,84
		6	198,23	77,17	101,14
		7	873,15	78,32	445,48
		7,9	1183	95,32	603,57
20	0,6	5	72,14	33,67	52,28
		6	166,53	68,92	120,67
		7	774	78,47	560,87
		7,9	892,6	85,2	646,81
	0,8	5	65,97	32,47	39,50
		6	147,10	58,6	88,08
		7	502,02	60,63	300,61
		7,9	577,60	65,4	345,87
	1,0	5	63,52	33,57	32,41
		6	148,30	68,19	75,66
		7	592,39	71,4	302,24
		7,9	602,90	84,2	307,60
40	0,6	5	89,26	44,05	64,68
		6	218,34	77,17	158,22
		7	494,14	78,32	358,07
		7,9	529,58	95,32	383,75
40	0,8	5	99,93	33,67	59,84
		6	169,54	68,92	101,52
		7	455,00	78,47	272,46
		7,9	557,00	85,2	333,53
	1,0	5	107,75	26,47	54,98
		6	147,83	55,3	75,42

**Çizelge 1.5** Plaxis Programı Kullanılarak ve Çeşitli Yöntemlerle Çözüm Yapılarak Sisteme Etkitilen Yükler ve Bu Yüklerle Bağlı Olarak Sistemin Yaptığı Düşey Deformasyonlar (Devamı)

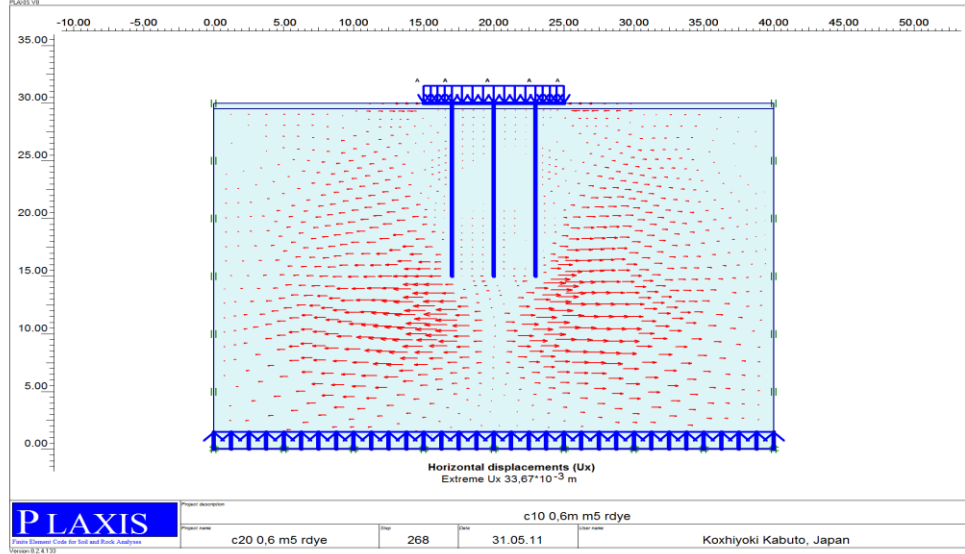
		7	407,98	57,63	208,15
		7,9	585,92	59,98	298,94
80	0,6	5	100,79	30,57	73,03
		6	142,77	63,19	103,46
		7	502,02	67,79	363,78
		7,9	582,24	84,1	421,91
	0,8	5	97,99	39,05	58,68
		6	141,21	67,2	84,56
		7	472,50	75,4	282,93
		7,9	550,20	89,3	329,46
	1,0	5	97,56	25,9	49,77
		6	207,66	45,5	105,95
		7	458,31	47,3	233,83
		7,9	531,52	60,8	271,18

NOT: Çizelgeden de görüleceği gibi yatay deformasyonlar düşey deformasyonlara oranla çok küçük olduğu için hesaplarda düşey deformasyonlar kullanılmış, yatay deformasyonlar için geri hesap yapılmamıştır. Ayrıca kazık grubuna düşen düşey deformasyondan tek kazığa düşen deformasyona geçiş Skempton yöntemi ile yapılmıştır. Plaxis Programı yardımıyla hesaplanan bir modele ait düşey ve yatay deformasyonlar Şekil 1.2 ve 1.3'de görülmektedir.



**Şekil 1.2** Plaxis Programı Kullanılarak  $c_u=0,1\text{kg/cm}^2$  0,6m  $M_w=5$  İçin Düşey Deformasyon





**Şekil 1.3** Plaxis Programı Kullanılarak  $c_u=0,1\text{kg/cm}^2$  0,6m  $M_w=5$  için Yatay Deformasyon

### 2.3. Örnek model $c_u= 10\text{kN/m}^2$ 0,6m kazığına uygulanan $M_w=5$ dinamik yüklemesi için geri hesap

Bu modelde  $c_u=10\text{kN/m}^2$  0,6m kazığına uygulanan  $M_w=5$  dinamik yüklemesi 0,6m kazığının düşey deformasyonu 3 kazıktan oluşan kazık grubu için bulunmuştur. Bu bölümde, 0,6 m kazığına bu düşey deformasyonları yaptıracak eşdeğer statik düşey yükler hesaplanmıştır. Bu hesaplar yapılırken  $Q_{us}$  sürtünme direncinin, taşıma kapasitesi hesabında bulunan  $Q_s$  sürtünme direncine eşdeğer olduğu kabul edilmiştir.

#### $c_u= 10\text{kN/m}^2$ 0,6m kazığının tekil oturması

Bu bölümde 3 kazıktan oluşan 0,6m kazık grubunun  $M_w=5$  dinamik yüklemesi altında yaptığı grup oturmasından geri hesap yöntemiyle tekil kazığın oturması belirlenmiştir.

$$sg(e) = s (4D+3/D+4)^2 = 10,6 \text{ cm}$$

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$s = ?$$

$$sg(e) = s ((4 \times 0,6 + 3) / (0,6 + 4))^2 = 0,106 \text{ m} \quad s = 0,04432 \text{ m}$$

#### 0,6m tekil kazığına etkiyen eşdeğer statik yük

Bu bölümde 0,6m tekil kazığına  $s=0,04432$  m oturma yaptıracak eşdeğer statik yük belirlenmiştir. Oturma hesaplarında en büyük oturmanın  $s_2$  olduğu görülüyor. Bu nedenle  $s_2$  oturmasından başlanarak geri hesap yapılmış,  $s_1$  ve  $s_3$  oturmaları da sonraki adımlarda kontrol edilmiştir.

#### $s_2$ oturması

$$s_2 = (Q_{up} \cdot D) (1 - \mu_s^2) I_{wp} / (A_p \cdot E_s) = 0,04432 \text{ m}$$

$$Q_{up} = ?$$

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$\mu_s = 0,2$$

$$I_{wp} = \alpha r = 0,88$$

$$A_p = 0,283 \text{ m}^2$$

$$E_s = 463,8 \text{ t/m}^2$$

$$s_2 = (Q_{up} \times 0,6) (1-0,2^2) (0,88) / (0,283 \times 463,8) = 0,0443 \quad Q_{up} = 11,5 \text{ t}$$

### s<sub>1</sub> oturması

$$s_1 = (Q_{up} + \xi Q_{us}) (L) / (A_p \cdot E_p)$$

$$Q_{up} = 11,5 \text{ t}$$

$$Q_{us} = Q_s = 399,45 \text{ kN} = 40,7 \text{ t}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$\xi = 0,6$$

$$EA = 1,8 \times 10^6 \text{ t}$$

$$s_1 = (11,5 + 0,6 \times 40,7) (15) / (1,8 \times 10^6) = 2,993 \times 10^{-4} \text{ m}$$

### s<sub>3</sub> oturması

$$s_3 = (Q_{us}) / (p \cdot L) (D/E_s) (1-\mu_s^2) I_{ws}$$

$$Q_{us} = 40,7 \text{ t}$$

$$p = 1,885 \text{ m}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$E_s = 463,8 \text{ t/m}^2$$

$$\mu_s = 0,2$$

$$I_{ws} = 3,75$$

$$s_3 = (40,7) / (1,885 \times 15) (0,6/463,8) (1-0,2^2) (3,75) = 1,436 \times 10^{-3} \text{ m}$$

### s toplam oturması

$$s = s_1 + s_2 + s_3 = 0,0002993 + 0,0443 + 0,00143 = 0,0460 \text{ m} \approx 0,0462 \text{ m}$$

Bu durumda 0,6m kazığına uygulanan Mw=5 dinamik yüklemesi ile aynı düşey deformasyonu yaptıran eşdeğer statik düşey yük:

$$Q_{up} = 11,5 \text{ t}$$

Kazık grubuna etkiyen toplam eşdeğer statik düşey yük:

$$Q_{up(g)} = 11,5 \times 3 = 34,5 \text{ t}$$

**Çizelge 1.4**  $c_u=10 \text{ kN/m}^2$  için Eşdeğer Statik Yük ve Bunun % Artış Miktarı

Zemin mukavemeti $c_u=(\text{kN/m}^2)$	Kazık çapı (D) m	Deprem magnitud (Mw)	eşdeğer statik yük(ton)	Statik yük (%artış)
		5	11,5	70,51
10	0,6	6	25,2	154,51
		7	113,9	698,35
		7,9	161	987,13
		5	14,5	54,71
10	0,8	6	24,85	93,76
		7	176,7	666,70
		7,9	208,5	786,69
		5	29,35	71,98
10	1,0	6	47,2	115,76
		7	186	456,17
		7,9	254	622,94

Statik yük artış= (eşdeğer statik yük/kazık taşıma gücü)\*100

### 3.SONUÇLAR

Sonuç olarak, dinamik etkilerin de hesaba katıldığı programların kullanılmadığı durumlarda, üst yapıdan gelecek yüklere göre suya doygun kil zeminlerde kazık temel tasarımı için dinamik kuvvetler statik yük cinsinden uygulanabilirliği belirlenmiştir. 6,0 şiddetine kadar olan depremler için kazık temele etkileyen statik düşey yük zemin şartlarına bağlı olarak örneğin  $c_u=0,1\text{kg/cm}^2$  olduğunda kazık temele etkileyen statik düşey yük %100 arttırılarak dinamik etki dikkate alınmış olur. Zemin şartları  $c_u=0,8\text{kg/cm}^2$  olduğunda kazık temele etkileyen statik düşey yük %30 civarı bir artış ile dinamik etki dikkate alınmış olur. Aynı şekilde şiddeti 6,0~8,0 arasında değişen depremler için kazık temele etkileyen düşey statik yük zemin şartlarına bağlı olarak  $c_u=0,1\text{kg/cm}^2$  olduğunda kazık temele etkileyen statik düşey yük %600 arttırılarak dinamik etki dikkate alınmış olur. Aynı şekilde zemin şartlarına bağlı olarak  $c_u=0,8\text{kg/cm}^2$  olduğunda kazık temele etkileyen statik düşey yük %100 artış arttırılarak dinamik etki statik yük cinsinden göz önüne alınmış olur.

Zemin şartları aynı olmasına rağmen kazık çapı değişimine göre de dinamik etkiler hesaplanabilir. Örneğin  $c_u=0,1\text{kg/cm}^2$  olduğunda aynı şiddette deprem etkisine göre kazık çapı artışına karşı eşdeğer statik yük artışında azalma oluşmaktadır. Deprem magnitüdüleri Richter ölçeğine göre logaritmik olarak hesaplandığı için, deprem magnitüdündeki 1 birimlik artış, sismogram genliğinde 10 kat, gerilme enerjisinde 30 kat artışa tekabül etmektedir. Bu da, deprem magnitüdlerindeki doğrusal artışa karşılık deformasyonların ve eşdeğer ilave yüklerin ani artışlar yapmasına sebep olmaktadır.

### KAYNAKLAR

- Das B.M., “Principles of Foundation Engineering” (Ed: Kingman R.) Wadsworth Inc, California, USA, 1984
- TURAN E. Yüksek Lisans Tezi Statik ve Dinamik Düşey yükler altındaki kazıkların davranışı
- Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Ağustos – 2006
- Çalışkan Ö. Yüksek Lisans Tezi “Kazıklı Temellerin Analitik Yöntemlerle Statik ve Betonarme Çözümleri” Anadolu Üniv. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Ağustos 2003
- Avcı G. Yüksek Lisans Tezi “Kazıklı temellere etkileyen dinamik yüklerin statik yükler cinsinden araştırılması” Şubat 2008
- Gunaratne M. “Foundation Engineering Handbook” CRC, London, NewYork, 2006

# KABA DANELİ ZEMİNDEKİ MAKİNE TEMELİNİN DÜŞEY TİTREŞİMDEKİ OTURMASI

## SETTLEMENT OF MACHINE FOUNDATION ON COARSE GRAINED SOIL UNDER VERTICAL VIBRATION

Hamza GÜLLÜ<sup>1</sup>

Recep İYİSAN<sup>2</sup>

### ABSTRACT

A dynamic analysis has been performed by Plaxis 2D for the foundation models with different weights on coarse grained soil under vibration. The vertical settlements were compared with those of Brumund and Leonards (1972). The foundation model has a diameter of 101.6 mm with the weights of 22.1kg, 33.3kg and 44.5kg. The soil is the sand that is compacted inside a box (0.057m<sup>3</sup>) with the relative density of 70%. The comparison of vertical settlements has been done for the peak acceleration of 0.2g and the vibration of 20Hz. The results indicate that dynamic analysis estimates the vertical deformations as nearly same levels with the experiments, but not by a strong fitting. Furthermore, the study reveals that the static load seems the most prominent factor for the vertical settlement on the coarse grained soil under vibration.

**Keywords:** Vibration, Foundation, Sand, Plaxis

### ÖZET

Bu çalışmada kaba daneli zeminde titreşime maruz kalan farklı ağırlıklı temellerin Plaxis 2D ile dinamik analizi yapılmış ve hesaplanan düşey oturmalar Brumund ve Leonards (1972)'nin deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Deneyde kullanılan temel modelinin çapı 101.6 mm olup ağırlığı 22.1kg, 33.3kg ve 44.5kg arasında değişmektedir. Zemin ise 0.057m<sup>3</sup>'lük bir kutuda %70 relatif sıkılıkta sıkıştırılan kumlu bir zemindir. Karşılaştırmalar 0.2g'lik ivme ve 20Hz'lik titreşim altında düşey oturmalar dikkate alınarak yapılmıştır. Bulgular, dinamik analizin deneyler ile yakın mertebelerde oturma değeri verdiğini ancak daha kapsamlı araştırmalar yapılması gerektiğini ortaya koymaktadır. Ayrıca, titreşime maruz kalan zeminlerde düşey oturmalar üzerinde statik yükün oldukça önemli olduğu vurgulanmaktadır.

**Anahtar Kelimeler:** Titreşim, Temel, Kum, Plaxis

<sup>1</sup> Y. Doç. Dr., Gaziantep Üniv. İnş.Müh.Böl., hgullu@gantep.edu.tr

<sup>2</sup> Doç. Dr., İstanbul Teknik Üniv. İnş.Müh.Böl., iyisan@itu.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Düşey titreşimlere maruz kalan makine temellerinde oturmayı kontrol eden ana parametrenin en büyük ivme olduğuna inanılmaktadır. Kaba daneli zeminlerde titreşim altındaki katı danelerin davranışı zeminin relatif sıkılığı ile yakından ilgilidir. En büyük ivme altında katı daneler dengeye gelmekte olup ilave bir sıkılaşıma oluşmadan önce bu eşik seviyesinin aşılması gerekmektedir. Titreşimlere maruz kalan temeldeki oturmalar zamanla artmakta ve maksimum değerine ulaştıktan sonra ise sabit kalmaktadır (Das, 1993).

Kumlarda ( $D_r=70$ ) düşey titreşime maruz kalan dairesel temelleri ( $\phi=101.6\text{mm}$ ) modelleyen laboratuvar deneyleri, her bir titreşim çevrimindeki temel tarafından zemine uygulanan enerjinin, temelde oluşabilecek oturmanın belirlenmesinde kullanılabilirliğini göstermektedir. İletilen enerji, temel ağırlığı ve titreşim büyüklüğü ile doğru orantılıdır. Deneyler, sabit bir temel ağırlığı için en büyük ivmeler arttıkça oturmanın da arttığını göstermiştir. Benzer bir şekilde, sabit bir frekans ve ivme seviyesinde de ağırlık arttıkça oturmanın arttığı belirlenmiştir. Ancak sabit enerji ve frekans seviyelerinde ivme artsa bile oturma sabit kalmaktadır (Brumund and Leonards 1972). Bu bulgu düşey titreşimlere maruz kalan makine temellerinin oturma analizlerinde önem arz etmektedir.

Her durumda (temel izalasyonu hariç) kaba daneli ve gevşek zeminlerin oturmaya sebep olacağı kaçınılmazdır. Pratikte en fazla sıkı zeminler üzerinde deneyler yapılmaktadır. Ancak deney modellerinin ortaya koyduğu bulguların extrapolasyon ile uygulanabilirliğini sağlayan teknikler oldukça kısıtlıdır. Bu araştırmada, Plaxis 2D kullanılarak Brumund ve Leonards (1972)'nin temel modelinin sonlu elemanlar yöntemi ile dinamik analizi yapılmıştır. Sabit bir ivme ( $0.2g$ ) ve frekans altında ( $20\text{Hz}$ ) titreşime maruz kalan temel modelinin düşey oturmaları irdelenmiştir. Araştırmanın, özellikle titreşim modelleri kurulacak temellerin sayısal analizine katkıda bulunulacağı düşünülmektedir.

## 2. MATERYAL VE METOD

### 2.1. Deneysel Çalışma

PLAXIS' de yapılan analizler Brumund ve Leonards (1972) tarafından yürütülen sabit frekans altında yapılan model deneylerinin sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Brumund ve Leonards (1972)'nin model deneyleri  $0.057\text{m}^3$ 'lük bir kum kutusunda gerçekleştirilmiştir. 20-30 nolu Ottawa kumu kullanılmıştır. Deneyler kumun %70 relatif sıkılığında yapılmıştır. Deneylerde  $101.6\text{ mm}$  çapında ve  $22.1\text{kg}$ ,  $33.3\text{kg}$  ve  $44.5\text{kg}$  olmak üzere üç farklı ağırlıktaki temel modelleri kullanılmıştır. Dinamik yüklemelere başlamadan önce nihai taşıma kapasitesi deneysel olarak belirlenmiştir. Dinamik deneyler farklı frekanslarda ve farklı amplitudlerde (en büyük ivme) yapılmıştır. Bu çalışmada sadece  $20\text{Hz}$ 'lik titreşimde yapılan deneyler irdelenmiştir. Bu kapsamda,  $20\text{Hz}$ 'lik titreşim altında üç farklı ağırlıktaki temel modellerinde ölçülen oturma değerleri; Plaxis 2D ile modellenen deney sisteminin dinamik analizi yapılarak elde edilen oturma değerleri ile karşılaştırılmıştır. Deneyden elde edilen oturma değerleri  $22.1\text{kg}$ ,  $33.3\text{kg}$  ve  $44.5\text{kg}$ 'lık temel modelleri için sırasıyla yaklaşık  $4.6\text{ mm}$ ,  $6.4\text{ mm}$  ve  $10.4\text{ mm}$  olarak ölçülmüştür. Bu ölçümler,  $0.2g$ 'lik en büyük ivme etkisi dikkate alınarak belirlenen değerlerdir.

## 2.2. Nümerik Çalışma

Nümerik çalışma kapsamında, zemin ve farklı ağırlıktaki temel modelleri sonlu elemanlar yöntemi ile Plaxis'de iki boyutlu olarak modellenmiştir. Tekrarlı hareket kaynağı olarak titreşim (vibration) prensipleri dikkate alınmış ve temel modellerinin Plaxis'de iki boyutlu dinamik analizi yapılmıştır.

Deney modeli sonlu elemanlara eksenel simetri ve standart 15 düğüm elemanı olarak tanımlanmıştır. Kum kutusu düşeyde ve yatayda 50cm olarak modellenmiştir. Sınır şartları ise, standart sınır şartları (düşeyde hareketsiz, yatayda düşey hareket) ve titreşimli yükü tanımlayan standart deprem şartları kabul edilmiştir. Yük olarak harmonik titreşim hareketi yapan dinamik yük kullanılmıştır. Bu titreşimli dinamik yük 20 Hz'lik titreşim frekansına sahip olup en büyük ivmesi 0.2g'dir. Titreşim anında oluşan dinamik kuvvet (amplitude) en büyük ivme ile temel ağırlığının çarpılması sonucu elde edilmiştir.

%70 relatif sıklıkta test edilen kumlu zeminin Plaxis'de modellenebilmesi için malzeme özellikleri tayin edilmiştir (Tablo 1). Tablo 1'den de görüldüğü gibi, malzeme modeli Mohr-Columb ve davranışı ise drenajlı şartlar olarak kabul edilmiştir. Malzeme özellikleri (içsel sürtünme açısı, birim hacim ağırlığı, elastisite modülü, poisson oranı v.s.) deneysel verilere ulaşamadığından %70 relatif sıklıktaki kumun özelliklerini yansıtacak şekilde literatürden belirlenmiştir (Bowles, 1996; Coduto, 1999; 2001). Malzemenin dinamik özellikleri kapsamında, sönüm oranı (damping ratio) da hesaplamalara katılmış olup 0.01 kabul edilmiştir. Sönüm oranının sonlu elemanlar ile modellenmesi hakkındaki detaylı bilgiye Bathe (1996)'dan ulaşılabilir. Dairesel temelin modellenmesi ile ilgili özellikler Tablo 2'de verilmiştir. Brumund ve Leonard (1972)'nin deney sisteminde statik yükleme değeri açıkça belirtilmediği için, düşey statik yük makineden temele gelen yük olarak kabul edilmiştir. Bu yükün değeri 100 kPa alınarak dinamik analizlere başlanmıştır. Bu değer varsayılan malzeme özellikleri için zeminin yaklaşık olarak taşıyabileceği en büyük değer olup, Plaxis'de deneme yanılma yolu ile belirlenmiştir. Malzeme özellikleri girildikten sonra, zemin kaba sıklıkta sonlu elemanlara ayrılmıştır. Deney kuru şartlarda gerçekleştirildiği için, modelde yer altı su seviyesinin olmadığı varsayılmıştır. Gerilme şartları için  $K_0=0.5$  kabul edilmiştir.

Temel ve zemin modeli tanımlandıktan sonra 20 Hz'lik titreşimi ve 0.2g'lik ivmeyi modelleyen farklı ağırlıklardaki temelin dinamik analizi yapılmıştır.

**Tablo 1.** Plaxis Modelinde Kullanılan Zemin Malzeme Özellikleri

Parametre	Değer
Malzeme Modeli	Mohr Coulomb
Drenaj şartları	Drenajlı
Kohezyon (c, kPa)	0
İçsel sürtünme açısı ( $\phi$ )	42°
Birim hacim ağırlığı ( $\gamma$ , kN/m <sup>3</sup> )	20
Young modülü (E, kPa)	50000
Poisson oranı ( $\nu$ )	0.3

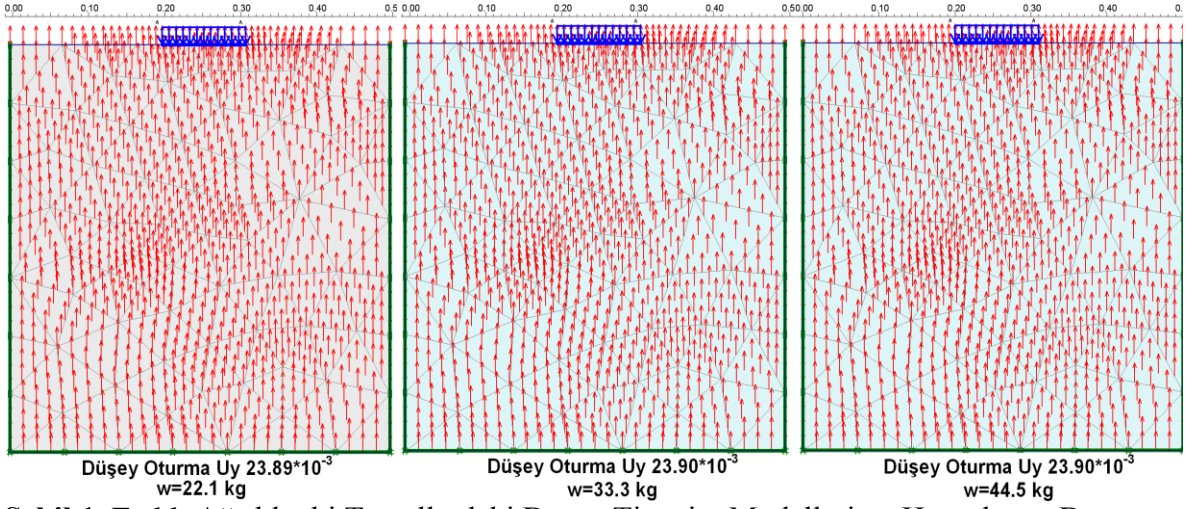
**Tablo 2.** Plaxis Modelinde Kullanılan Temel Özellikleri

Parametre	Değer
EA (kN/m)	$7.11 \times 10^6$
EI (kNm <sup>2</sup> /m)	$7.26 \times 10^4$
Ağırlık (kN/m/m)	0.217, 0.327, 0.436
Poisson's ratio ( $\nu$ )	0.0

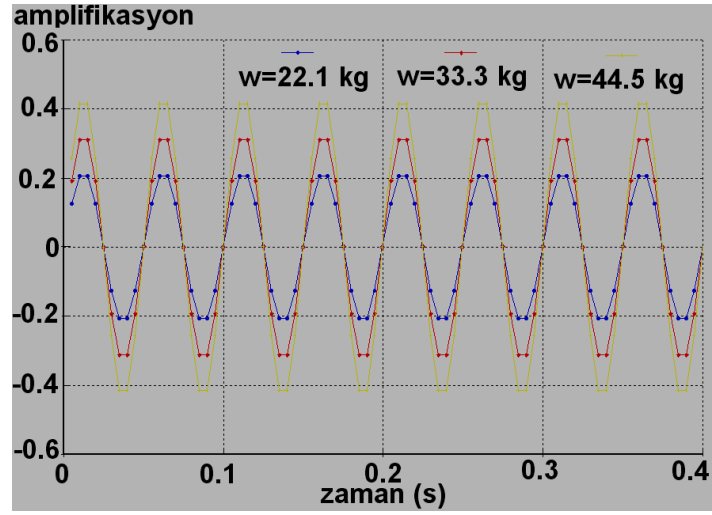
### 3. BULGU VE TARTIŞMALAR

Farklı ağırlıklıdaki her bir temel modeli için gerçekleştirilen dinamik analize ait düşey titreşim modelleri Şekil 1'de gösterilmektedir. Ayrıca titreşim grafikleri de Şekil 2'de verilmektedir. Şekil 1' den görüldüğü üzere 100 kPa statik yük altında temel ağırlıklarının 22.1kg, 33.3kg ve 44.5kg olarak değişmesi durumunda, titreşimli yükler altında zeminde oluşan düşey oturmalar 24 mm civarında hesaplanmıştır. Deney sonuçları ile karşılaştırıldığında, Plaxis dinamik analizi ile düşey oturma değerlerinin yaklaşık olarak 2-4 kat daha fazla elde edildiği görülmektedir. Malzeme modelinin Mohr-Coulomb dışında başka bir model varsayılması halinde de (mesela lineer elastik) hesaplanan bu oturma değerlerinin çok fazla değişmediği tespit edilmiştir. Ancak, yapılan detaylı analizlerde 0.2g'lik ivme ve 20 Hz'lik titreşim altında meydana gelebilecek düşey oturmaya en fazla etki eden faktörün, düşey statik yükleme (yani temele gelen basınç) olduğu anlaşılmıştır. Bu basınç değeri arttıkça titreşime maruz kalan zemindeki düşey oturmanın da arttığı belirlenmiştir. Bir önceki bölümde makineden gelen basınç değerinin veya makine yükünün yaklaşık olarak 100 kPa kabul edildiği belirtilmişti. Ancak deney sonuçları ile kıyaslandığında, 100 kPa statik yük kabulünün gözden geçirilmesi gerektiği anlaşılmaktadır. Eğer bu yükten daha fazla bir statik yük alınsaydı oluşturulan zemin modeli bu yükü taşımayacaktı. Bundan dolayı titreşim altındaki düşey oturmaların 100 kPa'dan daha düşük değerlerdeki statik yüklemeler için irdelenmesi uygun olacaktır.

Yapılan analizler sonucunda statik yük değerinin 10 kPa seviyesinde kabul edilmesi halinde, titreşime maruz kalan zemin temelindeki düşey oturma değerleri deney sonuçları ile yaklaşık aynı mertebelerde (2.4mm) elde edilmiştir. Ancak, temel ağırlığı arttığı halde titreşim altındaki düşey oturma değerleri anlamlı olarak artmamaktadır. Bunun sebebi temel ağırlığındaki artışların küçük mertebelerde gerçekleşmiş olması ile açıklanabilir. Bu durum düşük seviyelerdeki ağırlık artışı etkisinin irdelenmesinde nümerik yöntemin kısıtlılığına da işaret etmektedir. Statik yükleme olmaması yani sadece temel ağırlıklarının dikkate alınması durumunda ise, titreşime maruz kalan temeldeki düşey oturma değerlerinin oldukça düşük seviyelerde olduğu görülmüştür. Şekil 3, örnek olarak 44.5 kg'lık temel modeli için 0 kPa ve 10 kPa statik yüklemeler varsayılarak titreşime maruz kalması halinde elde edilen düşey oturma modellerini göstermektedir. Bu araştırmada sadece 0.2g'lik ivme kuvveti altındaki titreşimlerde elde edilen düşey oturma değerlerine ait deney sonuçları kıyaslanmıştır. Ancak temel ağırlığının düşey oturmadaki etkisini daha ayrıntılı irdelenebilmek için farklı ivme değerlerinde oluşturulan dinamik modellerin araştırılması faydalı olacaktır.

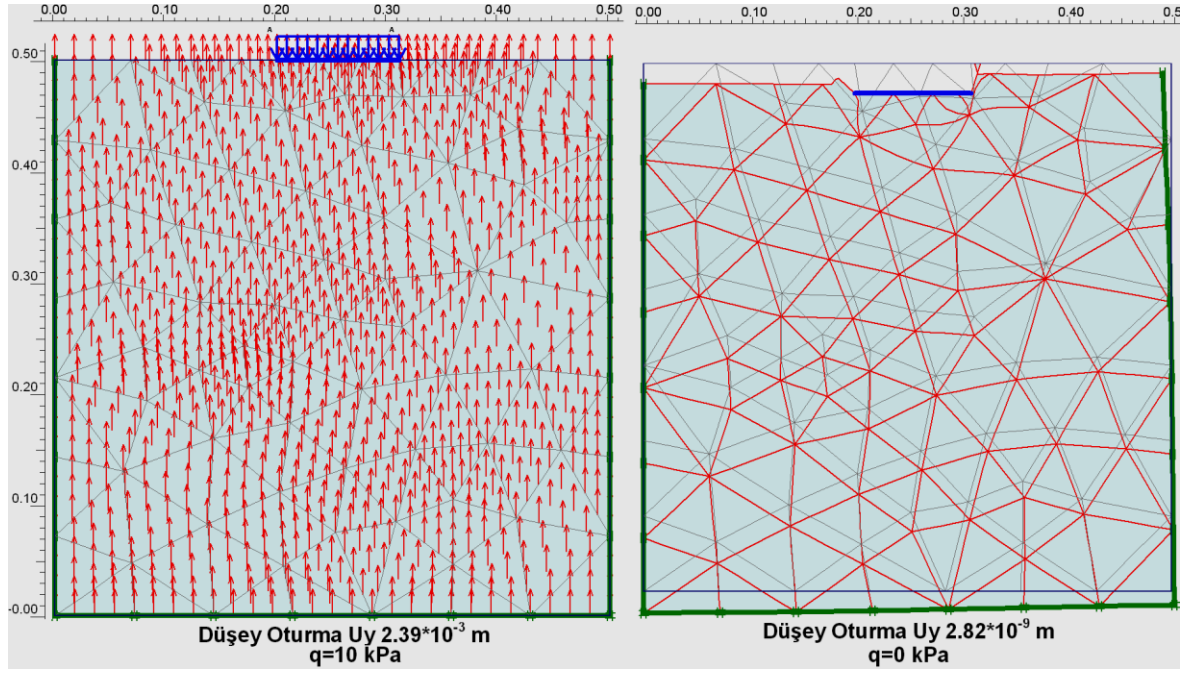


**Şekil 1.** Farklı Ağırlıktaki Temellerdeki Düşey Titreşim Modelleri ve Hesaplanan Düşey Oturmalar (Temele Gelen Statik Yük 100 Kg)



**Şekil 2.** Farklı Ağırlıktaki Temel Modellerine Uygulanan Titreşim Yükleri (Kpa)





**Şekil 3.** 0 kPa ve 10 kPa Statik Yük Altında Titreşime Maruz Kalan Temeldeki Titreşim Modelleri ve Düşey Oturmalar (W=44.5 Kg)

#### 4. SONUÇ

Bu araştırmada farklı ağırlıktaki temel modellerinin, 0.2g'lik ivme ve 20 Hz'lik frekans titreşimden kaynaklanan düşey oturmalarının Plaxis'de dinamik analizleri yapılmış ve Brumund ve Leonards (1972)'nin deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Temel ağırlığındaki düşük seviyedeki artışların nümerik olarak modellenmesinde kısıtlamalar olduğu düşünülmeyle beraber, dinamik analiz, deney sonuçları ile yaklaşık aynı mertebelerde oturma değerleri vermiştir. Ayrıca, titreşime maruz kalan zeminlerde statik yükün düşey oturmalar üzerinde oldukça önemli olduğu anlaşılmıştır.

#### KAYNAKLAR

- Bathe, K.J. (1991), "Finite Element Procedures". Prentice Hall.
- Bowles, J.E. (1996), "Foundation Analysis and Design". 5th Ed. McGraw-Hill.
- Brumund, W.F. and Leonard, G.A. (1972), "Subsidence of sand due to surface vibration", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, No.SM1, pp.27-42.
- Coduto, D.P. (1999), "Geotechnical Engineering: Principles and Practices". Prentice-Hall.
- Coduto, D.P. (2001), "Foundation Design Principles and Practices". 2nd ed. Prentice Hall.
- Das, B.M. (1993), "Principles of Soil Dynamics", PWS-Kent, Boston.

# SİLT KUM KARIŞIMLARININ SIVILAŞMA DAYANIMLARININ DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

## EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF LIQUEFACTION RESISTANCE OF SAND-SILT MIXTURES

Eyyüb KARAKAN<sup>1</sup>

Selim ALTUN<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In order to evaluate the liquefaction resistance of sands with various amounts of non-plastic fine grains (silt) a series of cyclic triaxial tests was conducted. The effect of the rate of silt content on liquefaction potential was investigated with respect to different effective confining pressures and relative densities. Cyclic triaxial experiments were performed on dense and loose soils. The liquefaction parameters were tried to determine in different confining stresses with performed tests. All the tests in this study were performed in stress-controlled and undrained conditions. The tests were made under sinusoidal cyclic loading in 0.1 Hz frequency. Consequently, the number of cycles required to cause liquefaction in isotropically consolidated sand-silt mixtures under different confining pressure was obtained in this study.

**Keywords:** Liquefaction Resistance, Silty Sand, Fines Content, Cyclic Triaxial Test

### ÖZET

Kumlar ile çeşitli miktarlarda non plastik ince taneler (siltler) karıştırılarak elde edilen zeminlerin sıvılaşma dayanımı tekrarlı üç eksenli deneyler yapılarak araştırılmıştır. Test sonuçlarında ince tane varlığının sıvılaşma potansiyeline etkisi değişik efektif çevre gerilmeleri ve rölatif sıklıklar için araştırılmıştır. Tekrarlı üç eksenli deneyler, sıkı ve gevşek olmak üzere iki farklı rölatif sıklıktaki zeminler üzerinde yapılmıştır. Sıvılaşma parametreleri farklı çevre gerilmelerinde yürütülen deneylerle elde edilmeye çalışılmıştır. Bu çalışma kapsamında yapılan bütün deneyler gerilme kontrollü olarak drenajsız koşullarda gerçekleştirilmiştir. Deneylerin tamamı 0.1 Hz sabit frekansında sinüzoidal dinamik yükleme koşullarında yapılmıştır. Sonuç olarak izotropik olarak konsolide edilmiş kum-silt karışımlarının değişik çevre basınçlarında sıvılaşması için gerekli çevrim sayıları çalışma kapsamında elde edilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Sıvılaşma Dayanımı, Siltli Kum, İnce Tane İçeriği, Tekrarlı Üç Eksenli Deney.

<sup>1</sup> Araş. Gör., Balıkesir Üniversitesi, eyyubkarakan@balikesir.edu.tr

<sup>2</sup> Doç. Dr., Ege Üniversitesi, selim.altun@ege.edu.tr

# 1. GİRİŞ

Sıvılaştırmanın uzun yıllar sadece kohezyonsuz kumlu zeminlerde oluştuğunun düşünülmesine rağmen son yıllarda yapılan çalışmalar düşük plastisiteli siltler (Ishihara 1984,1985) ve çakıllı zeminlerde de (Yegian vd. 1994) sıvılaştırmanın ortaya çıkabileceğini göstermiştir. Ansal ve Erken (1987) ve Guo ve Prakash (1999) siltli kum tabakasının sıvılaştırması ile ilgili çalışmalar yapmıştır. İnce taneli zeminlerde plastisitenin etkisi Okur (2002) tarafından yapılan deneysel çalışmalarla araştırılmıştır.

Ishihara vd. (1980) ince taneli plastik olmayan zeminlerin çevrimsel dayanımlarının plastisite indeksi 15-20 olan zeminlerden çok daha düşük olduğunu göstermiştir. Troncoso (1986) farklı silt içeriğine sahip kum atıkların devirsel dayanımını bulmak amacıyla ve %15 ince içeren siltli kumların sıvılaştırma dayanımlarının aynı efektif çevre gerilmesinde temiz kumların 1.5 katı olduğunu göstermiştir. Koester (1994) sıvılaştırma dayanımına ince tane etkisini araştırdığı çalışmasında, aynı boşluk oranında ince tane artışının sıvılaştırma dayanımını ilk olarak azalttığı, daha fazla ince tane artışında ise tersine döndüğünü göstermiştir.

Das vd. (1999) siltli zeminlerde plastisite indeksi % 15 veya daha fazla olması durumunda başlangıç sıvılaştırması durumunun aşılamaz olduğunu göstermişlerdir. Xenaki ve Athanasopoulos (2003) tarafından yürütülen çalışmalarda, ince taneliden orta taneliye kadar farklı miktarlarda plastik olmayan doymuş kum karışımlarının sıvılaştırma dayanımları hesaplanmıştır. %0- % 44'e kadar artan ince tane içeren karışımların, temiz kumlarla kıyaslandığında sıvılaştırma dayanımlarının azaldığını, bu eğilim % 44'den daha fazla ince tane içeren karışımlarda tersine döndüğünü göstermiştir. Erten ve Maher (1995), hem plastik hem de plastik olmayan ince tane etkisi üzerine yapılan çalışmalarda, boşluk basıncı üretiminin, % 30'a karşılık gelen bir sınır değer silt içeriğinde olduğunu söylemişlerdir.

## 2. KULLANILAN DENEY SİSTEMİ, MALZEME VE YÖNTEM

### 2.1 Deney Sistemi

Çalışmada kullanılan dinamik üç eksenli deney sistemi pnömatik türde olup deney hücresi, basınç sistemi, dinamik yük düzeneği, ölçüm ve kayıt sistemi olmak üzere dört ana bölümden oluşmaktadır. Deney sisteminde izotropik ve anizotropik gerilme koşullarında deney yapılabilmektedir. Tekrarlı eksenel yük numuneye bir hava regülatörüne bağlı piston aracılığı ile iletilmektedir. Numunenin sisteme yerleştirilmesi esnasında örselenmeleri minimum seviyede tutabilmek için hücre destek kolonları hücrenin içine yerleştirilmiştir. Numunede tekrarlı yükleme sırasında oluşan boşluk suyu basınçları alt başlıkta bulunan bir transdüser yardımıyla ölçülmektedir.

### 2.2 Kullanılan Malzeme ve Yöntem

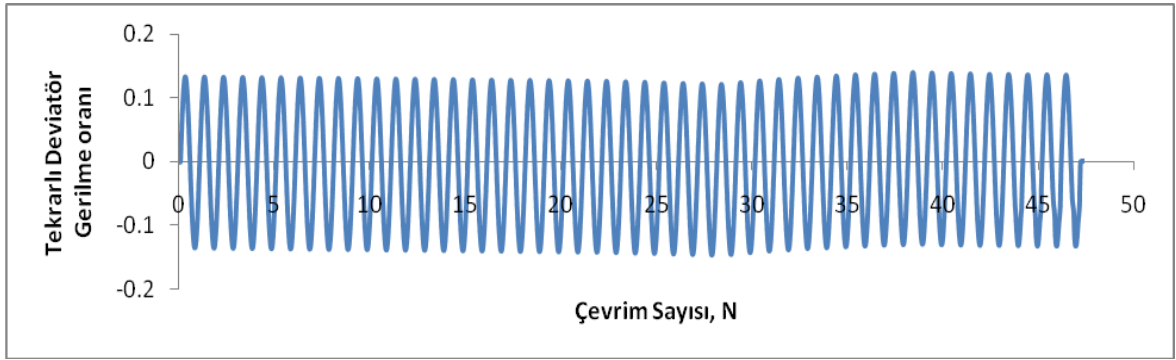
Çalışmada doğal yollardan elde edilen silt ve kum numuneleri kullanılmıştır. Kum ve silt zeminlerine ait fiziksel özellikler Tablo 1'de verilmiştir. Deney numunelerinin hazırlanması sırasında farklı numune hazırlama yöntemleri kullanılabilir. Bunlar kuru yağmurlama, kuru depolama, suda çökeltme, ıslak tokmaktama gibi yöntemler olarak sıralanabilir. Bu çalışmada kullanılan numuneler kuru depolama yöntemiyle hazırlanmıştır.

Dinamik üç eksenli deneyler hazırlanan 5x10 cm'lik silindir numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir.

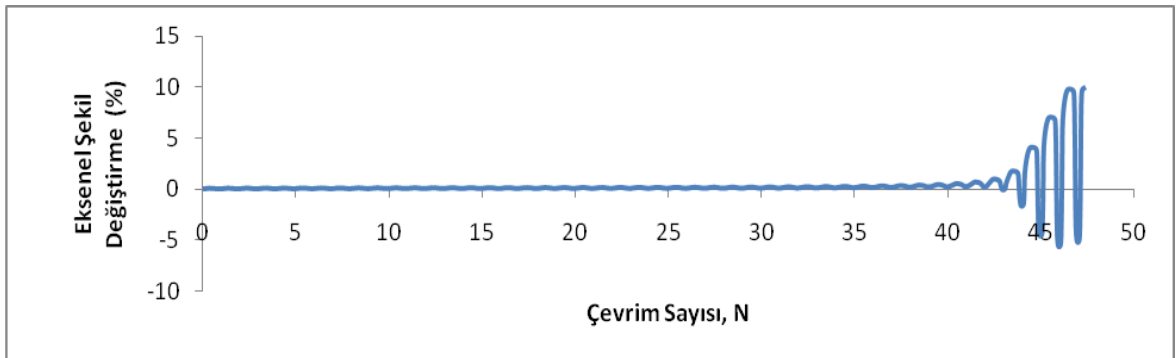
**Tablo 1.** Zemine Ait Endeks Özellikleri

Zemin Parametresi/Tipi	Karışım
(D <sub>10</sub> ) mm	0,07
(D <sub>30</sub> ) mm	0,13
(D <sub>60</sub> ) mm	0,25
Üniformluk Katsayısı, C <sub>u</sub>	4.16
Derecelenme Katsayısı, C <sub>c</sub>	1.12
Zemin Sınıfı	SM
G <sub>s</sub>	2.656
e <sub>min</sub>	0.35
e <sub>maks</sub>	0.96

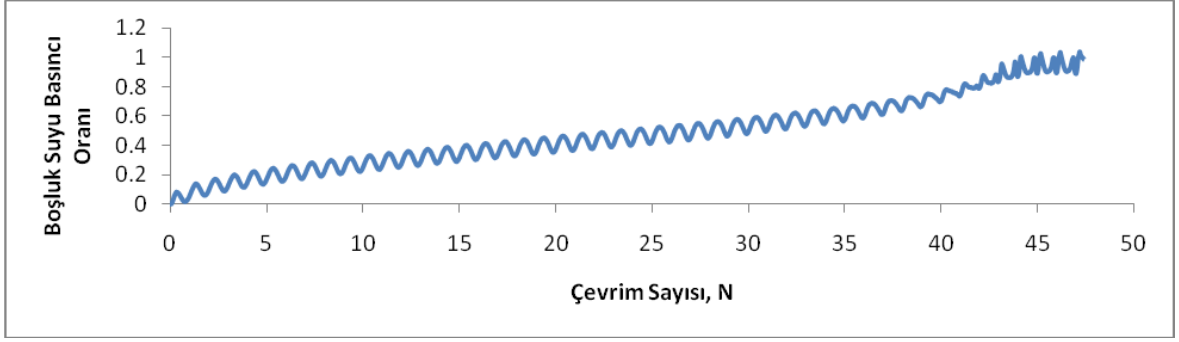
Tüm deneylerde doygunluğu sağlamak için Skempton B parametresi 0.96 ve üstü olarak elde edilmiştir. Doygunluğun sağlanmasının ardından istenilen konsolidasyon basıncında (50 Kpa-100 kPa) izotropik olarak konsolidasyona bırakılmıştır. Konsolidasyonun tamamlanmasının ardından drenajsız koşullarda 0.1 Hz frekansında tekrarlı yüklemeler sinüzoidal olarak uygulanmıştır (Sunitskul, 2004). Dinamik üç eksenli deneyler JGS 0541-2000 (Method for Cyclic Undrained Triaxial Test on Soils) standardına uygun olarak yapılmıştır. Sıvılaşma deney sonuçlarından, Dr= % 25 için yapılmış olan deney setinden alınan deney sonuçları, Şekil 1'de Tekrarlı Deviatör Gerilme Oranı -Çevrim Sayısı (N), Şekil 2'de Eksenel Şekil Değişirme (ε) (%) -Çevrim Sayısı (N), Şekil 3'de Boşluk Suyu Basıncı Oranı-Çevrim Sayısı (N), Şekil 4'de Boşluk Suyu Basıncı Oranı- Eksenel Şekil Değişirme (ε) (%) grafikleri gösterilmiştir.



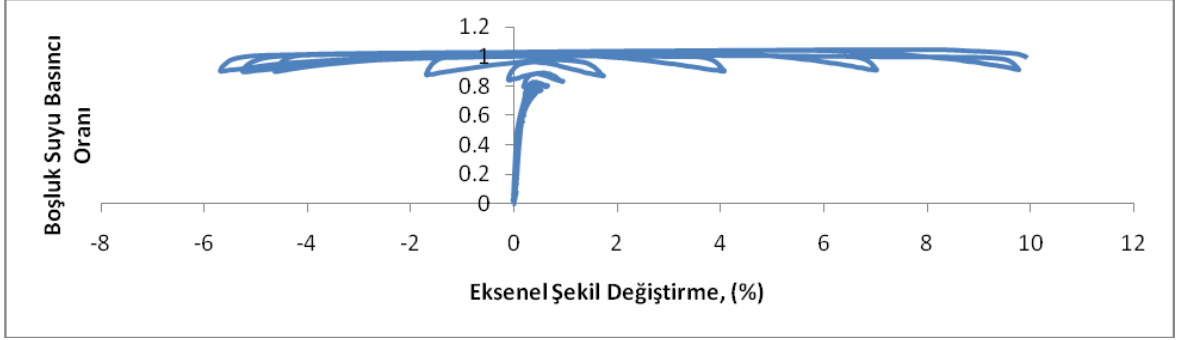
**Şekil 1.** Tekrarlı Deviatör Gerilme Oranı- Çevrim Sayısı



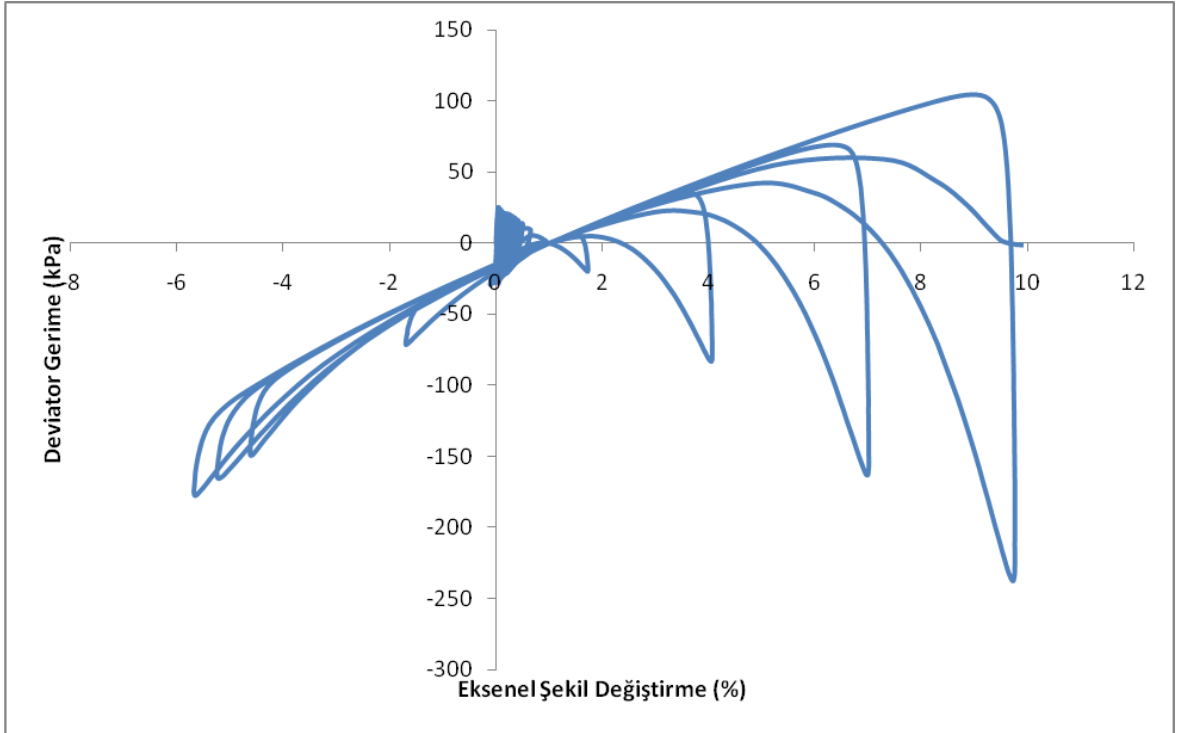
**Şekil 2.** Eksenel Şekil Değişirme- Çevrim Sayısı



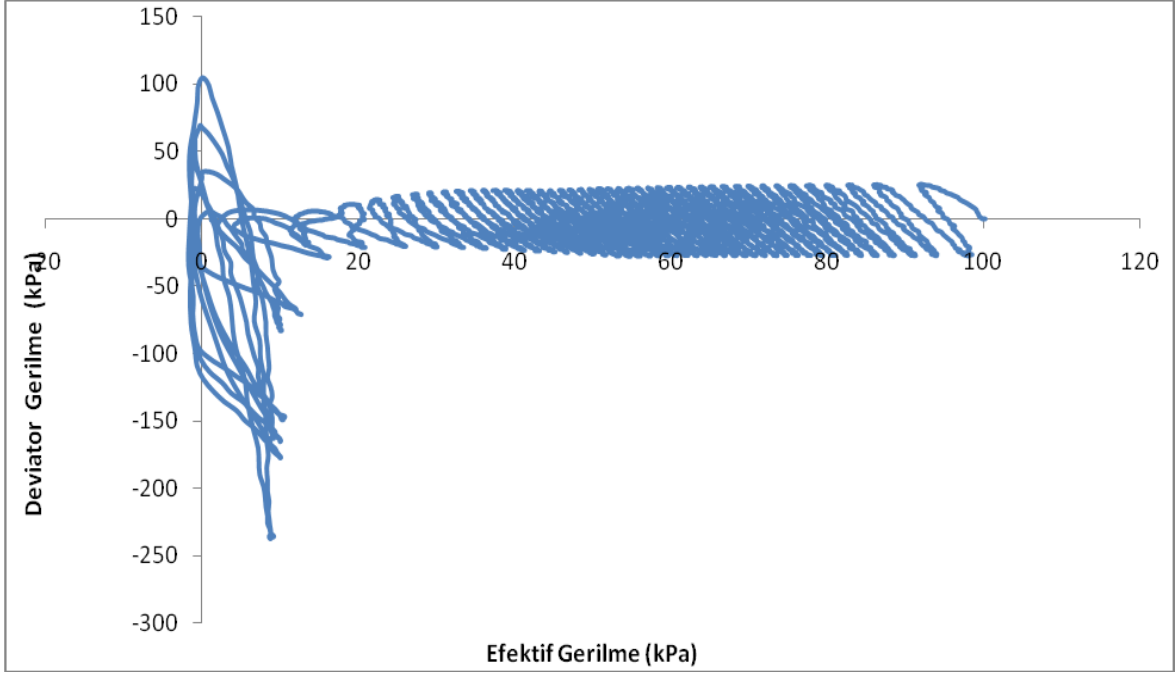
Şekil 3. Boşluk Suyu Basıncı Oranı- Çevrim Sayısı



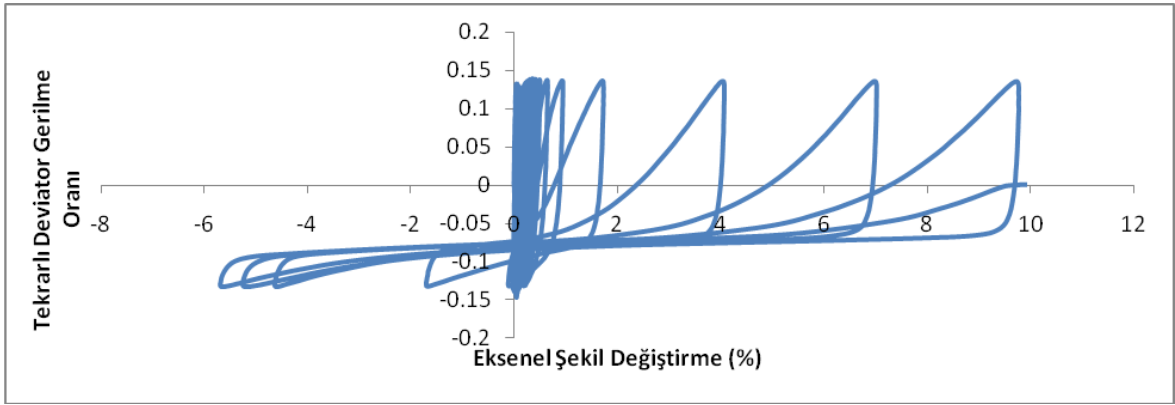
Şekil 4. Boşluk Suyu Basıncı Oranı- Eksenel Şekil Değişirme (%)



Şekil 5. Deviator Gerilme- Eksenel Şekil Değişirme (%)



Şekil 6. Deviator Gerilme- Efektif Gerilme



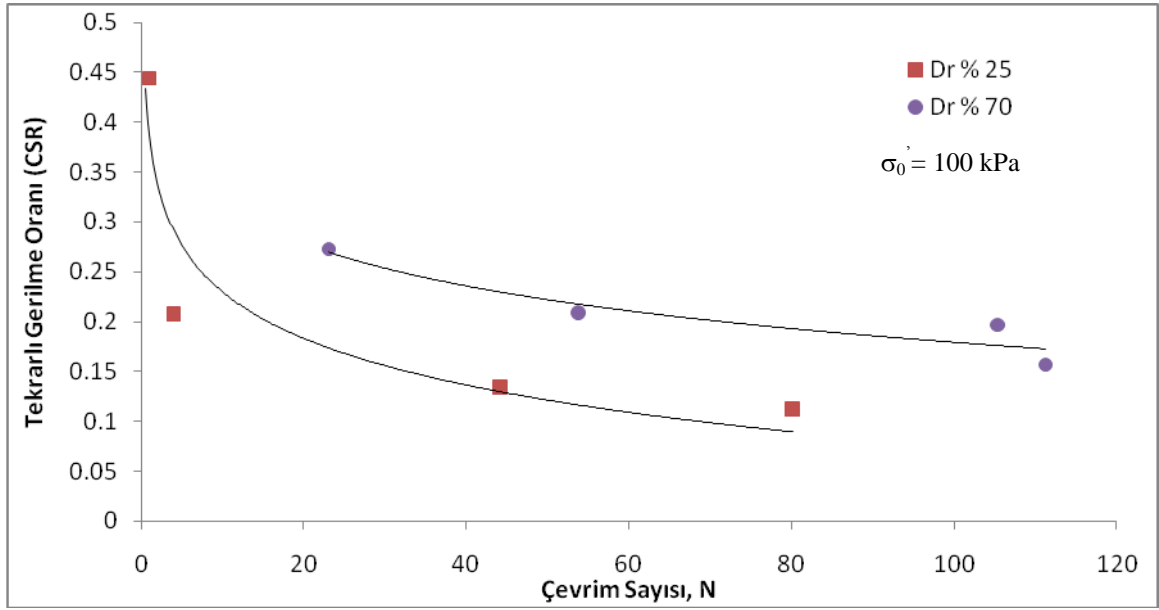
Şekil 7. Tekrarlı Deviator Gerilme Oranı- Eksenel Şekil Değişirme (%)

Ayrıca Şekil 5’de Deviator Gerilme (kPa) - Eksenel Şekil Değişirme (%), Şekil 6’da Deviator Gerilme (kPa) –Efektif Gerilme (kPa), ve Şekil 7’de Tekrarlı Deviator Gerilme Oranına karşılık Eksenel Şekil Değişirme (%) grafikleri gösterilmiştir.

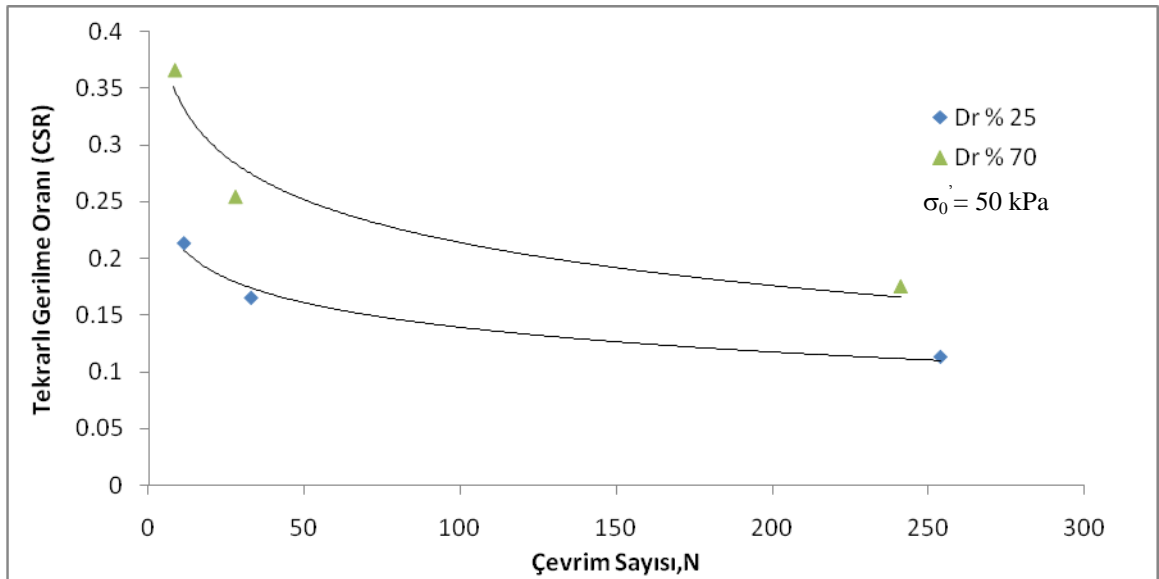
### 3.DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Literatürde, geniş bir aralıktaki tekrarlı birim kayma genliklerinde ince daneli zeminler üzerinde gerilme kontrollü ve deformasyon kontrollü deneylerle ilgili çalışmalar mevcuttur (Altun 2004, Altun ve diğ. 2005, Matsui ve diğ. 1980, Ohara ve Matsuda 1988, Okur ve Ansal 2001). Bu çalışmalardan ince daneli zeminlerde oluşan boşluk suyu basınçlarının, tekrarlı birim kayma gerilmesi  $\tau_c$ , ya da tekrarlı birim kayma genliği  $\gamma_a$ , çevrim sayısı  $N$ , ilişkisi incelenmiştir. Bunlar farklı rölatif sıklık ve konsolidasyon basıncı değerleri ile değerlendirilmiştir. Aynı rölatif sıklıkta, efektif çevre gerilmesinin artmasıyla numunelerin istenen eksenel birim boy değişim genliğine ulaşması için gerekli çevrim sayısının arttığı görülmüştür.

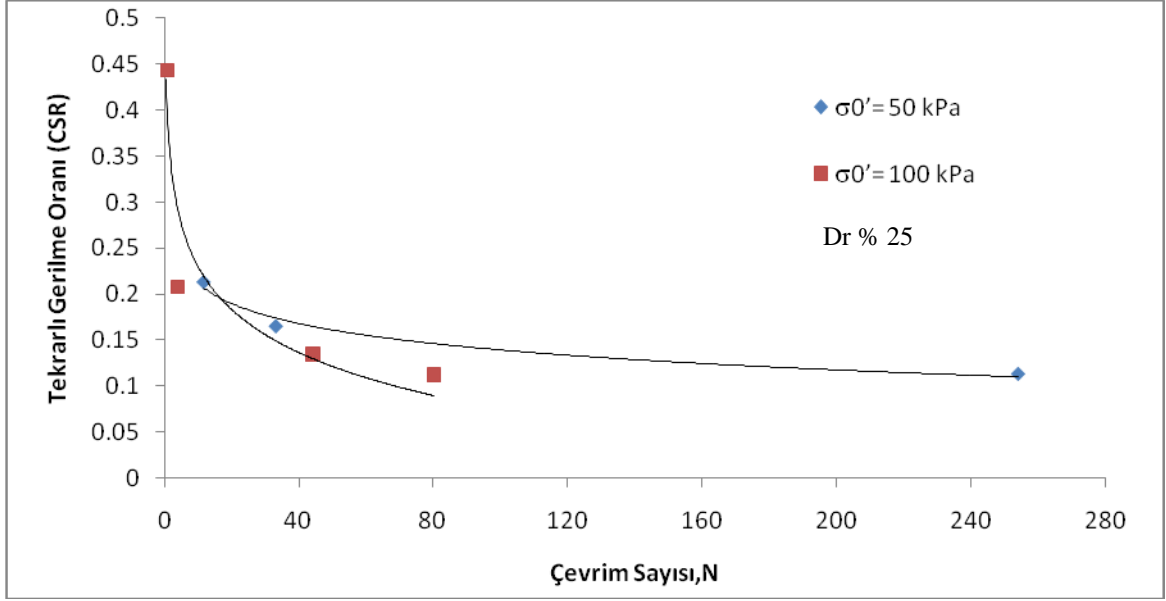
Bu çalışmada Şekil 8'de  $\sigma_0' = 100$  kPa konsolidasyon basıncı, altında konsolide edilen, SM grubu zemine ait numuneler üzerinde frekansı 0.1 Hz olan değişik gerilme oranlarında, iki farklı rölatif sıklıkta ( $Dr = \% 25$  ve  $Dr = \% 70$ ) yapılan dinamik üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına göre eksenel şekil değiştirme  $\varepsilon = \pm \% 2.5$  (%5) değerine karşılık gelen tekrarlı gerilme oranı ile çevrim sayısı arasındaki ilişki verilmiştir. Bu grafikte tekrarlı gerilme oranı arttıkça çevrim sayısı azalmaktadır. Şekil 9'da  $\sigma_0' = 50$  kPa konsolidasyon basıncı, altında konsolide edilen, SM grubu zemine ait numuneler üzerinde frekansı 0.1 Hz olan değişik gerilme oranlarında, iki farklı rölatif sıklıkta ( $Dr = \% 25$  ve  $Dr = \% 70$ ) yapılan dinamik üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına göre eksenel şekil değiştirme  $\varepsilon = \pm \% 2.5$  (%5) değerine karşılık gelen tekrarlı gerilme oranı ile çevrim sayısı arasındaki ilişki verilmiştir.



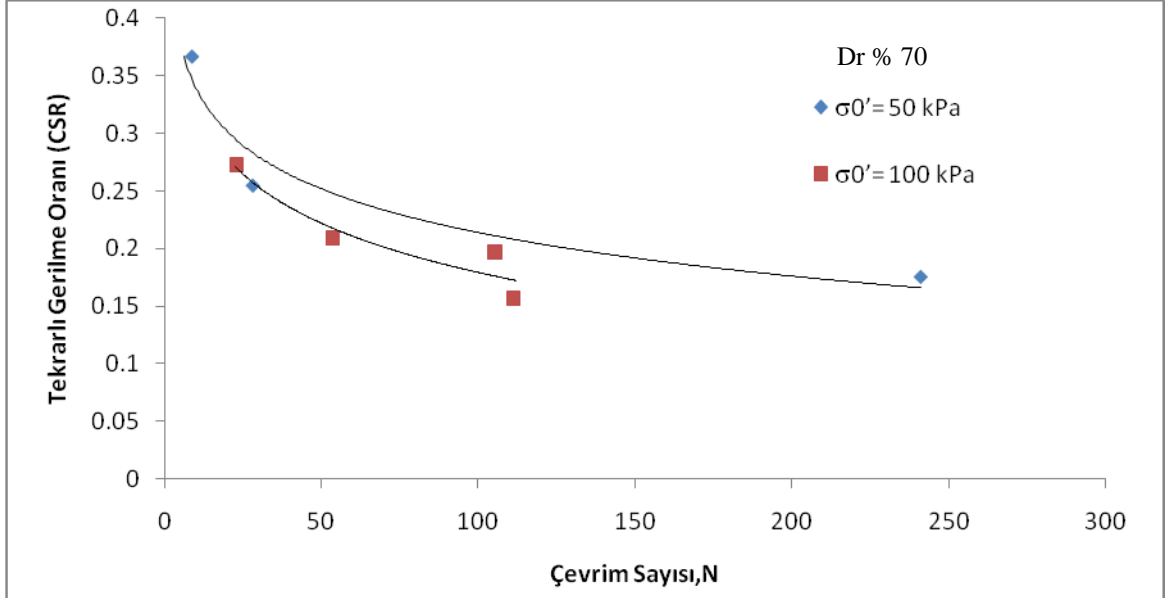
Şekil 8. Gevşek ve Sıkı Örnekler için 100 kPa konsolidasyon basıncında Tekrarlı Gerilme Oranı- Çevrim Sayısı, (N)



Şekil 9. Gevşek ve Sıkı Örnekler için 50 kPa konsolidasyon basıncında Tekrarlı Gerilme Oranı- Çevrim Sayısı, (N)



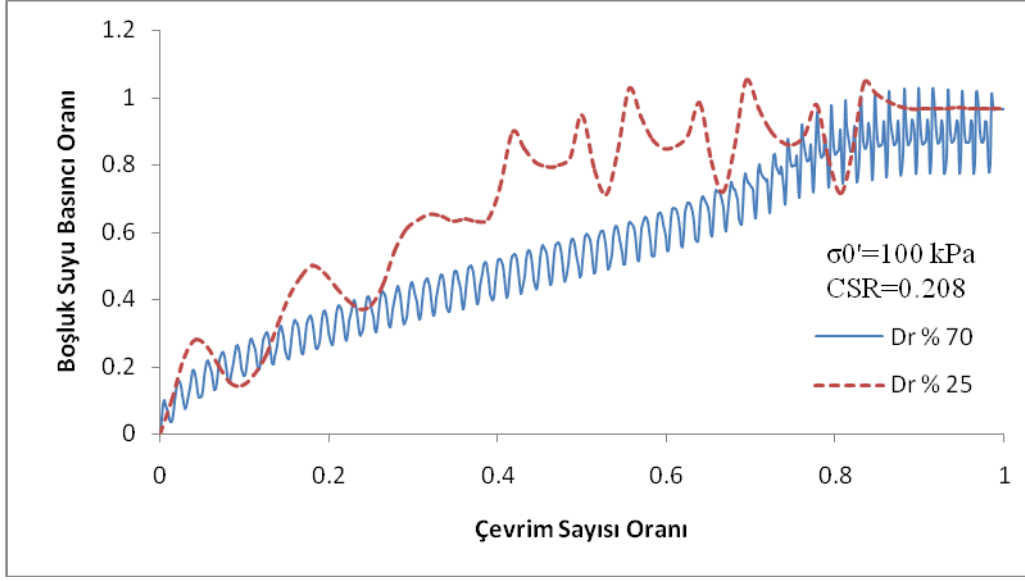
Şekil 10. Gevşek zeminler için Tekrarlı Gerilme Oranı- Çevrim Sayısı,(N)



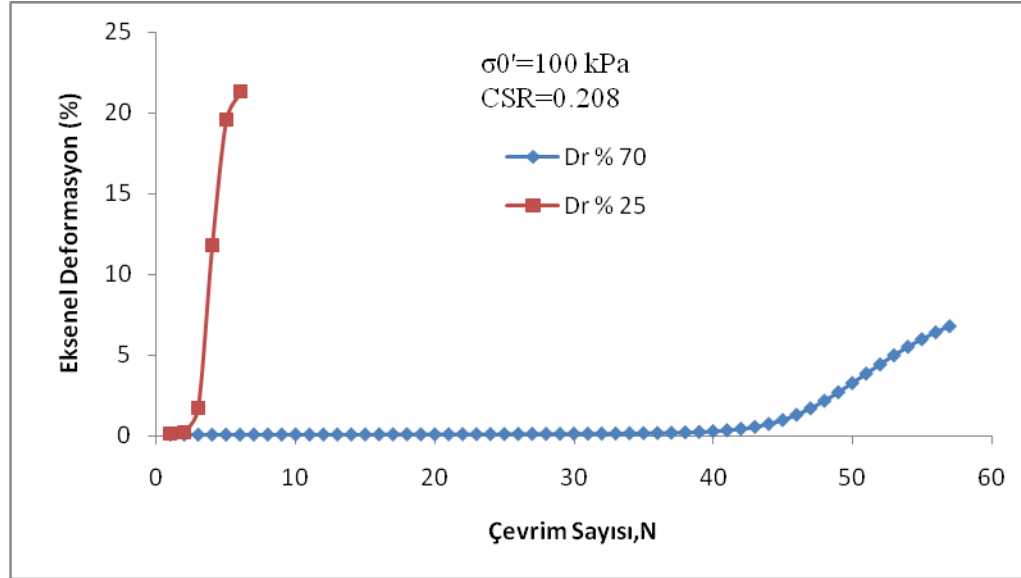
Şekil 11. Sıkı Zeminler için Tekrarlı Gerilme Oranı- Çevrim Sayısı,(N)

Şekil 10'da  $D_r = \% 25$  rölaf sıklıkta ve Şekil 11'de  $D_r = \% 70$  rölaf sıklıkta hazırlanan, SM grubu zemine ait numuneler üzerinde frekansı 0.1 Hz olan,  $\sigma'_0 = 100$  kPa ve  $\sigma'_0 = 50$  kPa konsolidasyon basıncı altında, değişik gerilme oranlarında yapılan dinamik üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına göre eksenel şekil değiştirme  $\epsilon = \pm \% 2.5$  (%5) değerine karşılık gelen tekrarlı gerilme oranı ile çevrim sayısı arasındaki ilişki verilmiştir.





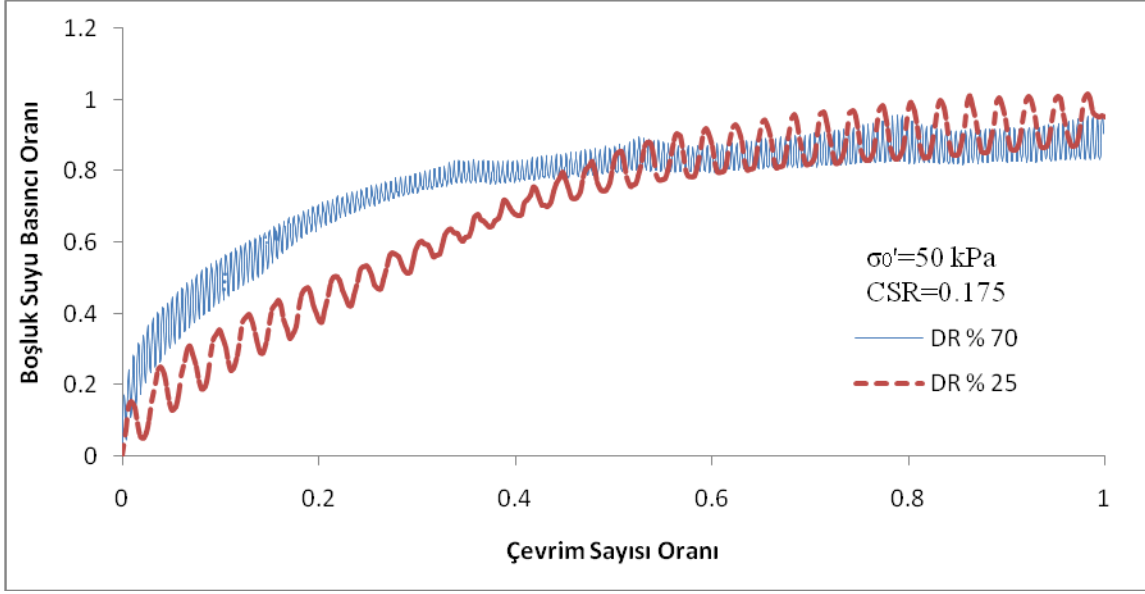
a) Boşluk Suyu Basıncı Oranı - Çevrim Sayısı Oranı



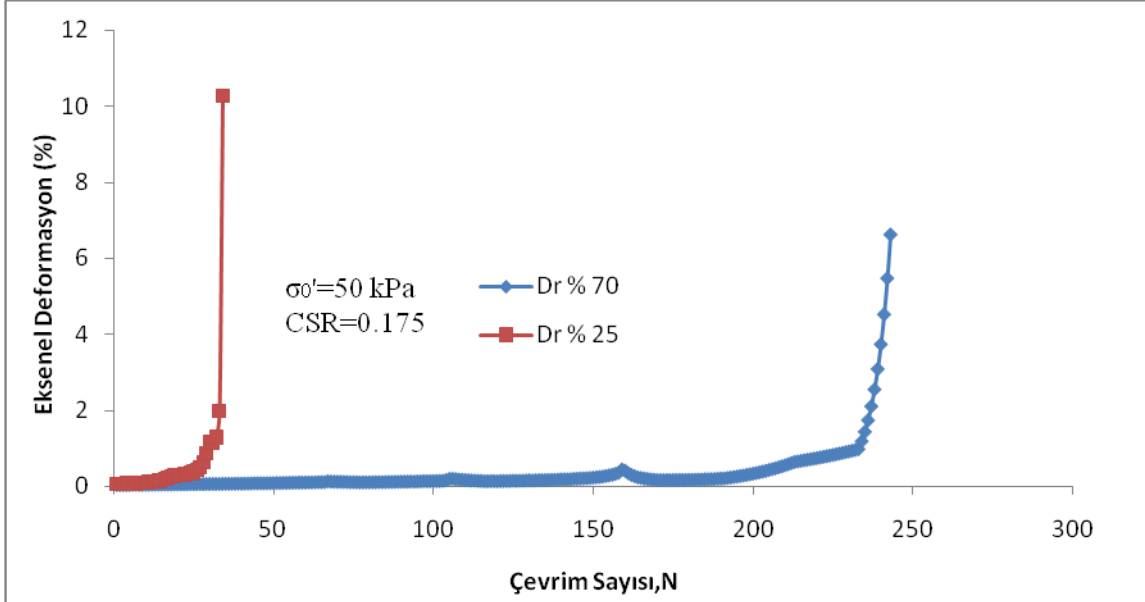
b) Eksenel Deformasyon (%) - Çevrim Sayısı, N

**Şekil 12.** CSR = 0.208 ve  $\sigma'_0 = 100$  kPa için

Şekil 12 de dinamik üç eksenli deney sisteminde iki farklı rölatif sıklıkta hazırlanmış, aynı tekrarlı gerilme oranında (CSR=0.208) ve  $\sigma'_0 = 100$  kPa konsolidasyon basıncı altında yapılmış deneye ait boşluk suyu basıncı oranının çevrim sayısı oranı ile ilişkisi ve eksenel Deformasyon (%) - Çevrim Sayısı (N), ilişkisi görülmektedir. Aynı tekrarlı gerilme oranında, gevşek numunelerde zemin küçük çevrim sayılarında göçme sınırı olan  $\epsilon = \pm\% 2.5$  eksenel birim deformasyon seviyesine ulaşmaktadır. Rölatif sıklık %25 için yapılan deneyde CSR=0.208 olup çevrim sayısı  $N=7$ 'de eksenel birim deformasyon  $\epsilon = \pm\% 2.5$  seviyesinde ve boşluk suyu basıncı oranı  $r_u = \%100$  dür. Rölatif sıklık %70 için yapılan deneyde CSR=0.208 olup çevrim sayısı  $N=58$ 'de eksenel birim deformasyon  $\epsilon = \pm\% 2.5$  seviyesinde ve boşluk suyu basıncı oranı  $r_u = \%98$  dir.



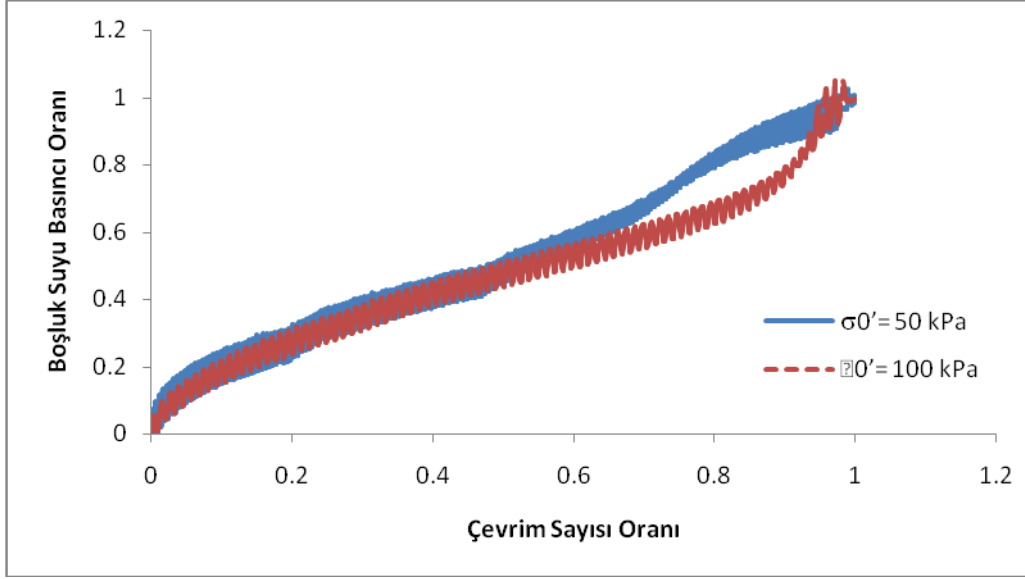
a) Boşluk Suyu Basıncı Oranı - Çevrim Sayısı Oranı



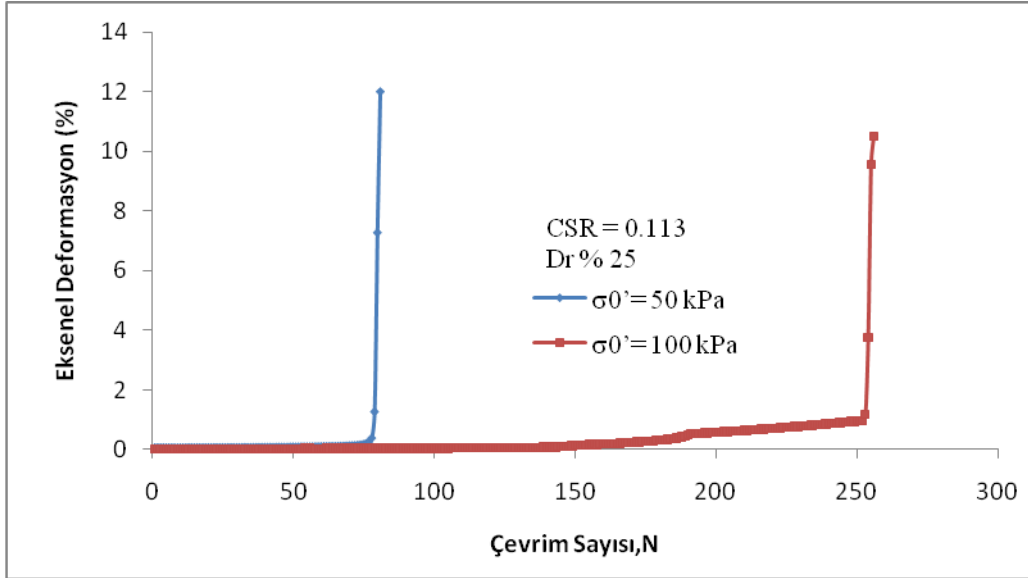
b) Eksenel Deformasyon (%)-Çevrim Sayısı, N

Şekil 13.  $CSR = 0.175$  ve  $\sigma'_0 = 50$  kPa için

Şekil 13 de dinamik üç eksenli deney sisteminde iki farklı rölatif sıklıkta hazırlanmış, aynı tekrarlı gerilme oranında ( $CSR=0.175$ ) ve  $\sigma'_0 = 50$  kPa konsolidasyon basıncı altında yapılmış deneye ait boşluk suyu basıncı oranının çevrim sayısı oranı ile ilişkisi ve eksenel Deformasyon (%)-Çevrim Sayısı (N), ilişkisi görülmektedir. Aynı tekrarlı gerilme oranında, gevşek numunelerde zemin küçük çevrim sayılarında göçme sınırı olan  $\varepsilon = \pm\% 2.5$  eksenel birim deformasyon seviyesine ulaşmaktadır. Rölatif sıklık %25 için yapılan deneyde  $CSR=0.175$  olup çevrim sayısı  $N=34$ 'de eksenel birim deformasyon  $\varepsilon = \pm\% 2.5$  seviyesinde ve boşluk suyu basıncı oranı  $r_u = \%100$  dür. Rölatif sıklık %70 için yapılan deneyde  $CSR=0.175$  olup çevrim sayısı  $N=243$ 'de eksenel birim deformasyon  $\varepsilon = \pm\% 2.5$  seviyesinde ve boşluk suyu basıncı oranı  $r_u = \%100$  dür.



a) Boşluk Suyu Basıncı Oranı - Çevrim Sayısı Oranı



b) Eksenel Deformasyon (%) - Çevrim Sayısı, N

**Şekil 14.** CSR = 0.113 ve Dr % 25 için

Şekil 14 de dinamik üç eksenli deney sisteminde Dr % 25 için hazırlanmış, aynı tekrarlı gerilme oranında (CSR=0.113) ve  $\sigma'_0 = 100$  kPa ve  $\sigma'_0 = 50$  kPa konsolidasyon basıncı altında yapılmış deneye ait boşluk suyu basıncı oranının çevrim sayısı oranı ile ilişkisi ve eksenel Deformasyon (%) - Çevrim Sayısı (N), ilişkisi görülmektedir. Aynı tekrarlı gerilme oranında,  $\sigma'_0 = 50$  kPa konsolidasyon basıncı altında zemin küçük çevrim sayılarında göçme sınırı olan  $\epsilon = \pm\% 2.5$  eksenel birim deformasyon seviyesine ulaşmaktadır. Rölatif sıkılık %25 için yapılan her iki deneyde  $\sigma'_0 = 50$  kPa konsolidasyon basıncı altında CSR=0.113 olup çevrim sayısı N=82'de eksenel birim deformasyon  $\epsilon = \pm\% 2.5$  seviyesinde ve boşluk suyu basıncı oranı  $ru = \%100$  dür.  $\sigma'_0 = 100$  kPa için yapılan deneyde CSR=0.113 olup çevrim sayısı N=256'da eksenel birim deformasyon  $\epsilon = \pm\% 2.5$  seviyesinde ve boşluk suyu basıncı oranı  $ru = \%100$  dür.

### 3.SONUÇLAR

Plastik olmayan silt ile temiz kum homojen olarak karıştırılarak elde edilen karışımlar üzerinde  $\sigma_0 = 100$  kPa ve  $\sigma_0 = 50$  kPa konsolidasyon basıncı altında, Dr % 25 ve Dr % 70 rölatif sıklıklarda hazırlanan örnekler üzerinde farklı tekrarlı gerilme oranlarında (CSR), en az dörder adet sıvılaşma deneyi yapılarak karışımın davranışı hakkında fikir edinilmeye çalışılmıştır. Elde edilen deney sonuçlarına göre, aynı konsolidasyon basıncı altında ( $\sigma_0 = 100$  kPa), sıkı zeminlerde, gevşek zeminlere göre sıvılaşmaya karşı dayanımının daha fazla olduğu görülmüştür. Tekrarlı gerilme oranı ile çevrim sayısı arasında logaritmik bir ilişki olduğu görülmüştür. Aynı tekrarlı gerilme oranı ve konsolidasyon basıncı altında yapılan deneysel çalışmalarda Dr % 25 ve Dr % 70 için çevrim sayısı ve eksenel birim deformasyon değerlerinin önemli farklılıklar gösterdiği bulunmuştur.

### KAYNAKLAR

- Altun, S.,(2004) “Suya Doygun Kumların Drenajsız Koşullardaki Davranışının Tekrarlı Yükler .Altında Burulmalı Kesme Deney Aleti ile İncelenmesi”, DEU Mühendislik Fakültesi, Fen ve Mühendislik Dergisi. No:6-1. pp. 139-152.
- Altun, S., Göktepe, A.B. and Akgüner, C., (2005) “Cyclic Shear Strength of Silts and Sands Under Cyclic Loading”, ASCE Geotechnical Special Publication No:133: Earthquake Engineering and Soil Dynamics: Recent Findings in Soil Liquefaction, 1365-1375, Proceedings of the Geo-Frontiers 2005 Conference held in Austin, Texas, 2005, (CD Press) .
- Ansal, A. and Erken, A. 1987. “Liquefaction of silty Sand Deposits a Parametric Study”. 13<sup>th</sup> Regional Seminar on Earthquake engineering, p. 21, İstanbul, Türkiye
- Braja, M. D., Puri, V. K., and Prakash S., 1999, “Liquefaction of Silty Soils,” Earthquake Geotechnical Engineering, Seco e Pinto, Ed., Balkema, Rotterdam, pp. 619–623.
- Erten, D. and Maher, M. H., 1995, “Cyclic Undrained Behavior of Silty Sand,” Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 14, pp. 115–123
- Guo, T. and Prakash, S., (1999). “Liquefaction of silts and silt-sand mixtures”, ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, 125 706-710.
- Ishihara, K., Troncoso, Yasuhiro, K., and Yoshiki, T., 1980, “Cyclic Strength Characteristics of Tailings Materials,” Soils and Foundations, Vol. 20, No. 4, pp. 127–142.
- Ishihara K. (1984), “Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of the pond deposit”, Proceedings of International Conference of Case Histories in Geotechnical Engineering, University of Missouri, St. Louis, Vol.3, 1129-1143.
- Ishihara K. (1985), “Stability of natural deposits during earthquakes” Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, 321-376
- Koester, J. P., 1994, “The Influence of Fines Type and Content on Cyclic Strength,” Ground Failures Under Seismic Conditions, ASCE Geotechnical Special Publication, Vol. 44, pp. 17–33.
- Matsui, T., Ohara, H. and Ito, T., 1980. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 106, 1101-1120.
- Ohara, S. and Matsuda, H., 1988. Study on settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear, Soils and Foundations, 28, 103-113.

- Okur, D.V. and Ansal, A.M., 2001. Dynamic characteristics of clays under irregular cyclic loadings, XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, TC4 Satellite Conference on Lessons Learned from Strong Earthquakes, Istanbul, 25-26 August, Turkey, p. 267-270.
- Troncoso, J. H., 1986, "Critical State of Tailing Silty Sands for Earthquake Loading," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 3, pp. 248–252.
- Sunitsakul J (2004) Dynamic Behavior of silty Soils, Ph.D. Thesis, Oregon State University, USA
- Yegian MK, Gharaman VG, Harltlilyan RN (1994) "Liquefaction and embankment failure case histories, 1988 Armenia earthquake" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE,117(1), 35-50.
- Xenaki, V. C. and Athanasopoulos, G. A., 2003, "Liquefaction Resistance of Sand-Mixtures: an Experimental Investigation of the Effect of Fines," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, No. 23, 2003, pp. 183–194.
- JGS 0541-2000, (2000). Method for Cyclic Undrained Triaxial Test on Soils, Standards of Japanese Geotechnical Society for Laboratory Shear Test, The Japanese Geotechnical Society, Tokyo.

# SALİHLİ BELEDİYESİ ATIKSU ARITMA TESİS ALANININ SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN İRDELENMESİ

## EVALUATION OF THE LIQUEFACTION POTENTIAL OF SALIHLI MUNICIPALITY WASTEWATER TREATMENT PLANT SITE

Ercan OYAN<sup>1</sup>

Kerem Kadir OĞUZ<sup>2</sup>

### ABSTRACT

Soil liquefaction can be defined as increasing of pore pressures, decreasing effective stress of saturated, low relative density, especially cohesionless, low-plasticity soil under cyclic loading during earthquakes and eventually losing shear strength between the soil particles. Simplified liquefaction analysis method recommended by Seed et.al.(1971) and modified by several authors is widely used to evaluate the liquefaction potential but it alone is not sufficient for evaluating the liquefaction potential. The method for evaluating liquefaction potential recommended by Iwasaki(1982) considers thickness and depth of the liquefied layer and the factor of safety being less than 1. The liquefaction potential index (LPI) values can be useful in mapping hazard zones, evaluating design of structures and substructures and soil improvement methods.

**Keywords:** Earthquake, Liquefaction, LPI, Map, SPT

### ÖZET

Zemin sıvılaşması, suya doymun ve düşük rölatif sıklığa sahip, daha çok kohezyonsuz ve düşük plastisiteli zeminlerin deprem esnasında oluşan tekrarlı gerilmeler altında boşluk suyu basıncının artması, efektif gerilmelerin azalması ve zeminin danelerinin kayma mukavemetini kaybetmesi olarak tanımlanabilir. Arazide zemin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için yaygın olarak Seed vd. (1971) tarafından önerilen ve değişik araştırmacılar tarafından geliştirilen Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analiz Yöntemi kullanılmaktadır. Ancak bu yöntemle bulunan emniyet faktörü sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde tek başına yeterli değildir. Bununla birlikte Iwasaki vd.(1982) tarafından önerilen yöntemde ise sıvılaşma potansiyeli sıvılaşan tabakanın kalınlığına, sıvılaşan tabakanın yüzeye olan yakınlığına ve sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının 1'den küçük olması koşuluna bağlanmıştır. Bu yöntemle bulunan zeminlerin sıvılaşma potansiyel değerleri (LPI) kullanılarak yerleşim yerlerinin sıvılaşma potansiyel haritaları oluşturularak, yer altı ve yerüstü yapılarının planlanması, hasar oluşacak bölgelerin tespiti ve gerekli durumlarda zemin iyileştirme yöntemlerinin uygulanıp uygulanmayacağına karar verilebilir.

**Anahtar Kelimeler:** Deprem, Harita, LPI, Sıvılaşma, SPT

<sup>1</sup> İnşaat Mühendisi, Salihli Belediyesi, ercan4520@gmail.com

<sup>2</sup> Y.Jeoloji Mühendisi, Salihli Belediyesi, keremoguz@gmail.com

## 1. GİRİŞ

Zemin sıvılaşması, suya doymun ve düşük rölatif sıklığa sahip, daha çok kohezyonsuz ve düşük plastisiteli zeminlerin deprem esnasında oluşan tekrarlı gerilmeler altında boşluk suyu basıncının artması, efektif gerilmelerin azalması ve zeminin danelerinin kayma mukavemetini kaybetmesi olarak tanımlanabilir.

Zeminlerin sıvılaşabilirliği dane boyutu ve dağılımı yanında, jeolojik yaşı, çökme koşulları, başlangıç sıklık derecesine bağlı hacim değişim potansiyeli ve su geçirgenliği gibi özellikleri yanında depremin büyüklüğü, süresi, uzaklığı gibi sismik faktörlere bağlı olmaktadır (Özaydın, 2007).

Salihli (Manisa) Belediyesi tarafından yapılacak olan 68.000m<sup>2</sup> alanda 140.000 kişiye hizmet edecek ve içersinde kritik tesislerin bulunduğu atık su arıtma tesisi alanının zemin sıvılaşma potansiyelinin Iwasaki (1982) tarafından önerilen ve çeşitli araştırmacılar tarafından incelenen (Sönmez, 2003), değişik risk sınıfları için zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi, potansiyel risk haritalarının oluşturulması ve bu haritalardan faydalanarak gerek tesis yerleşimi gerekse ihtiyaç duyulması durumunda uygulanacak zemin iyileştirme çalışmalarına dayanak oluşturulması amaçlanmıştır.

İnceleme alanında yapılan geoteknik araştırmalardan elde edilen verilere dayanılarak Seed ve Idriss (1971), Youd vd. (2001); tarafından geliştirilen SPT deneyine dayalı olarak sıvılaşma analizleri yapılmış, Sönmez (2003) tarafından değiştirilerek önerilen Sıvılaşma Potansiyeli İndeksi (LPI) değerleri hesaplanmış ve bu değerler kullanılarak inceleme alanının sıvılaşma potansiyeli haritası elde edilmiştir.

## 2. SIVILAŞMA TÜRLERİ VE ETKİLERİ

Sıvılaşmanın arazi ve yapılar üzerindeki etkileri beş ana madde halinde sıralanabilir: 1. Zeminin taşıma gücünü yitirmesi; 2. Zeminin oturması; 3. Zemin salınımı; 4. Yanal yayılma; 5. Akma türü kayma. Sıvılaşmanın yüzeyde gözlenmesi ise kum fıskırması (kum volkanları ve kum kraterleri), kum daykları ve siller, yan al yayılmalar ve kademeli yarıklar şeklinde olur. Zeminin taşıma gücünü yitirmesi, kısaca yapıları taşıyan zeminin sıvılaşığı zaman, yapının aktardığı yükü taşıyamaz hale gelmesi sonucu zemin üzerindeki yapıların değişik yönlerde yatması veya devrilmesidir. Sıvılaşma nedeniyle zeminin taşıma gücünü yitirmesiyle binalarda gözlenen davranışın aksine sıvılaşan zeminin içinde gömülü konumdaki tanklar ve borular ise, yüzeye doğru yükselme (kabarma) eğilimi gösterirler ve kırılmaya ya da bükülmeye maruz kalırlar. Sıvılaşma sırasında ve sonrasında zemin tanelerinin gösterdikleri bir araya gelme eğilimi ve zeminin taşıma gücünü yitirmesi ile yüzeyde oturma şeklinde deformasyonlar (yer değiştirmeler) gözlenebilir. Bu koşullarda zeminde gelişen oturma yer değiştirmesi zeminin üzerindeki yapıya da yansyarak, yapı zeminin içine batar. Sıvılaşma yalnızca üst yapıları değil alt yapıları da olumsuz etkilemektedir. Örneğin 1995 Kobe depreminin yoğun tesirinde kalan Batı Japonya'nın endüstri ve kültür merkezi, toplam 15 milyon nüfuslu Hanshin bölgesinde, Kobe ve Osaka şehirlerinde su, atık su, gaz, elektrik ve telekomünikasyon sistemleri gibi can damarı sistemleri büyük zarar görmüştür. Bu zararlardan en az 3 milyon kişi ciddi şekilde etkilenmiştir. Özellikle sıvılaşma sonucu kalıcı yer deformasyonları gerçekleşen alanlarda çok yoğun zararlar gözlenmiştir. Eski borular ve birleşim noktaları daha düktil ve esnek olan yeni borulara kıyasla daha çok zarar görmüştür (Toprak 2007).







**Şekil 2.** 28 Mart 1969 Alaşehir Depreminde Meydana Gelen Sıvılaşma(Kum Kaynaması) Vakası(Karamanderesi, İ.H.)

İnceleme alanında 24 adet 20 m derinliğinde zemin sondajı gerçekleştirilmiştir. Sondajlarda 1,5m aralıklarla SPT deneyleri yapılmış ve değişik tabakalardan UD numuneleri alınmıştır. Kuyular borulararak yeraltı suyu seviyeleri gözlenmiş olup, yeraltı suyu derinliği tüm kuyularda 5 m civarındadır. Elde edilen SPT ve UD numuneleri laboratuarda incelenerek zeminlerin indeks ve mühendislik parametreleri belirlenmiştir. İnceleme sahasında açılan 24 adet kuyunun farklı seviyelerindeki  $N_{30}$  değerleri ile ilgili seviyedeki ince dane oranları Tablo 1’de sunulmaktadır.

**Tablo 1.** İnceleme sahasında açılan sondaj kuyularındaki SPT  $N_{30}$  değerleri ile ince dane oranlarının derinlikle değişimi:

DERİNLİK	1,5		3		4,5		6		7,5		9		10,5		12		13,5		15		16,5		18		19,5	
	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO	$N_{30}$	IDO
1	3	81	4	72	10	40	6	60	5	80	9	80	9	80	8	80	10	80	9	74	8	74	10	74	11	74
2	4	85	5	84	9	24	6	87	6	87	8	56	6	56	8	56	8	56	7	75	7	75	8	75	7	75
3	5	57	4	85	7	61	6	61	4	75	4	84	5	84	9	80	10	68	12	68	18	87	14	87	12	87
4	3	69	14	56	7	56	4	92	4	92	6	88	7	87	8	90	8	71	14	75	14	86	8	86	11	85
5	3	60	6	88	6	45	7	86	8	90	8	90	8	85	10	58	10	61	7	76	7	76	14	69	7	69
6	3	93	6	93	13	100	13	100	7	66	7	72	11	81	6	87	9	93	9	93	8	90	8	92	8	92
7	2	85	5	83	7	82	5	93	5	90	5	81	6	92	7	73	10	75	12	70	23	17	9	60	13	65
8	3	14	4	14	9	14	13	3	17	56	8	56	7	56	7	56	11	56	17	56	13	56	4	56	11	56
9	4	21	5	21	9	21	7	54	7	54	4	54	9	56	8	56	8	56	9	56	9	56	10	56	9	56
10	2	93	4	93	4	93	5	93	5	90	15	90	9	90	8	90	8	70	6	70	4	70	4	70	6	70
11	3	78	5	78	10	78	13	78	15	78	16	78	9	78	8	60	9	60	11	88	13	88	11	88	12	88
12	4	11	13	11	14	11	11	3	13	3	15	3	13	60	10	60	14	60	50	60	50	60	50	19	50	19
13	4	29	7	29	9	29	12	29	13	29	17	2	12	2	10	79	11	79	9	79	8	79	9	79	11	79
14	4	25	7	25	16	25	14	25	15	25	19	35	21	35	11	70	12	70	10	70	11	70	11	70	7	70
15	5	99	8	99	6	99	7	70	8	70	9	70	13	70	14	70	14	70	16	70	16	64	17	64	17	64
16	3	70	9	70	11	1	13	1	17	1	12	54	11	54	13	54	12	54	10	54	16	54	12	54	12	54
17	4	79	5	79	6	69	7	69	5	69	10	69	9	69	14	76	15	76	16	76	14	76	16	69	6	69
18	4	21	5	21	7	21	8	21	7	14	13	14	10	74	12	74	10	74	10	74	12	74	11	66	11	66
19	4	49	4	49	5	49	6	49	7	49	7	84	9	84	11	84	11	84	11	84	11	88	11	84	12	88
20	5	87	4	87	7	87	6	87	9	87	10	87	11	95	15	95	10	95	11	95	11	95	13	84	13	84
21	5	8	6	8	7	8	17	15	8	86	7	86	8	86	9	86	9	86	8	86	11	86	10	89	14	89
22	4	75	5	75	6	75	7	75	9	75	12	75	13	89	9	89	14	89	8	89	11	65	10	65	10	65
23	3	82	4	82	5	82	6	82	8	82	11	85	10	85	8	85	13	85	9	85	10	85	8	85	10	85
24	4	15	5	20	6	20	5	20	6	20	10	66	11	66	15	66	14	66	14	45	12	45	15	78	13	78

UD numuneleri üzerinde gerçekleştirilen laboratuvar deneyleri sonucunda inceleme alanındaki zeminlerin doğal birim hacim ağırlıkları  $1,79-1,83 \text{ t/m}^3$ , kuru birim hacim ağırlıkları  $1,3 \text{ t/m}^3$  olarak bulunmuştur. Sıvılaşma analizlerinde ortalama doğal birim hacim ağırlık  $1,8 \text{ t/m}^3$  ve doymun birim hacim ağırlık  $2,0 \text{ t/m}^3$  olarak kullanılmıştır. İnceleme alanı ve çevresinde gerçekleşmiş tarihsel depremler incelenerek, inceleme sahasını etkileyebilecek deprem büyüklüğü olarak  $M_w=6,9$  olan 1969 Alaşehir depremi kaynak

alınmıştır. Öte yandan bölgenin 1.derece deprem kuşağında olması nedeniyle hesaplamalarda  $a_{max}=0,4g$  olarak seçilmiştir.

### 3.1.BASİTLEŞTİRİLMİŞ SIVILAŞMA ANALİZLERİ

1964 yılında meydana gelen Alaska ve Niigata depremlerinden sonra Seed ve Idriss(1971) tarafından, deprem yüklemeleri sırasında zeminlerin sıvılaşmaya direncini içeren basitleştirilmiş yöntem yayınlanmıştır. Bu yöntemde zeminlerin sıvılaşma direncini hesaplamak için iki değişken tanımlanmıştır. Bir tasarım depreminin yol açtığı yer hareketinin etkisi çevrimsel kayma gerilme oranı, CSR (Cyclic Stress Ratio), zeminin bu etkiye karşı tepkisi olan çevrimsel direnç kapasitesi, CRR (Cyclic Resistant Ratio), tahmin edilmesi gerekmektedir. Bu hesaplanan CRR, CSR değerlerinin oranının (CRR/CSR) 1 den küçük olması durumunda sıvılaşma olayı meydana gelmektedir.

CSR (Cyclic Stress Ratio) Değerinin Hesaplanması:

$$CSR = 0,65 \times \frac{a_{max}}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \times r_d$$

$a_{max}$  : Yüzeyde pik yatay yer ivmesi( $m/s^2$ )

$g$  : Yerçekimi ivmesi ( $m/s^2$ )

$\sigma_v$  : Toplam düşey zemin gerilmesi (kPa)

$\sigma'_v$  : Efektif düşey zemin gerilmesi (kPa)

$r_d$  : Zeminin esnek yapısının dikkate alınması amacıyla gerilme azaltma katsayısı

$$r_d(d, M_w, a_{max}, V_{s,12 m}^*) = \frac{\left[ \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12 m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341(-d+0.0785 \cdot V_{s,12 m}^* + 7.586)}} \right]}{\left[ \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12 m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341(0.0785 \cdot V_{s,12 m}^* + 7.586)}} \right]} \pm \sigma_{\epsilon r_d}$$

$M_w$  : Tasarım Deprem Büyüklüğü

$d$  : İlgili zemin tabakasının yüzeyden derinliği (m)

$V_s$  : Kayma Dalgası Hızı ( $V_s = 61.4 \times N^{0.50}$  (Seed ve Idriss, (1981))

CRR (Cyclic Resistant Ratio) Değerinin Hesaplanması:

Seed vd. (1985) standart penetrasyon deneyi (SPT) ile temiz kumlarda CRR'ı tahmin eden bir yöntem geliştirmişler ve daha sonra modifiye etmişlerdir. Bu şekildeki sıvılaşma sınır temel eğrisini Rauch aşağıdaki denklem ile ifade etmiştir (Youd ve Idriss,2001).

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

$N_{1,60}$  : SPT deneyini etkileyen tüm faktörler dikkate alınarak düzeltilmiş darbe sayısı

$$N_{1,60} = N' \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S$$

$$N' = 15 + \frac{N - 15}{2}$$

$N'$  : YAS altında ve siltli, ince kumlu zeminlerde SPT darbe sayısının düzeltilmiş değeri (15'ten büyük ham darbe sayılarına uygulanır)  
 $N$  : Arazide yapılan düzeltilmemiş SPT N Değeri

$$C_N = \frac{2.2}{1.20 + \frac{\sigma'_v}{101}}$$

$C_N$  : SPT yapılan derinlikteki efektif düşey zemin gerilmesinin, referans gerilme olarak kabul edilen 1 atmosfere (101 kPa) normalize edilmesi amacıyla uygulanan düzeltme katsayısı

$$C_E = \frac{ER}{\%60}$$

$C_E$  : Bilindiği üzere SPT şahmerdanın standart enerji verimi oranı %60'tır. Şahmerdan enerji veriminin farklı olması halinde uygulanması gereken düzeltme katsayısı.

ER : Şahmerdan enerji verim oranı (Burada %45 kabul edilmiştir.)

$$C_B = 1$$

Sondaj delgi çapının standarttan (6,5 cm-11,5 cm) farklı olması halinde uygulanan düzeltme katsayısı (Burada delgi çapı 8,6 cm olduğundan  $C_B = 1$  alınmıştır.)

$$C_R$$

Tij uzunluğuna göre 0.75- 1 arasında değişen düzeltme katsayısı

$$C_S$$

Standart olmayan numune alıcı için düzeltme katsayısı ( $1.1 \leq C_S \leq 1.3$ )

Bu denklem ( $N_{1,60}$ ) değerinin 30'dan küçük olduğu durumlar için geçerlidir. ( $N_{1,60}$ ) değeri 30'dan büyük ise, iri daneli ve temiz zeminlerin sıvılaşmayacak kadar sıkı olduğu kabul edilmektedir. Ayrıca araştırmacılar %5'ten fazla ince dane içeren iri daneli zeminlerde ince dane düzeltmesinin yapılmasının gerektiğini belirtmektedirler. Buna göre denklemlerde ( $N_{1,60}$ ) değeri yerine ( $N_{1,60CS}$ ) değeri alınmalıdır. Burada;

$N_{1,60CS}$  : Zeminin ince tane içeriğine göre düzeltilmiş SPT darbe sayısını ifade etmektedir.

$$N_{1,60CS} = \alpha + \beta(N_{1,60})$$

$$\alpha = 0 \quad N$$

$$FC \leq \%5 \text{ için}$$

$$\alpha = \exp(1.76 - (190/FC^2))$$

$$(\%5 \leq FC \leq \%35 \text{ için})$$

$$\alpha = 5$$

$$(FC \geq \%35 \text{ için})$$

$$\beta = 1$$

$$(FC \leq \%5 \text{ için})$$

$$\beta = (0,99 + (FC^{1.5}/1000))$$

$$(\%5 \leq FC \leq \%35 \text{ için})$$

$$\beta = 1,2$$

$$(FC \geq \%35 \text{ için})$$

Deprem Büyüklüğü Düzeltmeleri: (MSF)

Farklı büyüklükteki depremler için CRR değerinin MSF katsayısı ile düzeltilmesi gereklidir.

$$MSF = 10^{2.24} / M^{2.56}$$

Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik (Fs) Katsayısının Hesaplanması:

Standart penetrasyon deneyi verileri ile yapılan sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi sonucu elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı (Fs) bulunmuştur. Yapılan değerlendirme sonucunda Fs in değeri 1'den küçükse sıvılaşmaya karşı duyarlı, 1'den büyükse sıvılaşma yoktur kanısına varılır. Fakat 1'den biraz büyük değerlerde zeminde sıvılaşma olup olmayacağı konusunda karar vermek güçtür. Ayrıca Jeolojik ve sismolojik şartlar sıvılaşma analizi için gerekli verilerde bir miktar belirsizlik içerirler. Bu yüzden sınır denge şartı sıvılaşma irdelenmesi için uygun değildir. Literatürde bu zorluğun giderilmesi için (Fs) sıvılaşma sınır değeri 1.2 olarak giderilmiştir. Ayrıca Seed ve Idriss(1982) (Fs) değeri için 1,25-1.50 arasındaki değerlerin kabul edilebileceğini belirtmişlerdir. Bu çalışmada ise Sönmez (2003) tarafından önerilen sınır değer aralıkları kullanılmıştır.

Eğer  $FS \leq 0.95$  ise sıvılaşma var

Eğer  $0.95 < FS \leq 1,2$  ise sıvılaşabilir

Eğer  $FS > 1,2$  ise sıvılaşma yok

İnce daneli zeminlerin sıvılaşabilirliği, üzerinde fikir birliği olmayan konulardan birisi olarak dikkat çekmektedir. Önceki çalışmalara ilişkin değinilen sorunlar göz önünde bulundurulup, mevcut deney sonuçlarında “büzülme (“contraction”) – genleşme (“dilation”)” çevrimlerinin oluşumunun sıvılaşma tetiklenmesinin bir göstergesi olduğu kabul edilerek, PI ve sıvılık indisine (LI) bağlı olarak yeni bir sıvılaşabilirlik kriteri tanımlanmıştır. Bu kritere göre, PI <30 koşulunun sağlanmadığı zeminler doğrudan “sıvılaşmaz” olarak tanımlanıp sadece makaslama birim deformasyon birikimi problemi için tetkik yapılması önerilirken, PI değeri 30'dan küçük olan zeminler sıvılık indisinin (“liquidity index”) aşağıdaki koşulun sağlanması durumunda “sıvılaşabilir” olarak tanımlanmışlardır.(Çetin,2010)

$$LI \geq 0.578 \times \ln(PI) - 0.940$$

Sıvılaşma analizlerinde, deprem büyüklüğünü 1969 yılında merkez üssü Alaşehir(Manisa) İlçesi olan 6,9 büyüklüğündeki deprem ile Afet Bölgeleri'nde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik gereğince , 1.derece deprem bölgeleri için 0,4g değerinde pik yatay yer ivmesi ( $a_{max}$ ) alınması uygun bulunmuştur. Youd vd.(2001) tarafından önerilen basitleştirilmiş yöntem Microsoft Excel programı kullanılarak hesap tablosu haline getirilmiş, fakat  $r_d$  katsayısının hesabı Çetin(2004) belirtilen bağıntı kullanarak hazırlanmıştır. Arazide yapılan



24 adet sondaj kuyusunda SPT-N değerleri ve geoteknik laboratuvar sonuçları kullanılarak her bir kuyu için sıvılaşma analizleri yapılmış olup SK- 2 kuyusuna ait örnek analiz hesaplaması Şekil 3’de gösterilmiştir.

$a_{max}$	0,4g	$\gamma_{doğal}$	18,0 kN/m <sup>3</sup>	ER	45	Kuyu Çapı	90	$C_B$	1
YASS	5,00m	$\gamma_{doymuş}$	20,0 kN/m <sup>3</sup>	Mw	6,9	İç gömlek	Yok	$C_s$	1

Derinlik	$N_{30}$	İDO	PI	PL	W	$V_s$	$r_d$	$\sigma_{vo}$	$\sigma'_{vo}$	Cr	$C_N$	$N_{1.60}$	$\alpha$	$\beta$	$N_{1.60cs}$	CSR	RR <sub>7</sub>	MSF	FS	F	W(z)	LPI
m	Darbe	(%)	(%)	(%)		m/sn		kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>													
1,50	4	85	0	23	41	123	0,93	27,00	27,00	0,75	1,50	3,37	5,000	1,200	9,04	0,24	0,10	1,24	0,54	0,00	9,25	0,0
3,00	5	84	5	23	41	137	0,89	54,00	54,00	0,85	1,26	4,03	5,000	1,200	9,84	0,23	0,11	1,24	0,60	0,00	8,50	0,0
4,50	9	24	0	23	41	184	0,94	81,00	81,00	0,85	1,09	6,28	4,179	1,108	11,13	0,24	0,12	1,24	0,62	0,00	7,75	0,0
6,00	6	87	25	23	41	150	0,78	110,00	100,19	0,95	1,00	4,27	5,000	1,200	10,13	0,22	0,11	1,24	0,63	0,00	7,00	0,0
7,50	6	87	20	23	41	150	0,70	140,00	115,48	0,95	0,93	3,99	5,000	1,200	9,79	0,22	0,11	1,24	0,62	0,38	6,25	3,5
9,00	8	56	18	23	41	174	0,74	170,00	130,76	0,95	0,88	5,00	5,000	1,200	11,00	0,25	0,12	1,24	0,60	0,40	5,50	6,8
10,50	6	56	18	23	41	150	0,57	200,00	146,05	1	0,83	3,72	5,000	1,200	9,47	0,20	0,11	1,24	0,66	0,34	4,75	9,2
12,00	8	56	18	23	41	174	0,63	230,00	161,33	1	0,78	4,69	5,000	1,200	10,63	0,23	0,12	1,24	0,63	0,37	4,00	11,4
13,50	8	56	18	23	41	174	0,59	260,00	176,62	1	0,74	4,45	5,000	1,200	10,34	0,22	0,12	1,24	0,64	0,36	3,25	13,2
15,00	7	75	20	23	41	162	0,52	290,00	191,90	1	0,71	3,70	5,000	1,200	9,44	0,20	0,11	1,24	0,66	0,34	2,50	14,5
16,50	7	75	20	23	41	162	0,50	320,00	207,19	1	0,67	3,53	5,000	1,200	9,24	0,20	0,11	1,24	0,65	0,35	1,75	15,4
18,00	8	75	20	23	41	174	0,53	350,00	222,47	1	0,64	3,85	5,000	1,200	9,63	0,22	0,11	1,24	0,63	0,37	1,00	16,0
19,50	7	75	20	23	41	162	0,49	380,00	237,76	1	0,61	3,23	5,000	1,200	8,87	0,20	0,10	1,24	0,63	0,37	0,25	16,1

Şekil 3. Sk-2 Kuyusuna Ait Ms Excel Programı ile oluşturulan hesap tablosu

### 3.2.SIVILAŞMA POTANSİYELİ İNDEKSİ (LPI)

Iwasaki vd. (1982) temel hasarına yol açan sıvılaşma potansiyelini tahmin için sıvılaşma potansiyel indisi kavramını (LPI) geliştirmiştir. Bu araştırmacılara göre sıvılaşmanın büyüklüğü aşağıdaki etkenlerle orantılıdır;

1. Sıvılaşan tabaka kalınlığı;
2. Sıvılaşır tabakanın yüzeye olan yakınlığı;
3. Güvenlik Katsayısının ( $F_s$ ) 1’den küçük olduğu miktar. Burada  $F_s$  sıvılaşmaya karşı direncin deprem tarafından beliren yüke oranını göstermektedir.

20m’den daha büyük derinliklerde sıvılaşmanın yüzeye etkisinin çok nadir belireceği gerekçesiyle LPI’nın hesabını 0 ila 20 m arasında sınırlandırmışlar ve aşağıda verilen tanımlamayı önermişlerdir.

$$LPI = \int_0^{20m} Fw(z)dz$$

Burada z metre boyutunda derinlik, w ise derinlik ağırlık faktörü olmak üzere;

$FS \leq 1$  için  $F=1-FS$

$FS > 1$  için  $F=0$

$w(z)=10-0.5z$ ’dir.

Buradan, bulunan LPI değerinin Çizelge 1’de verilen aralıklarına göre sıvılaşma potansiyelinin büyüklüğü tahmin edilebilmektedir. (Özocak vd., 2010)

**Tablo 2.** Sıvılaşma Potansiyel İndisine Göre Sıvılaşma Riskinin Değerlendirilmesi

LPI	LPI =0	0<LPI<5	5<LPI<15	LPI>15
Sıvılaşmanın Riski	Az-yok	Küçük	Orta	Büyük

Sönmez (2003) tarafından önerilen  $F_s$  eşik değerinin 1,20 olması durumu için önerilen LPI hesaplama denklemlerinde gerekli değişiklikler yapılmış ve önerilen değerler ile değiştirilmiş sıvılaşma potansiyel sınır değerleri Tablo 2’de belirtilmiştir.

$$F_s \geq 1.20 \text{ için } F = 0 ,$$

$$1.20 > F_s > 0.95 \text{ için } F = 2 \times 10^6 e^{-18.427F_s}$$

$$F_s < 0.95 \text{ için } F = 1 - F_s$$

**Tablo 2.** Sıvılaşma Potansiyel İndeksi Risk Değerlendirilmesi (Sönmez, 2003)

LPI	0	0<LPI≤2	2<LPI≤5	5<LPI≤15	LPI>15
Sıvılaşma Riski	Sıvılaşmaz	Düşük	Orta	Yüksek	Çok Yüksek

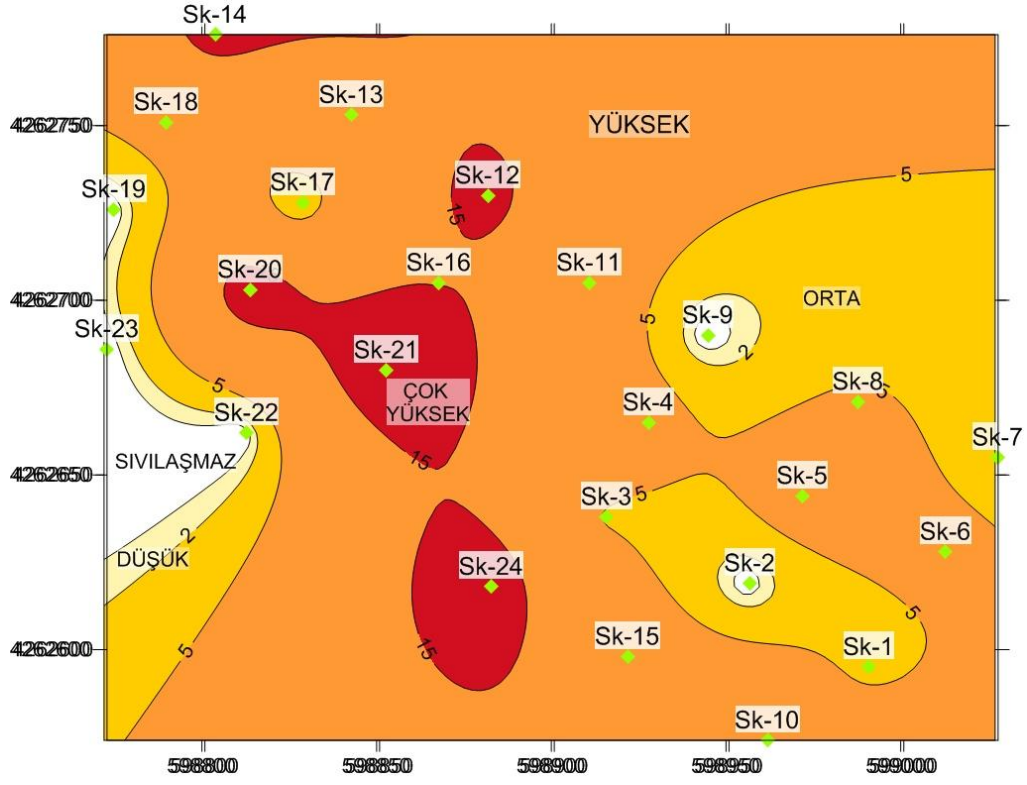
Yapılan sıvılaşma analizleri ve sıvılaşma potansiyeli indeksi temel alınarak yapılan değerlendirmeler sonucunda inceleme alanındaki zeminlerin genellikle yüksek – çok yüksek sıvılaşma potansiyeline sahip oldukları sonucuna varılmıştır. İnceleme alanının bazı bölümlerinde ise yüksek ince dane oranına bağlı olarak sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır (Tablo 3).

**Tablo 3.** Zemin Sondajlarından Elde Edilen LPI Değerleri

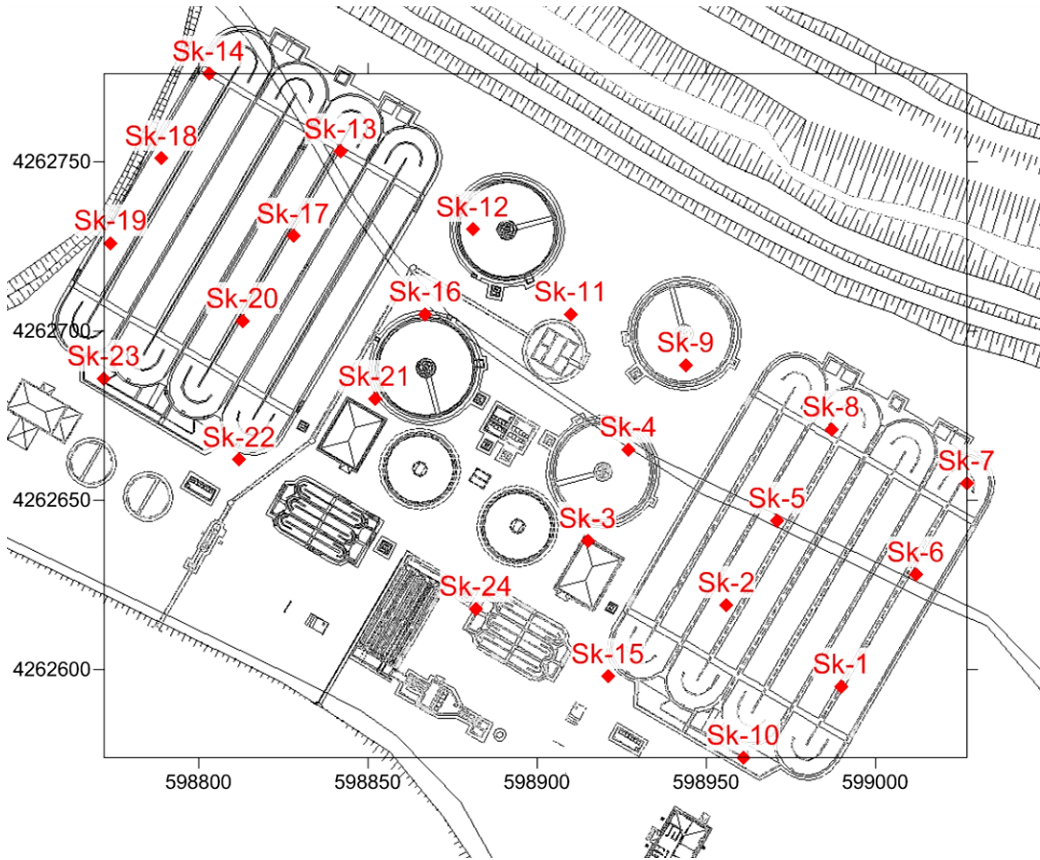
Sondaj No	LPI	Sondaj No	LPI	Sondaj No	LPI	Sondaj No	LPI
Sk-1	3.80	Sk-7	3.40	Sk-13	12.7	Sk-19	0
Sk-2	0	Sk-8	5.5	Sk-14	16.90	Sk-20	19.40
Sk-3	4.60	Sk-9	0	Sk-15	10.20	Sk-21	19
Sk-4	7.80	Sk-10	14.4	Sk-16	14.90	Sk-22	0
Sk-5	8.70	Sk-11	9.70	Sk-17	1.80	Sk-23	0
Sk-6	6.30	Sk-12	16.2	Sk-18	7.80	Sk-24	18.3

#### 4.SIVILAŞMA POTANSİYELİ HARİTASININ OLUŞTURULMASI

İnceleme alanında açılan zemin sondaj lokasyonlarındaki analizler sonucu bulunan LPI değerleri yardımıyla Çizelge 2’de belirtilen LPI sınıflaması veri aralıkları kullanılarak atıksu arıtma sahasına ait sıvılaşma potansiyeli haritası Surfer9.0 yazılımı kullanılarak Krigging yöntemi ile oluşturulmuştur (Şekil 4). İnceleme alanında planlanan tesislerin vaziyet planı ve sondaj yerleri Şekil 5’de sunulmuştur.



Şekil 4. Salihli (Manisa) Atıksu Arıtma Tesisi Sahasına Ait Sıvılaştırma Potansiyeli Haritası



Şekil 5. Atık Su Arıtma Tesisi Vaziyet Planı Ve Sondaj Lokasyonları

Şekil 4’de sunulan sıvılaşma potansiyeli haritası incelendiğinde, atık su arıtma tesisi sahasının önemli bir bölümünün yüksek – çok yüksek sıvılaşma potansiyeline sahip olduğu görülmektedir. Salihli (Manisa) Belediyesi için inşa edilecek atık su arıtma tesisinin kritik yapı ünitelerine sahip olacağı göz önüne alındığında, sıvılaşmanın inceleme sahası için önemli bir geoteknik sorun olduğu sonucuna varılmıştır.

## 5.SONUÇLAR

Sıvılaşmanın deprem esnasında yapılar üzerinde oluşan hasarlardaki etkisi göz ardı edilemeyecek kadar fazladır. Türkiye’deki sıvılaşma gözlenen lokasyonlar incelendiğinde, bu bölgelerde sanayileşmenin ve yerleşimin yoğun olması, can kaybı ve hasar riskini arttırmaktadır. Bu gibi yerlerde yapılacak yerleşim birimlerinin oluşturulmasında öncelikle zemin etüdüleri yapılarak, sıvılaşma potansiyel haritaları oluşturulmalıdır.

Sıvılaşma, zeminin taşıma gücünü yitirmesi, üzerindeki yapıların yükünü taşıyamaz hale gelmesi sonucu yapıların değişik yönlerde yatması veya devrilmesi şeklinde gözlenebilir. Ayrıca binalarda gözlenen davranışın aksine sıvılaşan zemin içinde gömülü konumdaki tanklar ve borular ise yüzeye doğru yükselme eğilimi gösterirler, kırılma ya da bükülmeye maruz kalırlar. Bu nedenle özellikle arıtma havuzlarının bu tür hasarlara karşı hassasiyeti göz önüne alınarak en ekonomik biçimde yapıların güvenliklerini sağlamak için gerekli zemin iyileştirmeleri yapılması gerekmektedir.

Salihli Belediyesi tarafından yapılması planlanan atık su arıtma tesisi için planlamaya esas olmak üzere yapılan geoteknik araştırmalar neticesinde zemin tabakalarının gevşek siltli kumlu ve killi tabakalardan oluştuğu, yeraltı su seviyesinin 5 m derinlikte olduğu tespit edilmiştir. İnceleme alanının 1. derece deprem bölgesinde ve tektonik yapılarla çevrilmiş Gediz Grabeni’nin içinde bulunması göz önüne alınarak atık su arıtma tesisi sahasının sıvılaşma analizleri yapılmış ve sıvılaşma potansiyel haritası çizilmiştir. Bu haritaya göre, inceleme alanının genellikle yüksek – çok yüksek sıvılaşma potansiyeline sahip olduğu belirlenmiş olup, söz konusu geoteknik problemin ortadan kaldırılması için zemin iyileştirmesi yapılması gerektiği sonucuna varılmıştır. Bu kapsamda, atık su arıtma tesisi sahasında yapı temellerinin altında jet-grout enjeksiyonu yapılması kararlaştırılmıştır.

## KAYNAKLAR

- Çetin, K.Ö., ve Bilge, H.T., (2010), “Zeminlerin Sismik Yükleme Altında Deformasyon ve Mukavemet Davranışlarına Kritik Bakış” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Kongresi, 30 Eylül-1 Ekim 2010: 19-55.
- Çetin, K.Ö., vd. (2004), “Standart Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential”, J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., 130(12): 1314-1340.
- Karaman, İ.H., “Kişisel Görüşme”,2010
- Kramer, S.L., 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey. 653 pp.
- Özaydın, K.,(2007), “Zeminlerde Sıvılaşma”, Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 16-20 Ekim 2007



- Özocak, A., vd. (2010), “Sıvılaşma Tayininde SPT ve LPI Yöntemlerinin Karşılaştırılması ” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Kongresi, 30 Eylül-1 Ekim 2010: 297-306.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1971), “Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential”, Soil Mech. Found. Div., Am. Soc.Civ. Eng., 97(9), 1249–1273.
- Sonmez, H. (2003). “Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey)” Environmental Geology, 44(7): 862-871.
- Toprak, S., ve Jinguuji, M. (2007), “Sıvılaşma Tahmini için Yeni Bir Test: Vibrasyon Penetrasyon Testi”, Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 16-20 Ekim 2007 :483-494
- Youd, T.L., vd. (2001), “Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils”, J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., 127(10): 817-833.

# DOLGU-DEPO-SIVI ETKİLEŞİM SİSTEMİNİN SİSMİK DAVRANIŞININ İNCELENMESİ: SAMSUN-CANİK ÖRNEĞİ

## INVESTIGATION OF SEISMIC BEHAVIOR OF BACKFILL-TANK- FLUID INTERACTION SYSTEM: SAMSUN-CANİK EXAMPLE

Tufan ÇAKIR<sup>1</sup>

Ramazan LİVAOĞLU<sup>2</sup>

### ABSTRACT

The interactions of exterior walls with fluid and backfill soil change the earthquake behaviors of these structures into a fairly complex problem, when investigating lateral seismic response of the rectangular tanks. During the entire investigation, to understand the seismic behaviour of a rectangular tank subjected to both backfill and fluid effects was handled as a main point. For this purpose, firstly, the backfill-rectangular tank-fluid system was modeled with finite element method in which special interface elements were used to consider the backfill interaction and fluid interaction was taken into account using Lagrangian approach. Furthermore, artificial viscous boundaries were utilized to consider radiational effect of seismic waves and to avoid reflection effect around the entire soil medium. Then, a series of transient analysis were carried out considering four different backfill soil conditions, no-backfill case and empty container situation. Newmark's direct integration method was used in the analyses. The obtained results show that the lateral displacements and stresses in the exterior wall of tank increased due to the backfill and fluid interactions. The sloshing displacements of fluid, however, were not affected by the backfill interaction.

**Keywords:** Rectangular tank, Backfill interaction, Fluid interaction, Seismic behaviour

### ÖZET

Dikdörtgen kesitli depolarda, depo dış duvarlarının sıvı ve dolgu zemini ile olan etkileşimleri, bu yapıların deprem davranışlarını oldukça karmaşık bir probleme dönüştürmektedir. Söz konusu bu karmaşık problemin çözümü bir çok parametre tarafından kontrol edildiğinden bu çalışma için gerçekleştirilen çözümler esnasında, dolgu ve sıvı etkilerine maruz bir dikdörtgen deponun sismik davranışının incelenmesi başlıca amaç olarak seçilmiştir. Burada hareketle, öncelikle dolgu-dikdörtgen depo-sıvı sistemi sonlu elemanlar yöntemiyle modellenmiştir. Modellemelerde dolgu etkileşimini dikkate alabilmek için özel arayüzey elemanları kullanılmış ve sıvı etkileşimi Lagrange yaklaşımıyla dikkate alınmıştır. Ayrıca modelde, yayılmaya bağlı sönüm etkilerinin dikkate alınabilmesi ve yansıma etkilerinin önüne geçilebilmesi için viskoz sanal sınırlar

<sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr., Gümüşhane Üniversitesi, cakirtufan@hotmail.com

<sup>2</sup> Doç. Dr., Uludağ Üniversitesi, ramazanliva@gmail.com

kullanılmıştır. Daha sonra, dört farklı dolgu zemini koşulu ile dolgusuz ve boş depo durumları da dikkate alınarak deprem çözümlenmeleri gerçekleştirilmiştir. Çözümlenelerde doğrudan integrasyon yöntemlerinden Newmark yaklaşımı kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar, depo dış duvarında meydana gelen yatay yerdeğiştirmelerin ve gerilmelerin dolgu ve sıvı etkileşimleri nedeniyle arttığını, fakat sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin dolgu etkileşiminden etkilenmediğini göstermektedir.

**Anahtar kelimeler:** Dikdörtgen depo, Dolgu etkileşimi, Sıvı etkileşimi, Sismik davranış

## 1. GİRİŞ

Sıvı depoları, yapım ve fonksiyonları yönünden diğeri yapı sınıflarına göre farklı özelliklere sahip özel yapılardır. Bu yapılar; insanların ihtiyacı olan suyu depolamak, yangın anında gerekli olan ek su ihtiyacını karşılamak, sanayi ve enerji için gerekli sıvıları depolamak, atık suları arıtılması için biriktirmek ve bunlar gibi birçok önemli kullanım amaçlarına hizmet etmektedir. Bu nedenle, Türkiye gibi aktif deprem kuşağında bulunan ülkelerde, özel mühendislik yapılarından biri olan depoların deprem davranışlarının açıkça anlaşılması, bu tür yapıların tasarımında dikkat edilecek hususların belirlenebilmesi için oldukça önemli olmaktadır.

İçme suyu şebeke sisteminin en önemli ögesi olan depolarda meydana gelen hasarlar, depremlerin insanlar üzerindeki etkilerini olumsuz yönde artırmaktadır. Buna örnek olarak 1999 Düzce depremi sonrası, gerekli suyun temin edilememesi sonucu önlenemeyen yangınlar gösterilebilir (Doğangün, 2002). Dünya ölçeğinde de benzer durumlarla karşılaşmıştır. Örnek olarak; 1906 California ( $M_w=7.7-8.3$ ) depremi sonrasında çıkan büyük yangınların söndürülememesi ve yakın bir zamanda meydana gelmiş 2004 Sumatra depremi ( $M_w=8.2$ ) sonrasında hemen hemen bütün bölgelerde içme suyu şebekelerinin hasar görmesi sonucu farklı bölgelerde %60~100 mertebesinde yeniden inşa edilmesi ya da onarılması gösterilebilir (Tang vd., 2006). Teknik literatür incelendiğinde, sıvı tutucu yapıların deprem davranışlarını belirlemeye yönelik pek çok çalışma gerçekleştirilmiş olmasına rağmen, bunların çoğu yerüstü silindirik depolara ilişkin olup; dikdörtgen depolarla ilgili çalışmaların azlığı dikkat çekmektedir. Dikdörtgen depolar konusunda bilinen ilk çalışma, Hoskins ve Jacobsen (1934) tarafından gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada, yatay deprem etkisindeki rijit dikdörtgen depolar için deneysel olarak elde edilen sonuçlar, analitik olarak geliştirilen metotlardan elde edilenlerle karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Daha sonra Graham ve Rodriguez (1952), depo içerisindeki sıvıyı kütle-yay modeli yardımıyla basitçe modellemeye çalışmışlardır. Housner (1963), kütle-yay analogisi konusundaki çalışmalarını geliştirerek iki kütleli modeli ortaya çıkarmıştır. Bu yaklaşım Epstein (1976) tarafından yapılan değişikliklerle, yönetmeliklere de giren ve uygulamada sıklıkla kullanılan şeklini almıştır. Bauer (1981), araçlarda bulunan dikdörtgen depolar konusunda salınım etkilerini inceleyerek birden fazla salınım kütlelerinin dikkate alınabildiği basitleştirilmiş yöntemlerin bu depolar üzerindeki uygulamalarını göstermiştir. Lepelletier ve Raichlen (1988), dikdörtgen kesitli depo içerisindeki sıvının doğrusal olmayan modelini elde ederek salınımı araştırmışlardır. Doğangün vd. (1996), Lagrange sıvı sonlu elemanları kullanarak dikdörtgen depoların dinamik analizi üzerine bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Ayrıca birçok çalışmada depo duvarının esnekliği üzerinde durulmuş ve hidrodinamik basınçların hesaplanmasında depo duvarı esnekliğinin dikkate alınması gerekliliği vurgulanmıştır (Doğangün vd., 1997; Kim vd., 1998; Doğangün ve Livaoğlu, 2004; Chen ve Kianoush, 2005; Chen ve Kianoush, 2009). Livaoğlu (2008), sıvı-

dikdörtgen depo-zemin/temel etkileşimlerini dikkate alarak zemin/temel koşullarının değiştirilmesi vasıtasıyla dikdörtgen kesitli deponun dinamik davranışını araştırmıştır. Dikdörtgen kesitli depoların dinamik karakteristiklerini belirleyebilmek için bazı araştırmacılar tarafından da deneysel çalışmalar gerçekleştirilmiştir (Minowa, 1984; Koh vd., 1998; Faltinsen vd., 2003). Dikdörtgen depolarda dolgu zemini etkisi üzerine gerçekleştirilen çalışmalarda; Livaoglu vd. (2007), dolgu geometrisindeki değişimin dikdörtgen deponun deprem davranışı üzerindeki etkilerini inceleyerek dolgu eğimi ile depo dış duvarının deprem davranışı arasında önemli bir ilişkinin olduğunu ortaya koymuşlardır. Çakır (2010) dolgu zemini, temel zemini ve sıvı etkileşimlerine maruz dikdörtgen depoların dinamik davranışlarını ayrıntılı bir şekilde irdelemiş ve söz konusu bu etkileşimler nedeniyle yapı deprem davranışının önemli mertebelerde değişebileceğini göstermiştir. Livaoglu vd. (2011) dolgu ve sıvı etkileşimlerini dikkate alarak, dolgu zeminine ait içsel sürtünme açısı değişiminin depo sismik davranışı üzerindeki etkilerini araştırmışlar ve boş depo durumunda duvardaki yerdeğiştirmelerin, içsel sürtünme açısı artarken azaldığını belirlemişlerdir. Tüm bu çalışmalara ek olarak, Kianoush ve Ghaemmaghami (2011), farklı deprem kayıtlarını dikkate alarak, dikdörtgen depoların sismik davranışı üzerinde deprem frekans içeriğinin oldukça etkili olabileceğini ortaya koymuşlardır.

Dikdörtgen kesitli depolar anolar halinde inşa edildiğinden, bir depoda incelenmesi gereken birçok bölümden bahsetmek mümkündür. Bunların ilki, dolgu zemini ve sıvıyla etkileşim halinde bulunan ve bu çalışmaya konu olan depo dış duvarı kısmıdır. Yapının her bir kısmının geometrik ve konumsal farklılıklarının yanında, maruz kaldıkları yükler açısından da büyük farklılıklar göstermesi nedeniyle diğer kısımlar bu çalışmada dikkate alınmamıştır. Kaldı ki plan geometrisi açısından yapı sisteminin köşelerinde teşkil olunan veyahut iç duvarlar ile kesişimleri sonucunda planda T formunda olan diğer anoların inceleme konusu anoyla karşılaştırıldığında yapısal olarak oldukça avantajlı olduğu görülecektir.

Ülkemizde inşa edilmiş olan dikdörtgen kesitli depo stoğu incelendiğinde, çeşitli hacimlerde depolar bulunmasına karşın, bu depoların yapısal özelliklerinin tip proje uygulamalarına bağlı olarak çok da farklı olmadıkları, fakat depo duvarlarının oldukça farklı dolgu etkisinde kalabildikleri görülmektedir. Depo duvarları tamamen gömülü, yarı sonsuz bir zemin ortamın etkisinde kalabildikleri gibi belirli bir geometriye sahip dolgu etkisinde de kalabilmekte veya tamamen açık bir şekilde inşa edilebilmektedirler (Şekil 1). Tüm bu gerekçeler düşünüldüğünde, dikdörtgen depoların zemin etkileşimlerinin oldukça karmaşık bir problem olması nedeniyle deprem davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmaların yerüstü ve ayaklı depolar ile karşılaştırıldığında yok denecek kadar az olması ve yönetmeliklerde de bu depolar için oldukça kısıtlı bilgiler bulunması bu alandaki bilimsel çalışma ihtiyacına işaret etmektedir. Bu çalışmanın temel amacı; dolgu-dikdörtgen depo-sıvı etkileşim sisteminin deprem çözümlemelerini gerçekleştirerek bu tür bir yapı sisteminin deprem davranışı hakkında fikir sahibi olmak ve bu konuda tasarımcılara dolgu ve sıvının yapı davranışını nasıl değiştirdiği veya değiştirebileceği hususlarında bir bakış açısı sağlayabilmektir.



a) Dolgu etkisine maruz depo dış duvarı



b) Yarı sonsuz zemin ortam etkisindeki depo dış duvarı



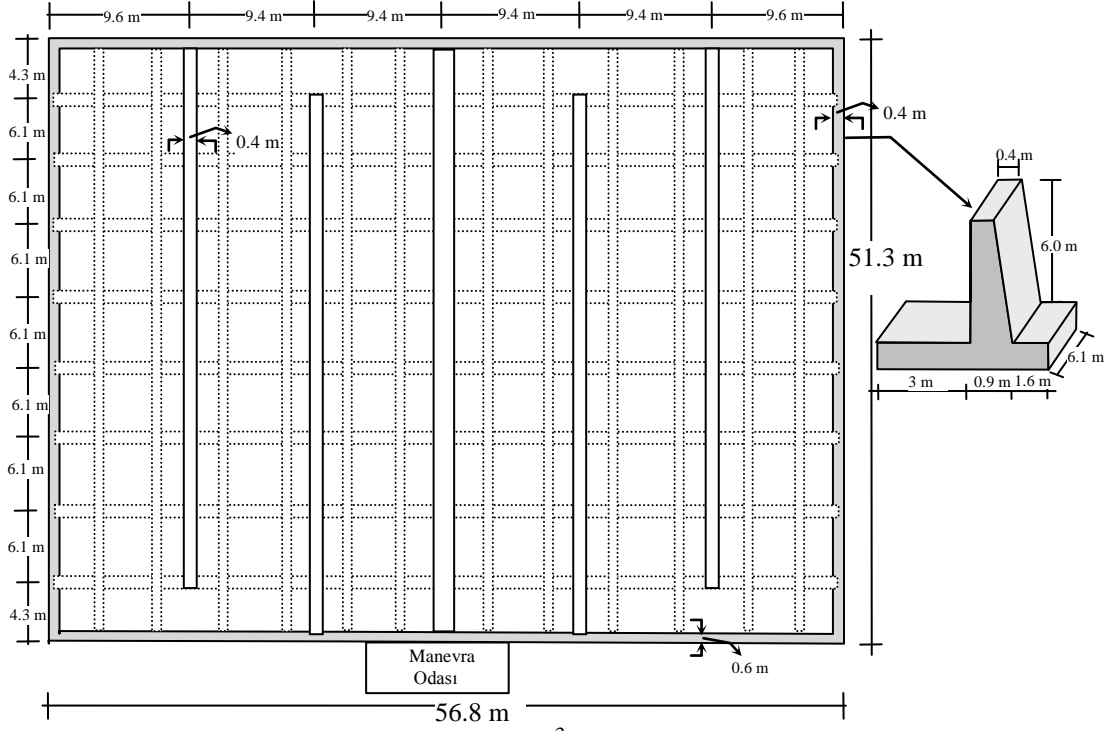
c) Tamamen açık depo duvarları

**Şekil 1.** Farklı zemin etkilerine maruz ve tamamen açık depo dış duvarı görünimleri

## 2. YAPISAL ÖZELLİKLER

1998 yılında projelendirilip DSİ kontrolörlüğünde inşa edilmiş olan Samsun ili Canik ilçesi 15000 m<sup>3</sup> hacimli su deposu bu çalışmaya konu olmuştur (Şekil 2). Depoya ilişkin yapısal özellikler, uygulama projelerinden ve yerinde yapılan incelemelerden tespit edilmiştir.

İncelemeye konu edilen depo, dikdörtgen plan geometrisine sahip iki ana bölme ile her ana bölme de iki ara duvarla bölünmek suretiyle üç ara bölmeden meydana gelen prizmatik depo olarak projelendirilmiş tip uygulamalardan bir örnektir. Yapılan incelemeler neticesinde, depo dış duvarının 6 m yüksekliğe ve yükseklik boyunca tepede 40 cm'den temel seviyesinde 90 cm'ye ulaşan bir kalınlığa sahip olduğu belirlenmiştir. Bunlara ek olarak, çalkantı etkilerine mani olmak maksadıyla tasarlanan ve ana bölmeleri üçe ayıran ara bölme duvarlar 40 cm, depo çatı döşemesi ise 30 cm kalınlığa sahiptirler. Ayrıca çatı örtüsünün ortalama kalınlığı 60 cm olan kumlu çakıl zeminden oluştuğu ve depodaki su seviyesinin 3.5 m olduğu belirlenmiştir. Yapısal boyutlara ait diğer özellikler Şekil 2'de sunulmaktadır. Beton test çekici ile alınan ölçümlerden beton dayanımının yaklaşık olarak 20 MPa olduğu tahmin edilmiştir. Buradan hareketle, çözümlenelerde yapıya ait elastisite modülü  $E=28000$  MPa, Poisson oranı  $\nu=0.20$  ve birim hacim ağırlık  $25$  kN/m<sup>3</sup> olarak dikkate alınmıştır.

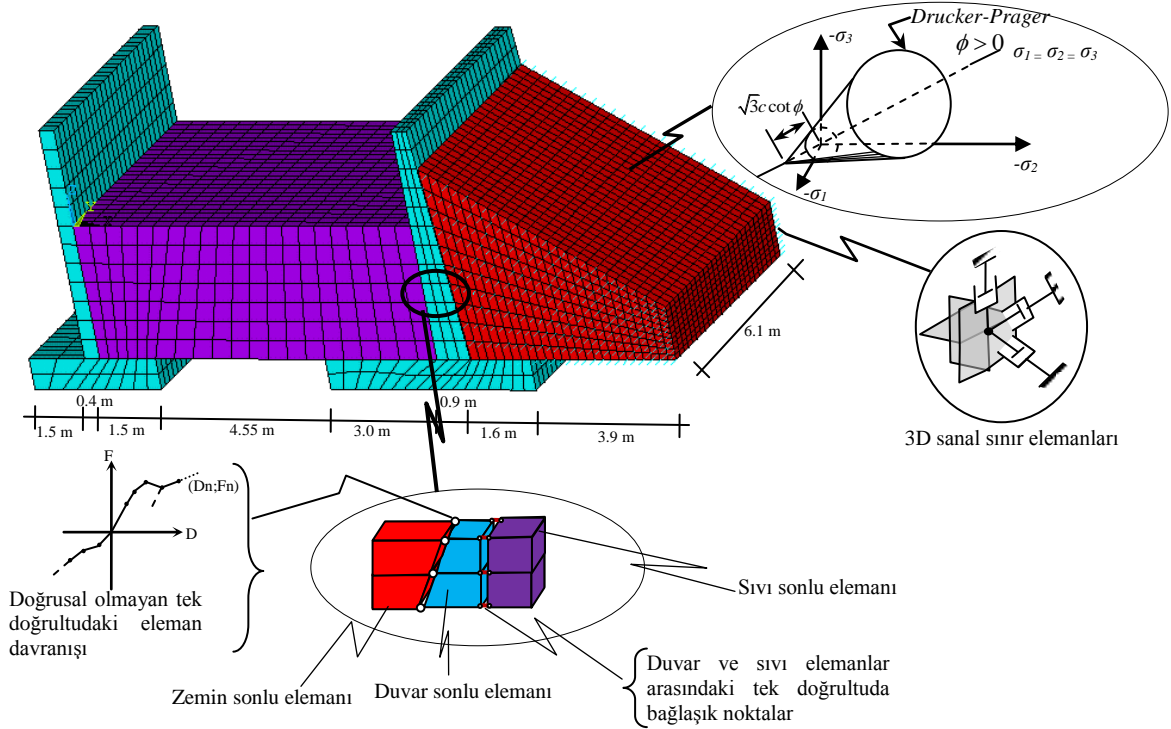


Şekil 2. Samsun ili Canik ilçesi 15000 m<sup>3</sup> hacmindeki deponun yapısal özellikleri

### 3. DOLGU-DİKDÖRTGEN DEPO-SIVI SİSTEMİ SAYISAL MODELİ

Çalışmaya konu olan dolgu-depo dış duvarı-sıvı sisteminin deprem davranışının belirlenebilmesi için Şekil 3’de görünen sonlu eleman modeli önerilmektedir. Söz konusu modelde temel-zemin etkileşiminin olmadığı kabul edilmektedir. Depo dış duvarı ve dolgu zemini her bir noktasında üç serbestliğe sahip sekiz düğüm noktalı üç boyutlu (solid) elemanlar kullanılırken, çatıdan kaynaklanan kütleler en üst seviyede ek kütle olarak dikkate alınmıştır. Depo içerisindeki sıvının sonlu elemanla modellenmesinde ise her düğüm noktasında üç serbestliğe sahip sekiz düğüm noktalı sıvı eleman kullanılmış ve sıvı etkileşimi Lagrange yaklaşımıyla dikkate alınmıştır. Dolgu-dış duvar etkileşimini modellemek için özel arayüzey elemanı olarak doğrusal olmayan genelleştirilmiş kuvvet-deplasman kabiliyetine sahip tek doğrultulu eleman kullanılmıştır. Ayrıca modelde, yayılmaya bağlı sönüm etkilerinin dikkate alınabilmesi ve yansıma etkilerinin önüne geçilebilmesi için Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından önerilen viskoz sanal sınırlar kullanılmış ve zeminin malzeme bakımından doğrusal olmayan davranışı Drucker-Prager elastoplastik malzeme yaklaşımı ile dikkate alınmıştır. Tüm bu modellemelerin ve çözümlerinin gerçekleştirilebilmesi için ANSYS programından faydalanılmıştır (ANSYS, 2006). Çözümler doğrudan integrasyon yöntemlerinden Newmark yaklaşımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu çözümlerde sistemin sönümü Rayleigh sönümü ile temsil edilmiştir. Yer hareketi olarak 1999 Kocaeli depremi Yarımca kaydı Doğu-Batı bileşeni dikkate alınarak zaman tanım alanında hesaplamalar gerçekleştirilmiştir. Şekil 3’de görünen sayısal model dört farklı dolgu zemini koşulu için (BF\_S1, BF\_S2, BF\_S3 ve BF\_S4 modelleri) çözümlenmiş ve bunlara ek olarak dolgusuz durum (F modeli) ile dolgusuz ve deponun boş olduğu durum (W modeli) da dikkate alınarak hesaplamalar yapılmıştır. Analizlerde dikkate alınan dolgu zemini koşulları Tablo 1’de verilmektedir. Çözümlerden; yatay yerdeğiştirmeler, sıvı salınım

yerdeğiştirmeleri ve depo duvarındaki kritik kesitlerde meydana gelen gerilmeler belirlenmiştir.



**Şekil 3.** Önerilen dolgu-dış duvar-sıvı etkileşimi sonlu eleman modeli

**Tablo 1.** Dikkate alınan zemin koşullarına ait fiziksel ve mekanik özellikler

Zemin koşulu	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	E (kN/m <sup>2</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )	$E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )
S1	18	0.40	25000	8929	41667
S2	19	0.35	50000	18519	55556
S3	20	0.35	100000	37037	111111
S4	21	0.30	200000	76923	166667

$\gamma$ : Birim hacim ağırlık,  $\nu$ : Poisson oranı, E: Elastisite modülü, G: Kayma modülü,  $E_c$ : Hacimsel elastisite modülü

#### 4. İRDELEMELER

Hesaplamalardan elde edilen en büyük yatay yerdeğiştirmeler ve sıvı salınım yerdeğiştirmeleri ile depo dış duvarının iç ve dış yüzünde meydana gelen en büyük gerilme değerleri ve bu tepkilerin gerçekleşme zamanları Tablo 2’de sunulmaktadır. Tablo 2’de verilen değerlerden; dolgu zemininin varlığına, dolgu zemini özelliklerindeki değişime ve deponun boş veya dolu oluşuna bağlı olarak yatay yerdeğiştirme ve gerilme tepkilerinin şiddetlerinde farklılıklar olduğu açıkça görülmektedir. Diğer taraftan dolu ve dolgu etkisindeki modeller için gerçekleştirilen beş adet çözümlemeden salınım yerdeğiştirmelerinin şiddetlerinin ve gerçekleşme zamanlarının çakıştığı göze çarpmaktadır.

**Tablo 2.** Elde edilen en büyük yerdeğiştirmeler ve gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları

Model Adı	BF_S1		BF_S2		BF_S3		BF_S4		F		W	
	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer	t(s)	Değer
$u_r$ (m)	9	0.00134	4.95	0.00136	4.95	0.00133	4.95	0.00142	4.95	0.00123	4.95	0.00113
$u_{s1}$ (m)	4.9	0.5236	4.9	0.5236	4.9	0.5236	4.9	0.5236	4.9	0.5236	---	---
$u_{s2}$ (m)	4.9	-0.5214	4.9	-0.5214	4.9	-0.5214	4.9	-0.5214	4.9	-0.5214	---	---
$S_z$ (dış köşe) (MPa)	9	-1.0661	9	-0.9979	4.95	-0.9477	4.95	-1.0365	4.95	-0.8661	4.95	-0.7516
$S_y$ (dış köşe) (MPa)	9	-0.0653	4.95	-0.0618	4.95	-0.0592	4.95	-0.0638	4.95	-0.0523	4.95	-0.0453
$S_z$ (dış orta) (MPa)	9	-1.1457	9	-1.0929	4.95	-1.0109	4.95	-1.1207	4.95	-0.9359	4.95	-0.8169
$S_y$ (dış orta) (MPa)	9	-0.2172	9	-0.2027	4.95	-0.1930	4.95	-0.2115	4.95	-0.1756	4.95	-0.1539
$S_z$ (iç köşe) (MPa)	9	1.0241	9	0.9577	4.95	0.9132	4.95	0.9974	4.95	0.8328	4.95	0.7151
$S_y$ (iç köşe) (MPa)	9	0.0169	4.95	0.0164	4.95	0.0156	4.95	0.0166	4.95	0.0138	4.95	0.0150
$S_z$ (iç orta) (MPa)	9	1.1340	9	1.0882	4.95	1.0030	4.95	1.1132	4.95	0.9296	4.95	0.8137
$S_y$ (iç orta) (MPa)	9	0.2215	9	0.2080	4.95	0.1966	4.95	0.2164	4.95	0.1813	4.95	0.1571

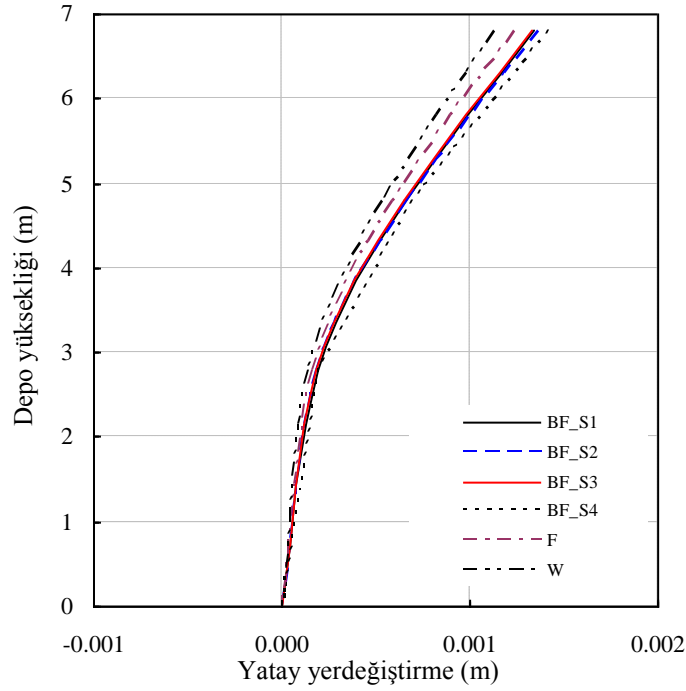
$u_r$ : Dış duvara ait en üst seviyedeki yatay yerdeğiştirme;  $u_{s1}$  ve  $u_{s2}$ : Deponun her iki yüzünde sıvıya ait en büyük salınım yerdeğiştirmeleri;  $S_z$ ,  $S_y$  (dış köşe): Dolgu yüzünde dış duvar köşe noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler;  $S_z$ ,  $S_y$  (dış orta): Dolgu yüzünde dış duvar orta noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler;  $S_z$ ,  $S_y$  (iç köşe): Sıvı yüzünde dış duvar köşe noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler;  $S_z$ ,  $S_y$  (iç orta): Sıvı yüzünde dış duvar orta noktasında z ve y doğrultularındaki en büyük gerilmeler

#### 4.1. Yatay Yerdeğiştirmeler

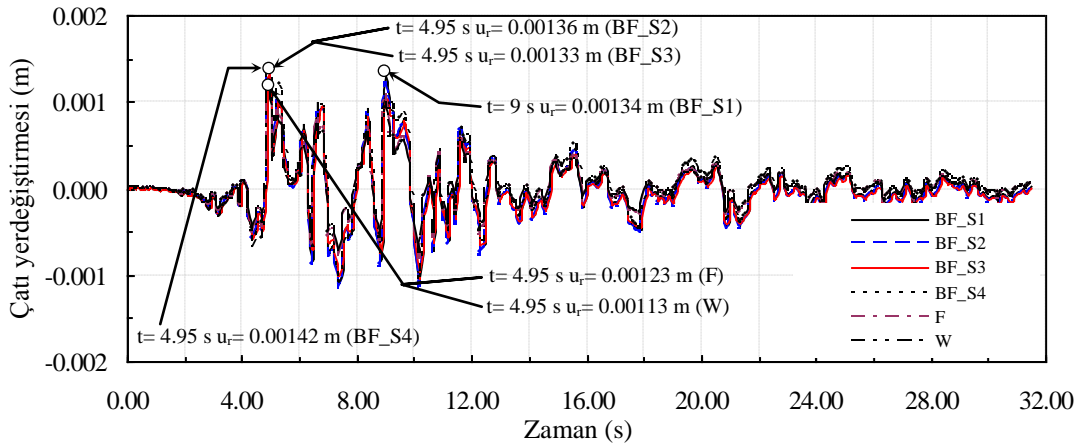
Gerçekleştirilen toplam altı farklı çözümlenmeden elde edilen yatay yerdeğiştirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri Şekil 4’de verilmektedir. Şekilden de görülebileceği gibi; dolgu zemini ve sıvı etkilerinin varlığı, depo dış duvarındaki yerdeğiştirmeyi artırmaktadır. Dolgulu sistemler kendi aralarında karşılaştırıldığında ise davranış şekli açısından önemli bir farklılık gözükmemekle birlikte, dolgu zemini mekanik özelliklerindeki değişimin depo duvarındaki yerdeğiştirmeyi değiştirebileceği söylenebilir.

Depo dış duvarında meydana gelen çatı yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri Şekil 5’de verilmektedir. Yapılan karşılaştırmalardan dolgu zemininin ve sıvının yapı deprem davranışı üzerindeki etkileri açık bir biçimde şekilden gözlemlenebilmektedir. Örneğin; deponun boş olduğu ve dolgu etkisinde olmadığı “W modeli” için elde edilen en büyük yerdeğiştirme 0.00113 m iken, dolgu ve sıvı etkisinin dikkate alındığı “BF\_S4 modeli” için söz konusu değer 0.00142 m seviyesine çıkmaktadır. Bu durum dolgu ve sıvı etkileşiminin dikkate alınması durumunda tepkinin yaklaşık %26 gibi bir mertebede arttığını ortaya koymaktadır. Sadece depo ve sıvının modellendiği, dolgu etkisinin olmadığı “F modeli” için ise söz konusu değer 0.00123 m olarak elde edilmektedir. Buradan da sadece sıvı etkileşimi nedeniyle tepkinin yaklaşık %9 civarında arttığı görülmektedir. Bu karşılaştırmalardan dolgu etkileşiminin tepkiyi sıvı etkileşiminden daha büyük mertebelerde arttırdığı düşünülebilir. Fakat bu tür yapıların yerdeğiştirmeye de duyarlı yapılar olması nedeniyle her iki etkileşimin de tasarımda mutlaka dikkate alınması gerektiği söylenebilir. Benzer şekilde dolgulu sistemler de dolgu zemini özelliklerindeki değişime bağlı olarak kendi aralarında karşılaştırılabilir. Örneğin; “BF\_S1 modeli” için söz konusu tepki 9 s’de 0.00134 m düzeyinde gerçekleşirken, “BF\_S4 modeli” için %6 oranında bir artışla 4.95 s’de 0.00142 m olarak gerçekleşmektedir.





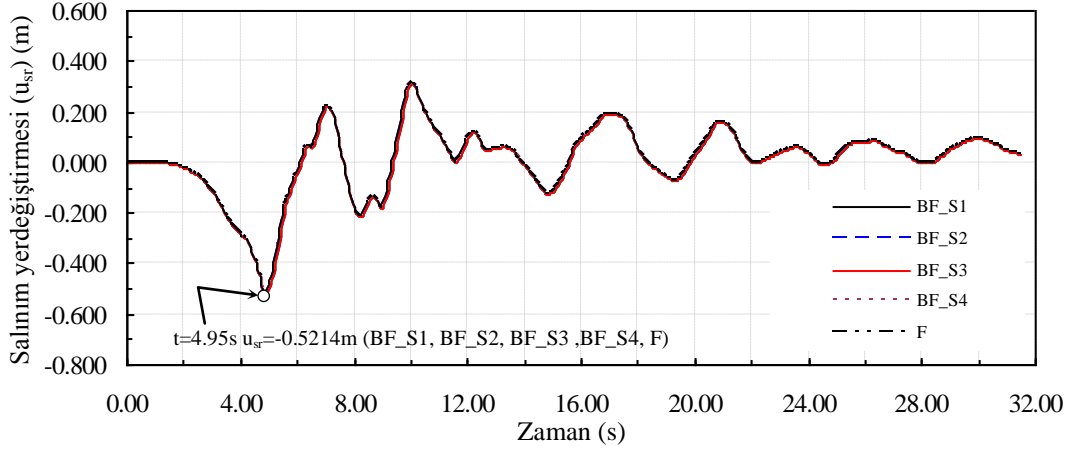
**Şekil 4.** Depo dış duvarındaki yatay yerdeğıştirmelerin depo yüksekliği boyunca değişimleri



**Şekil 5.** Depo çatı yerdeğıştirmelerinin zamanla değişimleri

## 4.2. Salınım Yerdeğıştirmeleri

Dolu durumda, sıvı ve dolgu etkisindeki depolar için gerçekleştirilen beş adet çözümlmeden elde edilen salınım yerdeğıştirmelerinin zamanla değişimleri Şekil 6'da verilmektedir. Buradan da görüleceği üzere, tüm modeller için salınım yerdeğıştirmelerinin zamanla değişimleri çakışmakta ve en büyük salınım yerdeğıştirmesi 4.95 s'de 0.52 m civarında elde edilmektedir. Bu bağlamda, literatürden de yaygın olarak bilindiği üzere (Veletsos ve Tang, 1990; Livaoğlu, 2008), dikdörtgen depolar için pratik açıdan zemin etkileşiminin sıvı salınım yerdeğıştirmeleri üzerinde ihmal edilebilir seviyede bir etkiye sahip olduğu ifade edilebilir.

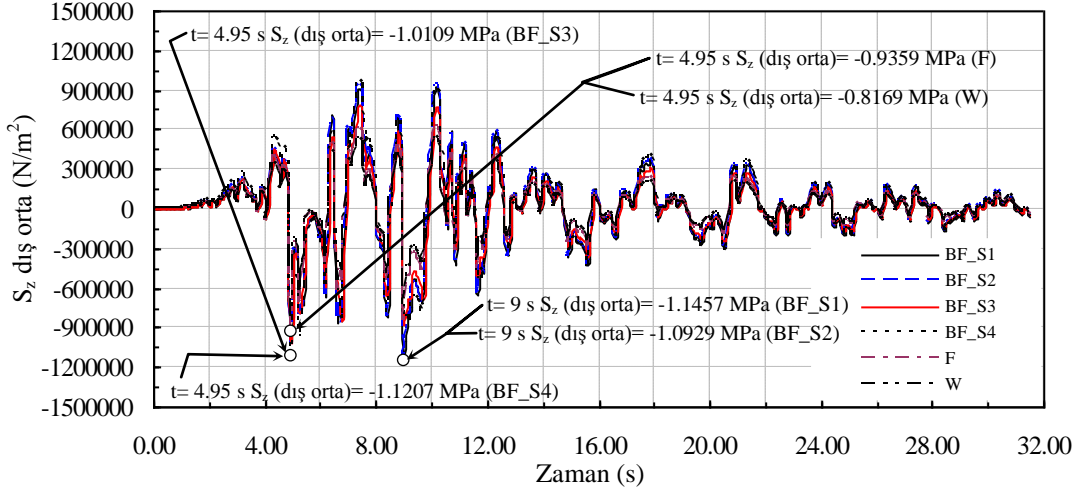


Şekil 6. Sıvı salınım yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri

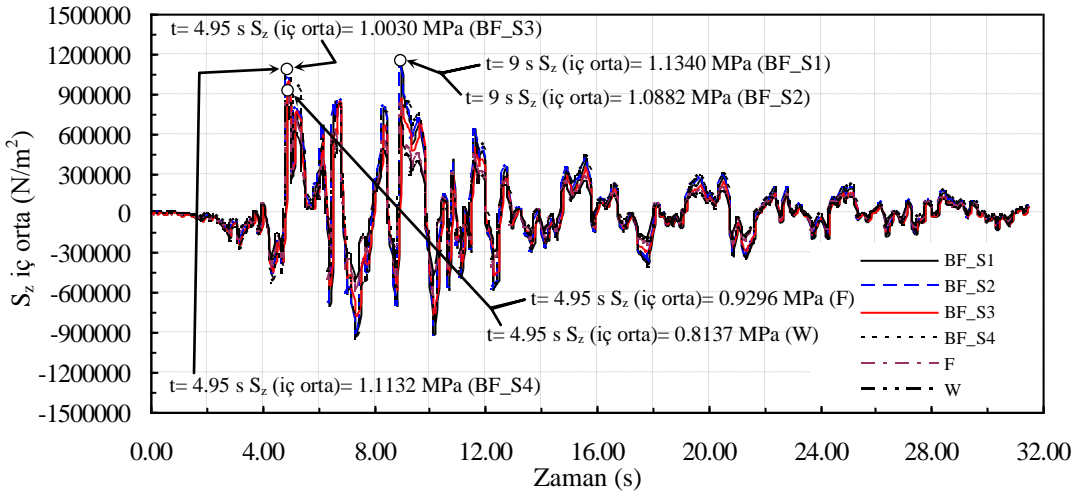
### 4.3. Gerilmeler

Gerçekleştirilen hesaplamalar sonucunda; dört farklı dolgu zemini koşulu ile dolgusuz ve boş depo koşullarında, depo dış duvarı dış ve iç yüzünde tespit edilmiş olan kritik kesitlerde oluşan gerilmeler değerlendirilerek bu kesitler için en büyük gerilme değerleri ve gerilmelerin zamanla değişimleri elde edilmiştir. Çözömlenmelerden dolgu ve sıvı etkileşimleri nedeniyle bu gerilmelerin şiddetlerinin değişebildiği görölmektedir. Ayrıca çalışmaya konu edilen depo için kritik kesitlerin temel üst seviyesinin yaklaşık 0.5 m kadar üzerinde oluştuğu gözlemlenmiştir.

z doğrultusunda elde edilen en büyük gerilmelerin zamanla değişimleri, duvar dış ve i yüz orta noktaları için karşılaştırmalı olarak Şekil 7 ve 8’de verilmiştir. Bu değişimlerden de görölebileceği gibi dikkate alınan sistemlerde doluluk ve dolgu durumlarına göre gerilmelerin şiddetlerinde önemli farklılıklar göze çarpmaktadır. Örneğin Şekil 7’deki depo dış duvarı dış yüz orta noktasındaki gerilmelerde, dolgusuz ve boş koşullardaki “W modeli” için en büyük gerilme 4.95 s’de basınç olarak 0.8169 MPa düzeyinde hesaplanırken, bu değer dolgu ve sıvı etkileşiminin dikkate alındığı “BF\_S1 modeli” için yaklaşık %40 oranında bir artışla 9 s’de yine basınç olarak 1.1457 MPa mertebesinde gerçekleşmektedir. Benzer şekilde, sadece sıvı etkileşimi nedeniyle de depo dış duvarındaki gerilmelerin arttığı rahatlıkla gözlemlenebilmektedir. Zira boş depo durumunda (W modeli) elde edilen gerilme basınç olarak 0.8169 MPa iken, aynı değer dolu depo durumunda (F modeli) %15 oranında bir artışla yine basınç olarak 0.9359 MPa düzeyinde hesaplanmaktadır. Depo deprem davranışı üzerinde dolgu etkileşim etkilerini ortaya koyan bir diğer bulgu da, dolgu zemini özelliklerindeki değişime bağlı olarak elde edilen gerilme değerlerindeki farklılıklardır. Örneğin depo dış duvarı dış köşe noktasında z doğrultusunda “BF\_S3 modeli” için elde edilen gerilme 0.9477 MPa düzeyinde iken, “BF\_S1 modeli” için %13 oranında artarak 1.0661 MPa düzeyine ulaşmaktadır. Benzer karşılaştırmalar Şekil 8’deki i yüz orta noktadaki gerilmeler üzerinden yapıldığında da dolgu ve sıvı etkileşim etkileri rahatlıkla gözlemlenebilir. Örneğin; “W modeli” için çekme olarak 0.8137 MPa olan gerilme değeri, “BF\_S1 modeli” için %39 oranında bir artışla yine çekme olarak 1.1340 MPa olarak elde edilmektedir. Burada vurgulanması gereken bir diğer husus da, elde edilen en büyük tepkiler bakımından, tüm modeller için gerilmelerin yön değiştirmediği, gerilmelerin i noktalarda tümöyle çekme, dış noktalarda ise tümöyle basınç şeklinde oluştuğudur.



Şekil 7. Depo dış duvarı dış yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi



Şekil 8. Depo dış duvarı iç yüz orta noktasında z doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimi

## 5. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında ülkemizde inşa edilmiş dolgu ve sıvı etkileşimlerine maruz gerçek bir dikdörtgen deponun deprem davranışı incelenmiştir. Deprem etkisi altında gerçekleştirilen çözümlmelerden, depo dış duvarına ait yatay yerdeğiştirme ve gerilme tepkilerinin dolgu ve sıvı etkileşimleri nedeniyle arttığı görülmüştür. Bu bağlamda, söz konusu bu etkileşimlerin tasarım aşamasında dikkate alınmasının gerektiği görülmektedir.

Yapılan çözümlmelerden dolgu etkileşiminin sıvı salınım tepkisi üzerinde kayda değer bir etkisinin olmadığı görülmüştür.

İncelenen sistemlerin dinamik davranışlarının, deprem ile yerel dolgu zemini koşullarının karmaşık ve karşılıklı etkileşiminden etkilenebileceği gözlemlendiğinden, depoları tip projelere göre projelendirmek yerine, farklı zemin sınıflarını dikkate alacak şekilde projelendirmenin daha uygun olacağı sonucuna varılmaktadır.

İncelenen sistemlerin farklı deprem kayıtlarına göre çözümlenmeleri gerçekleştirilerek, bu çalışma daha da geliştirilebilir. Bu yolla değişik frekans içeriğine ve karaktere sahip depremlerin dikkate alınması sonuçların daha da geliştirilebilmesine imkan tanıyacaktır.

## TEŞEKKÜR

Bu çalışma, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) 105M252 numaralı proje desteği ile gerçekleştirilmiştir.

## KAYNAKLAR

- ANSYS 10 (2006), “ANSYS Inc.”, Canonsburg, PA.
- Bauer, H.F. (1981), “Hydroelastic Vibrations in A Rectangular Container”, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 17, 639-652.
- Chen, J.Z. ve Kianoush, M.R. (2005), “Seismic Response of Concrete Rectangular Tanks for Liquid Containing Structures”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 32, 739-752.
- Chen, J.Z. ve Kianoush, M.R. (2009), “Generalized SDOF System for Seismic Analysis of Concrete Rectangular Liquid Storage Tanks”, *Engineering Structures*, Vol. 31, 2426-2435.
- Çakır, T. (2010), “Zemin-Depo Dış Duvarı-Sıvı Sistemlerinin Deprem Davranışlarının İncelenmesi”, Doktora tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.
- Doğangün, A., Durmuş, A. ve Ayvaz, Y. (1996), “Static and Dynamic Analysis of Rectangular Tanks by Using the Lagrangian Fluid Finite Element”, *Computers & Structures*, Vol. 59, 547-552.
- Doğangün, A., Durmuş, A. ve Ayvaz, Y. (1997), “Earthquake Analysis of Flexible Rectangular Tanks by Using the Lagrangian Fluid Finite Element”, *Eur. J. Mech., A/Solids*, Vol. 16, 165-182.
- Doğangün, A. (2002), “Sıvı Tutucu Yapıların Dinamik Hesapları”, IV. Mühendislik-Mimarlık Sempozyumu, Balıkesir Üniversitesi, 297-308.
- Doğangün, A. ve Livaoğlu, R. (2004), “Hydrodynamic Pressures Acting on the Walls of Rectangular Fluid Containers”, *Structural Engineering and Mechanics, An International Journal*, Vol. 17 (2), 203-214.
- Epstein, H.I. (1976), “Seismic Design of Liquid Storage Tanks”, *Journal of the Structural Division-ASCE*, Vol. 102, 1659-1673.
- Faltinsen, O.M., Rognebakke, O.F. ve Timokha, A.N. (2003), “Resonant Three-Dimensional Nonlinear Sloshing in A Square-Base Basin”, *J. Fluid Mech.*, Vol. 487, 1-42.
- Graham, E.W. ve Rodriguez, A.M. (1952), “Characteristics of Fuel Motion Which Affect Airplane Dynamics”, *Journal of the Applied Mechanics*, Vol. 19, 381-388.
- Hoskins, L.M. ve Jacobsen, L.S. (1934), “Water Pressure in A Tank Caused by Simulated Earthquake”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 24, 1-32.
- Housner, G.W. (1963), “Dynamic Behavior of Water Tanks”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 53, 381-387.
- Kianoush, M.R. ve Ghaemmaghami, A.R. (2011), “The Effect of Earthquake Frequency Content on the Seismic Behavior of Concrete Rectangular Liquid Tanks Using the Finite Element Method Incorporating Soil-Structure Interaction”, *Engineering Structures*, Vol. 33, 2186-2200.

- Kim, J.K., Park, J.Y. ve Jin, B.M. (1998), "The Effects of Soil Structure Interaction on the Dynamics of 3-D Flexible Rectangular Tanks", In: Proceedings of the Sixth East Asia-Pacific Conf.on Struc. Engng. & Construction, January, Taipei, Taiwan.
- Koh, H.M., Kim, J.K. ve Park, J.H. (1998), "Fluid-Structure Interaction Analysis of 3-D Rectangular Tanks by A Variationally Coupled BEM-FEM and Comparison with Test Results", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, 109-124.
- Lepelletier, T.G. ve Raichlen, F. (1988) "Nonlinear Oscillations in Rectangular Tanks", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 114 (1), 1-23.
- Livaoğlu, R., Çakır, T., Doğangün, A. (2007), "Dikdörtgen Kesitli Depoların Sismik Davranışı Üzerinde Dolgu Etkilerinin İncelenmesi", Uluslararası Deprem ve Yapı Mühendisliğinde Gelişmeler Sempozyumu, Isparta-Antalya, Türkiye, 24-26 Ekim, 478-490.
- Livaoğlu, R. (2008), "Investigation of Seismic Behavior of Fluid-Rectangular Tank-Soil/Foundation Systems in Frequency Domain", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 28, 132-146.
- Livaoğlu, R., Çakır, T., Doğangün, A. ve Aytakin, M. (2011), "Effects of Backfill on Seismic Behavior of Rectangular Tanks", Ocean Engineering, Vol. 38, 1161-1173.
- Lysmer, J. ve Kuhlemeyer, R.L. (1969), "Finite Dynamic Model for Infinite Media", Engineering Mechanics Division Journal, ASCE, Vol. 95, 859-877.
- Minowa, C. (1984), "Experimental Studies of Seismic Properties of Various Type Water Tanks", In: Proceedings of Eighth WCEE, San Francisco, 945-952.
- Tang, A., Rai, D.C., Ames, D., Murty, C.V.R., Jain, S.K., Dash, S.R., Kaushik, H.B., Mondal, G., Muruges, G., Plant, G., McLaughlin, J., Yashinsky, M., Eskijian, M. ve Surrampalli, R. (2006), "Lifeline Systems in the Andaman and Nicobar Islands (India) after the December 2004 Great Sumatra Earthquake and Indian Ocean Tsunami", Earthquake Spectra, Vol. 22 (S3), 581-606.
- Veletsos, A.S. ve Tang, Y. (1990), "Soil-Structure Interaction Effects for Laterally Excited Liquid Storage Tanks", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, 474-496.

# DOLGU-15000 M<sup>3</sup> DİKDÖRTGEN DEPO-SIVI SİSTEMİNİN MODAL ANALİZ YÖNTEMLERİ İLE DİNAMİK KARAKTERİSTİKLERİNİN BELİRLENMESİ

## DYNAMIC CHARACTERISTICS DETERMINATION OF BACKFILL- 15000 M<sup>3</sup> RECTANGULAR TANK-FLUID SYSTEM VIA MODAL ANALYSIS TECHNIQUES

Ramazan LİVAOĞLU<sup>1</sup>

Tufan ÇAKIR<sup>2</sup>

### ABSTRACT

Rectangular tanks are widely used critical lifeline infrastructure in seismically active areas, where they may have to resist significant loads. Therefore, their behavior under seismic loads is of interest. There are a lot of factors affecting the behavior of tanks. Factors such as backfill shape, mechanical and dynamical properties of the soil, foundation type, fluid level and characteristics within the container etc. may have generally significant effects on the behavior. This study deals with determining the characteristics of a rectangular tank which has capacity of 15000 m<sup>3</sup> and was built in Samsun to provide drinking water. To achieve above mentioned determination, firstly, backfill-rectangular tank-fluid system was modeled with finite element method, and modal analysis of this system was carried out in order to acquire the natural frequencies and mode shapes, and then the modal characteristics of the system were defined by means of in-situ modal tests. The results obtained from the numerical and in-situ investigations show that the numerical modeling approximation to model the interaction system in this study is in good harmony. Thus, it can be stated that the proposed finite element model may be easily used for more detailed analyses.

**Keywords:** Rectangular Tank, In-Situ Tests, Modal Analysis, Finite Element Model

### ÖZET

Dikdörtgen kesitli depolar, tüm dünyada yaygın bir şekilde kullanılan ve aktif deprem bölgelerinde hayati bir öneme sahip olan altyapı sistemlerinden biridir. Bu nedenle, bu yapıların deprem davranışlarının belirlenmesi son derece önemlidir. Depoların deprem davranışlarını etkileyen pek çok faktörden bahsetmek mümkündür. Bu faktörler arasında özellikle dolgu şekli, dolgu zemininin mekanik ve dinamik özellikleri, temel tipi, hazne içerisindeki sıvının düzeyi ve özellikleri davranış üzerinde oldukça önemli etkilere sahip olabilmektedir. Bu çalışmanın temel hedefi, içme suyu sağlamak amacıyla Samsun'da inşa edilmiş olan 15000 m<sup>3</sup> hacmindeki dikdörtgen deponun dinamik karakteristiklerini

<sup>1</sup> Doç. Dr., Uludağ Üniversitesi, ramazanliva@gmail.com

<sup>2</sup> Yrd. Doç. Dr., Gümüşhane Üniversitesi, cakirtufan@hotmail.com

belirlemektir. Bu amaçla, ilk olarak, dolgu-dikdörtgen depo-sıvı sistemi sonlu elemanlar yöntemiyle modellenmiş ve sistemin doğal frekansları ile mod şekillerini elde edebilmek için modal analizi gerçekleştirilmiştir. Daha sonra yerinde gerçekleştirilen modal testler vasıtasıyla sistemin modal karakteristikleri deneysel olarak belirlenmiştir. Sayısal ve deneysel incelemelerden elde edilen bulgular, sonuçların uyum içerisinde olduğunu ortaya koymaktadır. Bu bağlamda, önerilen sonlu elemanlar modelinin daha detaylı analizler için rahatlıkla kullanılabilmesi ifade edilebilir.

**Anahtar kelimeler:** Dikdörtgen Depo, Yerinde Testler, Modal Analiz, Sonlu Eleman Modeli

## 1. GİRİŞ

Özel mühendislik yapılarından biri olan dikdörtgen kesitli sıvı depoları, dünyada olduğu gibi ülkemizde de yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Bu yapılar; canlı yaşamı için önemli bir doğal kaynak olan su gibi stratejik bir malzemeyi depolamaları nedeniyle de, özellikle deprem durumunda kritik öneme sahip yapı sistemlerinden biridir. Bu tür yapıların deprem öncesinde olduğu gibi, deprem sonrasında da işlevlerini güvenli bir şekilde yerine getirmesi, insan sağlığı ve çevre güvenliği açısından son derece önemlidir. Zira, depremlerde su depolarının hasar görmesi ya da yıkılması; içme ve kullanma sularının temin edilememesi, çıkan yangınların söndürülememesi ve/veya kontrol altına alınamaması gibi istenmeyen olaylara sebep olabilmektedir (Doğangün, 2002). Sıvı depolarının deprem davranışlarını belirlemeye yönelik pek çok çalışma gerçekleştirilmiş olmasına rağmen, mevcut olanların bir çoğunun yerüstü silindirik depolara ilişkin olduğu yapılan literatür incelemesinde açıkça görülmektedir. Buna karşın dikdörtgen depoların bu çalışmalar arasında en az ele alındığı da yine bu çalışmada tespit edilmektedir. Dikdörtgen kesitli depolar üzerine yapılan incelemelerin başlıcaları Livaoglu (2008) tarafından gerçekleştirilen çalışmada ayrıntılı bir biçimde sunulmaktadır. Burada sunulan çalışmalara ek olarak, Chen ve Kianoush (2005, 2009) parametrik çalışmalar gerçekleştirerek depo duvarı esnekliğinin hidrodinamik basınçlar üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Kianoush ve Ghaemmaghami (2011), farklı deprem kayıtlarını dikkate alarak, deprem frekans içeriğinin dikdörtgen depoların sismik davranışı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Diğer taraftan son yıllarda, dikdörtgen kesitli depoların deprem davranışı üzerinde dolgu etkisi çalışmalara konu edilmeye başlanmıştır (Livaoglu vd., 2007; Çakır, 2010; Livaoglu vd., 2011).

Dayanma yapılarının, gömülü yapıların ve temellerin sismik tasarımında çoğu zaman dinamik zemin basınçları ile ilgili problemler, tasarımcı tarafından hesaba katılması gereken önemli etkiler olarak karşımıza çıkmaktadır. Deprem esnasında meydana gelen bu dinamik basınçlar nedeniyle depo duvarlarında oluşabilecek hasarları azaltabilmek için söz konusu basınçlarla yapıda meydana gelecek yerdeğiştirme, ötelenme ve dönmelerin doğru şekilde belirlenmesi önemli bir husustur. Zira deprem esnasında yer hareketinden dolayı etkileyen dinamik zemin basınçlarının, dağılım ve büyüklük bakımından statik basınçlardan farklı olacağı açıktır. Gömme depoların dinamik davranışlarını belirleyebilmek için Iwatate vd. (1980), bir takım sarsma tablası deneyleri ve sayısal çalışmalar gerçekleştirmişlerdir. Farklı kalınlığa sahip zemine gömülü üç farklı esnek ve rijit model üzerinde yaptıkları deneysel çalışmalarında; esnek depo durumunda yüzeye yakın zemin basıncının taban ivmesindeki artışla önemli derecede arttığını, rijit depo durumunda zemin basıncı dağılımının hidrodinamik basınca benzer şekilde oluştuğunu gözlemişlerdir. Bu çalışmaya

benzer şekilde tek bir gömme depo ile büyük ölçekli ve grup halinde yumuşak zemine inşa edilmiş gömme depoların deprem davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmalar literatürde mevcuttur (Hamada vd., 1975; Shirasuna ve Goto, 1984; Goto ve Shirasuna, 1984). Dolgu-duvar sisteminin davranışını belirleyebilmek amacıyla; Elgamel vd. (1996), tam ölçekli titreşim deneyleri gerçekleştirmişler ve duvar uzunluğu boyunca ölçümleri kaydetmişlerdir. Genel olarak duvar ve bitişik dolgu bölgesinin eş fazlı hareket ettiğini, duvardan uzaklarda ise yüksek rezonans frekanslarında faz dışı duvar-dolgu hareketleri gözlemlendiğini belirtmişlerdir. Ayrıca Nam vd. (2006), zeminle etkileşim içerisinde olan gömme betonarme yapıların gerçekçi bir dinamik analizi için arayüzey bölgesinin davranışının belirlenmesi gerektiğini savunan bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Bu amaçla arayüzey bölgesinin kalınlığını da dikkate alarak elastoplastik bir arayüzey modeli önermişler ve sonlu elemanlar programı geliştirerek arayüzey etkilerinin yapı davranışı üzerindeki etkilerini araştırmışlardır.

Ülkemizde sıklıkla kullanılan dikdörtgen kesitli su depoları incelendiğinde, benzer şekilde inşa edilen hemen hemen aynı özelliklere sahip yapılar karşımıza çıkmaktadır. Bu depolar taşıyıcı sistemlerine göre incelendiğinde hemen hepsinin analar halinde inşa edildiği görülmektedir. Durum böyle olunca bir depoda incelenmesi gereken birçok bölümden bahsetmek mümkündür. Bunların ilki, dayanma yapısını andıran ve çalışmaya konu olan depo dış duvarı kısmıdır. Yapının her bir kısmının geometrik ve konumsal farklılıklarının yanında, maruz kaldıkları yükler açısından da büyük farklılıklar göstermesi nedeniyle diğer kısımlar bu çalışmada dikkate alınmamıştır. Çalışmaya konu olan depo dış duvarları farklı karakterde yükler etkisinde kalabilmektedirler. Bu durumlara örnek olarak; deponun boş olduğu durumda sıvı yükünün bulunmamasına karşın, dolu olduğu durumda sıvı sebebiyle oluşacak hidrostatik ve hidrodinamik basınçların varlığı gösterilebilir. Ayrıca depo dış duvarlarının topoğrafyadan kaynaklanan yarı-sonsuz zemin ortamı etkisinde kalması ya da sonradan yapılan dolgularla kapatılması da, bu yapı elemanı üzerinde statik ve dinamik zemin basınçlarının oluşmasına neden olmaktadır. Hal böyleyken depolara ve dayanma yapılarına ilişkin yönetmelikler incelendiğinde ise, karmaşık zemin etkileşimlerinin nasıl dikkate alınacağını belirten özel bir yöntemin olmadığı da görülmektedir. Ayrıca dikdörtgen depolar üzerine, yerinde yapılan deneysel incelemelerin azlığı da dikkate değer bir başka husustur. Buradan hareketle, bu çalışmanın temel amacı; dolgu-dikdörtgen depo-sıvı etkileşim sisteminin modal karakteristiklerini önerilen sonlu eleman modeli ile yerinde gerçekleştirilen modal testler aracılığıyla belirlemek ve önerilen sayısal modelin daha detaylı analizler için kullanılabilmesini ortaya koymaktır.

## **2. İNCELEMAYA KONU OLAN DİKDÖRTGEN KESİTLİ DEPO**

1998 yılında projelendirilip DSİ kontrolörlüğünde inşa edilmiş olan Samsun ili Canik ilçesi 15000 m<sup>3</sup> hacmindeki su deposu bu çalışmaya konu edilmektedir. Söz konusu depoya ilişkin yapısal özellikler, uygulama projelerinden ve yerinde yapılan incelemelerden tespit edilmiştir. Depo işletmede olup, testlerin gerçekleştirildiği esnadaki su seviyesi 3.5 m olarak ölçülmüştür.

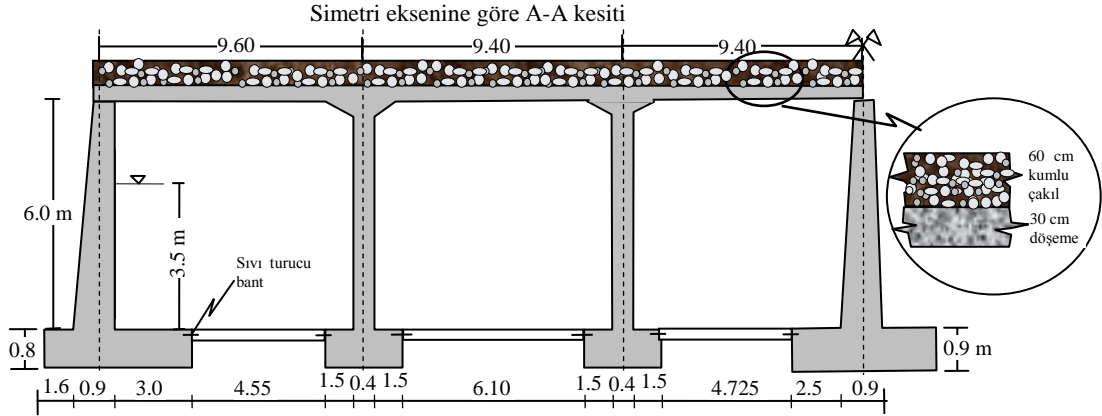
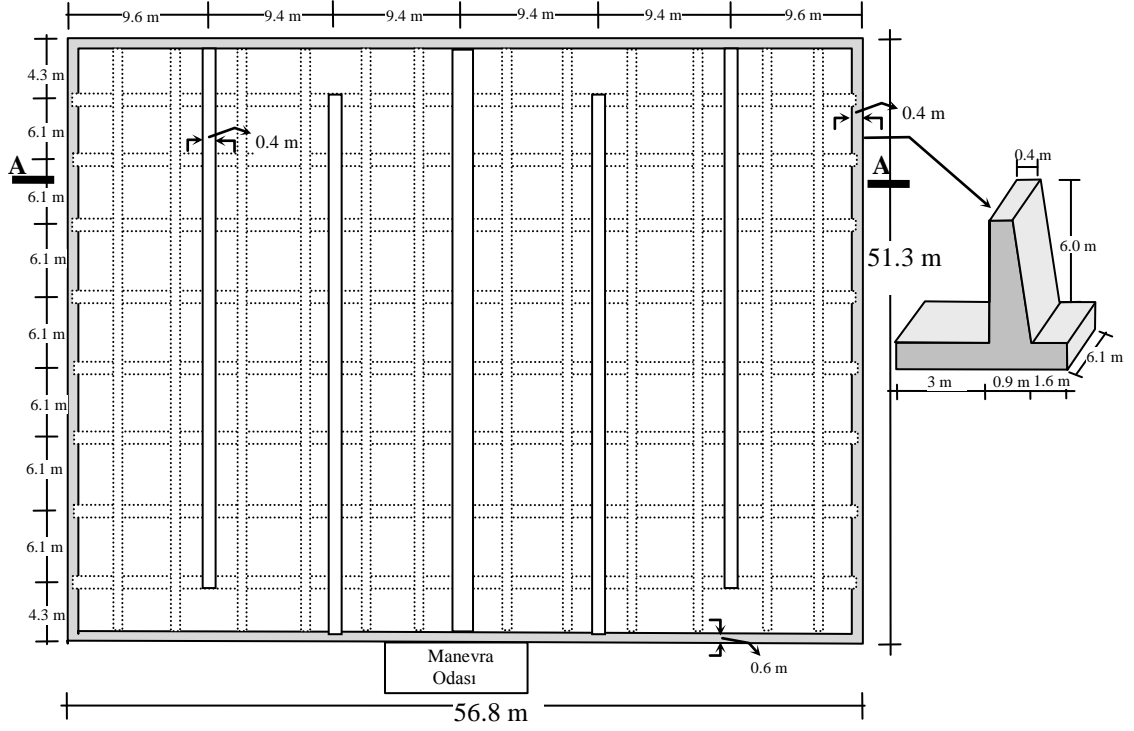
İncelemeye konu olan depo, dikdörtgen plan geometrisine sahip iki ana bölmeden ve her ana bölme de iki ara duvarla bölünmek suretiyle üç ara bölmeden meydana gelen prizmatik depo olarak projelendirilmiştir. Ele alınan bu depo Türkiye'de yaygın olarak inşa edilmekte olan tip uygulamalardan bir örnektir. Yapılan incelemeler neticesinde, depo dış duvarının 6 m yüksekliğe ve yükseklik boyunca en üst seviyede 40 cm'den temel



seviyesinde 90 cm'ye ulaşan bir kalınlığa sahip olduğu belirlenmiştir. Bunlara ek olarak, çalkantı etkilerine mani olmak amacıyla tasarlanan ve ana bölmeleri üçe ayıran ara bölme duvarlar 40 cm, depo çatı döşemesi ise 30 cm kalınlığa sahiptirler. Ayrıca projede öngörülen çatı örtüsü 5 cm kalınlığında serbest çakıldan ve 22.5 cm kalınlığında toprak dolgudan ibaret iken, arazide bizzat gerçekleştirilen inceleme ve ölçümlerden, çatı örtüsünün ortalama kalınlığı 60 cm olan kumlu çakıl zeminden oluştuğu gözlemlenmiştir. Depo dış duvarlarının da genel olarak dolgu ile örtülme yoluna gidildiği ya da topoğrafyaya bağlı olarak tamamen gömülü durumda olduğu Şekil 1'de görülmektedir. Yapısal boyutlara ait diğer özellikler de Şekil 2'de sunulmaktadır. Kalibrasyonu yapılmış olan beton test çekici ile ivmeölçerler için hazırlanan noktalardan, her bir nokta için 10'dan az olmamak şartıyla alınmış ölçümlerden beton dayanımının yaklaşık olarak 20 MPa olduğu tahmin edilmiştir. Buradan hareketle, yapıya ait elastisite modülü  $E=28000$  MPa, Poisson oranı  $\nu=0.20$  ve birim hacim ağırlığı  $\gamma=25\text{kN/m}^3$  olarak dikkate alınmıştır. Ek olarak deponun inşa edildiği alanın detaylı zemin etüd raporunun incelenmesinden, etüd alanında aglomera dışında herhangi bir birimin olmadığı, 18 m derinliğinde tek bir sondaj yapıldığı, bu derinlik boyunca dört farklı seviyede standart penetrasyon deneyi (SPT) gerçekleştirildiği ve alınan numuneler üzerinde laboratuvarda elek analizi, serbest basınç ve yoğunluk deneyleri yapıldığı görülmüştür. Yapılan deneyler neticesinde söz konusu birimin, silt ve kil oranı çok az olmakla birlikte %40 oranında zayıf bağlayıcı (matriks) malzeme olarak ifade edilen kum-kil-silt boyutlu malzemeden ve %60 oranında andezit-bazalt parçaları olarak ifade edilen çakıl boyutlu malzemeden oluştuğu ve alanda taşıma gücü açısından herhangi bir problemin görülmediği ifade edilmiştir. Buradan hareketle; geoteknik raporun detaylı incelenerek sondaj kuyusundan tipik zemin profiline ilişkin elde edilen verilerin değerlendirilmesi sonucu çözümlenelerde kullanılacak dolgu zeminine ait elastisite modülü  $E=50$  MPa, Poisson oranı  $\nu=0.30$ , birim hacim ağırlık  $\gamma=21\text{kN/m}^3$  olarak dikkate alınmıştır.



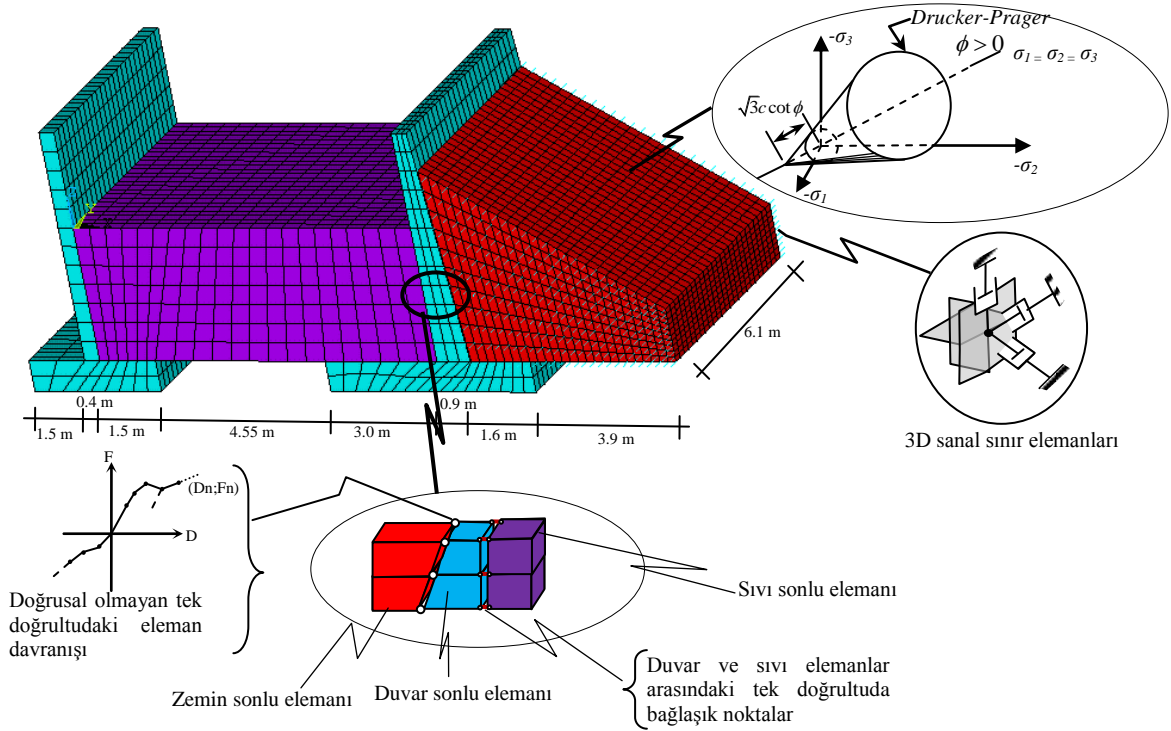
**Şekil 1.** Samsun ili Canik ilçesi  $15000\text{ m}^3$  hacmindeki dikdörtgen depoya ait görüntüler



Şekil 2. Samsun ili Canik ilçesi 15000 m<sup>3</sup> hacmindeki deponun yapısal özellikleri

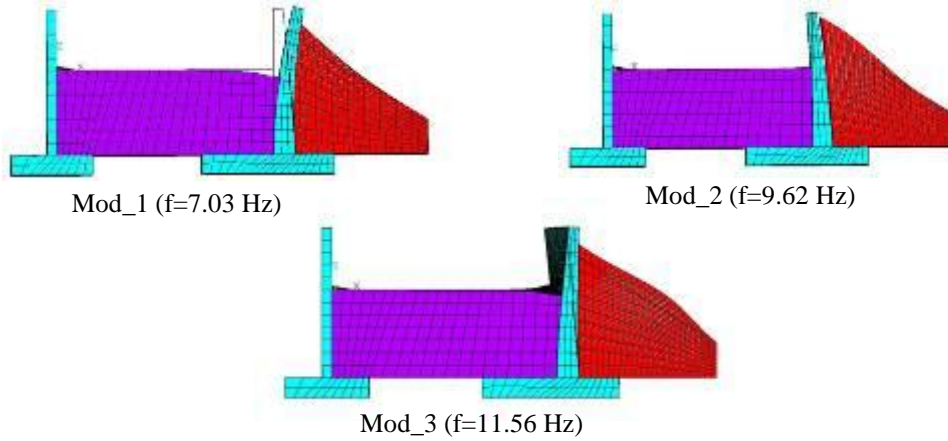
### 3. DOLGU-DİKDÖRTGEN DEPO-SIVI SİSTEMİ SAYISAL MODELİ

Çalışmaya konu olan dolgu-depo dış duvarı-sıvı sisteminin modal karakteristiklerinin belirlenebilmesi için Şekil 3'de önerilen sonlu eleman modeli görülmektedir. Söz konusu modelde temel-zemin etkileşiminin olmadığı kabul edilmektedir. Depo dış duvarı ve dolgu zemini, üç serbestliğe sahip sekiz düğüm noktalı üç boyutlu (solid) elemanlar ile modellenirken, çatıdan kaynaklanan kütleler en üst seviyede ek kütle olarak dikkate alınmıştır. Depo içerisindeki sıvının sonlu elemanla modellenmesinde ise her düğüm noktasında üç serbestliğe sahip sekiz düğüm noktalı sıvı eleman kullanılmış ve sıvı etkileşimi Lagrange yaklaşımıyla dikkate alınarak modellenmiştir. Dolgu-dış duvar etkileşimini modellemek için özel arayüzey elemanları kullanılmıştır. Söz konusu modelde, yayılmaya bağlı sönüm etkilerinin dikkate alınabilmesi ve yansıma etkilerinin önüne geçilebilmesi için Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından önerilen viskoz sanal sınırlar kullanılmıştır.



**Şekil 3.** Önerilen dolgu-dış duvar-sıvı etkileşimi sonlu eleman modeli

Şekil 3’de verilen sistemin, ANSYS paket programı (ANSYS, 2006) yardımıyla yapılan çözümlemesinden elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri Şekil 4’de sunulmaktadır. Şekil 4’den görülebileceği gibi, sistemin yapıya ait hakim olan birinci modunun frekansı 7.03 Hz, diğer hakim modların frekans değerleri ise sırasıyla 9.62 ve 11.56 Hz olarak elde edilmiştir.



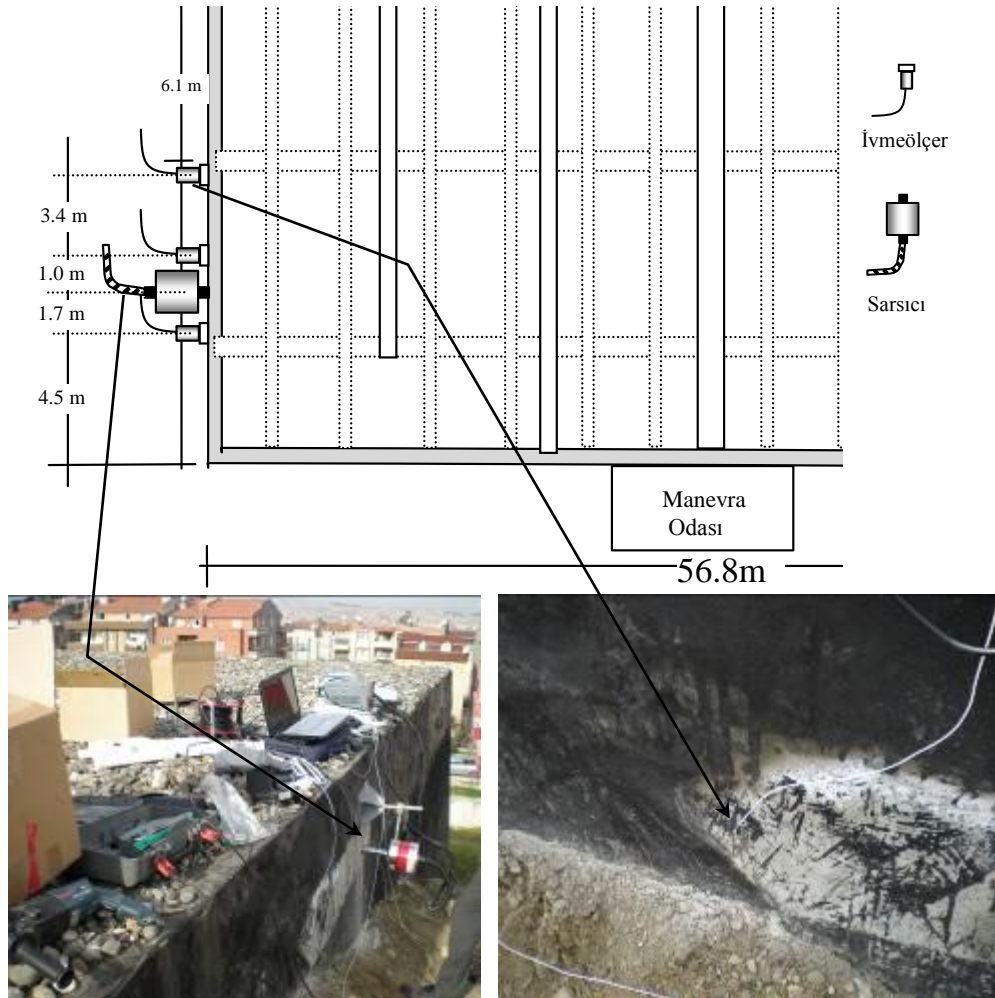
**Şekil 4.** Dikdörtgen depo için sayısal modelle etkin kütlelere ve katılım faktörlerine bağlı olarak belirlenen modlar

#### 4. MODAL TESTLER

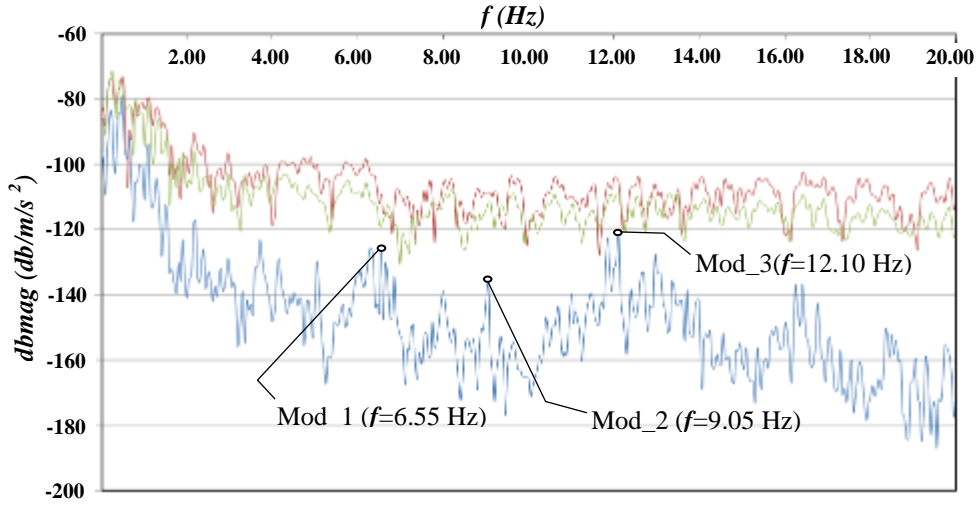
Dolgu ve sıvı etkileşim etkilerine maruz dikdörtgen kesitli depo dış duvarlarının dinamik karakteristiklerini belirlemeye yönelik yapılan test çalışmalarında kullanılan test ekipmanı elektrodinamik sarsıcı, analizör, sismik ivmeölçer, güç ünitesi ve soğutucudan oluşmaktadır. Elektrodinamik sarsıcı depo dış duvarına monte edilerek yapıya arzu edilen

frekans aralığında ve istenen formda dinamik yükler uygulanmasını sağlamaktadır. Sismik ivmeölçerler depo dış duvarı üzerinde farklı noktalara istenen doğrultularda yerleştirilerek yapıdaki titreşimlerin ölçülmesi ve ölçülen ivme verilerinin analizöre aktarılması işlemini gerçekleştirmektedirler.

Deponun hakim modlarının hemen hepsini zorlayabilecek şekilde depo duvarı en üst seviyesine sarsıcı ve ivmeölçerler yerleştirilmiştir (Şekil 5). İvmeölçerler farklı noktalarda konumlandırılıp, duvarın normali doğrultusunda ayrı ayrı ölçümler alınarak test işlemi gerçekleştirilmiştir. Test işlemi sırasında sarsıcıya yükleme frekansı 20 Hz ile 5 kHz arasında değişen farklı formda yüklemeler yine duvar yüzeyinin normali doğrultusunda verilmiştir. Analizör tarafından alınan ölçümlerin değerlendirilmesi için frekans aralığı 0-20 Hz olmak üzere zaman ortamında 40 s'lik ivme verileri işlenmiştir. Her bir kanaldan peş peşe alınan 10 adet ölçümün yeterli olması nedeniyle bu ölçümlerin exponansiyel ortalamaları sonuç olarak verilmiştir. Zaman ortamında alınan bu ivme değerlerinin zamanla değişimleri her bir kanal için, Hızlı Fourier Dönüşümüyle frekans ortamına çevrilerek, uygun filtreleme işlemleri yardımıyla güç spektrumları elde edilmiştir. Şekil 6'da 0-20 Hz frekans aralığı için elde edilen güç spektrumlarının her bir kanal için değişimleri ve arttırılmış aritmetik ortalamaları verilmektedir. Şekil 6'dan görülebileceği gibi, gerekli filtreleme işlemleri gerçekleştirildikten sonra 0-20 Hz frekans aralığı için 6.55, 9.05, 12.10 Hz değerlerinde sisteme ait modlar tespit edilebilmektedir.



Şekil 5. Depoda gerçekleştirilen testten görünüm ve test düzeneğinin konumlandırılması



**Şekil 6.** 0-20 Hz frekans aralığı için ivmeölçerlerden alınan ivme güç spektrumları ve bunların arttırılmış ortalamalarının frekansla değişimleri, ( $f_{sweptsq}=100 \text{ Hz} \sim 5 \text{ kHz}$ )

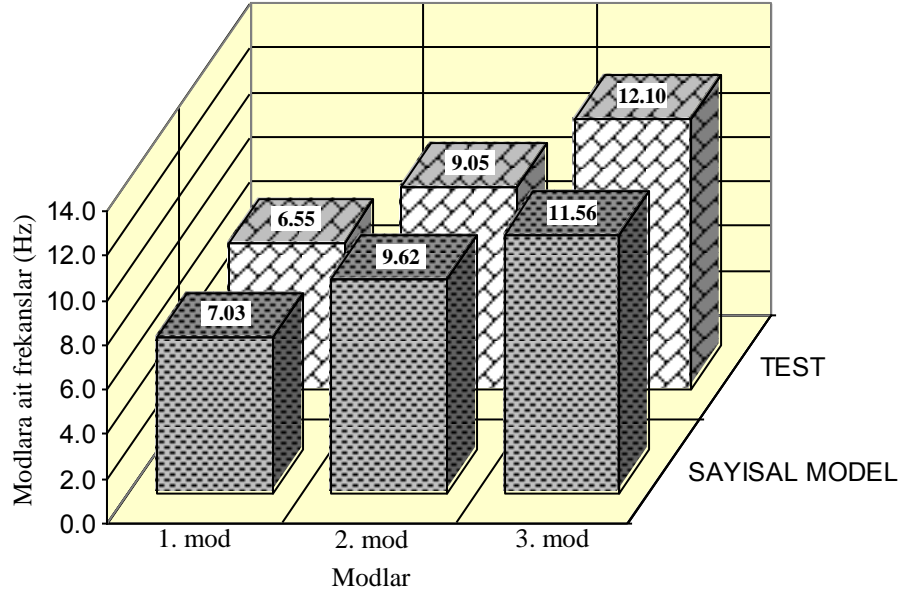
## 5. SAYISAL VE DENEYSEL SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

Çalışmaya konu olan bu deponun zemin ve sıvı etkisindeki dış duvarında yapı sistemine ait modları belirlemek maksadıyla gerçekleştirilen testlerden ve önerilen sayısal modelden elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak Tablo 1’de verilmektedir. Sonuçların karşılaştırılmasından, sayısal yöntem sonuçlarının test sonuçlarına göre oldukça yakın tahmin edilebildiği ve karmaşık dolgu ve sıvı etkileşim etkilerinin dikkate alındığı böylesine bir sistemde yapı davranışı üzerinde önemli mertebede etkisi olduğu bilinen birinci moda ait değer tahmininde, ancak %7 gibi bir farkın söz konusu olduğu görülmektedir. Şekil 7’de belirlenen üç mod için sayısal modelden ve testten elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak verilmektedir. Bu şekilden de görülebileceği gibi, tüm modlar için önemli derecede bir yakınsaklık göze çarpmaktadır. Zira birinci mod için %7 olarak belirlenen hata oranı, ikinci ve üçüncü modlar için sırasıyla %6 ve %4 olarak elde edilmektedir.

**Tablo 1.** Elde edilen sonuçlar ve test sonuçlarına göre hatalar

Mod Numarası	Modal Frekanslar (Hz)		
	Sayısal Model	Test	Hata (%)
1	7.03	6.55	7
2	9.62	9.05	6
3	11.56	12.10	4





Şekil 7. Sayısal modelden ve testlerden elde edilen modal frekans değerleri

## 6. SONUÇLAR

Önerilen sayısal modelden ve yerinde gerçekleştirilen modal testlerden elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında, sonuçların uyum içerisinde olduğu ve söz konusu sayısal modelin benzer yapı sistemlerinin detaylı çözümlenmesi için kullanılabilirliği belirlenmiştir. Zira dolgu-dikdörtgen depo-sıvı etkileşim sistemi için sayısal modelle belirlenen modal frekansların, test sonuçlarına göre yaklaşık ortalama %5 gibi bir hata oranıyla belirlenebildiği görülmüştür. Tüm sonuçlar göz önüne alındığında, %4~7 arasında elde edilen hata oranlarının, böylesine karmaşık etkileşimlerin dikkate alındığı bir sistem için mühendislik öngörüsü ve hesapları açısından ihmal edilebilir seviyelerde olduğu kolaylıkla söylenebilir. Bununla birlikte; sisteme ait malzeme özellikleri, boyutları ve mekanik özellikler gibi parametrelerin doğru tespit edilmesinin, sonuçlar üzerinde çok etkin olabileceği de ifade edilebilir.

## TEŞEKKÜR

Bu çalışma, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) 105M252 numaralı proje desteği ile gerçekleştirilmiştir.

## KAYNAKLAR

- ANSYS 10 (2006), "ANSYS Inc.", Canonsburg, PA.
- Chen, J.Z. ve Kianoush, M.R. (2005), "Seismic Response of Concrete Rectangular Tanks for Liquid Containing Structures", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 32, 739-752.
- Chen, J.Z. ve Kianoush, M.R. (2009), "Generalized SDOF System for Seismic Analysis of Concrete Rectangular Liquid Storage Tanks", Engineering Structures, Vol. 31, 2426-2435.

- Çakır, T. (2010), “Zemin-Depo Dış Duvarı-Sıvı Sistemlerinin Deprem Davranışlarının İncelenmesi”, Doktora tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.
- Doğangün, A. (2002), “Sıvı Tutucu Yapıların Dinamik Hesapları”, IV. Mühendislik-Mimarlık Sempozyumu, Balıkesir Üniversitesi, 297-308.
- Elgamal, A.W., Alampalli, S. ve Laak, P.V. (1996), “Forced Vibration of Full-Scale Wall-Backfill System”, Journal of Geotechnical Engineering-ASCE, Vol. 122, 849-858.
- Goto, Y. ve Shirasuna, T. (1984), “Studies on Earthquake-Resistant Design of Grouped Underground Tanks in Soft Ground”, The 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 405-412.
- Hamada, M., Izumi, H. ve Omori, K. (1975), “Behavior of Underground Tanks During Earthquakes”, The 5th European Conference on Earthquake Engineering, İstanbul, 1-5.
- Iwatate, T., Kokusho, T. ve Ooaku, S. (1980), “Seismic Stability of Embedded Tank”, The 7th World Conference on Earthquake Engineering, İstanbul, 173-180.
- Kianoush, M.R. ve Ghaemmaghami, A.R. (2011), “The Effect of Earthquake Frequency Content on the Seismic Behavior of Concrete Rectangular Liquid Tanks Using the Finite Element Method Incorporating Soil-Structure Interaction”, Engineering Structures, Vol. 33, 2186-2200.
- Livaoğlu, R., Çakır, T., Doğangün, A. (2007), “Dikdörtgen Kesitli Depoların Sismik Davranışı Üzerinde Dolgu Etkilerinin İncelenmesi”, Uluslararası Deprem ve Yapı Mühendisliğinde Gelişmeler Sempozyumu, Isparta-Antalya, Türkiye, 24-26 Ekim, 478-490.
- Livaoğlu, R. (2008), “Investigation of Seismic Behavior of Fluid-Rectangular Tank-Soil/Foundation Systems in Frequency Domain”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 28, 132-146.
- Livaoğlu, R., Çakır, T., Doğangün, A. ve Aytekin, M. (2011), “Effects of Backfill on Seismic Behavior of Rectangular Tanks”, Ocean Engineering, Vol. 38, 1161-1173.
- Lysmer, J. ve Kuhlemeyer, R.L. (1969), “Finite Dynamic Model for Infinite Media”, Engineering Mechanics Division Journal, ASCE, Vol. 95, 859-877.
- Nam, S.H., Song, H.W., Byun, K.J. ve Maekawa, K. (2006), “Seismic Analysis of Underground Reinforced Concrete Structures Considering Elasto-Plastic Interface Element with Thickness”, Engineering Structures, Vol. 28, 1122-1131.
- Shirasuna, T. ve Goto, Y. (1984), “Response Behavior of Large-Scale Underground Tank During Earthquake”, The 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 413-420.