



TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

# Teknik Dergi

7. Uluslararası Katılımlı Geoteknik Sempozyumu Özel Sayısı

Cilt 30 Sayı 5 Eylül 2019

## TEKNİK DERGİ YAYIN İLKELERİ

Teknik Dergi, inşaat mühendisliğinin bütün alanlarını içeren, Science Citation Index Expanded (Genişletilmiş Bilimsel Atıf Endeksi) kapsamında bilimsel ve teknik bir dergidir. Ocak, Mayıs ve Eylül aylarında Türkçe, Mart, Temmuz ve Kasım aylarında İngilizce olmak üzere yılda altı sayı olarak yayımlanır. Derginin yayın ilkelerinden başlıcaları aşağıda özetlenmektedir:

1. Yalnızca özgün bilimsel araştırma çalışmalarını ve ilginç mühendislik uygulamaları yansıtan yazılara yer verilir. “Özgünlük” kapsamı içinde, çalışmanın ya yeni bilgi üretmiş olması veya varolan bilgiye yeni bir boyut kazandırmış olması, ya da yeni bir yöntem geliştirmiş veya bilinen bir yöntemi elle tutulur bir ölçüde ilerletmiş olması koşulu aranır.
2. Bilimsel çalışmaların öndeğerlendirme sonuçlarını aktaran yazılar ile bilimsel içeriği makale için yeterli görülmeyen, ancak okuyucuya yararlı bilgi aktarabileceği düşünülen yazılar, “teknik not” olarak yayımlanabilir.
3. Yayın tarihinden başlayarak üç ay içinde, okurlardan alınan tartışma yazıları, Yayın Kurulu’nca değerlendirildikten sonra, yazarın yanıtı ile birlikte yayımlanır.
4. Yayımlanmak üzere gönderilen yazılar iki veya üç danışman tarafından değerlendirilir; kabul-red kararı Yayın Kurulu tarafından verilir. Yazıları değerlendiren danışman adları yazarlara bildirilmez. Yeterli görülmeyen yazıların danışman önerileri doğrultusunda geliştirilmesi genel yaklaşımdır. Amaçlanan düzeye erişilemeyen yazılar reddedilir.
5. Yazardan, yazının daha önce “dergi makalesi veya kitap bölümü olarak yayımlanmamış” olduğunu belirten imzalı bir bildirim alınır. Yayın Kurulu, yazının ufak tefek değişikliklerle başka bir dergide/kitapta yayımlanmış olduğu ya da intihal vb bir başka etik ihlali bulunduğu kanısına ulaşırsa, yalnızca o yazı değil, o yazarın hiçbir yazısı yayımlanmaz.
6. Daha önce bir konferansa bildiri olarak sunulmuş olan bir çalışmayı geliştirerek aktaran yazılar yayımlanabilir. Bu durumda, daha önce sunulduğu konferans, birinci sayfada dip not olarak belirtilir.
7. Ayrıca, yazar(lar) tarafından imzalanmış, yazının telif hakkının TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası’na devredildiğini bildiren bir belgenin yazı ile birlikte gönderilmesi istenir.



TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

# Teknik Dergi

*Technical Journal  
of  
Turkish Chamber of Civil Engineers  
Volume 30 Number 5 September 2019*

Cilt 30 Sayı 5 Eylül 2019



**TMMOB  
İnşaat Mühendisleri Odası**

Necatibey Cad. No: 57, Kızılay 06440 Ankara

Tel: 0.312.294 30 00 - Faks: 294 30 88

E-posta: imo@imo.org.tr - www.imo.org.tr

**Sahibi:**

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası adına

Cemal GÖKÇE

**Yazı İşleri Müdürü:**

Bahaettin SARI

Cilt 30 - Sayı 5 - Eylül 2019

İki ayda bir yayınlanır, yerel süreli yayın.

Baskı tarihi: 1 Eylül 2019 / 1.000 adet basılmıştır.

Yayın Kurulu'nun yazılı onayı olmaksızın alıntı yapılamaz.

**ISSN: 1300-3453**

---

**Baskı**

Berk Grup Matbaacılık Tanıtım Hizm. İth. İhr. San. ve Tic. Ltd. Şti.

Zübeyde Hanım Mah. Kazım Karabekir Cad. No: 31/104 Altındağ / Ankara

Tel: 0.312.342 19 13



TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

# Teknik Dergi

## Yayın Kurulu:

Süheyl AKMAN  
Ender ARKUN  
İsmail AYDIN  
Özer ÇİNİCİOĞLU  
Metin GER  
Gürkan Emre GÜRCANLI  
Alper İLKİ  
Cem OĞUZ  
Kutay ORAKÇAL  
Günay ÖZMEN  
Baki ÖZTÜRK  
İsmail ŞAHİN  
Özkan ŞENGÜL  
Tuğrul TANKUT

## Editör:

Tuğrul TANKUT

## Yardımcı Editörler:

Ender ARKUN  
İsmail AYDIN  
Özer ÇİNİCİOĞLU  
Metin GER  
Gürkan Emre GÜRCANLI  
Alper İLKİ  
Kutay ORAKÇAL  
İsmail ŞAHİN  
Özkan ŞENGÜL

## Yayın Sekreteri:

Cemal ÇİMEN

Teknik Dergi

- Science Citation Index Expanded
- Scopus
- Journal Citation Reports / Science Edition
- Engineering Index
- Concrete Abstracts (American Concrete Institute)
- National Technical Information Service (US NTIS)
- CITIS
- Ulrich's International Periodical's Directory
- TÜBİTAK / ULAKBİM

tarafından taranmaktadır.

Teknik Dergi, özgün bilimsel araştırmalar ile ilginç uygulama çalışmalarına yer veren ve bu niteliği ile hem araştırmacılara hem de uygulamadaki mühendislere seslenmeyi amaçlayan hakem sistemini etkin kullanan açık erişimli bir dergidir.

## Danışmanlar:

Bu liste, son iki yayın yılında danışmanlık yapmış olan kişileri içerir ve her Ocak sayısında yenilenir.

Ayda Şafak AĞAR ÖZBEK	Hilmi Berk ÇELİKOĞLU	M. Rifat KAHYAOĞLU	Mehmet SALTAN
Ragıp AKBAŞ	Kemal Önder ÇETİN	Volkan KALPAKÇI	Altuğ SAYGILI
Sami Oğuzhan AKBAŞ	Mecit ÇETİN	Erhan KARAESMEN	Hasan SAYGIN
Rıfat AKBIYIKLI	Reha ÇETİNKAYA	Halil KARAHAN	Neslihan SEÇKİN
Özge AKBOĞA KALE	Safiye Feyza ÇİNİCİOĞLU	Himmet KARAMAN	Serdar SELAMET
Burcu AKÇAY	Erdal ÇOKÇA	Mustafa KARAŞAHİN	Serdar SOYÖZ
ALDANMAZ	Kutlu DARILMAZ	İlker KAZAZ	Ayşe Filiz SUNAR
Cihan Taylan AKDAĞ	Cem DEMİR	Cevza Melek	Erol ŞADOĞLU
Cem AKGÜNER	Ender DEMİREL	KAZEZYILMAZ ALHAN	Burak ŞENGÖZ
M. Vefa AKPINAR	Mehmet Cüneyd DEMİREL	Mustafa Kubilay	Aykut ŞENOL
Atakan AKSOY	Fatih DİKBAŞ	KELEŞOĞLU	Ali Ünal ŞORMAN
Zuhal AKYÜREK	Seyyit Ümit DİKMEN	Elçin KENTEL	Özcan TAN
Fatih ALEMDAR	İrem DİKMEN TOKER	Havvanur KILIÇ	Ali Hamza TANRIKULU
Pelin ALPKÖKİN	Ahmet Anıl DİNDAR	Ufuk KIRBAŞ	Serhan TANYEL
Sinan ALTIN	Emrah DOĞAN	Veysel Şadan Özgür KIRCA	Ergin TARI
Hilmi Doğan ALTINBİLEK	Nurhan ECEMİŞ ZEREN	Gökhan KIRKIL	Taha TAŞKIRAN
Adlen ALTUNBAŞ	Özgür EKİNCİOĞLU	Niyazi Uğur KOÇKAL	Gökmen TAYFUR
Fuat ARAS	Alper ELÇİ	Önder KOÇYİĞİT	Berrak TEYMUR
Davit ARDITI	Şebnem ELÇİ	Mete KÖKEN	H. Onur TEZCAN
Deniz ARTAN İLTER	Nilay ELGINÖZ KANAT	Ali Ümran KÖMÜŞÇÜ	Mesut TİĞDEMİR
Hakan Nuri ATAHAN	Murat Altuğ ERBERİK	Özgür KURÇ	Şahnaz TİĞREK
Shady ATTIA	E. Mete ERDEMGİL	Akif KUTLU	Vedat TOĞAN
Mustafa Tamer AYVAZ	Saffet ERDOĞAN	Semih KÜÇÜKARSLAN	Onur Behzat TOKDEMİR
Lale BALAS	Esin ERGEN PEHLEVAN	Hilmi LUŞ	Nabi Kartal TOKER
Selim BARADAN	Aysen ERGİN	Kasım MERMERTAŞ	Mustafa TOKYAY
Bekir Oğuz BARTIN	Gökmen ERGÜN	Mehmet Murat MONKUL	Ali TOPAL
Bilge BAŞ	Esra Ece ESELLER BAYAT	Yetiş Şazi MURAT	Cem TOPKAYA
Zeynep BAŞARAN	Tuğba ESKİŞAR TEFCİ	Elif OĞUZ	Ahmet TORTUM
BUNDUR	Güngör EVREN	Mehmet Hakkı OMURTAG	Gökçe TÖNÜK
Cüneyt BAYKAL	Antonio FORMISANO	Sema ONURLU	Nursu TUNALIOĞLU
Zerrin BAYRAKДАР	Nuray GEDİK	Engin ORAKDÖĞEN	Eda TURAN
İdris BEDİRHANOĞLU	Ergun GEDİZLIOĞLU	Şeref ORUÇ	Ahmet TÜRER
Serkan BEKİROĞLU	Haluk GERÇEK	Okan ÖNAL	Kaan TÜRKER
Mehmet BERİLGİN	İlgin GÖKAŞAR	Akın ÖNALP	Handan TÜRKÖĞLU
Saadet Arzu BERİLGİN	Çağlar GÖKSU	Aybike ÖNGEL	Cüneyt TÜZÜN
Niyazi Özgür BEZGİN	Burcu GÜLDÜR ERKAL	Bihra ÖNÖZ	Eren UÇKAN
Selçuk BİLDİK	Fazlı Erol GÜLER	Ali Hakan ÖREN	Berna UNUTMAZ
Senem BİLİR MAHÇİÇEK	Zeynep GÜLERCE	Murat ÖZEN	Mehmet UTKU
Barış BİNİCİ	Taylan GÜNAY	Pelin ÖZENER	Volkan Emre UZ
İlknur BOZBEY	Necmettin GÜNDÜZ	Abdullah Tolga ÖZER	Deniz ÜLGEN
Zafer BOZKUŞ	Abdurrahman GÜNER	Eren Arman ÖZGÜVEN	Aslı ÜLKE KESKİN
Burcu BURAK BAKIR	Ülker GÜNER BACANLI	Hakkı Oral ÖZHAN	Alper ÜNLÜ
Erdem CANBAY	Aslı Pelin GÜRGÜN	Zeynep Huri ÖZKUL	Ahmet YAKUT
Zekai CELEP	İpek GÜRSEL DİNO	BİRGÖREN	İsmail Özgür YAMAN
Cihan CENGİZ	Gürşans GÜVEN İŞİN	Beliz ÖZORHON	A. Melih YANMAZ
Halim CEYLAN	Soner HALDENBİLEN	ORAKÇAL	Mert Yücel YARDIMCI
Ömer CİVALEK	Murat HAMDERİ	Sadık ÖZTOPRAK	Ufuk YAZGAN
Mustafa CÖMERT	Zeki HASGÜR	Turan ÖZTURAN	Anıl YAZICI
Ali Fırat ÇABALAR	Abdul HAYIR	Baki ÖZTÜRK	Emine Beyhan YEĞEN
Barlas Özden ÇAĞLAYAN	Nejan HUVAJ SARIHAN	Mustafa ÖZUYSAL	İrem Zeynep YILDIRIM
Özgür ÇAKIR	Zeynep İŞİK	Tolga Yılmaz ÖZÜDOĞRU	Koray Kamil YILMAZ
Gülben ÇALIŞ	Sabriye Banu İKİZLER	Nilüfer ÖZYURT	M. Tuğrul YILMAZ
Necati ÇATBAŞ	Eren İNCİ	ZİHNİOĞLU	Mehmet YILMAZ
Erkan ÇELEBİ	Pınar İNCİ	Bekir Yılmaz PEKMEZCİ	İsmail YÜCEL
Kutay ÇELEBİOĞLU	Erdal İRTEM	Şamil Şeref POLAT	Yeliz YÜKSELEN AKSOY
Ahmet Ozan ÇELİK	Recep İYİSAN	Gül POLAT TATAR	Nabi YÜZER
Oğuz Cem ÇELİK	Nihat KABAY	Selim PUL	Ahmet Şahin ZAİMOĞLU
Osman Nuri ÇELİK		Selman SAĞLAM	

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

# Teknik Dergi

Cilt: 30 Sayı: 5 Eylül 2019

## İÇİNDEKİLER

- Yumuşak Zeminler Üzerinde Dolgu İnşasında Temel Zemini Göçmesine Dayalı Tasarım Yaklaşımı ..... 9353  
**Zülal AKBAY ARAMA, S. Feyza ÇİNİCİOĞLU**
- Gömülü HDPE Borularda Esneme Davranışının İncelenmesi..... 9373  
**Havvanur KILIÇ, Emre AKINAY**
- Kohezyonsuz Zeminlerin Tane Dağılım ve Şekil Özelliklerinin Aktif Göçme Yüzeyi Geometrisine Etkileri..... 9399  
**Çağdaş ARDA, Özer ÇİNİCİOĞLU**
- Sıvılaşmanın UBC3D-PLM Model ile Tahmin Edilmesi: Santrifüj Deneyi Örneği.. 9421  
**Selçuk DEMİR, Pelin ÖZENER**
- Baret Kazıklı Radye Temellerin Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Analizi..... 9443  
**Halil Murat ALGIN, Arda Burak EKMEK, Levent YENMEZ**
- Bir Boyutlu Dinamik Analiz ve Mikrotremor Ölçüm Sonuçlarının Karşılaştırılması..... 9459  
**Ozan SUBAŞI, M. Emre HAŞAL, Bilal ÖZASLAN, Recep İYİSAN, Hiroaki YAMANAKA, Kosuke CHIMOTO**
- Doymamış Koşullardaki Bir Şevin Yağış Etkisindeki Duraylılığını Etkileyen Parametrelerin İncelenmesi..... 9483  
**Taha TAŞKIRAN, Ayşenur ASLAN FİDAN**
- Yanal Yüklü Eğik Rijit Kazıkların Sayısal Analizi..... 9507  
**Gizem MISIR, Mustafa LAMAN**



# Yumuşak Zeminler Üzerinde Dolgu İnşasında Temel Zemini Göçmesine Dayalı Tasarım Yaklaşımı

Zülal AKBAY ARAMA<sup>1</sup>  
S. Feyza ÇİNİCİOĞLU<sup>2</sup>

## ÖZ

Yumuşak zeminlerin tipik özelliği düşük kayma mukavemetleri ve yüksek sıkışma yetenekleridir. Bu sebeple yumuşak zeminlere büyük yükler aktarmak zordur ve kolaylıkla göçme oluşabilir, bu durum özellikle dolgu inşaatlarında sorun yaratır. Bu çalışmada, söz konusu zorluğu bertaraf etme anlayışından ve özellikle de deniz dibi zeminler üzerine inşa edilen dolgularda ilk yükleme kademelerinde kontrollü bir göçmeye izin verilebilmesi yaklaşımından hareket ederek özgün bir dolgu tasarım yöntemi geliştirilmiştir. Yöntemin uygulanmasında limit denge hesaplarıyla yüksekliği belirli bir dolgunun yükleri altında çeşitli derinliklerdeki güvenlik seviyesi taranmakta ve göçme davranışı gösteren bölge tanımlanabilmektedir. Yöntem, farklı durumlar için uygulanmış ve sonuçlar sonlu elemanlar ve limit denge yöntemlerine dayanan iki ayrı ticari yazılımın sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Limit denge, limit analiz, yumuşak zeminler, güvenlik sayısı, dolgu.

## ABSTRACT

### An Approach of Embankment Design Based on Foundation Failure

In order to tackle the difficulties encountered in embankment design and construction, a new design method for embankments on soft clays is proposed in this paper. The method approaches to the problem with the philosophy of allowing controllable failures at small depths. Foundation soils are scanned through by applying a limit equilibrium approach specifically developed for the embankment problem and considering different slip planes at various depths. The purpose is to find the depth and the location of the failure region which gives a safety factor value of unity and also values of the safety factors which were mobilized at different depths under an embankment of considered height. Numerical applications of the

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 13 Şubat 2018 günü ulaşmıştır. 9 Ekim 2018 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 30 Kasım 2019 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.393971>

1 İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - [zakbay@istanbul.edu.tr](mailto:zakbay@istanbul.edu.tr) - <https://orcid.org/0000-0001-8185-7329>

2 Özyeğin Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - [feyzacinicioglu@gmail.com](mailto:feyzacinicioglu@gmail.com) - <https://orcid.org/0000-0002-5380-0832>

method are compared with the results of two different commercial software which are developed with finite element and limit state methods.

**Keywords:** Limit equilibrium, limit analysis, soft soils, safety factor, embankment.

## 1. GİRİŞ

Yumuşak zeminler üzerinde yapılacak dolguların tasarımı, inşa sürecinde karşılaşılabilecek yoğun ve karmaşık “dolgu-temel zemini etkileşimi” problemlerinin öngörülmesindeki güçlükler veya sorunların tipik bir tasarım problemine göre oldukça farklı olması sebebiyle, özel tasarım yöntem ve süreçlerinin geliştirilmesini gerekli kılar [1]. Dolgu-temel zemini etkileşimi problemlerinde üst yapı dolgudur ve dolgunun da zeminlerden oluşması sebebiyle söz konusu iki ortam arasındaki etkileşim aynı tür malzemenin oluşan fakat farklı rijitlikteki ortamlar arasında oluşmaktadır. Böylece bu problemde üst yapı ve temel zemini arasında yük naklini bütünleştiren daha rijit bir yapısal eleman, örneğin radye bir temelin bulunmaması sebebiyle iki ortamı birlikte etkileyen bölgesel kayma düzlemleri kolaylıkla gelişebilmektedir [2, 3, 4].

Dolgu-temel zemini ilişkisinde dolgu ve temel zemininin göreceli mukavemet özelliklerinin bütünsel davranış ve özellikle de göçme davranışı üzerindeki etkisi büyüktür. Örneğin, dolgu zeminine nazaran temel zemininin daha rijit olduğu durumlarda kayma yüzeyi genellikle dolgu içerisinde kalmaktadır. Yumuşak zeminlerin üzerine oturan dolgu örneğinde ise temel zemininin mukavemetinin oldukça düşük ve deformasyon yeteneğinin fazla olması sebebiyle göçmeler temel zemini içinde oluşmaktadır. Dolgu inşasında kısa dönemde göçmeye karşı gözetilmesi gereken iki kriter söz konusudur. Bunlar stabilite ve taşıma gücü kriterleri olup dolgu ve temel zemininin birbirlerine göre göreceli rijitliklerine bağlı olarak ya dolgu stabilitesi genel stabilite mekanizması üzerinde egemendir veya yumuşak temel zemin stabilitesi genel stabilizeyi kontrol eder. Yumuşak zeminler üzerinde yapılacak dolgularda hemen daima birincil rol yumuşak zemine aittir veya diğer bir ifadeyle göçmeyi kontrol eden mekanizma yumuşak zemindeki hareketlenme veya büyük deplasmanlarla göçmeye gitme eğilimidir. Ayrıca da mühendislik prensiplerine uygun olarak tasarlanan dolgularda dolgu içi stabilitenin gerek boyutlandırma gerekse de geosentetik ve benzeri uygulamalarla sağlanması mümkündür ve neredeyse standart uygulama durumundadır. Bu sebeplerle yumuşak zeminlerin temel zemini tabakalanmasında yer aldığı durumlar özenle araştırılmalı ve tasarımda dolgu yüklemesinden etkilenen bütün zemin ortamı göz önünde bulundurulmalıdır [4, 5].

Dolgu yapılarında göçme davranışının incelenmesi amacı ile günümüze kadar yapılmış olan teorik ve sayısal modellemelerde saha çalışmalarında ve prototip kesitler üzerinde yapılan laboratuvar araştırmalarının tamamında yüzeysel temellerin göçme davranışlarından yola çıkılarak tasarımlar gerçekleştirilmiştir. Yapılan çalışmalar yüzeysel temeller ile dolguların göçme davranışlarının kısmen birbirine benzemekte olduğunu destekler niteliktedir [6, 7, 8, 9, 10]. Bu çalışmalarda rijit radye temeller için üstyapıdan temel zeminlerine aktarılan yüklerin temelin altındaki her noktada aynı seviyede hissedildiği değerlendirilmiştir yapılmaktadır. Söz konusu çözümlerde, üst yapının ve radyenin zati ağırlığı sebebi ile temel zeminlerinin boğçalandığı ve temel altında temelin kendi genişliğini tarayacak kama şeklinde bir aktif gerilme bölgesinin meydana geldiği kabul edilebilmektedir. Ancak dolguların diğer

üstyapı sistemlerine göre çok daha fazla yer kaplaması, etkiledikleri alanın derinlik ve genişlik olarak çok büyük bölgelere yayılması, aynı zamanda bünyelerinde oluşan kayma etkilerinin giderilerek stabilitenin sağlanması amacıyla şevler ile desteklenerek inşa edilmeleri dolgular için oluşturulacak göçme mekanizmalarının farklı bir şekilde ele alınmasının gerekliliğini ortaya koymaktadır [11]. Bu sebeplerle dolguların tasarımı basit bir temel taşıma gücü çözümlenmesinden çok daha karmaşık bir problemi oluşturmaktadır [12]. Problemin çözümlenmesinde doğrusal olmayan yükleme koşulları, bölgeden bölgeye değişen gerilme durumları, temel taşıma gücü problemi, şev stabilitesi, deformasyon dereceleri hep birlikte göz önüne alınarak bütünsel sistemin davranışı zemin-dolgu etkileşimi durumu göz önüne alınarak değerlendirilmelidir. Bilindiği gibi zemin problemlerinde yükleme seviyesi ve etkilenen bölgenin hacmine ilave olarak temel zemininin permeabilite özelliklerine bağlı olarak yükleme koşulları gerilme-deformasyon davranışı ve özellikle de göçme kontrolü bakımından son derece önemlidir. Düşük permeabilite özelliklerine sahip kil zeminler üzerinde yapılan hızlı yüklemeler yüksek seviyede ilave boşluk suyu basıncı üretimi ve bunun sonucunda da azalan efektif gerilmelerle zemin ortamını kolaylıkla göçme durumuna getirebilecektir. Bu sebeple büyük yükler aktaran dolguların inşasında tercih edilen yükleme şekli kademeli yükleme yöntemi olup, bu yöntem göçmeye sebep olmayacak seviyelerde yükleme ve bunu takip eden konsolidasyon dönemlerinden oluşmaktadır. Böylece birbirini takip eden drenajsız yükleme ve drenajlı konsolidasyon süreçleri ile yükleme sırasında azalan efektif gerilmeler konsolidasyon döneminde artmakta ve bu dönemde artan zemin mukavemetinden yararlanılarak göçmeye sebep olmadan istenilen seviyede dolgu inşa edilebilmektedir [13]. Bu tanımlama bilimsel olarak doğru bir idealizasyondan yola çıkmakta ve hesapsal olarak da her aşamada göçmeye sebep olmadan istenilen yükseklikte dolgu inşa edilmesini mümkün kılan yükleme ve konsolidasyon programları oluşturulabilmektedir [2, 12, 13]. Aslında uygulamada tam drenajsız ve tam drenajlı koşulların sağlanabilmesi oldukça zordur, yükleme sırasında koşullar noktasal farklılıklara ve zemin ortamının heterojenliğine bağlı olarak kısmen drenajlı olarak gerçekleşebilir. Buna rağmen yapılan kabuller gerçek davranışı öngörmek bakımından yeterli sonuçlar vermektedir. Diğer taraftan hesapsal olarak elde edilen yükleme programının arazide uygulama koşullarında birebir uygulanabilmesinde pratik kaygılarla örtüşmeyen zorluklar söz konusu olabilir. Örneğin çok yumuşak zeminler üzerinde yapılan dolguların ilk kademelerinde çok küçük yüklemeler altında bile yüzeysel ve bölgesel göçmeler oluşabilir, bu göçmenin oluşmaması için serilmesi gereken dolgu kalınlığı ise pratikte uygulanamayacak kadar ince elde edilebilir. Uygulamada ise tasarımda verilen yükleme değerlerini önemsemeyen bir yaklaşımla dolgu inşası gerçekleştirilir ve bunun sonucunda sıklıkla genel göçme problemleri ile karşılaşılabilir [4].

Bu makalede sunulan tasarım yöntemi ilk yükleme kademelerinde kontrollü göçmeye izin verecek bir yaklaşımla geliştirilmiştir. Burada geliştirilen “kontrollü göçme” ifadesi ile tanımlanan yaklaşım inşayı engellemeyecek boyutta göçmenin oluşmasına izin veren kontrollü bir uygulamadır. Bu yaklaşım özellikle deniz dibi veya nehir yataklarındaki çok yumuşak zemin ortamlarında inşa edilen dolguların ilk kademelerinde herhangi bir hesaba dayandırılmadan olağan bir şekilde uygulanmaktadır. Bu makalede söz konusu rutin yaklaşım tasarım sürecinin içerisine katılarak hesapsal bir tabana dayandırılmaktadır. Böylece yumuşak killer üzerine inşa edilecek dolguların tasarımında kullanılmak üzere sahadaki uygulamaların yaklaşımını yansıtabilen ve alt sınır plastisite teoremi ile limit denge yöntemlerinin birlikte kullanılmasına dayanan bütünlük bir tasarım

teknîği oluşturulmuştur. Önerilen yöntem için yüzeysel temellerin taşıma gücü mekanizmaları gözetilmekle birlikte [14, 15, 16, 17] arada rijit bir temelin bulunmadığı dolgu-temel zemini ilişkisinin bölgesel etkileri de önerilen yeni çözümlemeyle hesaba katılmıştır. Bu mekanizma modellerinin kurulmasında yazarların önceki çalışmalarında [11, 18] yapılmış olan sonlu elemanlar analizlerinden faydalanılarak tek bir formasyondan oluşan temel zeminleri üzerine inşa edilen belirli yükseklikteki dolgular için göçme derinliğinin tespiti ile ilgili bulgular da davranışın öngörülmesi bakımından değerlendirilmiştir. Kabul edilebilir sıklıktaki göçme derinliklerine sebep olan yüklemelerde yükleme programının devam koşulu bu seviyenin altındaki derinliklerdeki güvenlik seviyelerinin yeterliliğine bağlanmıştır. Yöntem tek kademeli dolgu inşasının yapılacağı durumlar için olduğu gibi çok kademeli inşa tasarımları bakımından da geçerlidir. Kademeli inşaat durumunda, kabul edilebilir seviyedeki göçmeyi takiben devam eden yükleme seviyeleri için bir sonraki aşamada ani yükleme durumunda göçmeye sebep olmayacak yük kademeleri hesaplanarak yöntem adımları oluşturulmuştur. Önerilen yöntem dolgu ile yüklenen temel zemini ortamında farklı davranış bölgelerindeki güvenlik seviyelerinin belirlenmesini sağlayabilmekte, limit denge programlarından farklı olarak gerilme hesaplarını kapsamakta ve böylece kademeli yükleme yöntemi ile birlikte kullanılabilir bir limit denge yöntemi olarak da mevcut limit denge yöntemlerinden daha kapsamlı bir nitelik kazanmaktadır.

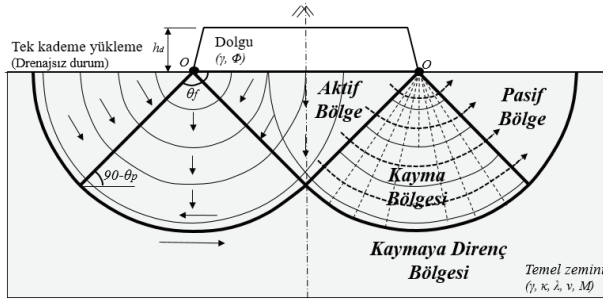
## **2. MALZEME VE YÖNTEM**

Yumuşak zeminler üzerinde inşa edilen dolguların göçme durumlarının analizi doğası gereği olarak göçme bakımından kritik olan drenajsız yükleme koşullarında yapılır. Dolgular için drenajsız yükleme durumu ya tek aşamada inşa edilen dolgular bakımından analiz edilir veya kademeli yükleme söz konusu ise inşa sırasındaki ani yükleme aşamaları için drenajsız şartlar geçerli kabul edilir. Yumuşak kil zeminler üzerinde yer alan dolguların ani yüklenmesi durumunda inşa edilebilecekleri maksimum yüksekliklerinde tasarlanması veya belirli bir yükseklikteki dolgu için temel zeminlerinin güvenlik seviyesinin belirlenebilmesi için geliştirilen yeni tasarım yönteminde, dolgunun temel genişliğine bağlı olarak temel zemini profili belli bir hassasiyet oranında eleman ağına bölünmektedir. Zemin yüzeyinden itibaren taranan her bir derinlik için drenajsız koşulları temsil eden daire parçası şeklindeki kayma yüzeylerinin çizilmesi ile bölgesel göçme mekanizmaları elde edilmektedir. Her bir bölgesel göçme mekanizmanın kendi içerisindeki statik dengesinin ve sitemin bütünsel moment eşitliğinin çözümlenmesi ile limit denge durumunu temsil eden yüzey bulunabilmektedir. Güvenlik düzeyini sınır konumuna getiren bu yüzey, ilgili dolgu yüklemesi sonucunda bütünsel sistemin gerilmelerinden etkilenen temel zemini alanını sınırlamaktadır yani yumuşak zemin içindeki göçme yüzeyini oluşturmaktadır. Önerilen yöntemde değişik bölgelerin statik dengesini ve değişen gerilme durumlarını elde edebilmek için eleman ağırları oluşturulmaktadır, ancak yöntem bir sonlu elemanlar yöntemi değildir. Tanımlanan gerilme dağılım alanı içerisinde yer alan bölgelerdeki güvenlik seviyelerinin elde edilebilmesi bakımından mevcut sonlu elemanlar çözümlemelerinden ayrılmaktadır. Aşağıda, geliştirilen yeni tasarım yönteminin uygulanma esasları yüksekliği belli olan ve kendi içerisinde stabil durumda olan bir dolgunun yumuşak zemin üzerine inşası için kurgulanarak sırası ile sunulmaktadır.



## 2.2. Genel Göçme Mekanizmasının Elde Edilmesi

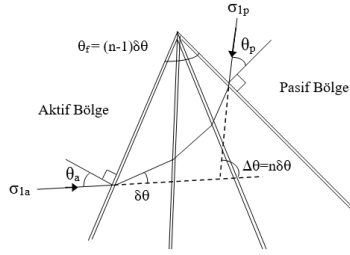
Başlangıç olarak belli bir yükseklikte ( $h_d$ ), simetrik olarak inşa edileceği düşünülen dolgu kademesi için göçme mekanizmasının Şekil 1’de görüldüğü gibi topuktan başlayarak ilerlediği ve kayma derinliği arttıkça da göçme mekanizmasına katılan dairesel kayma düzleminin topuk merkezli olarak büyüyeceği öngörülmüştür. Dairesel kayma düzlemlerinin kapsadığı bölge genişledikçe göçme mekanizması derinleşmektedir ve sonuçta Şekil 1’de görülen ve dolgu simetri eksenine göre her iki tarafta gelişebilen genel göçme mekanizmasına ulaşılmaktadır. Ulaşılan genel göçme mekanizmasında, aktif bölge tabanı dolgu temel tabanını tamamen tarayacak şekilde üçgensel bir bölge oluşturmaktadır. Kayma bölgesi daire parçası şeklinde olup merkezi şev ucuna yerleştirilmiştir ve alt sınır limit analiz yönteminin gerilme yelpazeleri uygulamaları dâhilinde aktif-kayma-pasif bölge sınırları belirlenmektedir.



Şekil 1 - Geliştirilen dolgu tasarım yöntemi uygulamalarına esas olan göçme mekanizması [4]

Aynı zamanda, kayma düzleminin altında kalan zemin elemanlarında pasif direnç etkisi ile hareketi durdurmaya çalışan bir kayma yüzeyi direnci ortaya çıkmaktadır. Kayma düzlemi ile sınırlanan bu alan altında kalan bölge “kaymaya direnç bölgesi” olarak tanımlanabilmektedir. Limit analizlerin alt sınır yöntemi çözümlerinde gerilme bölgelerinin sınırlarını oluşturan süreksizlik düzlemlerinin konumları; yükleme koşullarına, zemin özelliklerine ve seçilen süreksizlik düzlemi sayısına bağlı olarak çizilebilmektedir [19]. Bu bağlamda, Şekil 1’de verilen genel göçme mekanizmasının elde edilmesinde kullanılacak geometrik sınırları tanımlayan koşullar ve eşitlikler aşağıda tanımlanmıştır.

Şekil 1’de verilen aktif ve pasif bölge arasında süreksiz kayma düzlemleri mevcuttur. Süreksizlik düzlemlerinin oluşturduğu gerilme yelpazesi içinde süreksizlik düzlemleri arasında kalan bölgelerdeki gerilme eksen dönüşleri büyük asal gerilmenin doğrultusundaki açılal dönme miktarı  $\delta\theta$  olmak suretiyle bulunmaktadır ve bu duruma ait gerilme yelpazesi ve gerilme eksen dönüşleri Şekil 2’de gösterilmektedir.



Şekil 2 - Gerilme yelpazesindeki süreksiz kayma düzlemlerinin arasında kalan bölgelerdeki büyük asal gerilmenin doğrultusundaki açısal dönme [19]

Söz konusu dönme miktarları sebebi ile aktif bölgeden pasif bölgeye kadar oluşan toplam açısal dönme miktarı “ $\Delta\theta=n.\delta\theta$ ” ile hesaplanmakta olup  $n$  değeri kayma düzlemi sayısıdır. Kayma düzlemleri boyunca oluşan gerilme eksenleri dönüşleri ile bu gerilmeler  $90^\circ$  döndürülerek pasif bölgeye doğru aktarılmaktadır. Gerilme yelpazesi boyunca gerilme değerlerinde meydana gelen değişim  $\Delta s=n.\delta s$  ile hesaplanabilmektedir. Süreksizlik düzlemlerinin normaleri ile yaptıkları açılar

$$\theta_a=45^\circ+0.5 \delta\theta \quad (1)$$

$$\theta_p=45^\circ-0.5 \delta\theta \quad (2)$$

olmak üzere aralarındaki fark,

$$\delta\theta=\theta_a-\theta_p \quad (3)$$

olmaktadır.  $n$  adet süreksiz kayma düzlemini geçen gerilmedeki değişim ise

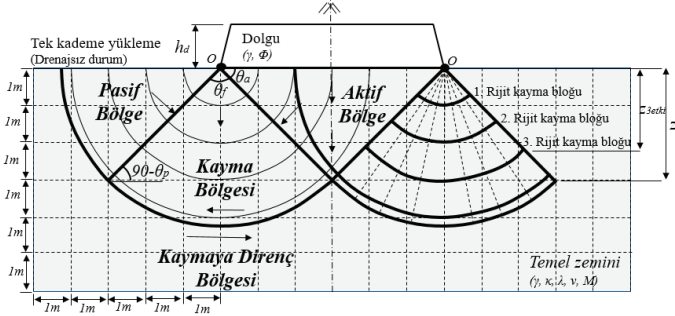
$$\Delta s=n (2. c_u. \sin \delta\theta) \quad (4)$$

ile hesaplanmaktadır [19].

### 2.3. Göçme Ağının Oluşturulması ile Limit Analiz-Denge Hesaplamaları

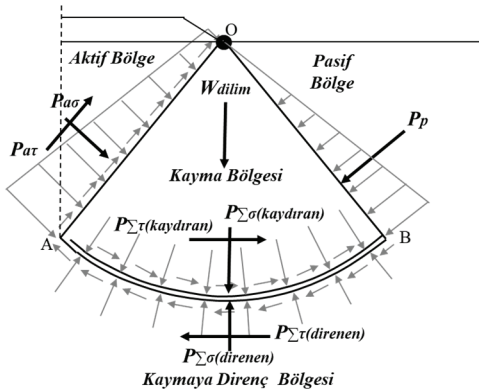
Temel zemini ortamı istenilen hassasiyet çerçevesinde düşey ve yatay çizgilerle oluşturulacak bir karelaj ile taranabilmektedir. Oluşturulan karelaj sayesinde (Şekil 3’de tanımlanan gösterimde karelaj 1x1 metre boyutlarında oluşturulmuştur) farklı derinlikler için drenajsız şartlarda göçme düzleminin daire parçaları ile tanımlanmasından hareket edilerek göçme mekanizması elde edilmiştir ve göçme mekanizmasını oluşturan gerilme yelpazelerine bağlı olarak gerilme eksenleri dönüşlerini de esas alan plastik denge durumları aranmıştır. Plastik denge güvenlik sayısının 1’e eşit olduğu duruma karşı gelmektedir. Şekil 3’de görüldüğü gibi, topuk noktasından itibaren derine ve yataya doğru genişleyen yarım

daire şeklindeki göçme blokları kullanılarak yapılan çözülemeye en küçük rijit kayma bloğundan başlanılmaktadır.



Şekil 3 - Göçme ağının oluşturulması [4]

Her bir rijit göçme bloğu üzerine etkiyen gerilmelerin statik dengesi, düşey ve yatay doğrultudaki kuvvetlerin ve şev ucuna göre alınan momentlerin dengesinin sağlanmasına bağlı olarak oluşturulmuştur. Yöntemde; göçme ağının hassasiyetine bağlı olarak tüm derinlikler için hesaplamalar tekrar edilmekte ve pasif kuvvetlerin aktif kuvvetlere eşit veya büyük olduğu durumlarda güvende kalındığı düşünülerek ( $GS \geq 1$ ), bu durumu sağlayan derinlik söz konusu yüklemeye durumu için oluşabilecek sınır göçme derinliğini temsil etmekte ve ilgili gerilme yelpazesi göçme yüzeyini oluşturmaktadır. Bu bağlamda, limit dengesi kurulacak temsili bir rijit kayma bloğu ve bu bloğa etkiyen kuvvetler Şekil 4’de verilmiştir. Şekil 4’de tanımlanan kuvvet denge sisteminin yeterliliği yatay-düşey kuvvet ve moment dengesine göre değerlendirilmektedir. Denge eşitliklerinin ilk sağlandığı yüzey ( $GS=1$ ) söz konusu yüklemeye durumu için göçme yüzeyi sınırı olarak kabul edilebilmektedir.



Şekil 4 - Rijit kayma bloğu üzerinde etkili olan gerilmeler ve kuvvet değerleri [4]

Şekil 4’de gösterilen kuvvetlerden  $P_{a\sigma}$ , dolgu yüklemesi ve zeminin zati ağırlığı sebebi ile oluşan aktif normal kuvvet ve  $P_{a\tau}$ , dolgu yüklemesi ve zeminin zati ağırlığı sebebi ile oluşan

aktif kayma kuvveti şeklinde tanımlanmıştır. Dolgu yüklemesi sebebi ile temel zemini ortamında derinlik boyunca sönmümlenerek aktarılan düşey gerilmeler en basit şekliyle 2/1 yöntemi veya alternatif bir yöntem kullanılarak elde edilebilmektedir. Her bir derinlik için hesaplanan düşey ve yatay gerilmeler Mohr daireleri yardımı ile rijit kayma bloğuna dik olan normal kuvvet ve rijit kayma bloğuna paralel etkiyen kayma kuvvetlerine dönüştürülerek hesaplanmaktadır.

Dolgu merkez ekseninden gerek yatay gerekse düşey düzlemlerde uzaklaşılması ile elde edilen ve rijit kayma bloğunun 1. süreksizlik düzlemini temsil eden  $OA$  düzlemi üzerinde yüklemeler sebebi ile normal gerilmeler ve kayma gerilmeleri oluşacağı açıktır.

Yüksekliği belli olan bir dolgu için aktif bölgeden başlanılarak gerilmelerin aktarılması ile elde edilen  $P_{\Sigma\sigma(kaydırın)}$ , kayma bölgesinde kayma yüzeyi sınırında oluşan göçmeyi tetikleyen normal kuvvet ve aynı şekilde  $P_{\Sigma\tau(kaydırın)}$ , göçmeyi tetikleyen kayma kuvvetidir ve aşağıdaki eşitlikler ile hesaplanır. Eşitliklerde  $a$  değeri aktif gerilmeleri,  $n$  yelpazede yer alan toplam süreksizlik düzlemi sayısını,  $L$  gerilmenin etkili olduğu düzlemin uzunluğunu ifade etmektedir.

$$P_{\Sigma\sigma(kaydırın)} = \sum_{i=2}^n \left[ \sigma_{za(i)} \cdot L_{a(i-1)} \right] \quad (5)$$

$$P_{\Sigma\tau(kaydırın)} = \sum_{i=2}^n \left[ \tau_{xa(i)} \cdot L_{a(i-1)} \right] \quad (6)$$

$W_{dilim}$  parametresi ile tanımlanan rijit kayma bölgesi diliminde kalan zemin kütlelerinin ağırlığının hesabı klasik bir geometri işlemi olup

$$W_{dilim} = (\theta_f \cdot \pi \cdot z^2 \cdot \gamma_z) / 2\pi \quad (7)$$

eşitliği ile hesaplanır. Süreksizlik diliminin limit dengesine dayalı olarak oluşturulan bu yöntemde dolgu-temel zemini dayanımının yeterliliği, yukarıda tanımlanmış olan aktif kuvvetlerin ve kayma kuvvetlerinin toplamının, toplam pasif kuvvetler tarafından karşılanabilmesine bağlıdır. Diğer bir deyişle herhangi bir derinlikteki toplam pasif kuvvet değeri o zemin tarafından taşınabilecek olan limit dolgu yükünün miktarını belirler ve sadece zemin kayma dayanım parametrelerine bağlı olarak hesaplanır. Göçmeye karşı zeminin zati ağırlığı sebebi ile oluşan pasif direnç kuvvetleri bileşkesi  $P_p$  olup düşey pasif direnç kuvvetleri zemin yüzeyinde sıfır değerinde olup derinlik artımı ile orantılı bir şekilde artış gösterir. Rijit kayma diliminin  $OB$  yüzeyine dik olarak etkidiği varsayılan  $P_p$  kuvvetinin büyüklüğü, seçilen dilimin etki derinliğine bağlı bir şekilde pasif kayma yüzeyine dik normal gerilme dağılımını dikkate alarak kayma yüzeyi boyunca çarpılması ile elde edilmektedir.

Rijit kayma diliminde, kayma düzlemi  $P_{\Sigma\sigma(kaydırın)}$  ve  $P_{\Sigma\tau(kaydırın)}$  kuvvetlerinin etkisi altında göçmeye zorlanırken, bu kuvvetlere bir tepki olarak kayma düzlemi sınırında pasif gerilmeler tarafından da bir direnç sistemi mobilize olmakta ve direnen normal  $P_{\Sigma\sigma(direnen)}$ , kayma  $P_{\Sigma\tau(direnen)}$  kuvvetlerini oluşturur.  $P_{\Sigma\sigma(direnen)}$  ve  $P_{\Sigma\tau(direnen)}$  kuvvetleri yine rijit kayma bloğu yelpazesi yardımı ile hesaplanabilmekte olup her iki durum için de geometrik boyutlandırılmaları aynıdır. Bu bağlamda rijit kayma bloğu için yatay doğrultudaki kuvvet

dengesi, düşey doğrultudaki kuvvet dengesi ve  $O$  noktasına göre moment dengeleri aşağıda verilen (8), (9), (10) eşitlikleriyle elde edilir.

$$P_{a\sigma(yatay)} + P_{at(yatay)} + P_{\Sigma\tau(kaydırın)} = P_{p(yatay)} + P_{\Sigma\tau(diren)} \quad (8)$$

$$W_{dilin} + P_{a\sigma(düşey)} + P_{at(düşey)} + P_{\Sigma\sigma(kaydırın)} = P_{p(düşey)} + P_{\Sigma\sigma(diren)} \quad (9)$$

$$(2P_p / 3) + P_{\Sigma\tau(diren)} = (P_{a\sigma} / 2) + P_{\Sigma\tau(kaydırın)} \quad (10)$$

Kurulan bu limit denge eşitliklerine göre mekanizma ağı dâhilinde tanımlanan tüm derinlikler denetlenerek her üç denge eşitliği için de göçmeye ulaşılmayan ( $GS= 1.0$ ) derinlik değeri söz konusu yüklenme koşulu için göçme anındaki gerilme dağılım bölgesini oluşturacaktır. Böylece yöntem, yüklenme koşullarından etkilenen tüm temel zemini ortamını gerilmeler açısından tamamen tarayabilmektedir. Bunun yanı sıra denge eşitliklerinde kullanılan kuvvetlerin oranları şeklinde tanımlanan güvenlik sayıları ile temel zemini ortamının tamamının bölgesel güvenlik değerleri elde edilebilmektedir. Oldukça kolay bir geometriden ve bölgesel güvenlik değerlerinden yola çıkılarak elde edilen bu limit denge hesabı ile lokal göçmelerden genel göçme davranışı değerlendirmelerine varılabilmektedir. Aşağıdaki eşitliklerle verilen güvenlik değerlerinden minimum değerde olanı hesap yapılan rijit kayma bloğundaki güvenlik düzeyini göstermektedir.

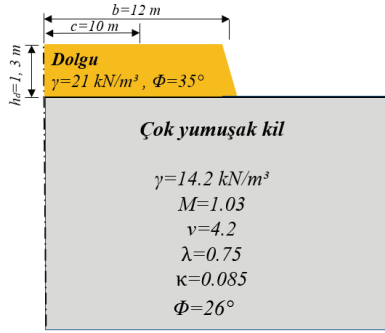
$$GS_{YD} = \frac{P_{p(yatay)} + P_{\Sigma\tau(diren)}}{P_{a\sigma(yatay)} + P_{at(yatay)} + P_{\Sigma\tau(kaydırın)}} \quad (11)$$

$$GS_{DD} = \frac{P_{p(düşey)} + P_{\Sigma\sigma(diren)}}{W_{dilin} + P_{a\sigma(düşey)} + P_{at(düşey)} + P_{\Sigma\sigma(kaydırın)}} \quad (12)$$

$$GS_{MD} = \frac{P_p \frac{2}{3} + P_{\Sigma\tau(diren)}}{P_{a\sigma} \cdot \frac{1}{2} + P_{\Sigma\tau(kaydırın)}} \quad (13)$$

### 3. YÖNTEMİN SAYISAL UYGULAMALARI VE DOĞRULANMASI

Önerilen teorik yöntemin kullanılabilirliğini değerlendirmek amacıyla sayısal uygulamalar yapılmış ve elde edilen sonuçlar geçerliliği kabul edilmiş yöntemlerin sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bu amaçla seçilen uygulama profili Şekil 5'de verilmiştir. Şekilde, çok yumuşak kil zemin için tanımlanan  $M$  parametresi kritik durum çizgisinin sabit hacim düzlemi üzerindeki izdüşümünü,  $\nu$  özgül hacmi,  $\lambda$  sıkışma indeksini,  $\kappa$  tekrar sıkışma eğrisinin eğimini temsil etmektedir.



Şekil 5 - Seçilen uygulama profilinin geoteknik ve geometrik özellikleri [4]

Analizlerde inşa edilen dolgunun birim hacim ağırlığı  $21 \text{ kN/m}^3$ , kayma mukavemeti açısı ise  $35^\circ$  olarak kullanılmıştır. Dolgunun  $B$  temel taban genişliği  $24$  metre,  $C$  platform genişliği ise  $20$  metre olarak seçilmiştir. Dolgu yüksekliği  $h_d$   $1,3$  metre alınarak sırası ile analizler tekrarlanmıştır. Temel genişliğinin göçme mekanizması yerleşimini, göçme mekanizması yerleşiminin rijit kayma bloğunun konumunu ve rijit kayma bloğunun konumunun da drenajsız kayma mukavemetinin hesaplanacağı derinliği değiştirmesi sebebi ile yöntem kapsamında yapılacak ilk iş, göçme ağının çizilmesi ile kayma bloklarının geometrik boyutlarının belirlenmesidir. Göçme mekanizmasının çizilmesinde plastisite teorisinin alt sınır yaklaşımları gerilme yelpazeleri çözümlemelerinden faydalanılmış olup,  $n=9$  adet süreksizlik düzlemine sahip olan ve elemanları ilave gerilmelerin etkisi ile  $90^\circ$  dönüş yapacağı yelpazenin tepe açısı  $\Delta\theta=90^\circ$  alınarak;

$$\theta_f = (n-1) \cdot \delta\theta = \left[ \frac{n-1}{n} \right] \cdot \Delta\theta = (9-1) \cdot \delta\theta = \left[ \frac{9-1}{9} \right] \cdot 90^\circ = 80^\circ \quad (14)$$

Yelpaze içerisindeki iki süreksizlik düzlemi arasındaki  $\delta\theta$  açısal dönme miktarı ise

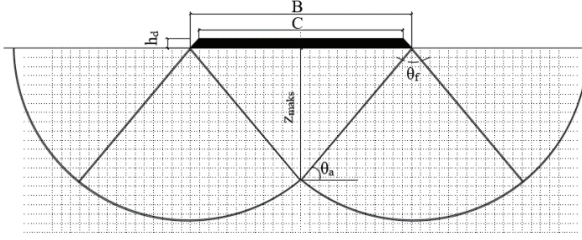
$$\delta\theta = \frac{\theta_f}{(n-1)} = \frac{80^\circ}{(9-1)} = 10^\circ \quad (15)$$

olarak hesaplanabilmektedir. Kayma bölgesini aktif ve pasif bölgelerinden ayıran süreksizlik düzlemlerinin normaleri ile yaptıkları açılar  $\theta_a$  ve  $\theta_p$  olmak üzere  $\delta\theta = \theta_a - \theta_p$  olmaktadır. Drenajsız koşullarda yapılan bu analiz için,

$$\theta_a = \left( 45^\circ + \frac{1}{2} \cdot \delta\theta \right) = \left( 45^\circ + \frac{1}{2} \cdot 10^\circ \right) = 50^\circ \quad (16)$$

$$\theta_p = \left( 45^\circ - \frac{1}{2} \cdot \delta\theta \right) = \left( 45^\circ - \frac{1}{2} \cdot 10^\circ \right) = 40^\circ \quad (17)$$

Hesaplanarak çizilen göçme mekanizması ve sonlu eleman ağı Şekil 6'da verilmiştir.

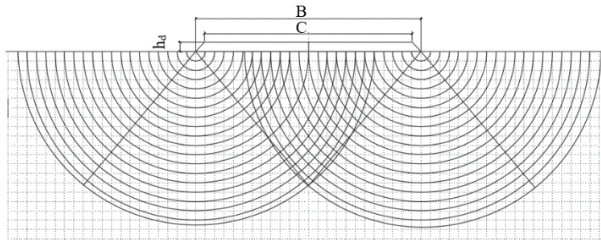


Şekil 6 - Geliştirilen yeni yöntemle çizilen göçme mekanizması ve sonlu eleman ağı [4]

Değişik derinliklerdeki göçme düzlemlerinin çizilmesi amacı ile yöntem dâhilinde bir metre hassasiyetinde karelej kullanılmıştır. Karelej uygulaması sıklığının artırılması çözümlene hassasiyetini artırarak gerçeğe daha yakın sonuçlar elde edilmesini sağlayabilmektedir. Çizilen genel göçme mekanizmasında, aktif bölge tabanı dolgu temel tabanını tamamen tarayacak şekilde üçgensel bir bölge oluşturmaktadır. Kayma bölgesi daire parçası şeklinde olup merkezi şev ucuna yerleştirilmiştir ve plastisite teorisinin alt sınır yöntemi gerilme yelpazeleri uygulamaları dâhilinde aktif-kayma-pasif bölge sınırları belirlenmiştir.

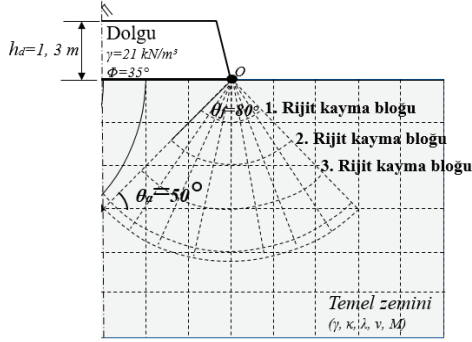
Göçme ağının çizilmesine şev ucundan başlanmış ve şevin topuğu her bir kayma dairesinin merkezi olarak belirlenmiş ve metrik karelej yardımı ile yarı dairesel kayma düzlemleri genel göçme mekanizmasının içerisine entegre edilmiştir. Birim metre hassasiyetle çizilen eleman ağına bağlı oluşturulan göçme ağı Şekil 7'de verilmiştir. Şekil 8'de ise simetrik dolgunun yarı kesiti üzerinde rijit kayma blokları ve bloklara ait başlangıç ve son kayma düzlemlerinin konumunun belirlenmesini sağlayan açısız değerler verilmiştir.

Uygulama sahalarında temel zemini profilinin tamamen yumuşak zeminlerden oluşması durumuna genellikle bataklıklarda veya deniz tabanlarında rastlanılmakta olup bu tür formasyonların drenajsız yüklenmeleri durumunda kullanılan dayanım parametresi drenajsız kayma mukavemeti olmaktadır. Yumuşak kil zeminler için drenajsız kayma mukavemeti değeri laboratuvar ve arazide birçok farklı yöntem ve deney ile belirlenebilmektedir. Ancak yerinde ölçülen drenajsız kayma mukavemeti değerleri laboratuvar uygulamalarında elde edilen değerlere göre daha güvenilirdir.



Şekil 7 - 1 metre hassasiyetle çizilen eleman ağına bağlı olarak elde edilen göçme ağı [4]

Drenajsız kayma mukavemeti parametresine dair literatürdeki değerlendirmeler incelendiğinde iki önemli durum ortaya çıkmaktadır. Bunlardan ilki yumuşak zeminlerin mukavemetinin derinlikle arttığı [20] ikincisi ise dolgu altı temel zemininde yumuşak zemin üzerinde belirli bir kalınlıkta kabuk olduğu [21] şeklindedir.



Şekil 8 - Göçme ağının oluşturulması ile rijit kayma bloklarının belirlenmesi [4]

Uygulama sahalarında yumuşak zeminlerin temel zemin formasyonunun bir parçasını oluşturduğu durumlar bu iki şekilde kendini gösterebilmektedir. Bu sebeplerle örnek kapsamında değerlendirilen homojen yumuşak kil zeminlerinin, üzerlerindeki jeolojik yük ile artacak bir drenajsız kayma mukavemeti değişim fonksiyonuna sahip olduğu düşünülmüştür.

Drenajsız kayma mukavemeti değişim fonksiyonu ise kritik durum zemin mekaniği ilkelerinden faydalanılarak ulaşılan efektif gerilme durumunun bir fonksiyonu olarak elde edilmiştir (Tablo 1). Derinlikle doğrusal olarak artım gösteren drenajsız kayma mukavemetinin değişim fonksiyonu Şekil 9'da gösterilmiştir.

Normal konsolide kil bir zemin için drenajsız gerilme izi takip edilerek ulaşılan drenajsız kayma mukavemeti değeri yüzeye en yakın nokta için hesaplanmıştır. Daha alt seviyeler için de bu değerden başlanılarak derinlikle artan drenajsız kayma mukavemeti fonksiyonu uygulanmıştır.

Elde edilen drenajsız kayma mukavemeti değerlerine göre, metrik karelaj kapsamındaki her bir derinlik için Eşitlik 4'ten faydalanılarak temel zemin ortamına iletilen ve derinlik boyunca dağılan gerilme değerleri hesaplanmakta ve Eşitlik 5, 6, 7 yardımı ile de rijit kayma bloğu üzerine etkileyen kuvvetler belirlenebilmektedir.

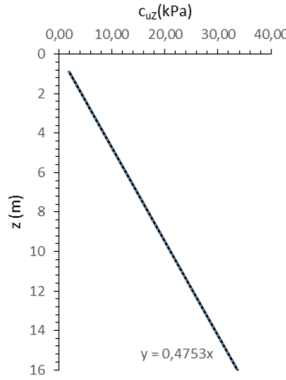
Eşitlik 9, 10, 11'de verilen limit denge eşitlikleri her bir rijit kayma bloğu için ayrı ayrı yazılarak hesaplamalara, istenilen hassasiyet oranına bağlı olarak çizilmiş karelajda dolgu topuğuna en yakın olan göçme bloğundan başlanılmaktadır. Bu bağlamda 1 metrelik dolgunun yüklenmesi durumunda temel zemin ortamında 1 metre derinlik için hesaplanan kuvvetler ve değerleri Şekil 10'da verilmiştir. Hesaplanan kuvvet değerlerine bağlı Eşitlik 12, 13, 14'ün yazılması sonucunda güvenlik sayısı, yatay kuvvetlerin dengesine göre 0.61, düşey kuvvetlerin dengesine göre 0.67 ve moment dengesine göre 0.69 olarak elde edilmiştir.



Bu değerlere göre 1. rijit kayma bloğunda minimum güvenliği veren denge yatay kuvvetlerin dengesi olup rijit kayma bloğunun güvenlik sayısı 0.61 olarak belirlenebilmektedir.

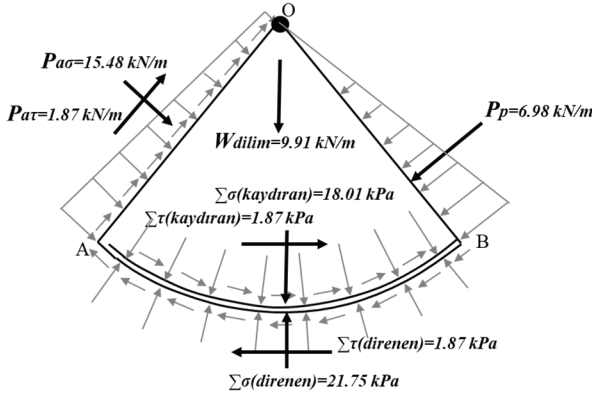
Tablo 1 - Drenajsız kayma mukavemetinin derinlikle değişimi [4]

z(m)	Z(m)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	p'(kPa)	q'(kPa)	$p_0$ '(kPa)	$v_c$	$v_0$	N	$\Gamma$	$p_f$ (kPa)	$q_f$ (kPa)	$c_{uz}$ (kPa)
1	0,89	3,91	2,19	2,77	1,71	3,77	4,29	4,17	5,17	5,17	3,64	3,74	1,87
2	1,78	7,81	4,39	5,53	3,43	7,53	4,35	4,17	5,69	5,69	7,27	7,49	3,74
3	2,66	11,68	6,56	8,26	5,12	11,25	4,38	4,17	5,99	5,99	10,87	11,19	5,60
4	3,55	15,58	8,75	11,03	6,83	15,02	4,40	4,17	6,21	6,21	14,50	14,94	7,47
5	4,44	19,49	10,95	13,80	8,54	18,78	4,42	4,17	6,37	6,37	18,14	18,68	9,34
6	5,33	23,40	13,14	16,56	10,26	22,55	4,44	4,17	6,51	6,51	21,77	22,43	11,21
7	6,22	27,31	15,34	19,33	11,97	26,31	4,45	4,17	6,63	6,63	25,41	26,17	13,09
8	7,11	31,21	17,53	22,09	13,68	30,08	4,46	4,17	6,73	6,73	29,05	29,92	14,96
9	7,99	35,08	19,70	24,83	15,38	33,80	4,47	4,17	6,81	6,81	32,64	33,62	16,81
10	8,88	38,98	21,89	27,59	17,09	37,57	4,48	4,17	6,89	6,89	36,28	37,36	18,68
11	9,77	42,89	24,09	30,36	18,80	41,33	4,49	4,17	6,97	6,97	39,91	41,11	20,55
12	10,66	46,80	26,28	33,12	20,51	45,10	4,50	4,17	7,03	7,03	43,55	44,85	22,43
13	11,55	50,70	28,48	35,89	22,23	48,86	4,50	4,17	7,09	7,09	47,18	48,60	24,30
14	12,43	54,57	30,65	38,62	23,92	52,59	4,51	4,17	7,15	7,15	50,78	52,30	26,15
15	13,32	58,47	32,84	41,39	25,63	56,35	4,52	4,17	7,20	7,20	54,41	56,05	28,02
16	14,21	62,38	35,04	44,15	27,35	60,12	4,52	4,17	7,25	7,25	58,05	59,79	29,90
17	15,10	66,29	37,23	46,92	29,06	63,88	4,53	4,17	7,29	7,29	61,69	63,54	31,77
18	15,99	70,20	39,42	49,68	30,77	67,65	4,53	4,17	7,33	7,33	65,32	67,28	33,64
19	16,88	74,10	41,62	52,45	32,48	71,41	4,54	4,17	7,38	7,38	68,96	71,03	35,51
20	17,76	77,97	43,79	55,18	34,18	75,14	4,54	4,17	7,41	7,41	72,55	74,73	37,36



Şekil 9 - Drenajsız kayma mukavemetinin derinlikle değişimi [4]

Yöntemin uygulanması sırasında, yöntem bölümünde özetlenmiş olan hesap aşamalarında görüldüğü gibi, taranan temel zemini derinliğinin sonlu eleman ağındaki ikinci derinlikle değiştirilmesi durumu için hesaplar tekrarlanır. Bu hesaplama ritmine göre farklı derinlikler için elde edilen güvenlik sayıları Çizelge 2'de verilmiştir.

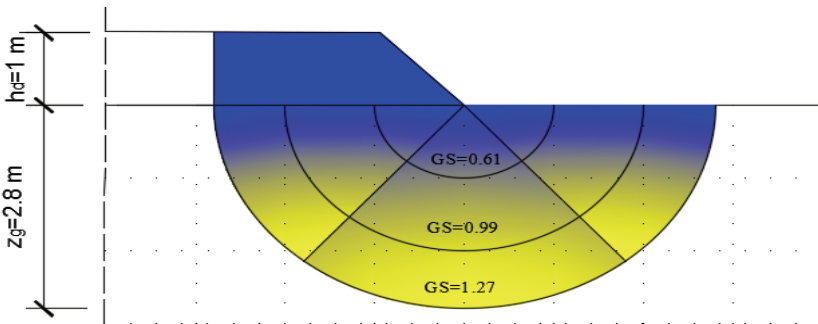


Şekil 10 - Birinci rijit kayma bloğuna etkien kuvvetler [4]

Çizelge 2 - Bir metre dolgu yüksekliği için farklı derinliklerde elde edilen güvenlik sayısı değerleri [4]

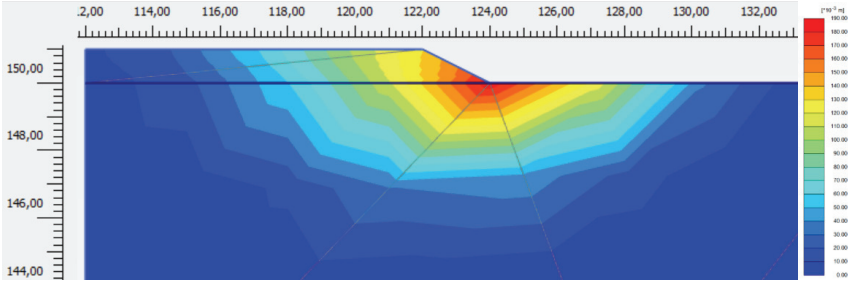
Derinlik (m)	Güvenlik sayısı		
	Yatay denge	Düsey denge	Moment dengesi
1	0.61	0.67	0.69
2	0.89	1.05	1.12
2.8	1.39	1.27	1.57

Örnekte, bir metre yüksekliğindeki dolgu yüklemesinin homojen yumuşak kil zeminler üzerine yapılması durumunda oluşacak olan göçmenin derinliği 2.8 metre olarak belirlenmiştir. Hesaplanan bu değerlere göre mekanizma ağı üzerinde güvenlik seviyeleri gösterilerek (Şekil 11) sistemin göçme davranışı yorumlanabilmektedir.



Şekil 11 - 1 metrelik dolgu yüklemesinde geliştirilen yöntem ile elde edilen güvenlik ağı [4]

Geliştirilen yeni yöntemin kullanılabilirliğinin denetlenmesi amacı ile öngörülen problem, sonlu elemanlar mantığı ile çalışan Plaxis 2D.2011 programı ile de analiz edilmiştir. Analizlerde dolgu malzemesi ve yumuşak zemin ortamı Mohr Coulomb malzeme modeli ile tanımlanmıştır. Yapılan analizlerin sonucunda, yumuşak zemin temel ortamı için bir metre yükseklikte inşa edilen dolgunun zemin yapısını geçerteceği görülmüştür. Göçmenin etkilediği temel zemini ortamı Şekil 12’de görülen deformasyon dağılımı değerlendirilerek 2.8 metre civarında elde edilmiştir.



Şekil 12 - 1 metrelik dolgu yüklemesinde Plaxis programından elde edilen göçme mekanizması [4]

Farklı bir yük değeri ile yöntemin işleyişini kontrol etmek amacıyla, dolgu yüksekliğinin 3 metreye çıkarılması durumunda geliştirilen yeni yöntemle yapılan çözümler sonucunda elde edilen güvenlik sayısı değerleri Çizelge 3’de sunulmaktadır.

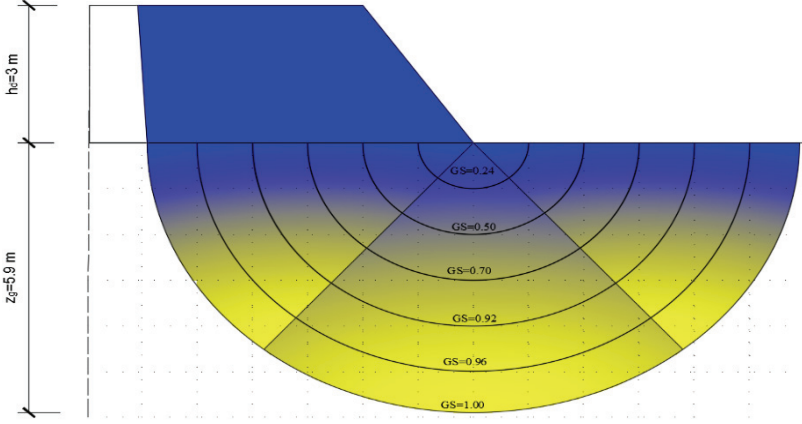
Çizelge 3 - Dolgu yüksekliğinin 3 metre olması durumunda temel zemini profilinde birim derinlik için elde edilen güvenlik sayısı değerleri [4]

hd=3 m	
z (m)	GS
1,0	0,24
2,0	0,50
3,0	0,70
4,0	0,92
5,0	0,96
5,9	1,00

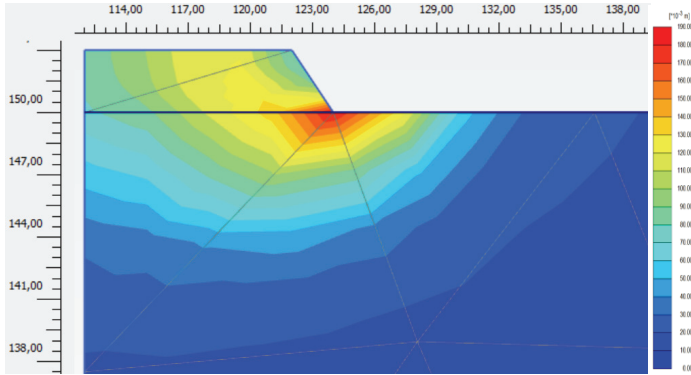
Üç metrelik dolgu için sunulan yöntemle elde edilen göçme açısı Şekil 13’de görsel olarak sunulmaktadır.

Genel kabul görmüş bir sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis analizleri ile elde edilen göçme açısı ise Şekil 14’de görülmektedir. Sunulan yöntemle güvenlik sayısı değeri 5.9 metre derinlikte tam olarak 1 iken Plaxis hesaplamaları sonucunda elde edilen göçme derinliği deformasyon dağılım alanları incelendiğinde 5.5 metre civarında değerlendirilebilir. Elde

edilen sonuçların benzerliği, sunulan yöntemle hesaplanan sonuçların güvenilirliği bakımından olumlu bir bulgudur.



Şekil 13 - 3 metre dolgu yüklemesinde geliştirilen yöntem ile elde edilen güvenlik ağı [4]



Şekil 14 - 3 metrelik dolgu yüklemesinde Plaxis programından elde edilen göçme mekanizması [4]

Çizelge 4 - Geliştirilen yöntem, Plaxis, Slope/W programları elde edilen nihai göçme derinliği değerleri [4]

$h_d$ (m)	Geliştirilen Yöntem	Göçme Derinliği (m)	
		Plaxis 2D.2011	Slope/W (Morgestern Price)
1	2.8	2.8	3
3	5.9	5.5	5.9

Çalışma kapsamında yapılan analizlerin kontrolü amacı ile limit denge yöntemi ile çalışan Slope W programı da kullanılmış olup 1 ve 3 metre dolgu yükseklikleri için yapılan analizlerin sonuçları karşılaştırmalı bir şekilde Çizelge 4'te sunulmuştur.

Çizelge 4'deki karşılaştırmanın sonuçları geliştirilen yöntemin geçerli ve uygulanabilir olduğunu göstermektedir. Göçmenin genel mekanizması ve dolgu yüksekliğine bağlı kayma yüzeyi derinliği bakımından çok benzer sonuçlar elde edilmiştir. Diğer taraftan gerilme hesaplarını da kapsamı yönü ile önerilen yöntem limit denge ve sonlu elemanlar analizleri arasında bir yerde konumlandığı ifade edilebilir. Diğer bir deyişle gerilme durumlarını takip etmesi sebebi ile mevcut limit denge yöntemlerinde olduğu gibi göçme düzeyine ulaşıldığı seviyede kesintiye uğramamaktadır. Sonlu elemanlardan farklı olarak da bölgesel ve noktasal güvenlik seviyeleri tespit edilebilir.

#### 4. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, limit analiz ve limit denge yöntemlerinin mantığı kullanılarak dolgu yüklemeleri etkisi altındaki temel zeminlerinin drenajsız koşullardaki göçme davranışının yorumlanması için yeni bir yaklaşım önerilmiştir. Önerilen yöntemin mevcut limit denge tasarım yöntemlerine göre özgün yanını temel zemini ortamının gerilme durumunun ve gerilmeler etkisi altındaki elemansal davranışının her noktada taranarak güvenlik seviyelerini belirleyen bir ağı tanımlanabilmesi oluşturmaktadır. Bölgesel güvenlik durumlarının değerlendirilmesi sonucunda göçme davranışına ne kadarlık bir temel zemini bölgesinin katıldığı belirlenebilmektedir. Önerilen yöntem ile belli bir yükseklikte inşa edilen dolgu için temel zemininde yükmeden etkilenen bölge sınırları belirlenebildiği gibi tersi bir bakış açısı da kullanılabilen olup belirli bir temel zemini profili üzerine drenajsız koşullarda inşa edilebilecek olan maksimum dolgu yüksekliği de elde edilebilmektedir. Yöntem, kademeli yükleme sisteminin uygulandığı dolgu projelendirmelerinde de gerilmeleri hesaba katabilmesi sebebi ile uygulanabilir niteliktedir. Ayrıca yöntem, dörtgen bir temele sahip yapı yüklemesi etkisi altındaki her tür temel zemini için uygulanabilir nitelikte olup bu makale kapsamında sadece dolgu yüklemeleri etkisi altındaki yumuşak homojen kil temel zemini profilleri için kullanılmıştır. Limit analiz ve denge yöntemlerinin bir bileşimi şeklinde uygulanan yöntemin doğrulanması amacı ile farklı dolgu yüklemelerinin temel zemini ortamında oluşturduğu gerilme dağılım bölgeleri ve göçme derinlikleri bildiri dâhilinde seçilen bazı temel zemini profilleri üzerinde irdelenmiştir. Elde edilen sonuçlar, bir sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis ve limit denge yazılımı olan Slope/W programlarında yapılan analizlerle karşılaştırılmış olup geliştirilen yöntem ile sayısal program sonuçlarının birbirine yakın olduğunu görülmüştür.

#### Semboller

- b Dolgu temel taban genişliği
- $c_u$  Drenajsız kayma mukavemeti
- GS Güvenlik sayısı
- $h_d$  Dolgu yüksekliği

- $\kappa$  Tekrar sıkışma eğrisinin eğimi  
M Kritik durum çizgisinin sabit hacim düzlemi üzerindeki izdüşümü  
n Süreksizlik düzlemi sayısı  
 $P_a$  Aktif zemin kuvveti  
 $P_p$  Pasif zemin direnci  
 $\gamma$  Zeminin birim hacim ağırlığı  
 $\phi$  Zeminin kayma mukavemeti açısı  
 $\sigma_1$  Büyük asal gerilme  
 $\sigma_3$  Küçük asal gerilme  
 $\delta\theta$  Kayma düzlemleri arasındaki açı  
 $\theta_f$  Süreksizlik yelpazesinin tepe açısı  
 $\Delta\theta$  Büyük asal gerilmeler arasındaki toplam dönme açısı  
 $v$  Özgül hacim  
 $\lambda$  Normal konsolidasyon çizgisinin eğimi  
z Derinlik

### **Teşekkür**

Bu çalışma, İstanbul Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri (Proje no: 20589, 26324) ve TÜBİTAK BİDEB 2211A Yurtiçi Doktora Burs Programı ile desteklenmiştir. Destek için teşekkürlerimizi sunarız.

### **Kaynaklar**

- [1] Çinicioğlu, S.F., Toğrol, E., Embankment Design on Soft Clays, American Society of Civil Engineers Journal of Geotechnical Engineering, Vol 117, 1991.
- [2] Öztoprak, S., Yüklenmiş Zeminlerde Gerilme-Deformasyon Davranışının Teorik Tanımlanması ve Modellenmesi, Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 2002.
- [3] Yılmaz, G., Yumuşak Temelli Toprak Dolguların Tasarımı, Doktora Tezi, Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 1994.
- [4] Akbay Arama, Z., Yumuşak Zeminler Üzerinde Yer Alan Genişletilmiş Yol Dolgularının Teorik ve Nümerik Analizi, Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2016.

- [5] Öser, C. and Cinicioğlu. S.F., Embankment Design Method Combining Limit-State Approach with Stress-Path Application International Journal of Geomechanics, ASCE, Vol.17, 2017.
- [6] Chirapuntu, S., Duncan, J. M., The Role of Fill in the Stability of Embankments on Soft Clay Foundations, Geotechnical Engineering Report No TE 75-3, University of California, Berkeley, 1975.
- [7] Chen, W.F., Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier Scientific Publishing Company, New York, 1975.
- [8] Chapuis, R.P., New stability method for embankments on clay foundations, Canadian geotechnical journal, 19, 44-48, 1982.
- [9] Ladd, C.C., 1991, Stability evaluation during staged construction, Journal of geotechnical engineering, 117, 540-615
- [10] Michalowski, R.L., 2002, Limit analysis of weak layers under embankments, Soils and foundations, 33, 155-168.
- [11] Akbay Arama, Z., Çinicioglu, S. F., Tabakalanmiş Killi Zeminler Üzerinde Yer Alan Dolgularda Kritik Yükseklik, 6. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana, 2015.
- [12] Yaramış, M., Yatay yükler altındaki destek sistemlerinde yumuşak zemin-dolgu ve kazık etkileşimi, İstanbul Üniversitesi, Fen bilimleri enstitüsü, İstanbul 2017.
- [13] Çinicioglu, S.F., Toğrol, E., Yüklenmiş Yumuşak Zeminlerin Davranışı Üzerine, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, 36-46, 1994.
- [14] Terzaghi, K., Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sons, New york, 1943.
- [15] Meyerhof, G.G., The ultimate bearing capacity of foundation, Geotechnique, 2, 301-332, 1951.
- [16] Meyerhof, G.G., Some recent research on the bearing capacity of foundations, Canadian geotechnical journal, 1, 16-26, 1963.
- [17] Balla, A., Bearing Capacity of Foundations Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 88, 5, 13-36, 1962.
- [18] Akbay Arama, Z., Çinicioglu, S.F., Dolgu Zemin Etkileşiminde Malzeme Modeli Etkisi, Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, Vol 31, 35-50, 2016.
- [19] Atkinson, J.H., Foundations and Slopes: An Introduction to Applications of Critical State Soil Mechanics, Mc Graw-Hill Book Company, 1981.
- [20] Davis, E.H., Booker, J.R., The effect of increasing strenght with depth on the bearing capacity of clays, Geotechnique, 23, 551-563, 1973.
- [21] Mandel, J., Salençon, J., Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude theorique), Geotechnique, 22, 79-93, 1972.





# Gömülü HDPE Borularda Esneme Davranışının İncelenmesi

Havvanur KILIÇ<sup>1</sup>  
Emre AKINAY<sup>2</sup>

## ÖZ

Bu çalışmada gömülü yüksek yoğunluklu polietilen borularda (HDPE) boru çember rijitliği, düşey gerilme, dolgu yerleşiminin relatif kompaksiyonu ve dolgu malzeme türünün esnemelere olan etkileri incelenmiştir. Bu kapsamda, kalın dolgular altına drenaj amacıyla yerleştirilen esnek boruların davranışının incelenmesi kapsamındaki arazi deneyleri kullanılmıştır. Boru özellikleri, dolgu yerleşimi, dolgu malzeme türü dikkate alınarak söz konusu borularda meydana gelen esnemeler, Geliştirilmiş Iowa yaklaşımları ve sayısal analizler ile incelenmiş ve elde edilen sonuçların arazi ölçümleri ile karşılaştırılması yapılmıştır. Zemin – boru etkileşiminin dikkate alınabildiği yarı ampirik yaklaşımlar ve sayısal analizlerden hesaplanan esnemelerin arazi ölçümleri ile yaklaşık olarak uyumlu olduğu belirlenmiştir. Çember rijitliği düşük ve yüksek olan yüksek yoğunluklu polietilen boruların tasarımı için bu ampirik yaklaşımların ve iki boyutlu sayısal analizlerin kullanılabileceği görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** HDPE boru, esnemeler, Geliştirilmiş Iowa yaklaşımları, sayısal analiz.

## ABSTRACT

### Investigation of Buried HDPE Pipe Deflection Behavior

In this study, the effects of pipe ring stiffness, vertical stress, fill placement relative compaction of fill placement and fill material type on deflection were investigated in buried high density polyethylene pipes (HDPE). In this content, field tests which are carried out to examine the behavior of flexible pipes placed under thick embankments for drainage purposes are used. Considering the pipe characteristics, fill placement, type of fill material, the results were examined by using Modified Iowa approaches and numerical analyses, and the obtained results were compared with the field measurements. As a result of comparisons, it is seen that the deflections computed from numerical analyses are in close agreement with

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 21 Şubat 2018 günü ulaşmıştır. 12 Kasım 2018 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 30 Kasım 2019 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.397254>

1 Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, - kilic@yildiz.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-9455-1687>

2 Austrotherm Yalıtım Malzemeleri San. Tic. Ltd. Şti. - İstanbul, - emre.akinay@austrotherm.com.tr - <https://orcid.org/0000-0001-9843-0532>

the computed from the semi-empirical approaches that take in to deflections account the soil-pipe interaction. As a conclusion it is determines that the empirical approaches and two dimensional numerical analyses can be used in the design high density polyethylene pipes with low and high ring rigidity.

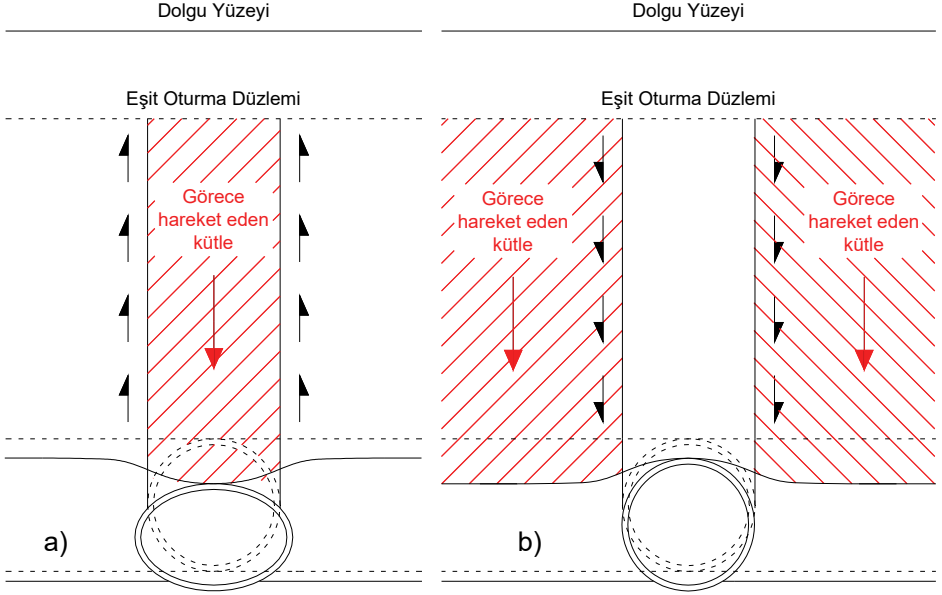
**Keyword:** HDPE pipe, deflections, Modified Iowa approachs, numerical analysis.

## 1. GİRİŞ

Dünya genelinde 20. yüzyılın başlarına kadar rijit borular yaygın olarak kullanılmış, ancak son yarım yüzyılda plastik sanayiindeki gelişmelere paralel olarak düşük maliyeti, hafifliği, esnekliği, korozyona ve aşınmaya karşı direnci gibi avantajlarından dolayı yerlerini büyük ölçüde esnek borulara bırakmışlardır. Esnek boruların davranışını rijit borulardan farklı kılan en önemli özellik, geri dolgu (gömlekleme dolgusu) ile boru arasındaki etkileşimin borunun yapısal davranışını etkilemesidir. Genellikle yüksek dolgular altında kalacak drenaj borularının, üzerindeki kalın dolgu yükünü güvenle taşıyamayacağı ve esneme sınır değerlerini aşarak kullanılamaz hale geleceği düşünülerek, uygulamada çelik boru kullanımı yaygın kabul görmektedir.

Gömülü esnek boruların davranışı, geoteknik mühendisliğinin en karmaşık zemin-yapı etkileşimi problemlerinden biridir. Boru rijitliği gömülü bulunduğu zemin ortamının rijitliğinden genellikle farklıdır. Bu nedenle, borunun üzerinde yeralan zemin prizması ile komşu zemin prizmaları arasında bir görece hareket söz konusudur. Bu görece hareketin yönü ve büyüklüğü boru üzerine etkileyen zemin gerilmelerinin büyüklüğünü etkilemektedir. Hareket eden bir zemin külesinden komşu durağan zemin külelerine yük aktarılması kemerlenme olgusu olarak tanımlanmaktadır. Zemin külesi içerisinde görece rijitliğe bağlı olarak kemerlenme pozitif (aktif) veya negatif (pasif) olabilir. Zemin içerisindeki yapının zeminden daha sıkışabilir olduğu durumda yapının sıkışması nedeni ile yapının üzerinde yer alan zemin prizması görece hareket eder (oturur). Görece hareket eden zemin prizması ile komşu zemin prizmaları ara yüzeylerinde hareketin yönü ile ters yönde kayma kuvvetleri oluşur. Böylelikle de yapının üzerine etkileyen gerilme yapı üzerinde yükselen zemin prizmasının neden olacağı gerilmeden (geostatik gerilme) daha az olur. Bu olgu pozitif (aktif) kemerlenme olarak adlandırılmaktadır (Şekil 1a). Zeminin yapıdan daha sıkışabilir olduğu durumda ise ara yüzeylerde oluşan kayma kuvvetlerinin yönü terstir (aşağı yönlüdür) ve bunun sonucu olarak da yapının üzerine etkileyen gerilme geostatik gerilmeden daha fazla olur. Bu olgu ise negatif (pasif) kemerlenme olarak adlandırılmaktadır (Şekil 1b). Yukarıda yer alan kemerlenme olgusu tanımları da göz önünde bulundurulduğunda gömülü esnek bir borunun üzerinde pozitif kemerlenme mekanizması gelişir (Şekil 1a). Kemerlenmenin derecesi ise görece hareketin büyüklüğüne ve buna bağlı olarak zemin prizmaları ara yüzeylerinde kayma dayanımının mobilizasyon derecesine bağlıdır. Eğer görece hareket ara yüzeylerde kayma dayanımının tamamı ile mobilize olmasını sağlayacak büyüklükte ise pozitif kemerlenme en büyük yararı sağlar; diğer bir deyiş ile bu durumda boru tacı üzerine etkileyen zemin gerilmesi en küçük değeri alır. Bununla birlikte, görece hareketin miktarı boru tacından yukarı doğru giderek azalır ve eğer boru yeteri kadar derine gömülmüş ise dolgu zemini içerisinde bir eşit oturma düzleminin varlığından söz edilir (Şekil 1). Bu düzlemdeki bütün oturmalar eşittir ve –dolayısı ile– bu düzlemin üzerinde kemerlenmenin etkisi görülmez. Bu durumda eşit oturma düzleminin üzerinde kalan dolgunun yükü boru üzerine

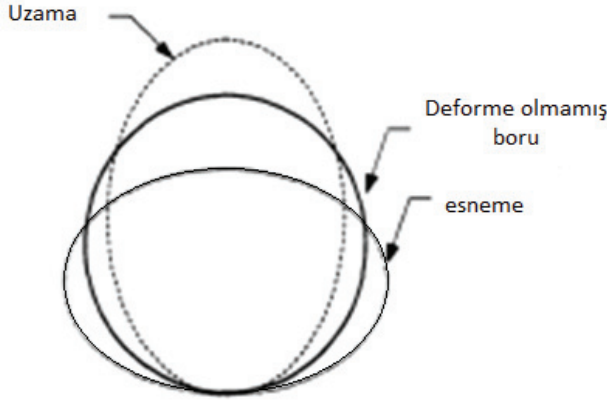
sürşarj yükü gibi etkir. Terzaghi (1936) ünlü tuzak-kapak deneyinde (trap-door experiment) hareket eden kapak ile eşit oturma düzlemi arasındaki uzaklığın yaklaşık olarak kapak genişliğinin 2.5 katı olduğunu belirtmiştir [2]. Eğer, boru görece sığa gömülmüş ise eşit oturma düzlemi dolgu zemininin dışında yer alır; diğer bir deyiş ile imgeseldir. Bu durumda ise zemin yüzeyinde bir miktar çökme meydana gelir.



Şekil 1 - Gömülü borularda kemerlenme olgusu (a) Pozitif kemerlenme (Esnek boru) (b) Negatif kemerlenme (Rijit boru)

Şekil 2'de yüksek yoğunluklu polietilen (HDPE) borular için deformasyon biçimleri gösterilmiştir. Uygulanan yüklerden dolayı boru esneyebilir (düşey çap kısalması veya yatay çap uzaması - esneme) veya geri dolgunun kompaksiyonu sonucunda uzama (düşey çap uzaması veya yatay çap kısalması) meydana gelebilir. Esneme veya uzama biçiminde meydana gelen deformasyonlar esnek boru etrafındaki geri dolgunun türü, sıklığı, yerleştirilme biçimi, kompaksiyonu vb. uygulamalar ile kontrol edilebilmektedir.

Boru çapı değişimi esnek ve yarı rijit borular için önemli bir tasarım parametresidir. Esnek borularda kırılma ve çatlama meydana gelmeksizin büyük deformasyonlar meydana gelebilmektedir. Tasarımda hasar, göçme vb. gibi davranışların meydana gelmemesi için maksimum boru çapı değişimi (performans sınırı) değeri için bir güvenlik sayısı ile azaltmaya gidilmektedir. Genellikle, boru çapındaki değişimin sınırı borunun kullanıldığı coğrafi bölgeye, yerleştirme amacına, ilettikleri akışkanın özelliklerine ve taşıdığı sıvının debi limitlerine göre değişmektedir [4]. Gömülü esnek borunun servis süresi boyunca güvenle hizmet edebilmesi için, çeşitli uygulama kodlarında %5 - %7.5 kadar esnemelerine izin verilmektedir [5] [6].



Şekil 2 - Esnek boruda kısılma (esneme) ve uzama [3].

Şekil değiştirmeler esnemeye bağlı olduğundan, üreticilerin çoğu esnemeyi ve dolayısıyla şekil değiştirmeleri sınırlamak için bir yerleştirme tekniği önerir. Şekil değiştirme sınırı, boru duvar şekil değiştirmesinin belirli bir eşik şekil değiştirme değerini aştıktan sonra meydana gelen bozulma olarak tanımlanan şekil değiştirme korozyonunu önlemek için kullanılır. Toplam şekil değiştirme, sırasıyla (1), (2), (3) ve (4) eşitliklerinde sunulan eğilme şekil değiştirmesi, çembersel şekil değiştirme ve Poisson oranı nedeni ile şekil değiştirmeleri kapsar.

$$\varepsilon_b = 6 \left( \frac{t}{D} \right) \left( \frac{\Delta y}{D} \right) \quad (1)$$

$$\varepsilon_c = \frac{P_v D}{2tE_p} \quad (2)$$

$$\varepsilon_p = \frac{P_i D}{2tE_p} \quad (3)$$

$$\varepsilon = -\nu \times (\text{boyuna deformasyon}) \quad (4)$$

(1) – (4) eşitliklerinde verilen;  $\varepsilon_b$ = düşey eksende boru çapı değişimi nedeni ile oluşan eğilme deformasyonu,  $\varepsilon_c$ = boru duvarlarında düşey zemin basıncından kaynaklanan gerilme nedeni ile oluşan basınç deformasyonu,  $\varepsilon_p$ =boru duvarlarında iç basınçtan (vakum) kaynaklanan gerilme nedeni ile oluşan basınç deformasyonu,  $\varepsilon$ =Poisson çember deformasyonu,  $P_v$ =prizma yükü ve hareketli yük (toplam düşey yük),  $D$  = boru çapı,  $t$ = boru et kalınlığı,  $E_p$ = boru elastisite modülü,  $\Delta y$  = boruda düşey eksende meydana gelen boy kısılması,  $\Delta y/D$  =esneme ve  $P_i$ = iç basınçtır.

Bu makale kapsamında, drenaj amaçlı olarak kullanılacak HDPE boruların kalın dolgu yüküne maruz kalması durumunda, esneme davranışına gömlekleme dolgu türü ve dolgunun yerleşim kalitesi, boru çember rijitliği etkileri incelenmiştir. Bu amaçla Ohio Eyalet Üniversitesi'ne bağlı araştırma enstitüsü ORITE tarafından yürütülen arazi deneyleri kapsamında 11 adet HDPE borunun esneme davranışı incelenmiştir. Çalışmada öncelikle yük-boru-zemin etkileşiminin dikkate alınabildiği yarı-ampirik eşitliklerden, daha sonra ise geoteknik problemlerin çözümünde yaygın olarak kullanılan Plaxis sonlu elemanlar programı ile yapılan sayısal analizlerden hesaplanan esnemelerin arazi ölçümleri ile karşılaştırılması yapılmış ve değerlendirilmeler sunulmuştur.

## 2. HDPE BORULARDA ESNEMELERİN HESAPLANMASI

Gömülü esnek boruların tasarımında genellikle ampirik yaklaşımlar, arazi ve laboratuvar deneyleri ve sayısal analizlerden yararlanılabilir. Gömülü HDPE boru tasarımında Iowa Eşitliği yaygın olarak kullanılmaktadır [8] [9]. Yatay ekseninde meydana gelen esnemeyi veren bu yarı-ampirik bağıntı temel olarak (5) eşitliği ile ifade edilmektedir [1].

$$\text{Esneme} = (\text{Yük}) / (\text{Boru rijitliği} + [\text{Sabit}] \text{Zemin Rijitliği}) \quad (5)$$

Iowa Eşitliği'nin Watkins ve Spangler (1958) tarafından geliştirilen formu (6) eşitliği ile verilmektedir [8].

$$\frac{\Delta x}{D} = \frac{D_L K P}{E_p I / r^3 + 0.061 E'} \quad (6)$$

(6) eşitliğinde verilenler:  $\Delta x$  = Yatay ekseninde yer değiştirme,  $D$  = Boru çapı,  $K$  = Yatak sabiti,  $D_L$  = Gecikme faktörü (boyutsuz),  $P$  = Boru tacına etkiyen düşey gerilme,  $E_p$  = Boru malzemesinin Young Modülü,  $I$  = Boru duvarının birim uzunlukta eylemsizlik momenti,  $r$  = ort. boru yarıçapı = (ort. dış çap – 2 · ort. et kalınlığı)/2 [10] ve  $E'$  = Zemin reaksiyon modülü'dür.

Moser (2008) esnek boru üzerine etkiyen yük için iki sınır değer olduğunu belirtmiştir [1]. Buna göre, alt sınır Marston Yük Teorisi ile belirlenen hendek yükünün hendek genişliğine bölünüp boru dış çapı ile çarpılması ile elde edilir [11]. Üst sınır ise borunun üzerinde yer alan zemin prizmasının neden olduğu yüküdür; kısaca "prizma yükü"dür.

Yatak sabiti ( $K$ ) boru alt yarısında yataklamanın ne ölçüde kaliteli yapıldığını ifade etmektedir. Yatak sabiti yataklama açısının 180 derece olması durumunda 0.0843 değerini (maksimum dolgu desteği), 0 derece olması durumunda ise 0.11 değerini (dolgu desteği yok) almaktadır [12].

Gecikme faktörü ( $D_L$ ) ile, esnek bir boruda sabit düşey yük altında zamana bağlı şekil değiştirmeler dikkate alınmaktadır. Sabit düşey yük altındaki esnek bir boruda, yanlarda yer alan dolgunun sıkışması sonucunda zamana bağlı şekil değiştirmeler (sürekli azalan bir oranla) meydana gelebilir. Bunun yanında, HDPE borularda sabit düşey yük altında ve/veya ortam sıcaklığının artması ile kriplenen davranışı gözlenmektedir [13]. Moser (2008) gecikme faktörünün –genellikle– Marston Yük Teorisi [11] ile belirlenen minimum yük değeri

kullanılması durumunda 1.5 ve prizma yükünün kullanılması durumunda ise 1.0 olarak alındığını ifade etmiştir [1].

Zemin reaksiyon modülü ( $E'$ ) gömülü esnek bir boruda yatay ekseninde meydana gelen şekil değiştirmeye karşı, dolgu zeminin (gömlekleme dolgusu) gösterdiği pasif direnç olarak ifade edilebilir. Howard (1977, 2006) bir çok arazi verisini derleyerek zemin reaksiyon modülü için tasarım değerleri sunmuştur [14] [15]. Zeminin cinsine ve Proktor sıkılık derecesine (veya relatif sıkılık derecesine) göre değişen değerlerin yer aldığı bu çalışmada, zemin reaksiyon modülünün dolgu kalınlığından etkilenmediği kabul edilmektedir. Hartley ve Duncan (1987) tüm zemin modüllerinin çevre basıncı arttıkça arttığını, dolayısı ile daha derinlerde yer alan zeminlerin daha rijit olacağını öne sürmüşlerdir [16]. Görüşlerini arazi deneyleri ve analitik çalışmalar ile destekleyen Hartley and Duncan (1987) ve ayrıca McGrath (1998a) zeminin bir boyutlu sıkışma modülünün ( $M_s$ ) zemin reaksiyon modülü yerine kullanılabileceğini savunmuştur ( $E' \approx M_s$ ) [17]. Bir boyutlu sıkışma modülü temsili zemin numuneleri ile yapılan laboratuvar deneyleri ile elde edilen bir parametredir. Bu nedenle, bu parametrenin arazi koşullarını yansıtabilmesi için bir sabit ile çarpılmasını ( $E' = kM_s$ ) öneren görüşler bulunmaktadır ve elastik analizlere dayanarak bu sabitin 0.7 – 1.5 değerleri arasında yer aldığını belirtmişlerdir [18] [19] [20].

Esnek borunun gömülü bulunduğu yerel zemin koşullarına bağlı olarak, hendek genişliği/boru çapı oranı, hendek dolgusu rijitliğini etkilemektedir. Örneğin, yerel zeminin yumuşak ve hendeğin dar olması durumunda, hendek dolgusunun efektif rijitliği azalacaktır. Bu azalma, hendek dolgusu rijitliği ile yerel zemin rijitliği arasındaki farktan kaynaklanmaktadır. Aynı yerel zemin koşullarında daha geniş bir hendek kullanılması durumunda ise, hendek dolgusu rijitliği üzerinde yerel zeminin olumsuz etkisi daha az olacaktır. Bu nedenle, zemin reaksiyon modülü için bir tasarım değeri belirlenirken, hendek dolgusu rijitliği ile beraber yerel zemin rijitliği ve hendek genişliği/boru çapı oranı da dikkate alınmalıdır. Bu amaç için, Leonhardt (1979) tarafından geliştirilen zeta ( $\xi$ ) faktörü yaygın olarak kullanılmaktadır (7 Eşitliği) [21]. Zeta ( $\xi$ ) faktörü; hendek dolgusu rijitliği, yerel zemin rijitliği ve hendek genişliği/boru çapı oranının bir fonksiyonudur. Hendek dolgusu için efektif rijitlik değeri (kompozit  $E'$  [22]), hendek dolgusu rijitliği ve zeta ( $\xi$ ) faktörünün çarpılması ile elde edilmektedir (8 Eşitliği).

$$\xi = \frac{1.662 + 0.639(B/D - 1)}{(B/D - 1) + [1.662 - 0.361(B/D - 1)](E'_b / E'_n)} \quad (7)$$

$$E' = \xi E'_b \quad (8)$$

(7) ve (8) eşitliklerinde verilenler: B = Boru orta yüksekliği düzeyinde hendek genişliği, D = Boru çapı,  $E'_b$  = Hendek dolgusu rijitliğine  $E'_n$  = Yerel zemin rijitliğidir.

McGrath (1998b) gömülü termoplastik bir borunun düşey esnemesinin iki bileşeni olduğunu ifade etmiştir [23]: bunlardan biri (6) eşitliği ile hesaplanan uniform olmayan şekil değiştirme, diğeri ise zeminin hidrostatik etkisi altında meydana gelen uniform şekil değiştirme, yani çembersel kısalmadır. Bu yöntemde, Watkins ve Spangler (1958) yönteminden farklı olarak, zemin reaksiyon modülü yerine gömlekleme dolgusunun bir boyutlu sıkışma modülünün kullanılması ve prizma yükünün neden olduğu düşey gerilmenin

bir düşey kemerlenme faktörü ile azaltılması önerilmektedir. Uniform şekil değiştirmeyi veren bileşen Burns ve Richard (1964) tarafından türetilen elastik çözüm kullanılarak türetilmiştir [24]. Iowa Eşitliği'nin McGrath (1998b) tarafından geliştirilen şekli (9) eşitliği ile verilmiştir [23]:

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{P(DKF)}{EA/r + 0.57M_s} + \frac{D_L KP(DKF)}{EI/r^3 + 0.061M_s} \quad (9)$$

(9) eşitliğinde verilen: P = Prizma yükünün ( $\gamma xH$ ) neden olduğu düşey gerilme, H= dolgu kalınlığı,  $\gamma$ =dolgu birim hacim ağırlığı, A = Boru duvarının birim uzunlukta kesit alanı,  $M_s$  = Dolgu malzemesinin bir boyutlu sıkışma modülü ve DKF = Düşey kemerlenme faktörüdür (boyutsuz). Düşey kemerlenme faktörü (10) eşitliği ile verilmiştir:

$$DKF = 0.76 - 0.71 \left( \frac{S_H - 1.17}{S_H + 2.92} \right) \quad (10)$$

(10) eşitliğinde verilen:  $S_H = rM_s/EA$  (Halka rijitliği parametresi)'dir (boyutsuz). McGrath (1998b) (9) eşitliğinde ikinci bileşenin birinci bileşenden çıkarılması ile borunun yatay esnemesinin elde edileceğini ifade etmiştir [23].

Masada (2000) (5) eşitliği üzerinde yalnızca sayısal derivasyonlar uygulayarak düşey ve yatay ekseninde meydana gelen boru esnemeleri arasında (11) eşitliği ile verilen ilişkiyi elde etmiştir [25].

$$\left| \frac{\Delta y}{\Delta x} \right| \approx 1 + \frac{0,0094E'}{BR} \quad (11)$$

(11) eşitliğinde verilen: BR = Boru rijitliği =  $F/\Delta y$ , F = Paralel plaka yükleme deneyinde esnek boruda  $\Delta y$  çap değişimine neden olan düşey yüküdür [10]. Boru rijitliği  $BR=6.71EI/r^3$  formülü ile ampirik olarak da belirlenebilmektedir.

Sargand vd.'nin (2005) gömülü bir HDPE borudaki yatay esnemeyi öngören eşitliğindeki yaklaşım McGrath'ın (1998b) yaklaşımı ile aynıdır [26]:

- Toplam yatay esnemenin uniform ve uniform olmayan olmak üzere iki bileşeni vardır.
- Yatay esnemenin uniform olmayan bileşeni (6) Eşitliği ile hesaplanmaktadır. Watkins ve Spangler (1958) yönteminden farklı olarak; zemin reaksiyon modülü yerine gömlekleme dolgusunun bir boyutlu sıkışma modülünün kullanılması ve prizma yükünün neden olduğu düşey gerilmenin bir düşey kemerlenme faktörü ile azaltılması önerilmektedir.
- Uniform bileşeni veren eşitlik Burns ve Richard (1964) tarafından türetilen eşitlik kullanılarak elde edilmiştir.

Iowa Eşitliği'nin Sargand vd. (2005) tarafından geliştirilen şekli (12) Eşitliği ile verilmiştir[26]:

$$\frac{\Delta x}{D}(\%) = \frac{100D_L KP(DKF)}{EI/r^3 + 0.061M_s} - \frac{100P(DKF)}{M_s} \left( \frac{0.364S_H + 0.061S_B + 0.012S_H S_B}{2.571 + 0.572S_H + 0.163S_B + 0.039S_H S_B} \right) \quad (12)$$

(12) Eşitliğinde verilen:  $S_B = r^3 M_s / EI$  (Eğilme rijitliği parametresi) (boyutsuz) olup ve düşey kemerlenme faktörü (13) Eşitliği ile verilmiştir:

$$DKF = 1 - 0.714 \left( \frac{S_H - 0.7}{S_H + 1.75} \right) + 0.29 \left( \frac{27.31 - S_B}{16.81 + S_B} \right) \quad (13)$$

Bu yaklaşımda ayrıca termoplastik borunun zamana ve sıcaklığa bağlı rijitlik kaybı da göz önünde bulundurularak boru ham maddesinin elastisite modülünün düzeltilmesi önerilmektedir. HDPE borunun elastisite modülü için (14) Eşitliği kullanılarak düzeltme yapılabilir [26].

$$E^*(T, t) = 0,85(257000 - 2150,5T + 4,8T^2).t^{-0,08257} \quad (14)$$

(14) eşitliğinde verilen:  $E^*(T, t)$  = Boru malzemesinin zamana ve sıcaklığa bağlı olarak düzeltilmiş elastisite modülü (psi),  $T$  = Sıcaklık ( $F^\circ$ ),  $t$  = Zaman (dakika)

Gömülü HDPE borunun esneme davranışı; boru rijitliği ve zamana bağlı olarak rijitlik değişimi, boru üzerine etkileyen gerilme miktarı, gömlekleme dolgusu (geri dolgu) malzemesi ve rijitliği, yerel zemin özelliği gibi parametrelere bağlı olarak değişim göstermektedir. Bu bakımdan HDPE boruların tasarımında kullanılan ampirik yaklaşımın veya yöntemin seçimi çok önem kazanmaktadır.

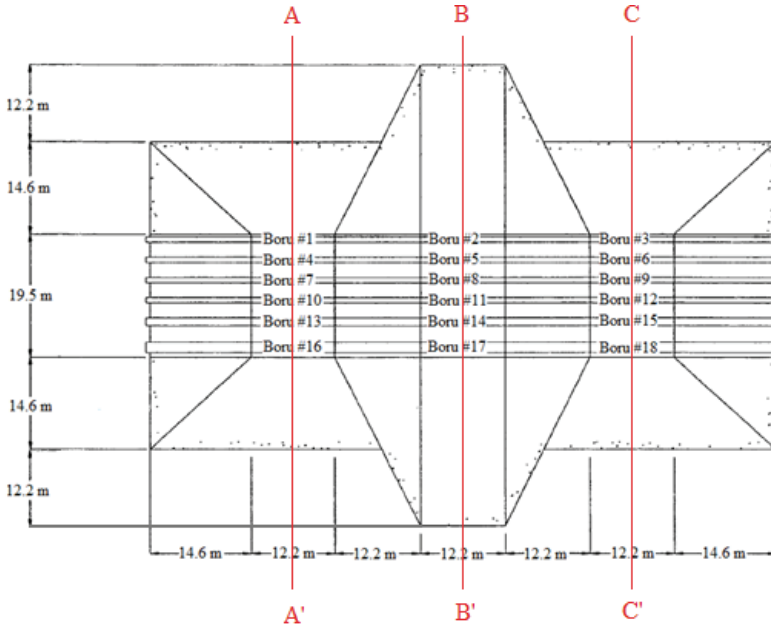
### 3. VAKA ANALİZİ

Bu çalışmada, Ohio Eyalet Üniversitesi'ne bağlı araştırma enstitüsü ORITE (The Ohio Research Institute for Transportation and the Environment) tarafından HDPE borular üzerinde gerçekleştirilen Derin Gömü Projesi (Deep Burial Project) [27] [28] kapsamında yürütülen arazi deneylerinden 11 adet HDPE borunun esneme davranışı değerlendirilmiştir. Bu proje kapsamında yerleştirilen HDPE borular, özellikle kalın dolgular altında kalacak drenaj için kullanılan boruların davranışını incelemek amaçlıdır, bu boruların içinden basınçlı su geçirilmemiştir. Şekil 3'te proje kapsamında gömülen boruların yerleşim planı gösterilmiştir. Bu projede boru yerel zemin içerisinde (düşük plastisiteli kil) açılan dar ve sığ hendeklere (hendekler boru dış çapının iki katı genişliğindedir) negatif projeksiyonlu olarak yerleştirilmiştir. Borular granüler malzemeden oluşan yatak tabakası (15.4-38 cm kalınlığında değişen) üzerine konumlandırılmıştır. Yatağın boru altında yer alan 1/3'lük bölümünde kompaksiyon işlemi uygulanmamış, geri kalan 1/3'lük kısımlarda ise kompaksiyon işlemi uygulanmıştır. Geri dolgu (GD) malzemesi olarak kullanılan kum ve kırmataş malzemelerin dane çapı dağılımlarına göre kırmataşın birleştirilmiş zemin



sınıflandırma sistemine göre kötü derecelenmiş çakıl (GP), kum zeminin ise kötü derecelenmiş kum (SP) olduğu belirtilmiştir. Kırmataş ve kum zeminler üzerinde yapılan kompaksiyon deneylerinden sırası ile optimum su içeriği %7.63 ve %11.5, maksimum kuru birim hacim ağırlıklar sırası ile 22.0 kN/m<sup>3</sup> ve 18.9 kN/m<sup>3</sup> olarak belirlenmiştir. Geri dolgu malzemesi 15-20 cm kalınlığında katmanlar halinde yerleştirilmiş ve boru üst kotunun 30cm yukarısına kadar sürdürülmüştür. Her bir tabakada titreşimli plaka kompaktör ile kompaksiyon işlemi uygulanmış ve dolgular %86, %90 ve %96 rölatif kompaksiyon (R.K) derecelerinde sıkıştırılmıştır. Hendeklerin geri dolgu işleminin ardından yerel zemin malzemesi aynı zamanda dolgu zemini olarak da kullanılarak 6.1 m ve 12.2 m kalınlıklarda dolgu inşa edilmiştir. Yerleştirilen toprak dolgu malzemesinin yoğunluğu ortalama 20.4 kN/m<sup>3</sup> olup, prizma yükü gerilme (geostatik gerilme) 12.2m'lik dolgu için yaklaşık 250 kPa ve 6.1m'lik dolgu için ise yaklaşık 125 kPa'dır. Çalışma kapsamında incelenen boruların ve dolgu zeminlerin özellikleri Çizelge 1'de sunulmuştur.

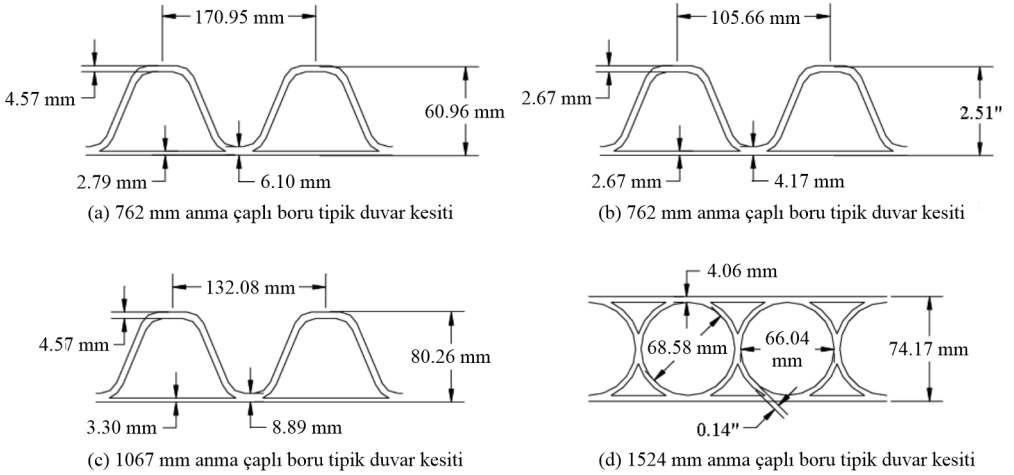
İncelenen boruların duvar en kesit profilleri Şekil 4'te gösterilmektedir. Çizelge 1'de belirtilen  $A_p$  boru duvarının birim uzunlukta kesit alanı,  $I_p$  boru duvarının birim uzunlukta eylemsizlik momenti,  $EI/r^3$  boru rijitliğidir. Borularda düşey ve yatay ekseninde meydana gelen yer değiştirmeler ve çembersel kısalmaların ölçümü için boru içerisine lineer potansiyometreler yerleştirilmiştir. Boru kesitinde meydana gelen şekil değiştirmelerin belirlenmesi için ise portatif lazer profilometre kullanılmıştır. Boru tacında ve yan duvarda enine ve boyuna doğrultuda meydana gelen deformasyonların ölçümü için iç ve dış yüzeylere toplam 8 adet, boru tabanında ise iç ve dış yüzeylerde meydana gelen enine deformasyonların ölçümü için 2 adet elektrik rezistanslı deformasyon ölçer yerleştirilmiştir. Ayrıca dolgu yüklemesi ile boru tacında ve yan duvarında meydana gelen gerilme değişimleri de gerilme ölçerler ile ölçülmüştür.



Şekil 3 - Boruların yerleşim planı ve gömülme ortamında kesitler [28]

Çizelge 1 - Analizlerde İncelenen Boru ve Gömülme Ortamı Özellikleri [28]

Boru # No.	Boru Kesiti	Boru Çapı mm	GD Türü	R.K (%)	Dolgu Kalınlığı (m)	$A_p$ mm <sup>2</sup> /mm	$I_p$ mm <sup>4</sup> /mm	$EI/r^3$ N/mm <sup>2</sup>
7	C	762	Kum	96	6.1	9.58	4760	0.0334
8	C	762	Kum	96	12.2	9.58	4760	0.0334
9	C	762	Kırmataş	86	6.1	9.58	4760	0.0334
10	D	762	Kum	86	6.1	9.96	4703	0.0333
11	D	762	Kırmataş	96	12.2	9.96	4703	0.0333
12	D	762	Kırmataş	96	6.1	9.96	4703	0.0333
13	E	1067	Kum	90	6.1	10.90	8538	0.0222
14	E	1067	Kum	96	12.2	10.90	8538	0.0222
15	E	1067	Kırmataş	90	6.1	10.90	8538	0.0222
16	F	1524	Kırmataş	90	6.1	16.70	13978	0.0123
18	F	1524	Kum	96	6.1	16.70	13978	0.0123



Şekil 4 - Boru duvar profil en kesitleri [28]

Dolgu inşası süresince meydana gelen esnemeler McGrath (1998b) ve Sargand vd. (2005) eşitlikleri dikkate alınarak hesaplanmıştır [23] [26]. 7, 9, 10, 12, 13, 15, 16 ve 18 nolu deneylerde dolgu kalınlığı 6.1m, diğerlerinde ise dolgu kalınlığı 12.2m'dir. HDPE elastisite modülünün belirlenmesinde ortam sıcaklığı ve yükleme süresine bağlı değişim (14) eşitliği kullanılarak,  $E_p = 410 - 425$  MPa arasında hesaplanmıştır [26]. Bu çalışma kapsamında McGrath (1998b) ve Sargand vd. (2005) tarafından Geliştirilmiş Iowa Eşitlikleri ile yapılan

esneme hesaplarında HDPE elastisite modülü  $E_p = 425$  MPa olarak dikkate alınmış, prizma yükü teorisi esas alınarak yatak açısının  $90^0$  olduğu kabul edilmiş, yatak sabiti  $K = 0.096$  olarak alınmıştır. Zemin reaksiyon modülü için geri dolgu zeminlerin laboratuvarında belirlenen bir boyutlu sıkışma modülü değerleri doğrudan kullanılmıştır (Çizelge 2).

Çizelge 2 - Kum Zeminin Bir Boyutlu Sıkışma Modülü [28]

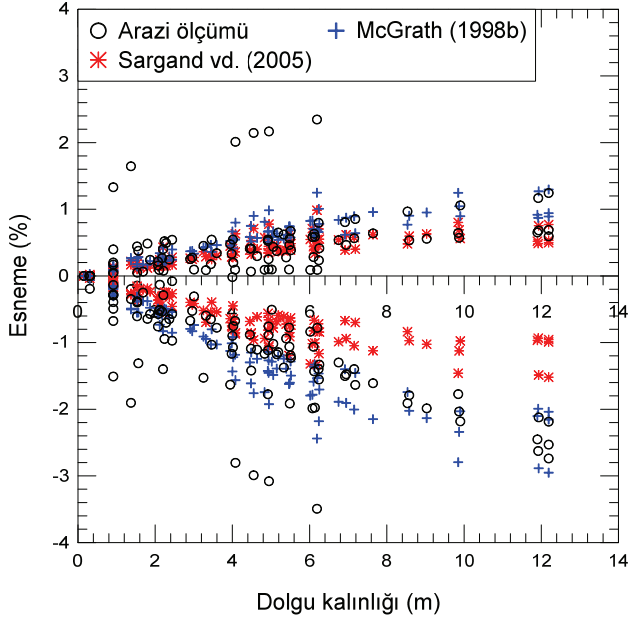
Geri Dolgu Türü	Düşey Gerilme (kPa)	Bir Boyutlu Sıkışma Modülü, Ms (kPa)		
		R.K. = %86	R.K. = %90	R.K. = %96
Kum	<34	8270	10480	13790
	34.5 – 68.9	9650	11380	14820
	69.0– 103.3	10340	11930	17580
	103.4 – 137.8	10690	12890	24130
Kırmataş	<34.5	7580	13100	16890
	34.5 – 68.9	12070	15860	17440
	69.0 – 103.3	17580	19370	20550
	103.4 – 137.8	21370	22340	25510
	137.9 – 172.3	25860	26820	28610
	172.4 – 206.8	27580	28340	33100
	206.9 – 241.3	29.30	31300	37230

### 3.1. Yarı-Ampirik Yaklaşımlar ile Esneme Hesabı

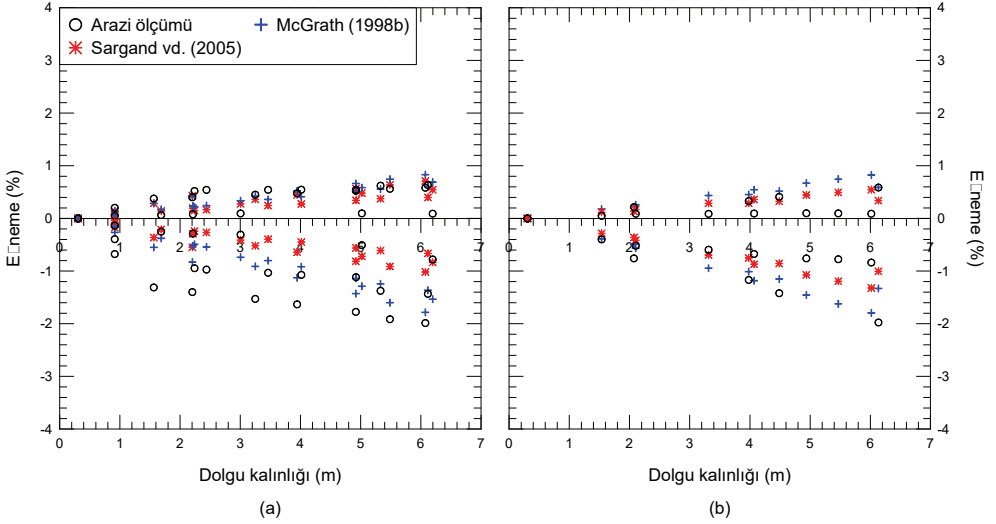
Sargand vd, (2002) tarafından yürütülen proje kapsamında bütün deneylerde arazi dolgu inşa aşamaları ayrıntılı olarak sunulmuştur [28]. Bu inşa adımları dikkate alınarak (9) ve (12) eşitlikleri kullanılarak adım adım esnemeler hesaplanmıştır [29]. Arazide ölçülen ve hesaplanan esneme değerleri ile dolgu kalınlığı arasındaki ilişki Şekil 5'te gösterilmiştir.

Şekil 5'te düşey eksen takımında pozitif değerler borunun yatay ekseninde meydana gelen esnemeleri, negatif değerler ise borunun düşey ekseninde meydana gelen esnemeleri göstermektedir. Dolgu kalınlığı arttıkça boruların esnemesi lineer olarak artış göstermiştir. Eşitliklerden hesaplanan değerler genellikle arazi ölçümleri arasında kalmıştır.

Şekil 6'da yüksek çember rijitliğine sahip (82.1–73.3 kPa) borularda (Boru #7 – 9 ve 12) ve düşük çember rijitliğine sahip (34.4 kPa) borularda (Boru #16 ve 18) meydana gelen esnemeler ile eşitliklerden hesaplanan değerlerin karşılaştırılması verilmiştir. Çember rijitliği yüksek olan borularda (Şekil 6a) hesaplanan düşey esnemelerin genellikle arazi ölçümlerinden daha küçük ve yatay esnemelerin ise genellikle arazi ölçümlerinden daha büyük olduğu görülmektedir. Çember rijitliği düşük olan borularda (Şekil 6b) ise düşey esnemeler arazi ölçümlerine daha yakın, yatay esnemeler ise arazi ölçümlerinden daha büyük tahmin edilmiştir. Görüldüğü gibi yarı-ampirik yaklaşımlar, rijitliği yüksek ve düşük HDPE boruların düşey esnemelerinin tahmininde yatay esnemelere göre daha başarılıdır.



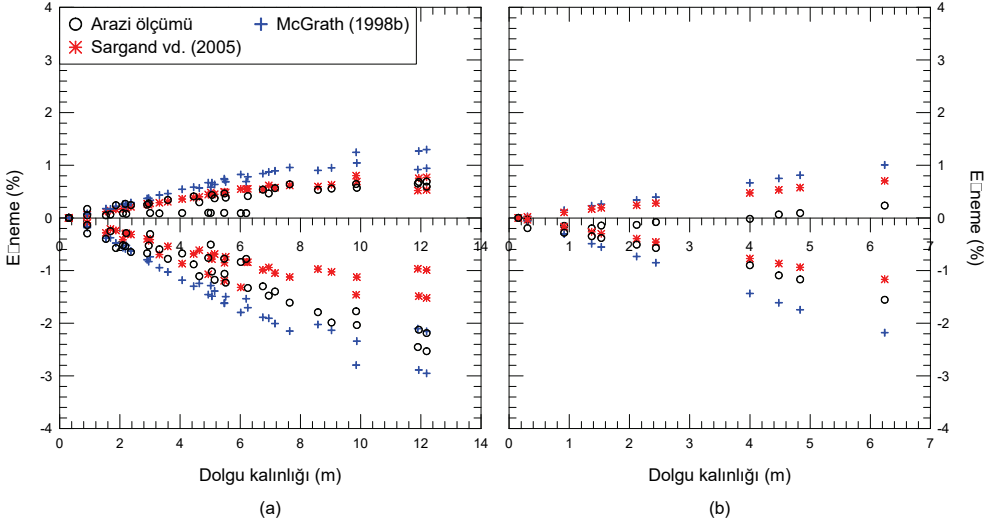
Şekil 5 - Dolgu inşası ile HDPE borularda ölçülen ve hesaplanan esnemeler



Şekil 6 - Boru çember rijitliğine göre arazide ölçülen ve hesaplanan esnemeler  
a) Yüksek çember rijitliği (82.1–73.3 kPa) b) Düşük çember rijitliği (34.4 kPa)

Arazi ölçümleri ile yarı-ampirik eşitliklerden hesaplanan esnemeler karşılaştırılırken geri dolgu malzemesinin türü ve R.K. derecesi de göz önünde bulundurulmuştur. Şekil 7a'da geri

dolgu olarak yerleşim kalitesi yüksek (R.K.=%96) kum kullanılan deneylerde (Boru # 7, 8, 14 ve 18) ve Şekil 7b’de ise yerleşim kalitesi düşük (R.K.=%90) kum kullanılan deneyde (Boru #13) alınan ölçümler ile hesaplanan değerlerin karşılaştırılması yapılmıştır.



Şekil 7 - Kum dolgu yerleşim kalitesine göre ölçülen ve hesaplanan esnemeler  
a) Kum zemin R.K =%96 b) Kum zemin R.K =%90 [29]

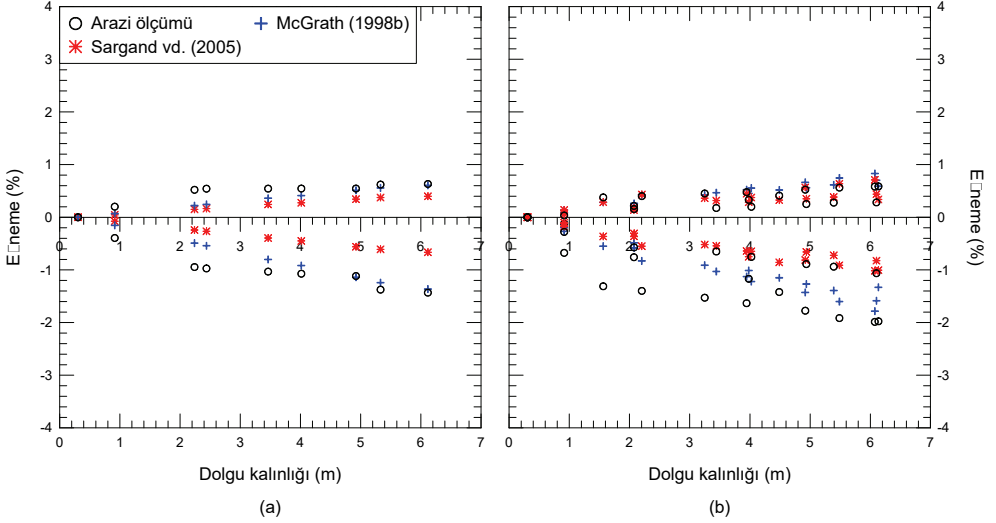
Şekil 7a ve Şekil 7b’de arazide ölçülen düşey esneme değerleri genellikle, Sargand vd. (2005) eşitliği ile hesaplanan değerlerden büyük McGrath (1998b) eşitliği ile hesaplanandan ise daha küçüktür. Ölçülen yatay esnemeler ise genellikle, her iki eşitlikle tahmin edilenlerden daha küçüktür.

Şekil 8a’da geri dolgu olarak yerleşim kalitesi yüksek (R.K.=%96) kırma taş kullanılan deneyde (Boru #12) ve Şekil 8b’de ise yerleşim kalitesi düşük (R.K.=%86-90) kırma taş kullanılan deneylerde (Boru #9, 15 ve 16) ölçülen esnemelerin karşılaştırılması gösterilmiştir. Her iki şekil incelendiğinde kırmataş dolgu malzeme ile yapılan dolgu sonucu düşeyde boru esnemelerinin R.K.=%86-90’da daha büyük olduğu, yatay esnemelerin ise tam tersi olarak R.K.=%96’da daha büyük olduğu görülmektedir. Şekil 9’da kırmataş ve kum kullanılan deneylerin karşılaştırmaları ve Şekil 10’da ise dolgu kalınlığının 6.1m ve 12.2m olması durumları için değerlendirmeler verilmiştir.

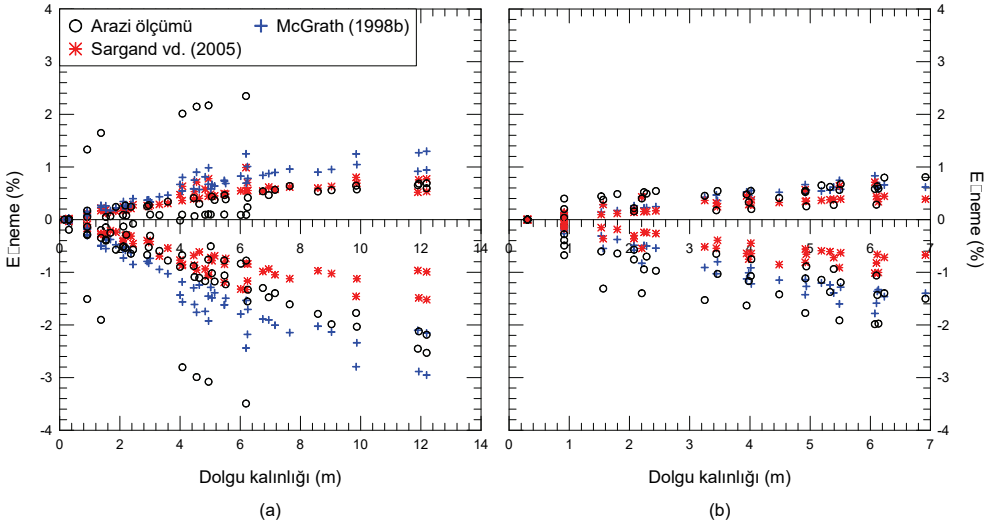
Nihai dolgu kalınlığı altında, HDPE borularda ölçülen ve eşitliklerden hesaplanan esnemeler Çizelge 3’te sunulmuştur. Örneğin Boru #8 ve Boru #14’de nihai dolgu kalınlığı 12.1m ve kum dolgu zemin %96 R.K ile yerleştirilmiştir. Boru duvar profilleri bakımından da birbirlerine benzemekle birlikte Boru #8 çember rijitliği Boru #14’den daha yüksektir.

Boru #16 ve Boru #18’de boru profil yapısı (F), boru çapı (1524mm) ve nihai dolgu yüksekliği (6.1m) aynı, R.K değerleri ve dolgu malzemesi türü birbirinden farklıdır. Boru #16 kırmataş malzeme %90 R.K ile yerleştirilmiş, Boru #18 ise kum malzeme %96 R.K ile yerleştirilmiştir. R.K=%90 kırmataş malzeme kullanılarak yapılan dolgu altında ölçülen

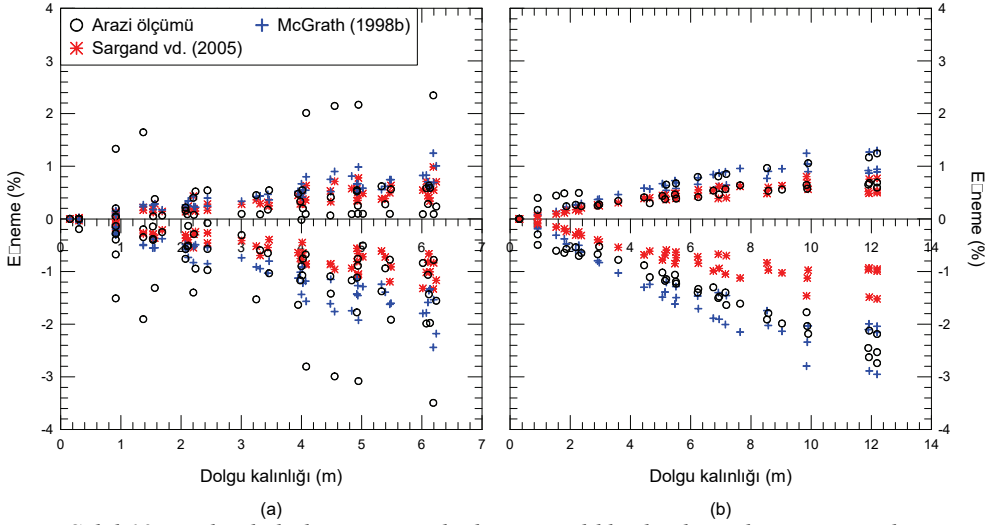
düşey esneme % -2.33 iken R.K=%96 kum malzeme kullanılarak yapılan dolgu altında ölçülen düşey esneme % -0.86'dır. Benzer şekilde yatay esneme değerleri de sırası ile %0.76 ve % 0.11 olarak ölçülmüştür. Diğer bütün koşullar aynı yalnızca dolgu malzemesi türü ve R.K değeri farklı olması durumunda ölçülen değerlerin birbirinden çok farklı olduğu görülmüştür.



Şekil 8 - Kırmataş dolgu yerleşim kalitesine göre ölçülen ve hesaplanan esnemeler  
a) Kırmataş R.K =%96 b) Kırmataş R.K =%86-90 [29]



Şekil 9 - Dolgu malzemesi türüne göre ölçülen ve hesaplanan esnemeler  
a) Kum dolgu b) Kırmataş dolgu [29]



Şekil 10 - Dolgu kalınlığına göre ölçülen ve eşitliklerden hesaplanan esnemeler  
a) Dolgu kalınlığı 6.1 m b) Dolgu kalınlığı 12.2 m [29]

Çizelge 3 - Nihai dolgu kalınlığı altında ölçülen ve hesaplanan esnemeler [29]

Boru #No	Nihai dolgu kalınlığı (m)	$\Delta y/D$ (%)			$\Delta x/D$ (%)		
		Arazi ölçümü	McGrath 1998b	Sargand vd.2005	Arazi ölçümü	McGrath 1998b	Sargand vd.2005
7	6.1	-0.78	-1.53	-0.83	0.09	0.69	0.55
8	12.2	-2.53	-2.16	-0.99	0.60	0.94	0.53
9	6.1	-1.99	-1.78	-1.02	0.58	0.83	0.71
10	6.1	-3.49	-2.44	-1.33	2.35	1.25	0.99
11	12.2	-2.74	-2.04	-0.95	1.24	0.89	0.50
12	6.1	-1.43	-1.36	-0.66	0.63	0.61	0.40
13	6.1	-1.55	-2.18	-1.17	0.24	1.01	0.70
14	12.2	-2.19	-2.95	-1.52	0.69	1.30	0.77
15	6.1	-1.06	-1.59	-0.82	0.28	0.70	0.44
16	6.1	-1.98	-1.33	-1.01	0.59	0.59	0.34
18	6.1	-0.84	-1.79	-1.32	0.09	0.83	0.55

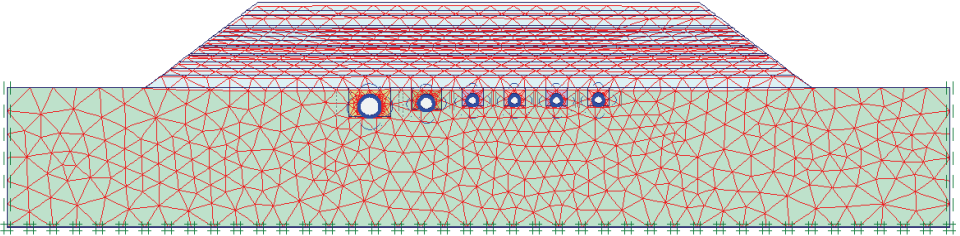
Arazide düşeyde ve yatayda sırası ile en büyük esnemeler %-3.51 ve % 2.42'dir. Bu değerler esnek borular için CPPA (2006)'da [5] belirtilen %7.5 sınır değerinden oldukça düşüktür. İncelenen borular 6.1m'lik dolgu altında yaklaşık 125 kPa'lık düşey gerilme ve 12.2 m lik dolgu altında ise 250 kPa'lık düşey gerilmeye maruz kalmıştır ve bu gerilmeler altında boruda düşey ve yatay esnemeler lineer olarak artış göstermiştir. Çalışma kapsamında

incelenen bu borular oldukça yüksek düşey gerilmelere maruz kalmasına rağmen ölçülen ve hesaplanan esnemelerin %7.5 sınır esneme değerini geçmediği belirlenmiştir.

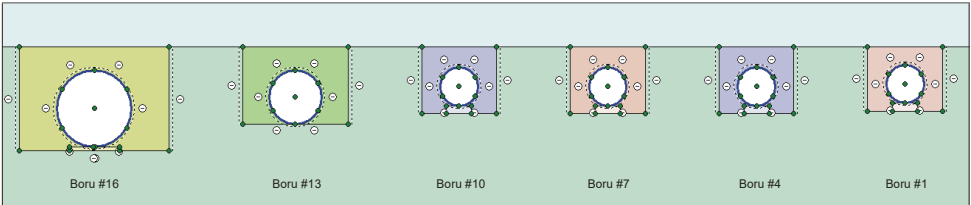
Genel olarak, McGrath (1998b) eşitliği ile hesaplanan düşey esneme değerlerinin arazi ölçümleri ile daha uyumlu olduğu, Sargand vd. (2005) eşitliği ile hesaplanan düşey esneme değerlerinin arazi ölçümlerinden daha küçük olduğu belirlenmiştir. Yatay esnemenin tahmininde ise her iki ampirik yaklaşımın da çok başarılı olmadığı görülmektedir. Bu durumun borunun düşey esnemesi ile birlikte meydana gelen pozitif kemerlenme sonucu, boru üzerine etkiyen gerilmenin yeniden bir dağılım göstermesi ile ilgili olduğu düşünülmektedir. Borunun düşey esnemesine bağlı olarak kemerlenme oranı değişmekte ve boru üzerinden gömlekleme dolgusuna aktarılan gerilme miktarı ve dolgunun rijitliğine bağlı olarak borunun yan duvarına pasif itki uygulamaktadır. Bunun sonucu olarak, boruda daha küçük yatay esnemeler meydana geldiği görülmektedir. Yarı-ampirik yaklaşımlar ile boru-zemin etkileşimi davranışının tam olarak iyi bir şekilde dikkate alınmadığı söylenebilir.

### 3.2. Sayısal Analizler ile Esneme Hesabı

Derin Gömü Projesi [28] kapsamında, kalın dolgular altında gömülü bulunan boruların davranışı iki boyutlu olarak sonlu elemanlar analiz yöntemine göre çözüm yapan, PLAXIS programı ile incelenmiştir [29]. Şekil 3'te gösterilen A-A', B-B' ve C-C' kesitlerinin iki boyutlu (2D) modeli oluşturularak sayısal analizleri gerçekleştirilmiştir. Şekil 11'de A-A' kesitine ait modelin sonlu elemanlar ağı gösterilmiştir. Diğer kesitler için de benzer modeller oluşturularak sayısal analizler yapılmıştır. Şekil 12'de ise A-A' kesitindeki hendeklerin yakın plan görünümü gösterilmiştir. Şekil 11 ve Şekil 12'de gösterilen kesitlerde en sağ tarafta görülen iki boru kesiti (Boru#4 ve Boru#1 PVC boru olduğundan) bu çalışma kapsamında kullanılmamıştır. A-A' ve C-C' kesitindeki dolgu yüksekliği 6.1m, B-B' kesitinde ise dolgu yüksekliği 12.2m dir.



Şekil 11 - A-A' kesiti sayısal modeli ve sonlu elemanlar ağı [29]



Şekil 12 - A-A' kesiti (hendek geometrilerinin kesit görünümü) [29]



Gömülme ortamını oluşturan zeminlerin davranışları “Hardening Soil Model” (Pekleşen Zemin Modeli-HS) kullanılarak analiz edilmiştir [30]. Oluşturulan modelde HDPE borular delme tünel (bored tunnel) seçeneği ile modellenmiştir. Geri dolgu malzemeleri ile doğal zemin arasına, ara yüzey eleman yerleştirilmiş ve azaltma faktörü için  $R_{int}=0.5$  ve  $R_{int} = 1.0$  (rijit) değerleri atanarak parametre değişiminin HDPE borularda meydana gelen esnemeler üzerindeki etkisi incelenmiştir. Azaltma faktörünün  $R_{int}=0.5$  olarak alındığı analizlerde HDPE borularda düşey ve yatay ekseninde meydana gelen esneme değişimlerinin %0.01 – %0.02 oranında olduğu görülmüş ve bu artışın göz ardı edilebilir boyutta olduğu düşünülerek geri dolgu malzemeleri ile doğal zeminin ara yüzeyinin rijit olduğu kabul edilmiştir. HDPE borular ile geri dolgu malzemeleri arasına da ara yüzey elemanları yerleştirilmiş ve azaltma faktörü  $R_{int}=0.67$  olarak alınmıştır [31].

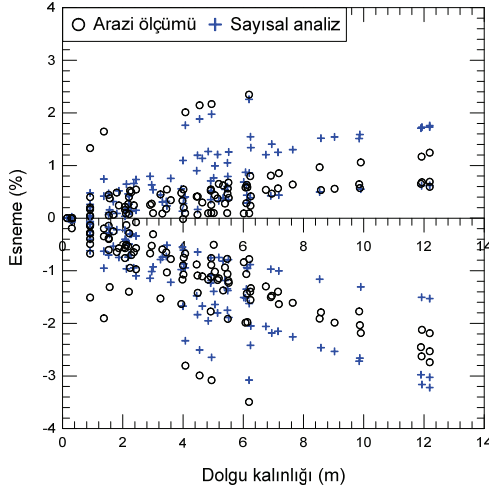
Dolgu inşasına ilk aşamada 0.92m kalınlıkta dolgu serilerek başlanmış ve daha sonraki adımlarda 0.61m’lik tabakalar halinde serilerek yaklaşık 37 günde 12.2m’lik dolgu tamamlanmıştır [28]. Çizelge 4’te analizlerde kullanılan malzeme parametreleri gösterilmiştir. Sargand vd. (2002)’de geri dolgu ve dolgu malzemeleri üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneylerinden belirlenen Sekant modülü ( $E_{50}$ ) değerleri HS modele göre (15) eşitliği kullanılarak referans Sekant modülü ( $E_{50}^{ref}$ ) değeri belirlenmiştir.  $E_{50}^{ref}$  referans çevre basıncına ( $p^{ref}$ ) göre belirlenen Young modülünün m gerilme bağımlılığının miktarını belirleyen üst indistir. Genellikle  $p^{ref}=100$  kPa ve kohezyonsuz zeminler için  $m=0.5$  ve kohezyonlu zeminler için  $m=1$  ve  $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$  olarak alınabileceği belirtilmiştir [30]. (15) eşitliğinde  $\sigma_3$  değeri üç eksenli deneyde uygulanan çevre basıncı olarak dikkate alınmıştır.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (15)$$

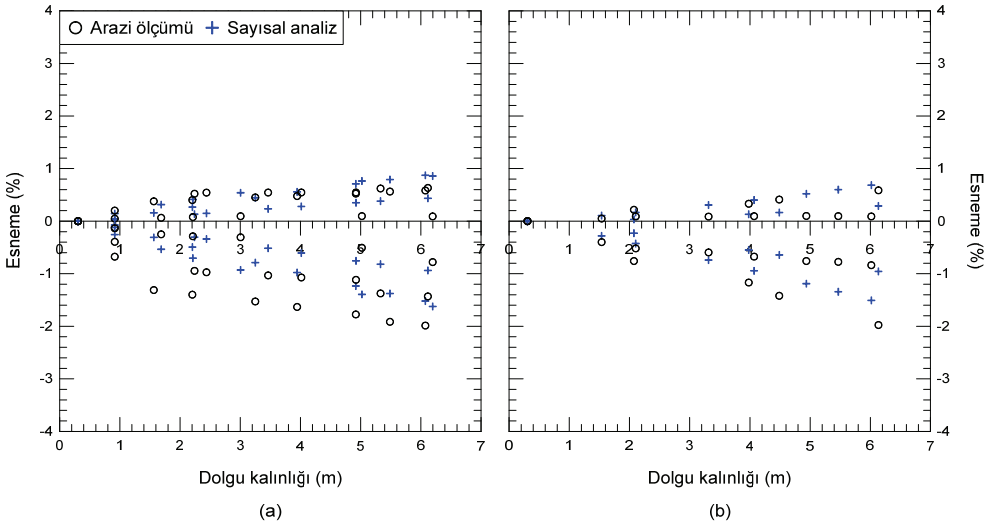
Çizelge 4 - Sayısal analizlerde kullanılan malzeme parametreleri[28]

Zemin	R.K (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_{50}$ (kPa)	$E_{50}^{ref}$ (kPa)	c (kPa)	$\phi'$ (°)	m
Geri dolgu (Kum)	86	17.70-18.03	9700	9500	0.00	37	0.5
	90	18.90	20600	20300	0.00	41	0.5
	96	19.35-19.95	36000	35500	0.00	45	0.5
Geri dolgu (Kireçtaşı)	86	19.46-19.77	48500	48000	34.5	42	0.5
	90	20.28-20.71	70000	69500	55.2	43	0.5
	96	22.19-23.81	90000	89200	69.0	45	0.5
Kil dolgu	-	20.40	-	5210	34.5	15	1.0
Yerelzemin	-	20.40	-	5000	0.00	24	1.0

Yapılan sayısal analizlerde Şekil 3'te gösterilen üç kesitte Çizelge 1'de özellikleri verilen HDPE borular için analiz sonuçları boru çember rijitliği, gömkleme dolgusunun R.K değeri ve dolgu malzemesinin cinsine göre değerlendirilmiştir. Sayısal analizlerin sonuçlarına göre dolgu kalınlığına bağlı olarak elde edilen esneme değerleri sunulmuştur. Şekil 13'te bütün kesitlerdeki HDPE borularda ölçülen ve sayısal analizlerden hesaplanan esneme değerlerinin dolgu kalınlığına göre değişimi gösterilmiştir. Görüldüğü gibi sayısal analiz sonuçları geniş bir aralık içinde değişim göstermekte, yaklaşık olarak arazi ölçümleri ise bu aralığın ortalarında yer almaktadır.

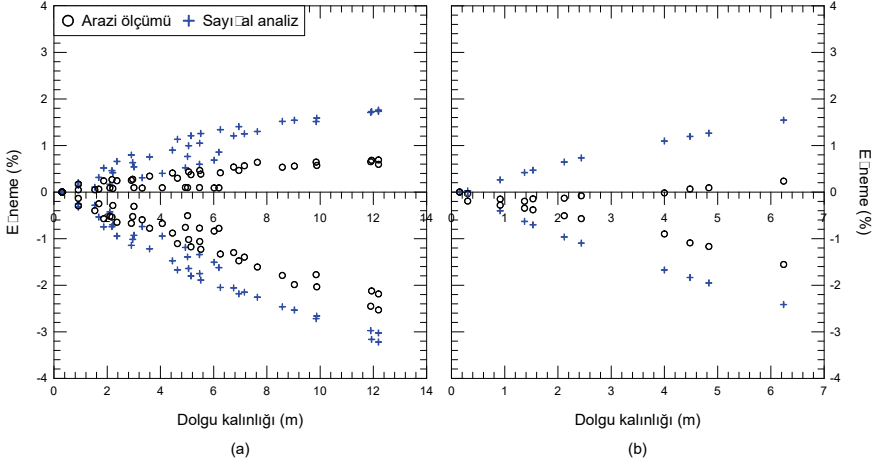


Şekil 13 - Dolgu inşası ile ölçülen ve sayısal analizlerden hesaplanan esnemeler [29]

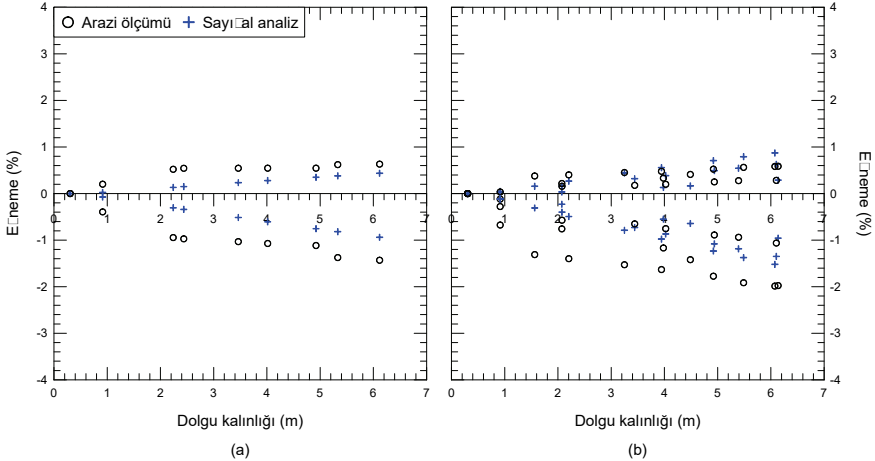


Şekil 14 - Boru çember rijitliğine göre arazide ölçülen ve sayısal analizlerden hesaplanan esnemeler a) Yüksek çember rijitliği (82.1–73.3 kPa) b) Düşük çember rijitliği (34.4 kPa)

Şekil 14’te boru çember rijitliğinin esnemelere olan etkisi değerlendirilmiştir. Çember rijitliğine göre hem yüksek hem de düşük rijitlik değerleri için yapılan karşılaştırmaların uyumlu olduğu görülmektedir. Şekil 15’de ise kum gömlekleme dolgusunun R.K. değerine göre karşılaştırma yapılmış ve arazi ölçümlerinin sayısal analizden hesaplanan değerlere göre oldukça küçük olduğu görülmüştür. Bu durumun sebebi olarak sayısal analizlerde kum zemin için kullanılan malzeme parametrelerinin arazideki durumu tam olarak yansıtmadığı düşünülmektedir. Şekil 16’da kırmataş malzemenin R.K. değerine göre yapılan karşılaştırmalar sunulmuştur. Yerleşim kalitesi yüksek olan durum için (R.K. %96) sayısal analizlerde esnemeler küçük hesaplanmış, yerleşim kalitesi düşük olan durum için (R.K. %86-90) ise esnemeler daha uyumludur. Özellikle yatay esnemeler arazi ölçümleri ile daha uyumlu hesaplanmıştır.

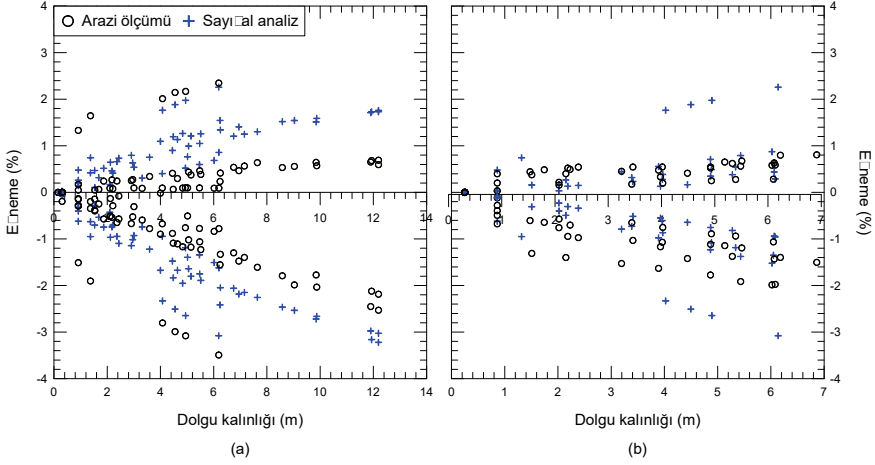


Şekil 15 - Kum dolgu yerleşim kalitesine göre ölçülen ve sayısal analizlerden hesaplanan esnemeler a) Kum zemin R.K. =%96 b) Kum zemin R.K. =%90 [29]



Şekil 16 - Kırmataş dolgu yerleşim kalitesine göre ölçülen ve sayısal analizlerden hesaplanan esnemeler a) Kırmataş R.K. =%96 b) Kırmataş R.K. =%86 – 90 [29]

Şekil 17’de gömlekleme malzemesinin kum ve kırmataş olması durumları karşılaştırılmıştır. Görüldüğü gibi kum dolgu için elde edilen esneme değerleri oldukça büyük, kırmataş dolgu için hesaplanan değerler ise daha uyumludur. Sayısal analizlerde kum dolgu için kullanılan malzeme parametrelerinin araziyi temsil etmediği bu durum için tekrar söylenebilir.



Şekil 17 - Dolgu malzemesi türüne göre ölçülen ve sayısal analizlerden hesaplanan esnemeler a) Kum dolgu b) Kırmataş dolgu [29]

Çizelge 5 - Boru tacında ölçülen ve sayısal analizlerde hesaplanan gerilmeler [29]

Boru#No	Dolgu Kalınlığı (m)	$\sigma_y$ (kPa)		$\sigma_x$ (kPa)	
		Ölçüm	Analiz	Ölçüm	Analiz
7	6.1	53.8	76.2	44.8	127.9
8	12.2	97.2	214.1	112.4	245.6
9	6.1	51.7	61.5	65.8	123.8
10	6.1	64.8	111.4	64.8	112.0
11	12.2	81.4	144.9	126.2	281.7
12	6.1	55.2	47.5	59.3	122.5
13	6.1	58.6	87.5	77.9	129.3
14	12.2	100.0	208.1	82.7	255.2
15	6.1	55.2	43.3	63.4	126.9
16	6.1	59.3	51.1	100.7	116.4
18	6.1	41.4	74.0	37.9	138.7

Çizelge 5'te boru tacı üzerinde arazide ölçülen ve sayısal analizde hesaplanan düşey ( $\sigma_y$ ) ve yatay ( $\sigma_x$ ) gerilmeler sunulmuştur. Görüldüğü gibi hesaplanan düşey gerilmeler ölçülenler ile daha uyumlu, hesaplanan yatay gerilmeler ölçülenlerden çok farklıdır. 6.1m ve 12.2m'lik dolgular altında kalan borular üzerine sırasıyla 125 kPa ve 250 kPa'lık gerilme aktarılmaktadır.

Ölçüm sonuçları uygulanan gerilme altında boruda esneme meydana geldiğini ve pozitif kemerlenme mekanizması gelişerek düşey gerilmelerin azaldığını göstermektedir. Borunun düşey esnemesine bağlı olarak kemerlenme oranı değişmekte ve boru üzerinden yan gömlekleme dolgusuna aktarılan gerilme miktarı ve dolgunun rijitliğine bağlı olarak borunun yan duvarına pasif itki uygulanmaktadır. Böylece yükleme miktarı, boru rijitliği ve gömlekleme dolgusu rijitliğine bağlı olarak meydana gelen esneme ve pozitif kemerlenme sonucu, boru üzerine etkiyen düşey ve yatay gerilmeler yeniden bir dağılım göstermektedir.

#### 4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Boruların tasarımında genellikle yarı-ampirik yaklaşımlar, arazi ve laboratuvar deneyleri ve sayısal analizlerden yararlanılabilmektedir. Gömülü boruların ve boruları çevreleyen zeminlerin davranışları zemin-yapı etkileşimi problemi olarak ele alındığından, HDPE boruların davranışı yükleme miktarı, boru rijitliği, gömlekleme dolgusu rijitliği ve yerel zemin koşullarından etkilenmektedir.

Bu çalışmada gömülü yüksek yoğunluklu polietilen borularda (HDPE) esneme davranışını etkileyen faktörlerden boru çember rijitliği, düşey gerilme, gömlekleme dolgusu relatif kompaksiyonu ve dolgu malzeme türü etkileri incelenmiştir. Bu kapsamda, Sargand vd, (2002) tarafından kalın dolgular altında kalan ve drenaj amaçlı kullanılan boruların davranışını incelemek için yürütülen projede 11 adet HDPE borudan alınan arazi ölçümleri kullanılmıştır [28]. Bütün borular benzer yerel zemin içinde gömüldüğünden, bu etki bütün borularda aynıdır. Ampirik hesaplamalarda, geliştirilmiş Iowa eşitliklerinden McGrath (1998b) ve Sargand vd. (2005) tarafından türetilen eşitlikler kullanılmıştır [23] [26]. Bu eşitliklerde eksenel şekil değişiminin yanı sıra çembersel kısalma da dikkate alınarak toplam şekil değişimleri tahmin edilmiştir. İki yaklaşımda da eksenel şekil değişimi hesabında zemin reaksiyon modülü olarak tek boyutlu sıkışma modülü kullanılmış, çembersel kısalma değerleri Burns & Richard (1964) Elastik Yöntemi kullanılarak geliştirilen eşitlikler ile hesaplamaya dahil edilmiştir. İki yaklaşımda da prizma yüküne göre hesaplanan düşey gerilme değerine bir düşey kemerlenme faktörü atanarak boru-zemin etkileşimi dikkate alınabilmektedir.

Yarı ampirik ve sayısal analizlerden hesaplanan esneme değerlerinin arazi ölçümlerine benzer şekilde, dolgu kalınlığı arttıkça (yük miktarı arttıkça) artış gösterdiği görülmüştür. Yapılan hesaplamalara göre gömülü HDPE boruların yük altındaki esnemesini çember rijitliği, gömlekleme dolgu türü, dolgunun rölatif kompaksiyon derecesi ve yükleme miktarının etkilediği tespit edilmiştir. Belirlenen sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

1. Çember rijitliği düşük ve yüksek olan HDPE borular için yarı ampirik yaklaşımların düşey esnemeleri daha yakın, yatay esnemeleri ise daha büyük tahmin ettiği, sayısal analiz sonuçlarının ise yaklaşık olarak arazi ölçümlerinin ortasında yer aldığı görülmüştür.

2. Kum zemin ile gömlekleme yapıldığında %96 RK'da Sargand vd. (2005) ile hesaplanan düşey esnemeler arazi ölçümlerine göre küçük, McGrath (1998) ile hesaplananlar ise büyüktür. Yatay esnemelerde ise McGrath (1998) ile arazi ölçümlerine daha yakın değerler hesaplanmıştır. %90 RK'da ise tam tersi bir durum meydana gelmiştir. Sayısal analizlerde ise her iki RK değeri için de esnemeler arazi ölçümlerinden daha büyüktür.
3. Kırmataş zemin ile gömlekleme yapıldığında %96 RK'da her iki ampirik eşitlik ile hesaplananlar arazi ölçümlerinden daha küçük, %86-90 RK'da ise daha uyumlu esnemeler hesaplanmıştır. Benzer davranış sayısal analiz sonuçlarında da görülmüştür.
4. Gömlekleme malzemesi olarak kum zemin kullanıldığında arazi ölçümlerinden daha küçük, kırmataş zemin kullanıldığında ise arazi ölçümlerine daha yakın esnemeler hesaplanmıştır.

Yapılan yarı-ampirik hesaplar ve sayısal analizlere göre gömülü HDPE boruların tasarımında esnemeler tahmin edilirken zemin-boru etkileşiminin dikkate alınması gerektiği açıktır. Hesaplanan esnemelerin arazide ölçülen değerlerle yaklaşık olarak uyumlu olduğu, çember rijitliği düşük ve yüksek olan HDPE borular için bu yaklaşımların kullanılabilceği söylenebilir. Arazi ölçümleri ve hesaplanan esneme değerlerine göre söz konusu borular %5 - %7.5 tasarım limitine ulaşmamışlardır.

Esnek boruların tasarımı için ampirik yaklaşımlardan faydalanılmak istendiğinde, boru cinsi dikkate alınarak kullanılan ampirik eşitliklerden hesaplanan esneme değerlerinin bir aralık olarak dikkate alınması ve değerlendirmelerin bir alt ve bir üst sınıra göre yapılması önerilmektedir. Son yıllarda özellikle HDPE boruların tasarımında sayısal analizlerin de yaygın olarak kullanıldığı ve analizlerde boru-zemin etkileşimini dikkate alan bünye bağıntılarının kullanılması gerekliliği açıktır.

Bu çalışma kapsamında yapılan ampirik hesaplamalar ve sayısal analizlerin sonuçları Sargand vd. (2002)'de arazi deneyinden alınan ölçümlere göre yapılan değerlendirmeleri içermektedir. Özellikle kalın dolgular altında kalacak HDPE drenaj borularının tasarımında boru – zemin etkileşimi değerlendirilmelidir.

### **Semboller**

- A : birim uzunluk için boru kesit alanı  
B : boru orta yüksekliği düzeyinde hendek genişliği  
BR : boru rijitliği  
c : kohezyon  
D : boru çapı  
D<sub>L</sub> : gecikme faktörü (boyutsuz)  
DKF : düşey kemerlenme faktörü (boyutsuz)  
E'<sub>b</sub> : Hendek dolgusu rijitliği  
E'<sub>n</sub> : Yerel zemin rijitliği

- $E_p$  : boru malzemesinin elastisite modülü  
 $E'$  : zemin reaksiyon modülü  
 $E^*$  : boru malzemesinin zamana ve sıcaklığa bağlı olarak düzeltilmiş elastisite modülü  
 $E_{50}$  : Sekant modülü  
 $E_{50}^{ref}$  : referans Sekant modülü  
 $F$  : paralel plaka yükleme deneyinde boruda  $\Delta y$  çap değişimine neden olan düşey yük  
 $HS$  : Pekleşen Zemin Modeli  
 $I$  : birim uzunluktaki boru duvarı kesitinin eylemsizlik momenti  
 $k$  : sabit  
 $K$  : yatak sabiti  
 $m$  : gerilme bağımlılığının miktarını belirleyen üst indis  
 $M$  : birim uzunlukta eğilme momenti,  
 $M_s$  : bir boyutlu sıkışma modülü  
 $p^{ref}$  : referansçevre basıncı  
 $P$  : boru tacına etkileyen düşey gerilme  
 $P_{cr}$  : kritik burkulma basıncı  
 $P_i$  : iç basınç  
 $P_v$  : prizma yükü ve hareketli yük (toplam düşey yük)  
 $r$  : boru yarıçapı  
 $R_{int}$  : arayüzey azaltma katsayısı  
 $t$  : boru et kalınlığı  
 $S_H$  : Halka rijitliği parametresi (boyutsuz)  
 $S_B$  : Eğilme rijitliği parametresi (boyutsuz)  
 $T$  : sıcaklık  
 $t$  : zaman  
 $\Delta y$  : boruda düşey ekseninde meydana gelen boy kısalması  
 $\Delta x$  : boruda yatay ekseninde meydana gelen boy kısalması  
 $\Delta y/D$  : düşey esneme  
 $\Delta x/D$  : yatay esneme  
 $\varepsilon$  : Poisson çember deformasyonu

- $\varepsilon_b$  : düşey ekseninde boru çapı değişimi nedeni ile oluşan eğilme deformasyonu
- $\varepsilon_c$  : boru duvarlarında düşey zemin basıncından kaynaklanan gerilme nedeni ile oluşan basınç deformasyonu
- $\varepsilon_p$  : boru duvarlarında iç basınçtan (vakum) kaynaklanan gerilme nedeni ile oluşan basınç deformasyonu
- $\phi'$  : kayma mukavemeti açısı
- $\gamma_n$  : zemin tabii birim hakim ağırlığı
- $\sigma_c$  : düşey zemin basıncından kaynaklanan gerilme
- $\sigma_y$  : düşey gerilme
- $\sigma_x$  : yatay gerilme
- $\sigma_3'$  : üç eksenli deneyde uygulanan çevre basıncı
- $\nu$  : boru malzemesi Poisson oranı
- $\zeta$  : zemin reaksiyon modülü azaltma faktörü

### **Kaynaklar**

- [1] Moser, A. P., Buried Pipe Design, McGraw – Hill, 2008.
- [2] Terzaghi, K., Stress Distribution in Dry and Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door, Proceedings, 1<sup>st</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass., 35–39, 1936.
- [3] Rogers, C. D. F., Fleming, P. R. and Talby, R., Use of Visual Methods to Investigate Influence of Installation Procedure on Pipe-Soil Interaction, Tra.Res. Rec., 1541,1996.
- [4] Terzi, N. U., Gömülü Borulara Etkiyen Düşey ve Yatay Yüklerin Boru Stabilesine Olan Etkilerinin Karşılaştırılması, Doktora Tezi, YTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Ana Bilim Dalı, 2007.
- [5] CPPA (Corrugated Polyethylene Pipe Association), Recommended Installation Practices For Corrugated Polyethylene Pipe and Fittings, CPPA Washington, DC. 25-26, 2006.
- [6] NCHRP (National Cooperative Highway Research Program),Report 429: transportation research board national research council HDPE pipe:recommended material specifications and design requirements,National Academy Press, Washington, D.C.,1999.
- [7] Watkins, R. K., Szpak, E., and Allman, W. B., Structural design of polyethylene pipes Subjected to External Loads, Proc., ASTM Committee Meeting, Boston, 1973.
- [8] Spangler, M. G., The Structural Design of Flexible Pipe Culverts, Iowa Engineering Experiment Station, Bulletin 153, 1941.



- [9] Watkins, R. K. and Spangler, M. G., Some Characteristics of the Modulus of Passive Resistance of Soil: A Study of Similitude, Highway Research Board Proceedings, Vol. 37., pp. 576-583, 1958.
- [10] ASTM D 2412, Standard Test Method for Determination of External Loading Characteristics of Plastic Pipe by Parallel-Plate Loading, 2011.
- [11] Marston, A., Anderson, A.O., The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe, Iowa State College of Agriculture and Mechanic Arts, Iowa, 1913.
- [12] Masada, T., Improved Design Approach for Buried Flexible Pipe, Proceedings to Pipeline 2009: Infrastructure's Hidden Assets, pp. 920-928, 2009.
- [13] Masada, T., Structural Performance of Profile-Wall Plastic Pipes under Relatively Shallow Soil Cover and Subjected to Large Surface Load, Ph.D. Thesis, Ohio Universitesi College of Engineering and Technology, 1996.
- [14] Howard, A. K., Modulus of Soil Reaction Values for Buried Flexible Pipe, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 103, pp. 33-43, 1977.
- [15] Howard, A. K., The Reclamation E' Table, 25 Years Later, Plastic Pipes Symposium XIII, 2006.
- [16] Hartley, J. D., Duncan, M., E' and It's Variation with Depth, ASCE Journal of Transportation Engineering, Vol. 113, No. 5, 1987.
- [17] McGrath, T. J., Replacing E' with the Constrained Modulus in Buried Pipe Design, ASCE Pipelines in the Constructed Environment, pp. 28-40, 1998a.
- [18] Nielson, F. D., Modulus of Soil Reaction as Determined from Triaxial Shear Test, Highway Research Record No. 185, Washington, D.C: 80-90, 1987.
- [19] Stankowski, S. and Nielson, F. D., An Analytical-Experimental Study of Underground Structural Cylinder Systems, Engineering Experiment Station, New Mexico State University, Las Cruces, N. Mex., 1969.
- [20] Chambers, R. E., McGrath, T. J., Heger, F. J., Plastic Pipe for Subsurface Drainage of Transportation Facilities, NCHRP Report 225, Transportation Research Board, 1980.
- [21] Leonhardt, G., Die Erdlasten bei Überschütteten Durchlassen, Die Bautechnik, Vol. 56. No. 11, 1979.
- [22] Howard, A. K., Composite E' (Modulus of Soil Reaction), Proceedings of Pipelines 2009: Infrastructure's Hidden Assets, pp. 960-969, 2009.
- [23] McGrath, T. J., Design Method for Flexible Pipe, A Report to the AASHTO Flexible Culvert Liaison Committee, Simpson Gumpertz & Heger Inc., 1998b.
- [24] Burns J, Q. ve Richard R. M., Attenuation of stresses for buried cylinders, In Proc., Symposium on Soil-Structure Interaction, Tucson (AZ): University of Arizona Engineering Research Laboratory, 1964.

- [25] Masada, T., Modified Iowa Formula for Vertical Deflection of Buried Flexible Pipe, ASCE Journal of Transportation Engineering, Vol. 126, No. 5, pp. 440-447, 2000.
- [26] Sargand, S., Masada, T., Gruver, D., Field Performance and Analysis of Large – Diameter High – Density Polyethylene Pipe under Deep Soil Fill”, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 131, No. 1, pp. 39-51, 2005.
- [27] Sargand, S. M. ve Masada, T., Long Term Monitoring of Pipe Under Deep Cover, Report No: FHWA-OH-2007/15, 2007.
- [28] Sargand, S., Masada, T., Hazen, G., Field Verification of Structural Performance of Thermoplastic Pipe under Deep Backfill Conditions, FHWA/OH – 2002/023 Final Report to Ohio Dept. of Transportation and Federal Highway Administration, 2002.
- [29] kınay, E., Gömülü Esnek Boru Davranışının İncelenmesi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsünde Hazırlanan Yüksek Lisans Tezi, İstanbul, 2010.
- [30] PLAXIS, Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, Version 2012 Manual. A.A. Balkema Publishers. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 2012.
- [31] Massicotte, D., Finite Element Calculations of Stresses and Deformations in Buried Flexible Pipes, MSc. Thesis, Ottawa University, Dept. of Civil Engineering, 2000.

# Kohezyonsuz Zeminlerin Tane Dağılım ve Şekil Özelliklerinin Aktif Göçme Yüzeyi Geometrisine Etkileri

Çağdaş ARDA<sup>1</sup>  
Özer ÇİNİCİOĞLU<sup>2</sup>

## ÖZ

İstinat duvarlarının aktif göçme durumuna ulaşması sonucunda oluşan kayma yüzeylerinin geometrileri, granüler dolguların genleşme davranışından etkilenmektedir. Literatürdeki gerilme-genleşme denklemleri bağıl birim hacim ağırlığın ve gerilme durumunun zeminin genleşme davranışına etkilerini ortaya koymaktadır. Fakat bu değişkenlerin göçme anında oluşacak kayma bandı geometrisine etkilerini model deneyleri ile araştıran mevcut çalışmalar düşük gerilmeler altında ve zeminlerin makro-mekanik özellikleri dikkate alınmadan gerçekleştirilmiştir. Bu nedenle, bu çalışmada kullanılmak üzere aktif yönde yanal olarak hareket edebilen ve düşey yönde sürşarj uygulayabilen küçük ölçekli bir 1g fiziksel istinat duvarı modeli oluşturulmuştur. Fiziksel model deney düzeneği kullanılarak farklı tane şekli ve boyutlarına sahip üç farklı granüler dolgu malzemesi ile çeşitli sıklık-gerilme tertiplerinde deneyler yapılmıştır. Yapılan model deneylerinin görüntüleri parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi ile çözümlenmiş ve kayma yüzeyi geometrileri elde edilmiştir. Böylece tane boyutu, şekli ve sürşarj yükünün göçme anındaki kayma yüzeyi geometrilerine etkileri araştırılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Genleşme açısı, PGHÖ, fiziksel model, göçme yüzeyi, istinat duvarı.

## ABSTRACT

### The Influences of Micro-Mechanical Properties of Cohesionless Soils on Active Failure Surface Geometries

The geometry of active failure surface is influenced by the dilatant properties of granular backfills. Stress-dilatancy functions available in the literature suggest that dilatant behavior is dependent on relative density and the state of stress. However, because physical modelling

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 22 Şubat 2018 günü ulaşmıştır. 29 Ağustos 2018 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 30 Kasım 2019 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.397658>

1 Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - [cagdas.arda@boun.edu.tr](mailto:cagdas.arda@boun.edu.tr) - <https://orcid.org/0000-0001-9843-0532>

2 Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - [ozler.cinicioğlu@boun.edu.tr](mailto:ozler.cinicioğlu@boun.edu.tr) - <https://orcid.org/0000-0001-9334-6956>

studies investigating the influence of these variables were conducted under small stresses and without considering macro-mechanical properties of soils, a new small-scale 1g physical retaining wall model that can translate to active state and apply vertical surcharge is designed. Using this setup, physical model tests using three different granular backfill materials were conducted under various density and stress state combinations. Images from these tests were analyzed using particle image velocimetry method (PIV) and failure surface geometries were defined. Thus, it was possible to study the influences of mean grain size, particle shape, and surcharge on failure surface geometries.

**Keywords:** Dilatancy angle, PIV, physical model, failure surface, retaining wall.

## 1. GİRİŞ

İstinat duvarlarının yatay hareketleri duvar arkasında yer alan granüler dolgunun hacimsel ve kayma şekil değiştirmelerine sebep olur. Söz konusu şekil değiştirmeler, göçme anına kadar devam eden duvar hareketleri süresince “kayma bandı” olarak adlandırılan bölgede yoğunlaşır ve kayma bandı ile duvar arasında kalan zemin kayma kaması olarak tanımlanır [1, 2]. Kayma bandının yatay ile yaptığı açı ( $\alpha$ ) aktif veya pasif göçme şartlarında istinat yapısı üzerine etkiyecek basıncın hesaplanabilmesi için gereklidir. Rankine (1856) yayımladığı makalesinde Coulomb’un kayma kaması hipotezinden (1776) yola çıkarak bu mekanizmanın granüler zeminlerde zemin tanelerinin karşılıklı sürtünmesi sonucu meydana geldiğini öne sürmüştür, doğrusal olduğunu varsaydığı göçme yüzeyi geometrisinin Mohr-Coulomb kayma hipotezine bağlı olarak,

$$\alpha = 45^\circ + \phi' / 2 \quad (1)$$

bağıntısı ile hesaplanabileceğini belirtmiştir. Eşitlik 1’de,  $\phi'$  zeminin içsel sürtünme açısıdır. Bu bağıntı inşaat mühendislerince bilinen bir bağıntı olduğu için uygulamada sıklıkla kullanılmaktadır.

Sonraki yıllarda yapılan araştırmalar, göçme yüzeyi geometrisinin duvar – zemin arasındaki sürtünmeden ve zeminin genişleme açısından etkilendiğini göstermiştir. Tsagareli (1965) gerçekleştirdiği deneyler ile kayma yüzeyinin şeklini sürtünme açısına bağlı üssel bir fonksiyon ile tanımlamıştır [3].

$$\alpha = C(3.6\phi' + 0.5)^{x/c} \quad (2)$$

Eşitlik 2’de  $\phi'$  radyan cinsinden içsel sürtünme açısını,  $x$  kayma bandı üzerindeki bir noktanın istinat duvarına olan yatay mesafesini ifade etmektedir.  $C$  ise duvar uzunluğuna bağlı bir katsayıdır. Fakat bu çalışmada genişlemenin etkisi dikkate alınmamış, kayma yüzeyinin parabolik biçiminin duvar sürtünmesi etkisi ile oluştuğu ifade edilmiştir.

1980’li yıllarda yapılan iki çalışma en büyük genişleme açısının ( $\psi_p$ ) göçme yüzeyi geometrisine ve yatay toprak basıncına etkilerini ilk defa tanımlamıştır. Bunlardan ilk olarak Vardoulakis (1980), düzlem şekil değiştirme şartlarında yaptığı deneylerde yük altında numunede oluşan kayma şekil değiştirmelerinin oluşumunda genişleme davranışının da etkin olduğunu Mohr-Coulomb yaklaşımından türettiği analitik bağıntılar ile ifade etmiştir [4].

Daha sonra gerçekleştirdiği fiziksel model deneyleri ile ölçtüğü  $\alpha$  açılarının denklem ile örtüşüğünü göstermiştir.

$$\alpha = 45^{\circ} + \frac{1}{4}(\phi'_p + \psi'_p) \quad (3)$$

Fakat Eşitlik 3 doğrusal olup, parabolik bir geometriye sahip gerçek göçme yüzeyi geometrisi ile örtüşmemektedir. Ardından Bang (1985) aktif yatay toprak basıncının oluşumuna duvar eğiminin etkisini araştıran çalışmasında sunduğu analitik formülde duvar hareketinin yatay toprak basıncına etkisini  $\psi_p$  değeri ile göstermiştir [5].

Diğer birçok araştırmacı ise genleşme etkisini duvar hareketi sırasında oluşan ve deneysel olarak ölçümü çok güç olan kemerlenme davranışına dayandırmaktadır [6, 7, 8, 9, 10]. Kemerlenme ile genleşme mekanizmalarının her ikisi de kum tanelerinin birbirlerine kenetlenmeleri sonucunda ortaya çıkmaktadır. Tanelerin kenetlenmesinin sonucu olan iki mekanizmadan kemerlenmenin ölçümü çok zor olduğu için genleşmeyi kayma yüzeylerinin geometrileri ile ilişkilendirmek pratik açıdan daha anlamlıdır. M. Kowalska (2014),  $\psi/\phi'$  oranının istinat duvarı arkasındaki kayma bandı geometrisine etkisini belirlemek için bir istinat duvarını sonlu elemanlar yöntemi ile modelleyerek sayısal analizler yapmıştır [11]. Çalışma sonrasında artan sürşarj genleşme değerini sınırladığını ve  $\psi/\phi'$  oranının azalmasına neden olduğunu ortaya koymuştur. Fakat, sürşarj etkisiyle istinat duvarının arkasında oluşan gerilme dağılımı fiziksel olarak modellenemediğinden, genleşmenin kayma bandı geometrisine etkisi görselleştirilememiştir.

Öte yandan granüler zeminlerin sıklık ve gerilme değişimi gibi fiziksel özellikleri yanında tane mineralojisi, şekli, boyutları gibi mikro-mekanik özelliklerinin de zeminin mukavemetine etkileri Oda (1972), Holubec ve Appolonia (1973), Frossard (1979), Jensen v.d. (2001), Santamarina ve Cho (2004) gibi araştırmacılar tarafından incelenmiştir [12, 13, 14, 15, 16]. Amirpour ve diğ. (2017), çok sayıda farklı tane çapı dağılımına sahip, köşeli ya da yuvarlak gibi değişken tane şekillerindeki kumlar üzerinde yaptıkları konsolidasyonlu ve drenajlı üç eksenli deneylerde ortalama tane çapı ( $D_{50}$ ) değerinin tane şekline göre gerilme-genleşme davranışını etkilediğini tespit etmiş, zeminin  $D_{50}$  değeri yükseldikçe genleşme açısının azaldığını ortaya koymuştur [17]. Bununla beraber, daha köşeli tane şekline sahip kumlarda genleşme davranışının etkisi daha yüksek olmaktadır [13].

Yapılan tüm bu araştırmalar dikkate alındığında, zeminlerin göçme yüzeyi geometrilerinin analitik yolla tespit edilmesinde yüksek gerilmelerin (sürşarj etkisi) ile zeminlerin dane dağılımı ve şekil özelliklerinin birleşik etkilerinin henüz dikkate alınmadığı tespit edilmiştir. Dolayısıyla, bu çalışmada tane şekli ya da granülometrisi birbirinden farklı olan üç farklı granüler zemin üzerinde aktif yönde hareket eden istinat duvarı model deneyleri yapılmıştır. Deneylerde model düzeneğinin kemerlenme etkisini önleyecek genişlikte tutulmasına özen gösterilmiştir. Her test için parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ) metodu kullanılarak değişken göreceli sıklık ve sürşarj yükleri altında zeminlerin göçme anındaki kayma düzlemleri gözlemlenmiştir. Her deney için kumların düzlem gerilme genleşme açısı ve içsel sürtünme açısı gibi mukavemet parametreleri Bolton (1986) tarafından önerilen ve literatürde geniş kabul gören gerilme-genleşme bağıntısı kullanılarak hesaplanmıştır [18]. Böylece, deneysel olarak elde edilen kayma düzlemi geometrileri ile gerilme-genleşme bağıntısı kullanılarak hesaplanmış genleşme özellikleri arasında bağlantı kurmak mümkün olmuştur. Elde edilen sonuçlar tartışılmış ve aktif göçme yüzeylerinin geometrilerini etkileyen mikro-

mekanik özellikler sunulmuştur. Bu sonuçlardan yola çıkarak oluşan göçme yüzeyi geometrisi ile genişleme açısı arasındaki ilişkinin önceki araştırmalar ile önerilen analitik bağıntılar ile uygunluğu araştırılmış, tane boyutu ve şeklinin yüksek gerilmeler altında kayma düzlemi oluşumuna etkileri incelenmiştir.

## 2. KUMLARDA SÜRTÜNME VE GENLEŞME MEKANİZMALARI

Kohezyonsuz sıkı zeminlerin gerilme – şekil değiştirme ilişkisinde tanelerin kilitleme etkisi ile maksimum içsel sürtünme açısı kritik durum sürtünme açısının üstüne yükselmektedir. Bu da hacimsel genişleme davranışının zeminlerin mukavemetine etkisini ortaya koymaktadır. Granüler zeminlerde genişlemenin fiziksel varlığı ilk kez Reynolds (1885) tarafından tespit edilmiştir [19]. Fakat genişlemenin mekanik olarak tanımlanması 20. yüzyılın ortasını bulmuştur. Bu teorilerden en öne çıkanlar testere diş modeli (Taylor 1948) ile iş yayılma teorisine dayalı Rowe (1962 ve 1969) ile Jong (1976) tarafından önerilen gerilme-genişleme ilişkileridir [20, 21, 22, 23]. Özellikle testere diş modeli taneler arası kilitleme mekanizmasının sürtünme direncine etkisine teorik bir açıklama getirmektedir. Fakat testere diş modeli ile hesaplanan içsel sürtünme açıları deneysel sonuçlar ile uyuşmamaktadır. Bunu tespit eden Bishop (1971) deneysel bir çalışma ile genişlemenin içsel sürtünmeyi ne kadar etkilediğini deneysel dayalı ‘ $r$ ’ katsayısı ile tanımlamıştır (Eşitlik 4) [24].

$$r = \frac{\phi'_p - \phi'_c}{\psi_p} \quad (4)$$

Burada  $\phi'_c$  kritik durum kayma açısıdır. İçsel sürtünme ve genişleme açıları için en büyük değerlerin (sırasıyla  $\phi'_p$  ve  $\psi_p$ ) kullanılmasının sebebi  $\psi$  değerinin kayma süresince değişmesi ve zeminlerin davranışlarının bu değerlerle ilişkili olmalarıdır. Bilindiği üzere genişleme açısı Eşitlik 5’te gösterildiği gibi hesaplanır.

$$\tan \psi = -\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma} \quad (5)$$

Burada  $d\varepsilon_v$  birim hacimsel değişim,  $d\gamma$  birim şekil değiştirmedir. Zeminin kayma davranışı süresince  $-d\varepsilon_v/d\gamma$  oranı değişeceği için  $\psi$  değeri de değişecektir. Eşitlik 5 ile hesaplanan en yüksek  $\psi$  değeri  $\psi_p$  ile gösterilmektedir ve bu değer Şekil 1’de gösterildiği gibi en yüksek kayma gerilmesinin ( $q$ ) ölçüldüğü aşamaya karşılık gelmektedir.

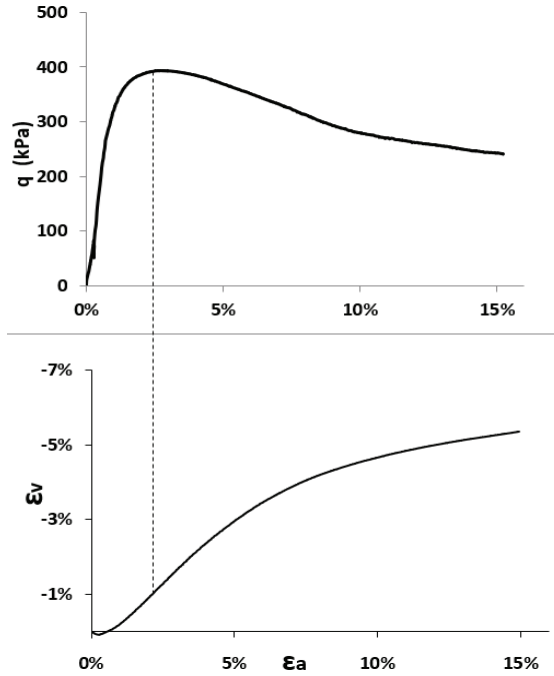
Bolton (1986) literatürde mevcut üç eksenli deney verilerini derleyerek  $\psi_p$  değerinin hesaplanabilmesi için ampirik bir bağıntı geliştirmiştir [18]:

$$\psi_p = \frac{A_\psi}{r} \left[ I_D \left( Q - \ln \frac{100p'_f}{p_a} \right) - R \right] = (A_\psi \times I_R) / r \quad (6)$$

Eşitlik 6’da  $p'_f$  göçme anındaki ortalama efektif gerilme değerini,  $p_a$  atmosferik basıncı ifade etmektedir. Üç eksenli deneylerdeki aksenal simetrik durum için  $p'_f = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$ , üç boyutlu fiziksel model deneylerindeki düzlem gerilme koşulu için ise  $p'_f = (\sigma'_1 + K_o\sigma'_1 + \sigma'_3)/3$  olarak hesaplanmaktadır.  $I_R$ , genişleme indeksi değeri olarak

adlandırılmıştır ve ampirik olarak elde edilen  $Q$  ve  $R$  katsayıları ile hesaplanmaktadır. Elindeki üç eksenli deney verisini kullanarak Bolton (1986) tüm kumlar için  $Q = 10$  ve  $R = 1$  değerlerini önermektedir [18].  $A_\psi$  değeri ise üç eksenli deneyler ile belirlenen genişleme indeksinin genişleme oranına etkisini gösteren bir katsayıdır. Diğer bir deyişle  $A_\psi I_R$  değeri  $\phi'_p - \phi'_c$  farkına karşılık gelmektedir. Bolton (1986)'a göre  $A_\psi$  eksenel simetri şartlarında 3 ve düzlem şekil değiştirme şartlarında ise 5 değerini almaktadır [18].

Bu deneysel çalışma sırasında Bolton (1986) tarafından önerilen ve araştırma çalışmalarında sıklıkla kullanılan Eşitlik 6, model dolgularının  $\psi_p$  değerlerinin hesaplanması için kullanılmıştır. Daha önce birçok araştırmacı Bolton (1986) tarafından önerilen  $Q=10$  ve  $R=1$  değerlerinin farklı kumlarda doğru sonuçlar vermediğini tespit etmiş ve her kum için deney yapılmasının gerekliliği belirtilmiştir [25,26].  $Q$  ve  $R$  katsayılarının doğru hesaplanabilmeleri için model deneylerinde kullanılan kum üzerinde üç eksenli deneyler yapılmıştır. Bu çalışmada kullanılan kumlar için geçerli değerler deney malzemeleri bölümünde anlatılacaktır.



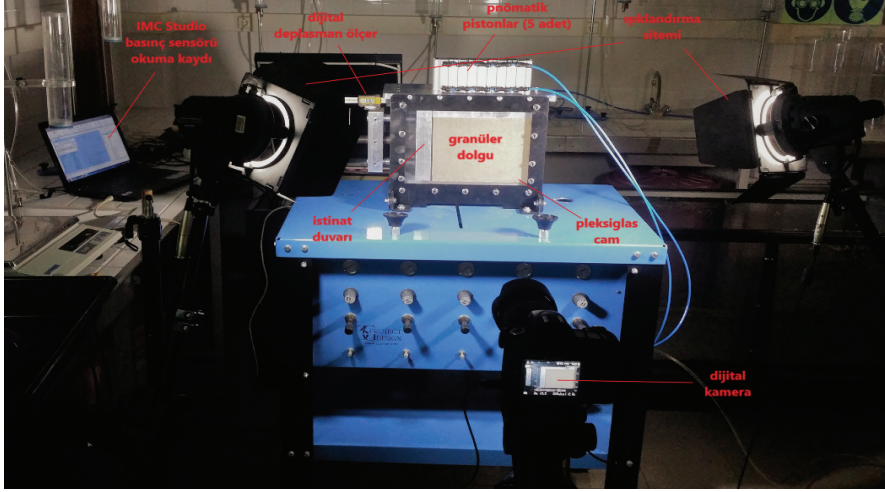
Şekil 1 - Üç eksenli deney sırasında deviatorik gerilme ( $q$ ) ile hacimsel birim şekil değiştirme ( $\varepsilon_v$ ) büyüklüklerinin eksenel şekil değiştirme ( $\varepsilon_a$ ) ile değişimleri

Yapılan üç eksenli deneyler sonucunda  $Q$  ve  $R$  katsayılarına ek olarak  $r$  katsayısı da elde edilmiştir. Bilindiği üzere genişleme açısı malzeme boyut dağılımı ve mineralojisinin bir fonksiyonu olduğu için üç eksenli ve düzlem şekil değiştirme şartları arasında farklılık göstermemektedir. Fakat içsel sürtünme açısı gerilme şartlarına bağlı olarak değişmektedir [27, 28, 29]. Bunun sebebi  $\phi'_p$  değerinin zeminin sıklığına ve gerilme izine bağlı olmasıdır.

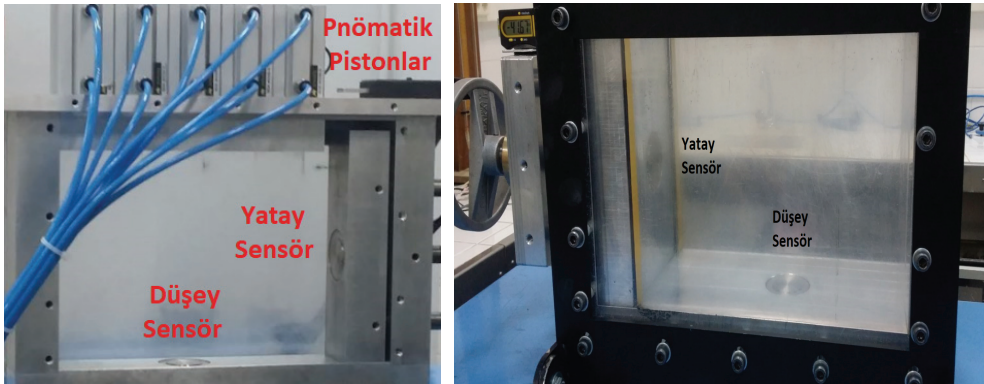




bulunmaktadır. 200kPa gerilme ölçüm kapasitesine sahip küçük boyutlu gerilme ölçerler deney süresince düşey ve yatay gerilmelerin kaydedilmesi amacıyla kullanılmaktadır (Şekil 4). Deney süresince dolguya etkiyen gerilmeler bu sensörler aracılığıyla takip edilmiş, ortalama gerilme ( $p'$ ) ve kayma gerilmesi ( $q$ ) değerleri bu ölçümler kullanılarak hesaplanmıştır. Beklendiği gibi tüm model deneylerinde duvar ötelenme miktarının ( $d$ ) artışıyla düşey efektif gerilmenin ( $\sigma'_v$ ) değişmediği, yatay efektif gerilmenin ( $\sigma'_h$ ) ise azaldığı gözlenmiştir. Dolguda deney sırasında beliren  $q-d$  ilişkisi Şekil 5'te gösterilmektedir.



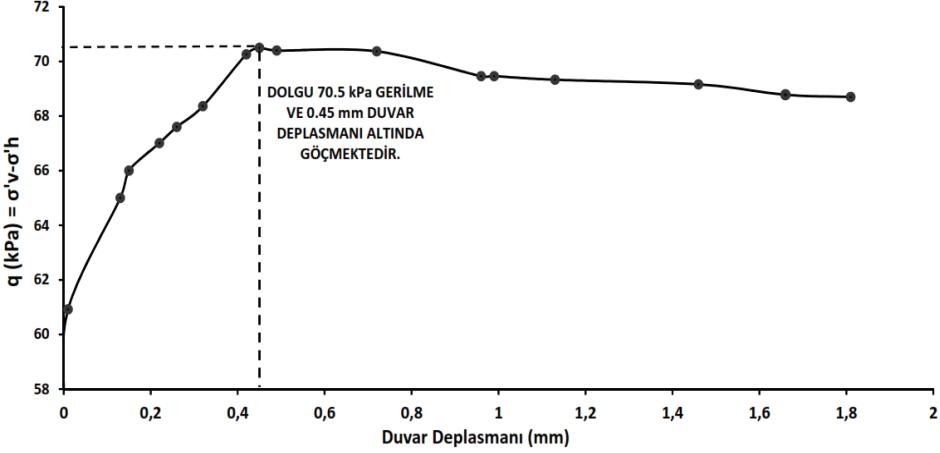
Şekil 3 - Fiziksel Model Genel Görünümü



Şekil 4 - Basınç sensörlerinin fiziksel model üzerindeki konumu

Duvarın ötelenme miktarının gözlemlenmesi için duvar arka yüzüne dijital bir sensör yerleştirilmiştir. Deneyler esnasında istinat duvarı, el ile döndürülebilir çark yardımıyla 0.5 mm/s sabit hızında yatay yönde hareket ettirilmektedir. Duvar hareketleri başlangıç durumundan göçme durumuna kadar bir sabitleyiciye oturtulmuş 6000 x 4000 yüksek

çözünürlüklü dijital kamera ile her 0.1 mm deplasman için fotoğraflanmıştır. Kamera ile fiziksel model arasındaki mesafenin, kamera odağının ve doğrusalığının her testte sabit olmasına dikkat edilmiştir. Yüksek kaliteli fotoğraf çekimi için özel ışıklandırma sistemi kullanılmıştır. Böylece deney sırasında duvarın yatay hareketi, dolgudaki düşey ve yatay gerilmeler ve zemin tanelerinin yer değiştirmesi başlangıç durumundan göçme durumuna kadar kaydedilmiştir.



Şekil 5 - Model deneyi sırasında kayma gerilmesinin duvar ötelenmesi ile değişimi

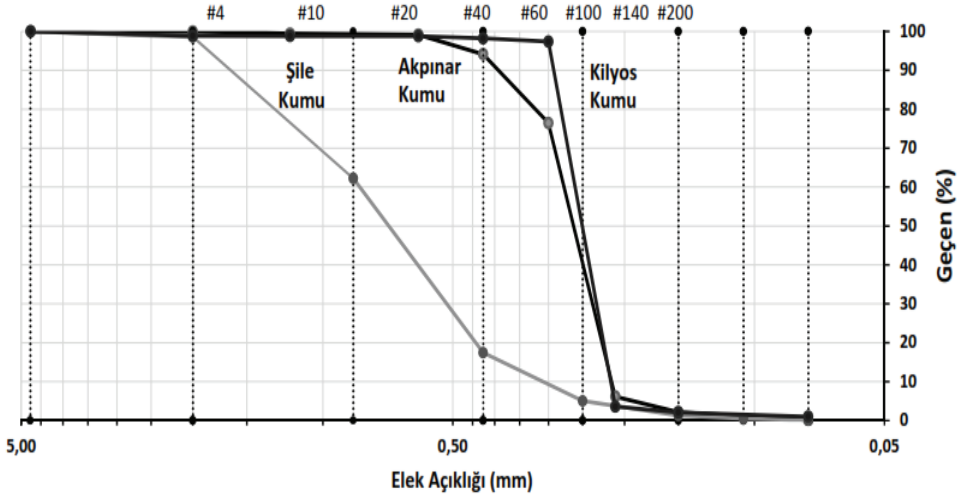
#### 4. DENEYLERDE KULLANILAN KUMLARIN ÖZELLİKLERİ

Bu bölümde model çalışmalarında kullanılan kumların fiziksel ve mekanik özelliklerinin deney sonuçları sunulacaktır.

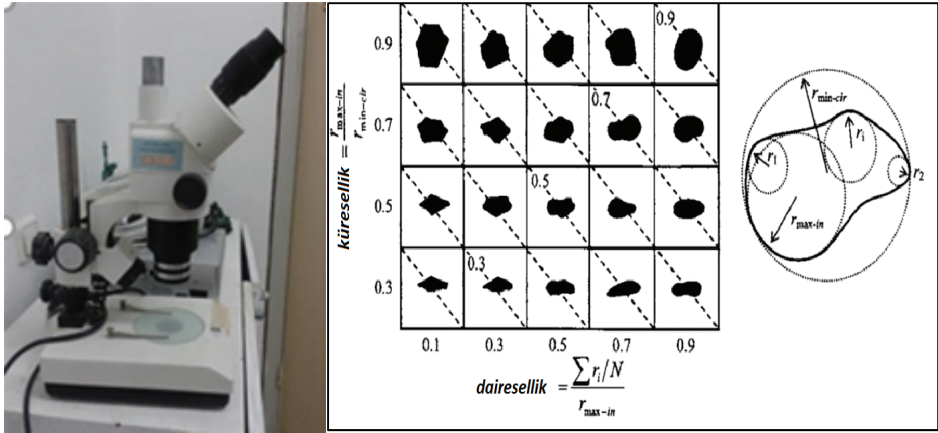
##### 4.1. Fiziksel Özellikler

Deneylerde İstanbul'un farklı bölgelerindeki kum ocaklarından alınmış, alındığı bölgeye göre isimlendirilen Akpınar, Şile ve Kilyos kumları kullanılmıştır. Kumlar, laboratuvara getirildikten sonra yıkanmış ve 4 No'lu elek üzerinde kalan (çakıl) ile 200 No'lu eleği geçen (kil ve silt) tane boyutlarından arındırılmıştır. Şekil 6'da bu kumların granülometri eğrileri verilmektedir.

Elek analizi sonuçlarına göre her kum için ortalama tane çapı ( $D_{50}$ ), ortalama üniformluk katsayısı ( $C_u$ ), ortalama derecelenme katsayısı ( $C_c$ ) parametreleri belirlenmiştir. Zeminlerin özgül ağırlık, maksimum ve minimum boşluk oranı değerleri ASTM standartlarına uyularak laboratuvar deneyleri ile elde edilmiştir. Her kum tipinin farklı kısımlarından toplam 50 adet tane rastgele seçilerek bunların dijital mikroskop kamerası ile fotoğrafları çekilmiş, ImageJ programı ile analizleri yapılarak tane şekli belirlenmesinde kullanılan ortalama küresellik ( $S_{ort}$ ) ve yuvarlaklık ( $R_{ort}$ ) değerleri elde edilmiştir (Şekil 7). Seçilen tane sayısı büyük sayılar yasası (Moore ve McCabe 2003) göz önünde bulundurularak seçilmiştir [30]. Bulunan değerler, Krumbain ve Sloss (1963) tarafından önerilen tane şekli tablosu ile karşılaştırılmıştır [31].



Şekil 6 - Çalışmada kullanılan kumların elek analizleri



Şekil 7 - Tane şekli analizinde kullanılan Mshot model dijital mikroskop kamerası ve Krumbein ve Sloss (1963) tarafından önerilen tane şekli diyagramı

Kumların laboratuvar deneyleri ile tespit edilen tüm fiziksel özellikleri Çizelge 1'de verilmektedir. Plexiglas ile Şile kumu arasındaki sürtünme açısı kesme kutusu deneyleri ile yaklaşık  $\delta'=22^\circ$  olarak ölçülmüştür. Göçme yüzeyi geometrisi oluşumunda etkin olan sürtünmeyi azaltmak için, plexiglas yan duvarlara şeffaf ve yüksek birim hacim ağırlıklı polietilen tabakalar yerleştirilmiştir. Ayrıca, plexiglas üzerinde 'Petrochem' marka saydam silikon yağ kullanılmıştır. Uygulama sonrası bu yağ yüksek sıcaklık altında kurutulmuş ve deney öncesi yeterli süre beklenerek zemin tanelerine yapışması önlenmiştir. Silikon yağ ve plexiglas kullanımı ile sürtünme açısı  $\delta'=12^\circ$  civarına düşürülmüştür. Model duvar yüksekliği

ile deneylerde kullanılan kumların boyutları karşılaştırıldığında problem sonuçlarını etkileyebilecek ölçek sorunun olmadığı görülmektedir. Zira çalışmada temiz kumlar kullanılmıştır ve gözlenen davranış kum veya çakıl kohezyonsuz tüm dolgu malzemelerinde gözlenecek davranış ile aynıdır. Gerçek boyutta bir istinat ölçeği düşünüldüğünde, model duvarı yüksekliğinin kumun  $D_{50}$  büyüklüğüne oranı kaba kum-ince çakıl boyutlarına karşılık gelmektedir ve bu durum mekanik davranışta değişikliklere sebep olmayacaktır.

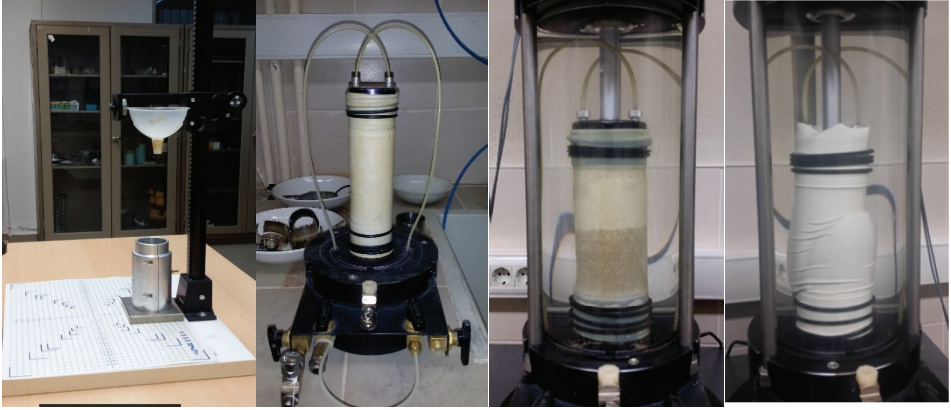
Çizelge 1 - Çalışmada kullanılan kumların fiziksel Özellikleri

Fiziksel Özellik	Akpınar Kum	Şile Kum	Kilyos Kum
Ortalama tane büyüklüğü ( $D_{50}$ )	0.27	0.71	0.26
Üniformluk katsayısı ( $C_u$ )	1.23	2.80	1.24
Süreklilik katsayısı ( $C_c$ )	0.97	1.12	0.97
Özgül ağırlık ( $G_s$ )	2.63	2.61	2.66
Maksimum boşluk oranı ( $e_{maks}$ )	0.87	0.78	0.77
Minimum boşluk oranı ( $e_{min}$ )	0.58	0.52	0.44
Ortalama küresellik ( $S_{ort}$ )	0.716	0.551	0.743
Ortalama yuvarlaklık ( $R_{ort}$ )	0.728	0.757	0.759

#### 4.2. Deneylerde Kullanılan Kumların Mekanik Özellikleri

Kumların mekanik özelliklerinin elde edilmesi amacıyla Geocomp marka üç eksenli deney düzeneği kullanılarak laboratuvarında her kum için değişken sıklık ve çeper basınçlarında 12 adet  $K_o$  konsolidasyonlu ve drenajlı deney yapılmıştır. Numunelerin farklı sıklıkta hazırlanabilmeleri için kuru şartlarda kum yağdırma tekniği kullanılmış, doyurma aşamasını hızlandırabilmek için  $CO_2$  kullanılmıştır. Şekil 8'de oluşturulan deney numunesi aşamaları görülmektedir. Deney sonuçları analiz edilerek  $\phi'_p$ ,  $p'_f$  ve  $\psi_p$  değerleri her deney için tespit edilmiştir. Numunelerin göreceli sıklığı ( $I_D$ ) bilgisi de kullanılarak tüm deneylerin sonuçları Bolton (1986) gerilme-genleşme denkleminde yer alan  $Q$  ve  $R$  parametreleri her kum için ayrı olarak hesaplanabilmektedir.  $\psi_p - \phi'_p$  arasındaki ilişki grafiksel olarak çizilmiş ve Vaid ve Sasitharan (1992) tarafından açıklanan yoldan üç eksenli için geçerli  $r$  değeri ( $r_{tx}$ ) ve  $\phi'_c$  elde edilmiştir [32]. Deneylerde kullanılan tüm kum numuneleri mineralojik olarak kuvars yapıda olduğundan kritik durum sürtünme açıları birbirlerine yakın çıkmakla birlikte, daha köşeli tane şekline sahip Şile kumunda sürtünme açısının daha yüksek olduğu görülmektedir. Son olarak, Hanna (2001) yöntemi kullanılarak  $r_{tx}$  değerleri düzlem şekil değiştirme şartlarında geçerli  $r$  değerlerine ( $r_{ps}$ ) dönüştürülmüştür [29].

Tüm kumların hesaplanan mekanik parametreleri Çizelge 2'de verilmiştir. Çizelge 2'den görülebileceği üzere deneylerden elde edilen  $Q$  ve  $R$  değerleri Bolton (1986) tarafından önerilen değerlerden farklıdır ve her kum numunesinde değişmektedir.



Şekil 8 - Üç eksenli deneylerde kullanılan numunelerin oluşturulması ve göçme durumu

Çizelge 2 - Çalışmada kullanılan kumların mekanik özellikleri

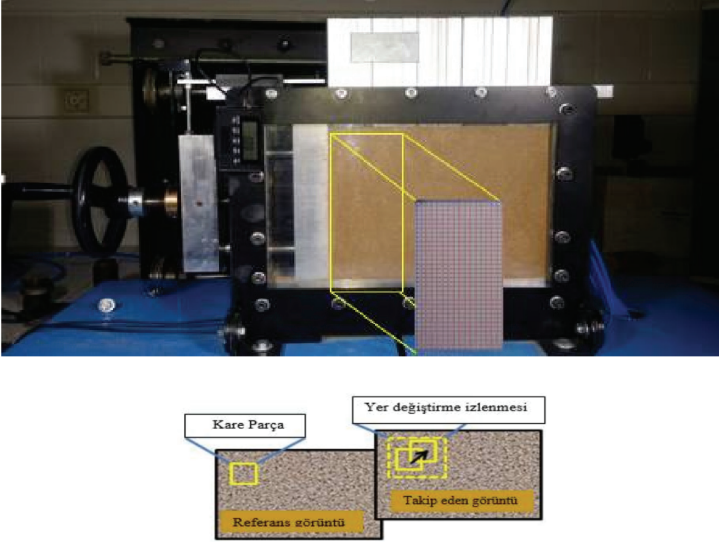
Mekanik Özellik	Akpınar Kumu	Şile Kumu	Kilyos Kumu
Eksenel simetri koşulları için genişleme açısının tane kilitlemesine etkisi ( $r_{tv}$ )	0.39	0.38	0.48
Düzlem gerilme koşulları için genişleme açısının tane kilitlemesine etkisi ( $r_{ps}$ )	0.66	0.90	0.91
Bolton (1986) genişleme indeksi $Q$ katsayısı	9.08	8.22	7.80
Bolton (1986) genişleme indeksi $R$ katsayısı	1.0	0.15	-1.40
Kritik durum sürtünme açısı ( $\phi'_c$ ) ( $^\circ$ )	33.0	34.7	33.7

## 5. PARÇACIK GÖRÜNTÜ HIZI ÖLÇÜM (PGHÖ) YÖNTEMİ İLE GÖRÜNTÜ ANALİZİ

Son yıllarda görüntü işleme tekniklerinin gelişimi ile birlikte çeşitli analiz yöntemleri kullanılarak model dolgusunun hareketlerinin oluşturduğu vektör uzayı tespit edilmektedir. Bu yöntemler içinde en güncel olan ve tercih edilen yöntem parçacık görüntülü hızı ölçümü (PGHÖ) yöntemidir. PGHÖ yöntemi akışa müdahalesiz alansal hız ölçüm yöntemidir. Daha önce de Niedostatkiewicz *v.d.* (2011), Lesniewska *v.d.* (2011), Pietrzak ve Lesniewska (2012), Tehrani *v.d.* (2012) ve Altunbaş *v.d.* (2017) gibi araştırmacılar bu yöntemi kullanarak fiziksel model çalışmaları yapmışlardır [33, 34, 35, 36].

Bu çalışmada da benzer şekilde model dolgusunun şekil değiştirmeleri PGHÖ yöntemi kullanılarak tespit edilmiştir. Bu amaçla deneyler süresince yüksek frekansta fotoğraflar çekilmektedir. Deney esnasında çekilen fotoğraflar, zemin tanelerinin büyük deformasyonları için MATLAB tabanlı bir görüntü analiz modülü olan geoPIV yazılımı kullanılarak işlenmektedir [37]. GeoPIV yazılımı, PGHÖ yönteminin geoteknik problemlerine uygulanması için geliştirilmiştir. Geo-PIV programını kullanabilmek için

duvar hareketi ile zeminde oluşan yer değiştirmelerin yüksek çözünürlüklü dijital fotoğrafları ardışık olarak çekilmektedir. Oluşabilecek ölçüm hatalarının en aza indirilmesi amacıyla kamera deney modelinin plastik cam yüzüne dik şekilde yerleştirilmiştir. Fotoğraf çekimi esnasında oluşabilecek ufak titreşimlerin engellenmesi amacıyla, fotoğraf makinası üç ayaklı sehpa üzerine sabitlenmiştir. Yazılım fotoğraf karelerinde incelenecek alanı kutucuklara böler ve her bir kutucuğun piksel yoğunluğunu matris olarak ifade eder. Analizdeki referans görüntü duvarın yer değiştirmesinden önce çekilmiş olan fotoğraftır. GeoPIV algoritması hareket halinde çekilen sonraki fotoğraflarda referans görüntüdeki kutucuğu arar ve en yüksek benzerlik yakalanan bölge ile başlangıç bölgesini birleştirerek hareket vektörünü elde eder. Böylelikle yer değiştirme vektör uzayı tanımlanır (Şekil 9). Yazılım, elde edilen vektör uzayını yoğunluğa göre değişen pikselde renk haritaları ile görselleştirebilmektedir. Buna göre analiz edilen her resim için hacimsel ve kayma yer değiştirmeleri tespit edilebilmektedir. Böylece incelenen bölgede tüm yer değiştirmeler elde edilmekte, lokalizasyon davranışı tespit edilmekte ve göçme yüzeyinin oluşumu net bir biçimde gözlenmektedir.



*Şekil 9 - GeoPIV analizinde seçilen bölge ve yer değiştirme vektörünün tanımlanması*

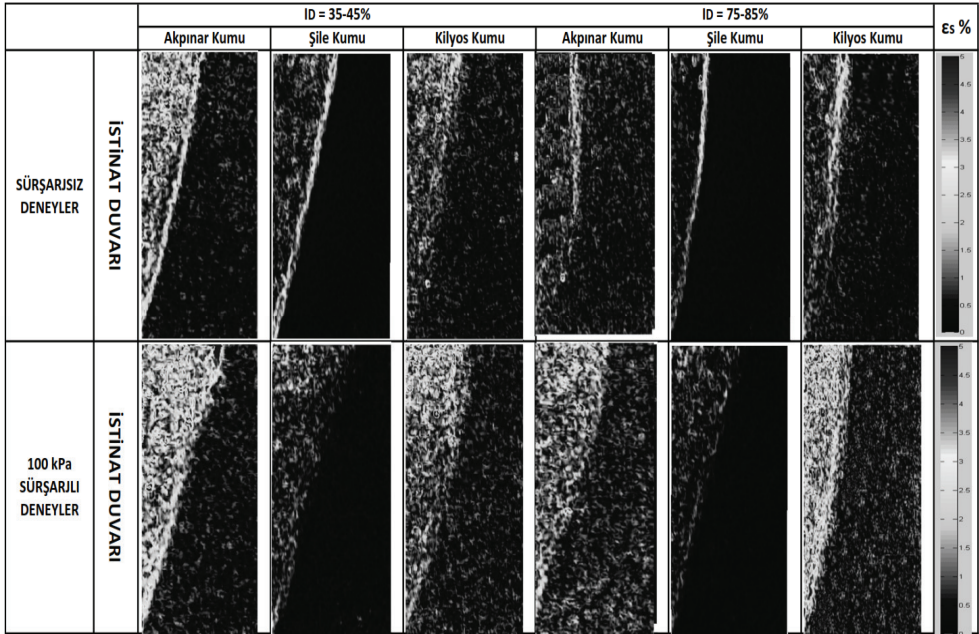
## **6. KAYMA BANDI GEOMETRİLERİNİN GENLEŞME DAVRANIŞI İLE İLİŞKİSİ**

Duvar arkasındaki dolgu zeminin göçme durumundaki kayma yer değiştirmelerinin dağılımı, tüm deneyler için PGHÖ analizi ile ortaya çıkartılmıştır. Renk ölçekli olarak görselleştirilen PGHÖ analiz çıktıları incelendiğinde, yüksek kayma birim şekil değiştirmelerinin bir bant içine toplandığı görülmektedir. Sürşarjlı ve sürşarjsız model deney sonuçlarının göçme anı için karşılaştırıldığı Şekil 10'da kayma bandının ve hareket halinde olan kayma kamasının rahatlıkla tanımlanabileceği örnekler sunulmaktadır. Analiz sonuçları incelendiğinde çok düşük gerilmeler altında sürşarjsız yapılan deneylerde, yüksek gerilmeler altında yapılan sürşarjlı deneylerde oluşanlara oranla daha dik kayma bantları elde edildiği görülmektedir. Burada dik kayma bandı tabiriyle ifade edilen gözlenen bantların daha düşüğe yakın olmaları ve model duvara yakın oluşarak daha küçük kayma kamalarına sınır olmalarıdır. Diğer



yandan, gerilme ortamının sabit tutulması halinde artan sıklık oranlarının daha dik kayma bantları oluşumuna yol açtığı anlaşılmaktadır. Altunbaş v.d. (2017) sürşarjsız ve çok düşük gerilme şartlarında yaptıkları model deneylerde de aynı davranışı gözlediklerini rapor etmişlerdir [26]. Bu çalışmada da gözlemler model deneylerinde kullanılan tüm kumlar için aynı şekildedir (bkz. Şekil 10). Tüm bu etkenler  $\psi_p$  ile ilişkilidir. Göçme yüzeyinin geometrisi gibi  $\psi_p$  değeri de gerilme ortamına ve zeminin sıklığına bağlı değerler almaktadır. Ortam gerilmesi arttıkça  $\psi_p$  azalmakta, sıklık arttıkça  $\psi_p$  yükselmektedir. Buradan göçme geometrisi ve  $\psi_p$  arasında yakın bir ilişki olduğu anlaşılmaktadır.

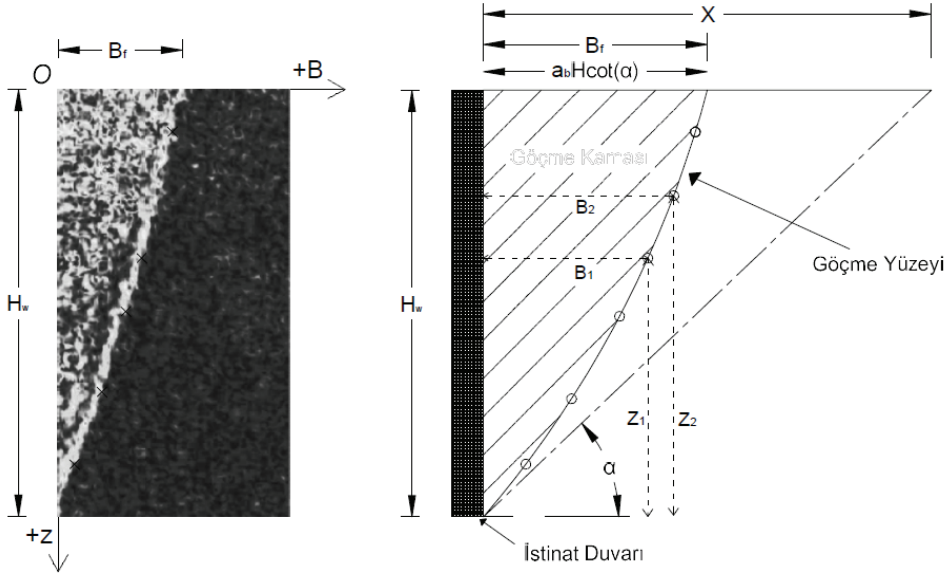
Sürşarj yüklerinin yüksek olduğu ve/veya kumun daha gevşek yerleştirildiği deneylerde kayma kamasının daha az belirgin olduğu ve kayma bandının daha geniş olduğu izlenmektedir. Bu gözlem daha önce benzer çalışmalar yapmış araştırmacıların bulguları ile uyumludur [33, 34, 35, 36]. Zira sıkı zemin davranışı (düşük gerilme, düşük boşluk oranı) daha net kayma bantlarına, gevşek zemin davranışı (yüksek gerilme, yüksek boşluk oranı) daha kalın kayma bantlarına neden olmaktadır.



Şekil 10 - Farklı gerilme ve sıklık şartlarındaki model dolgularının PGHÖ ile çözümlenmesi sonucunda belirlenen kayma birim yer değiştirmeleri

Her deney için hesaplanan  $\psi_p$  ile göçme yüzeyi geometrileri arasında ilişki kurabilmek için, PGHÖ analizi ile elde edilen kayma bandı nicelleştirilmeleri gerekmektedir. Bunun için başlangıç noktasının model duvarın dolgu tarafında en üst noktası olduğu bir koordinat sistemi oluşturulmuştur. Bu koordinat düzlemi duvar yüksekliği ( $H_w$ ) ile normalize edilerek birimden bağımsız hale getirilmiştir. Düzlemde göçme yüzeylerinin dış yüzeylerinin yatay

ve düşey koordinatları belirlenmiş böylece göçme anındaki kayma yüzeyleri geometrik olarak ortaya çıkartılmıştır (Şekil 11).



Şekil 11 - PGHÖ analizi ile elde edilen göçme yüzeyi geometrisinin matematiksel olarak tanımlanması

Altunbaş v.d. (2017), sürşarj etkisinin olmadığı ve sadece farklı başlangıç göreceli sıklık değerinin kullanıldığı model deney çalışmalarında göçme yüzeyi geometrisinin parabolik olarak

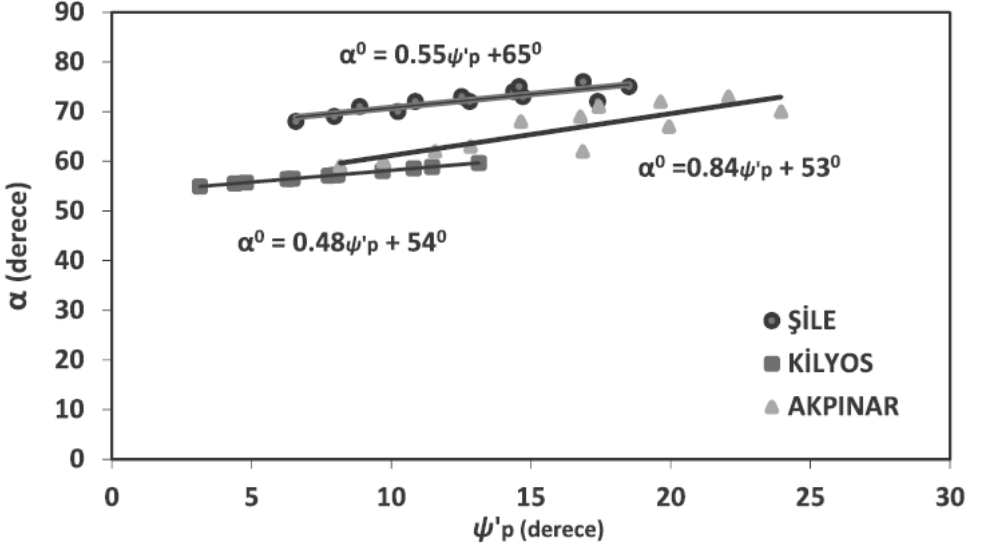
$$z = \left( \left[ \frac{(a_b - 1)}{(a_b^2 H_w)} \right] \tan^2(\alpha) \right) B^2 - \tan(\alpha) B + H_w \quad (7)$$

eşitliği ile tanımlanabileceğini öne sürmüştür [26]. Bu bağtımda, Şekil 11’de tanımlandığı gibi  $H_w$  duvar yüksekliğini,  $z$  değeri incelenen noktanın başlangıç noktasına göre düşey koordinatını,  $B$  değeri incelenen noktanın başlangıç noktasına göre yatay koordinatını göstermektedir.  $\alpha$  değeri kayma bandının topuğunda yer alan başlangıç kısmının yatay ile yaptığı açıdır.  $a_b$  ise Şekil 11’de gösterilen  $B_f$  ve  $X$  mesafelerinin oranıdır ( $B_f/X$ ).  $B_f$ , duvar ile göçme yüzeyinin arasındaki yatay mesafenin dolgu yüzeyindeki değeri,  $X$  ise yatay ile  $\alpha$  açısı yapan ve duvarın topuğundan başlayan doğrunun dolgu yüzeyinde model duvar ile yaptığı yatay mesafedir.

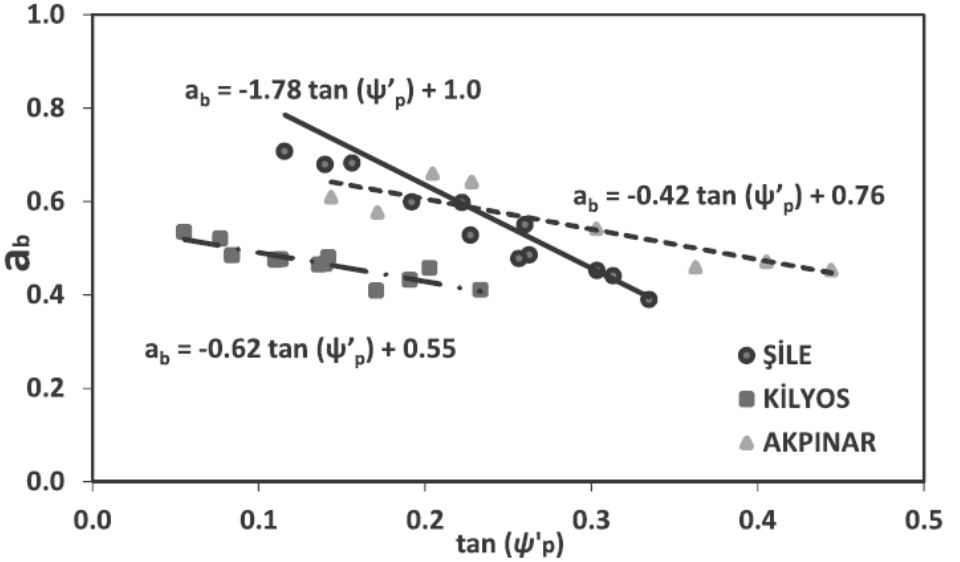
Eşitlik 7’de görüldüğü gibi göçme yüzeyinin iki karakteristik özelliği vardır. Bunlar göçme yüzeyinin başlangıç eğimi ( $\alpha$ ) ve kayma bandının dolgu yüzeyine ulaştığı noktanın normalize koordinatıdır ( $a_b$ ). Göçme yüzey geometrisinin öngörülebilmesi bu iki geometrik özelliğin değerlerinin hesaplanabilmesine bağlıdır. Yukarıda belirtildiği gibi göçme yüzeyi



geometrisinin dolgunun  $\psi_p$  değerine bağlı olduğu öngörüldüğü için her iki değer  $\psi_p$  ile değişimi elde edilmiştir (Şekil 12 ve Şekil 13).



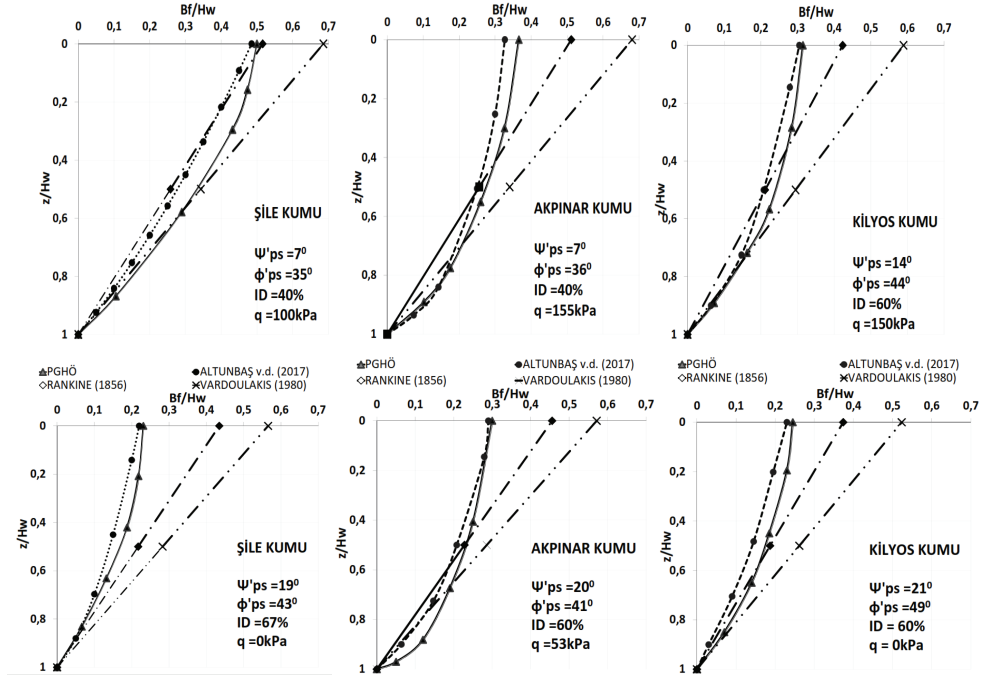
Şekil 12 - Her üç kum için model deneylerden elde edilen  $\alpha - \psi_p$  ilişkileri



Şekil 13 - Şile, Akpınar ve Kilyos kumları için  $a_b - \tan\psi_p$  ilişkisi

## 7. TARTIŞMA

Şekil 12'den görülebileceği gibi artan genişleme etkisi göçme yüzeyinin eğimini arttırmaktadır. Bu davranış incelenen tüm kumlar için geçerlidir. Farklı kumların sahip olduğu  $\alpha$  değerleri incelendiğinde, en köşeli tane geometrisine sahip Şile kumunun (Çizelge 1)  $\alpha$  değerlerinin diğer iki kumun sahip olduklarından daha yüksek olduğu görülmektedir.  $\alpha$  değerleri açısından Şile kumunu Akpınar kumu takip etmektedir. Beklendiği gibi Akpınar kumu Kilyos kumundan daha köşeli tanelere sahiptir. Fakat Akpınar ve Kilyos kumlarının Çizelge 1'de verilen  $C_u$  ve  $C_c$  değerleri ile Şekil 6'da sunulan tane boyutu dağılım eğrileri neredeyse aynıdır. Ayrıca ortalama tane boyutu da ( $D_{50}$ ) yaklaşık olarak aynıdır. Bu sebeple tane şeklinin köşeli olmasının daha yüksek  $\alpha$  değerlerine sebep olduğu düşünülmektedir. Buna bağlı olarak taneleri küresel yakın olan ve elek analizine göre yalnızca iki farklı elekten geçebilen tane çapı bulunduran kötü derecelenmiş Kilyos kumunda daha düşük  $\alpha$  değerli göçme yüzeyleri oluşmaktadır.



Şekil 14 - Dolguların farklı bağıntılar ile hesaplanan göçme yüzeyi geometrilerinin PGHÖ yöntemi ile karşılaştırılması

Şekil 13'te göçme yüzeyinin eğriliği hakkında bilgi verilmektedir. Bunun sebebi  $a_b$  değerinin Şekil 11'de gösterildiği gibi  $B_f$  ve  $X$  değerlerinin oranı olmasıdır. Şekil 13  $a_b$  oranının  $\psi_p$  ile değişiminin hızı açısından incelendiğinde Şile kumunun  $a_b - \tan \psi_p$  ilişkisinin diğer iki kumdan farklı eğime sahip olduğu görülebilir. Yukarıdaki paragrafta da açıklandığı gibi Şile

kumu Akpınar ve Kilyos kumlarına nispeten düzgün tane dağılımlı bir kumdur. Buna göre mevcut sonuçlar kapsamında düzgün tane boyut dağılımlı kumlarda genişim davranışının göçme yüzeyi eğriliğini daha çok etkilediği ve arttırdığı öne sürülebilir. Buna mukabil yaklaşık aynı tane dağılım özelliklerine sahip Akpınar ve Kilyos kumları için  $a_b - \tan \psi_p$  ilişkisinin değişim hızı benzerdir. Fakat tüm kumlar için benzer olan durum, artan genişme açısının göçme yüzeyi eğriliğini arttırmasıdır. Bu beklenen bir sonuçtur; zira genişme hareketinin vektörü kayma yüzeyine dik olmaktadır ve kayma yüzeyinin takip ettiği yön genişme vektörü ile kayma yüzeyi hareketi vektörünün bileşkesidir. Daha yüksek genişme açısı daha yüksek eğriliğe sahip kayma yüzeyleri oluşturmaktadır.

Şekil 14'te PGHÖ yöntemi ile tespit edilen gerçek göçme yüzeyi geometrileri Altunbaş v.d. (2017), Rankine (1856) ve Vardoulakis (1980) bağıntıları kullanarak tahmin edilen göçme yüzeyi geometrileri ile karşılaştırılmıştır. Sonuçlar incelendiğinde, aktif göçme yüzeylerini tanımlamak için parabolik fonksiyonun uygun olduğu anlaşılmaktadır. Bunun sonucu olarak Altunbaş v.d. (2017) tarafından önerilen fonksiyonun ölçüm ile tespit edilen göçme yüzeylerine en yakın tahmini yaptığı rahatlıkla görülmektedir. Bunun sebebi Rankine (1856) ve Vardoulakis (1980) tarafından önerilmiş doğrusal fonksiyonların göçme yüzeyinin eğriliğini yakalayamamasıdır. Ancak, Altunbaş v.d. (2017) bağıntısının uygulamalarda kullanılabilmesi için  $a_b$  ve  $\alpha$  değerlerinin  $\psi_p$  ile değişiminin zemin özelliklerinin fonksiyonu olarak tanımlanması gereklidir. Bu sebeple farklı tane dağılım ve şekline sahip zeminler üzerinde deneyler yapılması gerekli olmaktadır.

## 8. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında önce dayanma yapısı ardında oluşan aktif göçme yüzeylerini kontrol eden zemin özellikleri araştırılmıştır. Bu amaçla fiziksel model deneyleri yapılmış ve sonuçlar görüntü işleme teknikleri kullanılarak yorumlanmıştır. Bunu izleyerek, model çalışmalarında kullanılan üç farklı zemin tipinin mekanik özellikleri deneyler ile elde edilmiştir. Elde edilen mekanik özellikler literatürde kabul gören gerilme-genleşme ilişkilerinde kullanılarak, her model deneydeki zeminin genişme ve sürtünme açıları hesaplanmıştır. Böylece zeminlerin tane şekli, boyutu ve tane dağılımı gibi fiziksel özellikleri ile içsel sürtünme ve genişme açıları gibi mekanik özelliklerinin aktif göçme yüzey geometrilerine etkileri araştırılmıştır. Bu çalışma sonucunda aktif göçme yüzeyi geometrisini tanımlamak için en uygun fonksiyon tipinin parabolik olduğu anlaşılmıştır. Göçme yüzeyinin parabolik fonksiyon ile tanımlanması için iki geometrik özelliğe ihtiyaç duyulmaktadır. Bunlar, göçme yüzeyinin başlangıç eğimi ( $\alpha$ ) ve göçme yüzeyinin yer seviyesine ulaştığı noktanın duvara yatay mesafesinin doğrusal göçme yüzeyinin yatay mesafesine oranıdır ( $a_b$ ). Deneyler sonucunda  $\alpha$  değerinin genişme açısındaki artış ile arttığı tespit edilmiştir. Ayrıca, kum tanelerinin ortalama küreselliği değerindeki azalış  $\alpha$  değerinde artışa sebep olmaktadır. Buna ek olarak daha düzgün tane boyutu dağılımına sahip kumların daha yüksek  $\alpha$  açısına sahip aktif göçme yüzeyleri oluşturdukları gözlenmiştir. Öte yandan  $a_b$  büyüklüğü genişme açısındaki artış ile azalmaktadır. Dolayısıyla yüksek genişme açısının daha eğri göçme yüzey geometrisine yol açtığı anlaşılmaktadır.

## **Semboller**

$a_b$	: $B_f / X$ oranı
$A_\Psi$	: hacimsel genişleme açısına Dilatasyon indeksinin katkısını belirten katsayı
$B$	: göçme yüzeyindeki herhangi bir noktanın duvar üstünden olan yatay mesafesi
$B_f$	: duvar ile göçme yüzeyi arasındaki yatay mesafenin yer seviyesindeki değeri
$C$	: Eşitlik 2'de uzunluğa bağlı bir katsayı
$C_c$	: derecelenme katsayısı
$C_u$	: Üniormluk katsayısı
$d$	: Duvar ötelenmesi
$D_{50}$	: Ortalama tane çapı
$e_{maks}$	: maksimum boşluk oranı
$e_{min}$	: minimum boşluk oranı
$g$	: yer çekimi ivmesi
$G_s$	: özgül ağırlık
$H_w$	: fiziksel model deneyindeki istinat duvarı yüksekliği
$I_D$	: göreceli sıklık
$I_R$	: genişleme indeksi
$K_a$	: aktif göçme durumundaki yanal toprak basıncı katsayısı
$K_0$	: sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı
$kPa$	: kilopascal
$LE$	: yanal uzama gerilme izi
$mm$	: milimetre
$q$	: deviatorik gerilme
$Q$	: deneye bağlı Bolton (1986) formül parametresi
$p_a$	: atmosferik basınç
$p'_f$	: göçme durumundaki efektif ortalama gerilme
$p'_o$	: sükunetteki efektif ortalama gerilme
$r$	: sürtünme açısına genişleme açısının etkisini tanımlayan katsayı
$R$	: deneye bağlı Bolton (1986) formül parametresi
$R_{ort}$	: ortalama yuvarlaklık
$r_{ps}$	: düzlem gerilme koşullarında sürtünmeye genişleme etkisini tanımlayan katsayı

- $r_{tx}$  : aksel simetri koşullarında sürtünmeye genişleme etkisini tanımlayan katsayı
- $s$  : saniye
- $S_{ort}$  : ortalama küresellik
- $x$  : Eşitlik 2'de kayma bandı üzerindeki bir noktanın istinat duvarına olan yatay mesafesi
- $X$  : parabolik kayma bandının topuğunda yer alan başlangıç kısmından doğrusal olarak çizilen hayali göçme yüzeyinin yer seviyesinde duvar ile arasında oluşan yatay mesafe
- $z$  : göçme yüzeyindeki herhangi bir noktanın duvar üstünden olan düşey mesafesi
- $\alpha$  : kayma bandının topuğunda yer alan başlangıç kısmının yatay ile olan açısı
- $d\varepsilon_v$  : birim hacimsel değişim
- $d\gamma$  : birim şekil değiştirme
- $\delta'$  : zemin-duvar arası sürtünme açısı
- $\sigma_1$  : düşey toplam gerilme
- $\sigma'_1$  : düşey efektif gerilme
- $\sigma_3$  : yatay toplam gerilme
- $\sigma'_3$  : yatay efektif gerilme
- $\sigma'_{hi}$  : sükunetteki efektif yatay basınç
- $\sigma'_{hf}$  : göçme durumunda efektif yatay basınç
- $\sigma'_{vi}$  : sükunetteki efektif düşey basınç
- $\sigma'_{vf}$  : göçme durumunda efektif düşey basınç
- $\phi'$  : efektif içsel sürtünme açısı
- $\phi'_c$  : kritik durum efektif içsel sürtünme açısı
- $\phi'_p$  : en yüksek efektif içsel sürtünme açısı
- $\phi'_{ps}$  : düzlem gerilme koşullarında en yüksek efektif içsel sürtünme açısı
- $\psi'$  : efektif hacimsel genişleme açısı
- $\psi'_p$  : en yüksek efektif hacimsel genişleme açısı

### Teşekkür

Yazarlar bu çalışmayı 114M329 no'lu proje kapsamında destekleyen TÜBİTAK'a teşekkür ederler.

### **Kaynaklar**

- [1] Rankine, W.M.J., On Stability of Loose Earth. Philosophic Transactions of Royal Society, London, Part I, 9-27, 1857.
- [2] Coulomb, C.A., Essai sur une application des regles de maximis et minimis quelques problemes de statique, relatits a l'architecture. Memoires de Mathematique de l'Academie Royale de Science, 7, Paris, 1776.
- [3] Tsagareli, Z.V., Experimental Investigation of the pressure of a loose medium on retaining walls with a vertical back face and horizontal backfill surface, Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume 2, Issue 4, pp 197-200, 1965.
- [4] Vardoulakis, I., Shear band inclination and shear modulus of sand in biaxial tests. Int. J. Numer. Anal. Met. Geomech., 4(2), 103-119, 1980.
- [5] Bang, S., Active Earth Pressure Behind Retaining Walls. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.111, No.3, 407-412, 1985.
- [6] Fang, Y.S., Ishibashi, I., Static Earth Pressures with Various Wall Movements. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.112, Issue 3, 1986.
- [7] Paik, K.H., Salgado, R., Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. Geotechnique 53, No. 7, 643-653, 2003.
- [8] Goel, S., Patra, N.R., Effect of arching on active earth pressure for rigid retaining walls considering translation mode. Int. J. Geomech., 8(2), 123-133, 2008.
- [9] Ertuğrul, N., Effect of soil arching on lateral soil pressures acting upon rigid retaining walls. Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ, 2013.
- [10] Rao, P.P., Chen, Q., Nimbalkar, S.S., Chiaro, G., Determination of Active Earth Pressure on Rigid Retaining Wall Considering Arching Effect in Cohesive Backfill Soil. International Journal of Geomechanics, 2015.
- [11] Kowalska, M., Numerical study of the Influence of the Dilatancy Angle on Bearing Capacity and Rotation of a Gravity Retaining Wall. 15.Danube European Conference on Geotechnical Engineering, Paper No. 186, 2014.
- [12] Oda, M., Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol.12, No.1, 1972.
- [13] Holubec, I., Appolonia, E.D., Effect of particle shape on the engineering properties of granular soils. ASTM, 304-318, 1973.
- [14] Frossard, E., Effect of sand grain shape on interparticle friction. Geotechnique 29, No. 3, 341-350, 1979.
- [15] Jensen, R.P., Edil, T.B., Bosscher, P.J., Plesha, M.E., Kahla, N.B., Effect of particle shape on interface behavior of DEM-simulated granular materials. The International Journal of Geomechanics, Volume 1, Number 1, 1-9, 2001.

- [16] Cho, G.C., Dodds, J., Santamarina, J.C., Particle Shape Effects on Packing Density, Stiffness and Strength: Natural and Crushed Sands. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132(5), 591-602, 2006.
- [17] Amirpour, S., Karray, M., Hussien, M.N., Chekired, M., Influence of particle size and gradation on the stress-dilatancy of granular material during CD test. *International Journal of Geomechanics*, 17(9): 04017077, 2017.
- [18] Bolton, M.D., Strength and dilatancy of sands. *Geotechnique* 36(1), 65-78, 1986.
- [19] Reynolds, O., On the Dilatancy of Media Composed of Rigid Particles in Contact. *Philosophical Magazine and Journal of Science*, Fifth series, 1886.
- [20] Taylor, D.W., *Fundamentals of Soil Mechanics*, New York. Wiley and Sons, 1948.
- [21] Rowe, P.W., The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact. *Proceedings of the Royal Society, London*, 500-527, 1962.
- [22] Rowe, P.W., The Relation Between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Shear. *Geotechnique* 19, No.1, 75-86, 1969.
- [23] De Josselin de Jong, G., Rowe's Stress-Dilatancy Relation Based on Friction. *Geotechnique* 26, No.3, 527-534, 1976.
- [24] Bishop, A.W., Shear Strength Parameters for Undisturbed and Remolded Soil specimens. *Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium*, Cambridge University, Cambridge, MA, USA, pp.3-58, 1971.
- [25] Chakraborty, T. and Salgado, R., Dilatancy and shear strength of sand at low confining pressures. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 136(3), 527-532, 2010.
- [26] Altunbas, A., Soltanbeigi, B., Cinicioglu, O., Determination of Active Failure Surface Geometry for Cohesionless Backfills. *Geomechanics and Engineering*, Vol.12, No.6, 983-1001, 2017.
- [27] Peters, J.F., Lade, P.V., Shear Band Formation in Triaxial and Plane Strain Tests. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP977, Philadelphia, 604-627, 1988.
- [28] Schanz, T., Vermeer, P.A., Angles of Friction and Dilatancy of Sand. *Geotechnique* 46, No.1, 145-151, 1996.
- [29] Hanna, A., Determination of Plane-Strain Shear Strength of Sand from the results of Triaxial Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 36,6 pg. 1231, 2001.
- [30] Moore, S.D., McCabe, G.P., *Introduction of the practice of statistics*. 4<sup>th</sup> edition, W.H. Freeman and Company, New York, 2003.
- [31] Krumbein, W.C., Sloss, L.L., *Stratigraphy and Sedimentation*. Freeman, San Francisco, 1963.
- [32] Vaid, Y. P., Sasitharan, S., The strength and dilatancy of sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(3), 522-526, 1992.

- [33] Niedostatkiewicz, M., Lesniewska, D., Tejchman, J., Experimental Analysis of Shear Zone Patterns in Sand During Earth Pressure Problems using Particle Image Velocimetry. *Strain*, Vol 47, 218– 231, 2011.
- [34] Lesniewska, D., Muir Wood, D., Photoelastic and Photographic Study of a Granular Material. *Geotechnique*, Vol 61, No 7 605–611, 2011.
- [35] Pietrzak, M., Lesniewska, D., Failure evaluation in granular material retained by rigid wall in active mode. *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. 34 No. 4, 2012.
- [36] Tehrani, S., Arshad, M.I., Prezzi, M., Salgado, R., Visualization of active mode of failure behind flexible walls under pure rotation using digital image correlation. *Geo-Congress Technical Papers, GSP 234, ASCE*, 2014.
- [37] White, D.J., Take, W.A., Bolton, M.D., Soil Deformation Measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. *Geotechnique* 53, No. 7, 619-631, 2003.



# Sıvılaşmanın UBC3D-PLM Model ile Tahmin Edilmesi: Santrifüj Deneyi Örneği

Selçuk DEMİR<sup>1</sup>  
Pelin ÖZENER<sup>2</sup>

## ÖZ

Bu çalışmada UBC3D-PLM model ile literatürde yer alan santrifüj deneyi modellenerek elde edilen sonuçlar deneysel ve sayısal olarak karşılaştırılmış ve sıvılaşma davranışı tahmin edilmeye çalışılmıştır. İlk olarak UBC3D-PLM model için gereken malzeme parametreleri ve kalibrasyon aşamalarından bahsedilerek santrifüj model deneyinde kullanılan zeminlerin monotonik ve çevrimsel yükler altındaki davranışı, sayısal modelde benzer bir davranış sergileyecek şekilde kalibre edilmiştir. Kalibrasyon sonucunda elde edilen malzeme parametreleri kullanılarak, santrifüj deneyi sayısal olarak modellenmiştir. Sayısal analiz sonucunda hesap edilen ivme, artık boşluk suyu basıncı ve deplasmanlar deneyde ölçülen değerler ile karşılaştırılmış, sıvılaşma başlangıcı ile boşluksuyu basıncı oluşumu ve ivmeler açısından tutarlı sonuçlar elde edilmiştir. Ancak, artık boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesi ve dolaylı olarak deplasman seviyelerinde istenilen tutarlılık elde edilememiştir.

**Anahtar Kelimeler:** UBC3D-PLM, UBCSAND, sıvılaşma, sayısal analiz.

## ABSTRACT

### Estimation of Liquefaction with UBC3D-PLM Model: A Centrifuge Test Example

In this study, a centrifuge test presented in the literature is numerically modeled with UBC3D-PLM model and obtained results are compared experimentally and numerically to predict liquefaction behavior. First, the material parameters and calibration steps required for the UBC3D-PLM model are mentioned and the behavior of the soils used in the centrifuge model test under monotonic and cyclic loads is calibrated to represent a similar behavior in the numerical model. By using the material parameters obtained from the calibration, the centrifuge experiment is numerically modelled. As a result of the numerical analysis, the

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 28 Şubat 2018 günü ulaşmıştır. 9 Ekim 2018 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 30 Kasım 2019 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.399574>

1 Bolu Abant İzzet Baysal Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bolu - seljukdemir4071@gmail.com  
<https://orcid.org/0000-0003-2520-4395>

2 Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - tohumcu@yildiz.edu.tr -  
<https://orcid.org/0000-0002-9407-286x>

computed excess pore water pressure, acceleration and displacements are compared with the values measured in the experimental study and consistent results are obtained in terms of onset of liquefaction, excess pore water pressure development, and time history of accelerations. However, similar responses are not obtained from excess pore pressure dissipation and displacement results.

**Keywords:** UBC3D-PLM, UBCSAND, liquefaction, numerical analysis.

## 1. GİRİŞ

Ani gelişen doğal afetler (deprem, sel, toprak kaymaları, hortum, volkan patlamaları vb.) toplumlar üzerinde ekonomik, sosyolojik ve psikolojik açıdan uzun süre devam edebilecek olumsuz etkiler bırakabilmektedir. Bu afetler arasında yer alan depremlerde kendi içerisinde bir bölgeye veya bir yapıya farklı şekillerde hasar verebilmekte, can ve mal kayıplarına neden olabilmektedir. Depremlerin neden olduğu ve sismik felaketler olarak bilinen bu olgular genellikle yer hareketi, tsunami, zemin büyütmesi, sıvılaşma ve toprak kaymaları gibi çeşitli şekillerde karşımıza çıkmaktadır.

Dünyada her yıl çok sayıda deprem meydana gelmekte ve bunlardan bazıları can ve mal kaybına yol açacak ölçekte olmaktadır. Özellikle 1964 Niigata-Japonya ve Alaska-ABD depremi ile başlayan ve günümüze kadar devam eden güncel süreç incelendiğinde pek çok büyük ölçekli depremle beraber sıvılaşma ve sıvılaşmaya bağlı hasarların meydana geldiği görülmüştür [1]. Yakın zamanda 1999 yılında Kocaeli’nde meydana gelen sıvılaşma ve buna bağlı gelişen akmalar sonucu pek çok yapıda tahribat veya göçme meydana gelmiş, çok sayıda can ve mal kayıpları yaşanmıştır [2, 3]. Ülkemizde Kocaeli depremi ile sıvılaşmanın ne kadar önemli bir konu olduğu ortaya çıkmıştır. Hasarların ve can kayıplarının bu denli büyük olması sıvılaşma mekanizması ile doğrudan ilişkilidir. Sıvılaşma, suya doygun gevşek kohezyonsuz zeminlerin dinamik yüklerin etkisi altında boşluk suyu basınçları artışına bağlı olarak, daneler arasındaki temas yüzeylerinin yok olması ve bunun neticesinde mukavemetlerini kaybederek bir sıvı gibi davranması olarak açıklanabilir. Bu olgu neticesinde yanıl akma, taşıma gücü kaybı ve oturma problemleri, şev stabilite problemleri ve kum kaynamaları gibi sorunlar ortaya çıkabilmektedir [4, 5, 6]. Dolayısıyla, sıvılaşmanın engellenmesi veya etkilerinin tahmin edilip azaltılmaya çalışılması geoteknik ve deprem mühendisliği konuları arasında önemli bir yere sahiptir.

Son yıllarda pek çok araştırmacı sıvılaşma problemine yoğunlaşmış ve farklı özelliklerdeki bünye modellerinden faydalanarak sıvılaşma davranışını ve sıvılaşma sonrası oluşacak olumsuzlukların önüne geçebilmek adına çalışmalar gerçekleştirmişlerdir [7, 8, 9, 10, 11, 12, 13]. Günümüzde, sıvılaşma tahmininde tercih edilen modellerden bir tanesi de Plaxis bünyesinde yer alan ve kullanıcı tanımlı bir model olan UBC3D-PLM modelidir.

Literatürde UBC3D-PLM model ile yapılan iki boyutlu (2D) çalışmalar incelendiğinde, Petalas ve Galavi (2013) ile UBC3D-PLM modelin kullanımı sürecinin başladığı söylenebilir [12]. Araştırmacılar yaptıkları çalışma ile modelin bünye bağıntıları hakkında detaylı bilgi vermişler, kalibrasyonu ve uygulamasına dair bir rapor ortaya koymuşlardır. Raporunda ilk olarak, gevşek Syncrude kumu üzerinde laboratuvarında gerçekleştirilen drenajsız monotonik üç eksenli basınç deneyi (TXC) ve monotonik direkt basit kesme deneyi (DSS) sonuçlarını UBC3D-PLM model sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Daha sonra UBC3D-PLM modelin çevrimli yükler altındaki sonuçlarını incelemişler ve [14] tarafından gevşek Fraser kumu

üzerinde laboratuvarda gerçekleştirilen çevrimsel direkt basit kesme (CDSS) deney sonuçları ile sayısal analiz sonuçlarını kıyaslamışlardır. Sonuç olarak, monotonik ve çevrimsel yükler altında UBC3D-PLM modelin laboratuvar sonuçları ile tutarlı sonuçlar verdiğini bildirmişlerdir. Raporun son kısmında, [10] tarafından gerçekleştirilen bir santrifüj deneyini Plaxiste modelleyerek deney sonucunda elde edilen artık boşluksuyu basınçlarını UBC3D-PLM model ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırmışlardır. Sonuçta UBC3D-PLM modelin düşük çevre basınçları altında oluşan artık boşluk suyu basınçlarını yüksek çevre basınçları altında oluşan artık boşluk suyu basınçlarına göre çok daha iyi modelleyebildiğini belirtmişlerdir.

Galavi vd. (2013) yaptıkları çalışmada, bir vaka analizi gerçekleştirmişler ve Japonya'nın Kobe ilinde yapılan bir rıhtım duvarını Plaxiste modellemişlerdir [15]. Model sonuçlarından duvarın üst köşe noktasının yapmış olduğu yatay ve düşey deplasmanların değişimini elde etmişler ve bu sonuçların arazi ölçümlerine göre rapor edilen deplasman aralıklarının içerisinde yer aldığını belirtmişlerdir. Ancak, arazide zamana bağlı bir deplasman ölçümü olmadığı için sadece sahadaki nihai deplasmanların sayısal modelden elde edilen nihai deplasmanlara yakın olduğunu belirtmişlerdir. Ayrıca modelin sınır koşullarını da değiştirerek, sınır koşullarının yatay deplasman değişimi üzerindeki etkisini incelemişlerdir.

Makra (2013) yapmış olduğu çalışmada UBC3D-PLM model ile Kaliforniya'da bulunan San Fernando barajını sayısal olarak modellemiş ve analizler sonucunda UBC3D-PLM modelinin sıvılaşma başlangıcını ne derecede modelleyebildiğini ve sıvılaşma sonrası deformasyonları tahmin edip edemediğini araştırmıştır [16]. Çalışma sonucunda modelin sıvılaşma başlangıcını modelleyebildiğini ancak, sıvılaşma sonrası davranışı iyi bir şekilde modelleyemediğini açıklamıştır.

Yukarıdaki çalışmalara ek olarak [17], [18], [19] tarafından yapılan araştırmalar ile UBC3D-PLM model farklı geoteknik problemlerde kullanılarak modelin etkinliği incelenmiştir. Ayrıca, Plaxis'in 2018 versiyonunda malzeme modeli kılavuzuna UBC3D-PLM model eklenerek, modelin kullanım ve kalibrasyonuna dair detaylı bilgiler vermiştir [20].

Bu çalışma kapsamında, literatür çalışmaları incelendiğinde analiz sonuçlarının genellikle artık boşluk suyu basınçları üzerinden incelendiği ve ivme-zaman ile deplasmanlar açısından çok detay verilmediği görülmektedir. Ayrıca yapılan çalışmalarda, artık boşluk suyu basınçlarında sönümün etkisi incelenmemiş UBC3D-PLM modelin boşluk suyu basıncı sönümlerini dikkate alıp almadığı detaylıca sorgulanmamıştır. Bu çalışmada ise Plaxis UBC3D-PLM model kullanılarak Rayamajhi vd. (2015) tarafından gerçekleştirilen model santrifüj deneylerinden sadece bir tanesi sayısal olarak modellenmiş ve elde edilen sonuçlar artık boşluk suyu basıncı, ivme ve deplasmanlar açısından incelenmiştir [21]. Sayısal analizlerin sonucunda elde edilen değerler ile laboratuvar verileri karşılaştırılarak yapılan sayısal analizlerin ve kullanılan UBC3D-PLM modelin kullanılabilirliği ortaya çıkartılmıştır. Modelin olumlu ve olumsuz tarafları detaylıca incelenerek, model kullanılırken dikkat edilmesi gereken noktalara değinilmiştir.

## 2. UBC3D-PLM SIVILAŞMA BÜNYE MODELİ

UBC3D-PLM model, Plaxis'te sıvılaşma modellemede kullanılan ve kullanıcı-tanımlı özelliğe sahip bir bünye modelidir. Bu modelin temelini, ilk defa [8] ile [22] tarafından

tanıtılan ve orijinalinde UBCSAND olarak bilinen model oluşturmaktadır. UBCSAND, kumlu veya siltli kum zeminlerin sıvılaştırma davranışını modelleyebilen elasto-plastik efektif gerilme modelidir. [12], [15] ve [23] UBCSAND model üzerinde geliştirmeler ve düzeltmeler uygulayarak UBC3D-PLM modelin son halini ortaya çıkarmışlardır.

Formülasyon olarak UBCSAND model, Duncan-Chang yaklaşımını ve modifikasyonlarını içermekle beraber klasik plastisite teorisi ve hiperbolik şekil değiştirme pekleşme kuralından oluşmaktadır [12]. Bununla beraber, UBC3D-PLM modelin formülasyonunu, Duncan-Chang yaklaşımını baz alan, modifiye edilmiş hiperbolik şekil değiştirme pekleşme kuralı ile klasik plastisite teorisini temel alan efektif gerilme modeli oluşturmaktadır. Ayrıca, UBCSAND ile UBC3D-PLM arasındaki temel fark akma yüzeyini tanımlarken kullandıkları boyut farklılığıdır. UBCSAND model, bağımsız plastik potansiyel fonksiyon ve 2 boyutlu (2D) Mohr-Coulomb akma yüzeyini kullanırken, UBC3D-PLM ise Mohr-Coulomb akma durumunu 3 boyutlu (3D) asal gerilme uzayında kullanmaktadır [12]. Herhangi bir elasto-plastik davranışı baz alan modelde olduğu gibi bu modelde de şekil değiştirmeler, elastik ve plastik olmak üzere iki kısımdan oluşmaktadır. Elastik bölgede davranış non-lineerdir ve elastik bulk modülü ( $K_B^e$ ) ile elastik kayma modülüne ( $K_G^e$ ) bağlı olarak gerçekleşir. Bu iki parametre gerilmelere bağımlı olarak şu denklemlerle ifade edilebilirler:

$$K_B^e = k_B^e P_A \left( \frac{p'}{P_A} \right)^{me} \quad (1)$$

$$K_G^e = k_G^e P_A \left( \frac{p'}{P_A} \right)^{ne} \quad (2)$$

Burada,  $K_B^e$  ve  $K_G^e$  sırasıyla elastik bulk ve elastik kayma modülünü ifade etmektedir.  $k_B^e$  ve  $k_G^e$  ise atmosfer basıncı ( $P_A=100$  kPa) değerindeki bulk ve kayma modülü sayılarıdır.  $p'$  ortalama efektif gerilme,  $me$  ve  $ne$  rijitliğe bağlı oran olarak belirlenen elastik üs indisleridir.

Eğer modelde gerilme durumu akma yüzeyine ulaşırsa plastik davranış kendini gösterir ve kalıcı deformasyonlar oluşmaya başlar. Bu durumda modelde asal pekleşme şekil değiştirmesini baz alan plastik pekleşme kullanılır. Başka bir deyişle, kayma mukavemetinin mobilizasyonu ( $\sin\phi'_{mob}$ ) sonrasında model, plastik şekil değiştirmelerin miktarını dikkate alır.

3D akma yüzeylerinin karmaşıklığını modele yansıtılabilmek için maksimum ve minimum gerilme bileşenlerinden oluşan ve Mohr-Coulomb göçme kriterini baz alan asal gerilmelerin 6 kombinasyonu, 3D asal gerilme uzayını yansıtması için modele tanımlanmıştır. Bu durumda oluşan akma yüzeyinin fonksiyonu şu şekilde ifade edilmektedir:

$$f_m = \frac{\sigma'_{maks} - \sigma'_{min}}{2} - \left( \frac{\sigma'_{maks} + \sigma'_{min}}{2} + c' \cot\phi'_p \right) \sin\phi'_{mob} \quad (3)$$

$\sigma'_{maks}$  ve  $\sigma'_{min}$  maksimum ve minimum asal efektif gerilmelere karşılık gelmektedir.  $c'$  ve  $\phi'_p$  ise sırasıyla zeminin kohezyonunu ve efektif pik içsel sürtünme açısını ifade etmektedir. [22] tarafından UBCSAND model için kullanılan pekleşme kuralı, [23] tarafından tekrar formüle edilerek hiperbolik pekleşme kuralı olarak UBC3D-PLM model içerisine yerleştirilmiştir. Yeniden formüle edilmiş model birincil ve ikincil olmak üzere iki akma yüzeyinden

oluşmaktadır ve formülasyonu izotropik ve kinematik pekleşmeyi baz almaktadır. UBC3D-PLM için pekleşme kuralı Denklem 4 kullanılarak ifade edilmektedir:

$$d \sin \phi'_{\text{mob}} = 1.5 k_G^p \left( \frac{p'}{p_A} \right)^{np} \frac{p_A}{p'} \left( \frac{\sin \phi'_{\text{mob}} R_f}{\sin \phi'_p} \right)^2 d\lambda \quad (4)$$

Burada,  $d\lambda$  plastik şekil değiştirme artış çarpanı,  $R_f$  göçme oranı ( $R_f < 1$ ),  $k_G^p$  plastik kayma modülü sayısı ve  $np$  plastik kayma modülü indisidir.

Modelin plastik potansiyel fonksiyonu, Drucker-Prager bağımsız akma kuralını baz alarak plastik şekil değiştirmelerin oluşacağı yönü tanımlamaktadır [23]. Plastik potansiyel fonksiyon Denklem 5 ile ifade edilebilir:

$$g = q - a(p' + c' \cot \phi'_p) \quad (5)$$

Burada,  $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$  ve  $a$  değeri Denklem 6'da gösterilen eşitlik ile hesaplanabilir:

$$a = \frac{\sqrt{3} \sin \psi_{\text{mob}}}{\cos \theta + \frac{\sin \theta \sin \psi}{\sqrt{3}}} \quad (6)$$

Denklemlerde yer alan  $\sigma'_1$  ve  $\sigma'_3$  asal gerilmeleri,  $\psi$  dilatasyon açısını ve  $\theta$  Lode açısını ifade etmektedir.  $\sin \psi_{\text{mob}}$  değeri sabit hacim içsel sürtünme açısına ( $\phi'_{\text{cv}}$ ) bağlı olarak aşağıdaki bağıntı yardımı ile elde edilebilir [22]:

$$\sin \psi_{\text{mob}} = \sin \phi'_{\text{mob}} - \sin \phi'_{\text{cv}} \quad (7)$$

Akma kuralı olarak UBC3D-PLM model, orijinal UBCSAND modelin sahip olduğu akma kuralını kullanmaktadır. Modelde yer alan akma kuralı [24] tarafından geliştirilen gerilme-genleşme teorisini baz almaktadır ve neticede akma kuralı şu şekilde ifade edilebilir:

$$d\epsilon_v^p = \sin \psi_m d\gamma^p \quad (8)$$

Burada  $d\epsilon_v^p$  ve  $d\gamma^p$  sırasıyla plastik hacimsel şekil değiştirme artışını ve plastik kayma şekil değiştirmesi artışını ifade etmektedir.

Sıvılaşma esnasında oluşacak boşluk suyu basınçlarının daha iyi tahmin edilebilmesi için UBC3D-PLM modelin en son sürümüne zemin sıkılaştırma kuralı (densification rule) tanımlanmıştır. Ayrıca zeminin sıvılaşmaya yumuşak bir şekilde geçiş yapabilmesini sağlayabilmek adına ikincil yüklemeye için ikincil akma yüzeyi modele eklenmiştir. İkincil akma yüzeyi, birincil akma yüzeyine göre daha az plastik şekil değiştirmelere neden olmaktadır. Birincil yüklemeye esnasında kullanıcı tarafından girilen plastik kayma modülü  $K_G^p$ , birincil akma yüzeyinin pekleşmesinde kullanılmaktadır. Denklem 9'da verilen değer ikincil yüklemeye aşamasında ise  $K_G^p$  çevrim sayına bağlı olarak formüle edilmiş halidir ve bu değer ikincil yüklemeye esnasında zemin sıkılaştırmasını yansıtmaları için her bir çevrim sayısına bağlı olarak artmaktadır [12].

$$K_G^p = K_{G,birincil}^p \left(4 + \frac{n_{rev}}{2}\right) * hard * f_{achard} \quad (9)$$

$n_{rev}$ , deney başlangıcından elde edilen yarım çevrim sayısı,  $hard$  gevşek zeminler için sıkılaştırma doğrulama faktörü,  $f_{achard}$  sıkılaştırma kuralını ayarlayan ve 0-1 arasında değişen bir faktördür.

Gevşek granüler zeminlerdeki sıvılaşma sonrası davranışı ve rijitlik dağılımını modelleyebilmek için UBC3D-PLM modelde plastik kayma şekil değiştirmelerin fonksiyonu olan plastik kayma modülünün azalım miktarını dikkate alan bir kural tanımlanmıştır. Bu kural;

$$K_G^p = K_{G,birincil}^p * e^{\min(110\epsilon_{dil}, f_{acpost})} \quad (10)$$

olarak ifade edilmektedir. Burada  $\epsilon_{dil}$  zemin elemanının genişmesi sırasında oluşan plastik deviatorik şekil değiştirmelerin toplamı,  $f_{acpost}$  zeminin sıvılaşma sonrası halindeki davranışını kontrol eden üssel bir faktördür.

UBC3D-PLM modelde drenajsız davranış sırasında boşluk suyu basınçlarının artışı,

$$dp_w = \frac{K_w}{n} d\epsilon_v \quad (11)$$

ile dikkate alınmaktadır. Burada  $p_w$  boşluksuyu basıncını,  $K_w$  suyun bulk modülünü,  $n$  poroziteyi ve  $\epsilon_v$  sıvının hacimsel şekil değiştirmesini ifade etmektedir. Bir zemin suya doygun olduğu durumlarda suyun bulk modülü Denklem 12 ile hesaplanabilir:

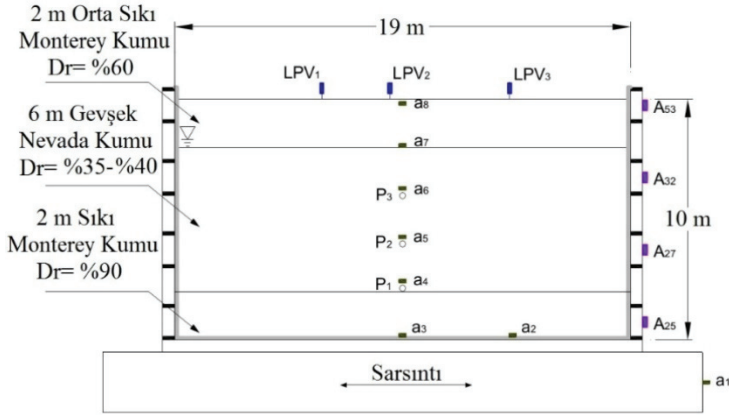
$$\frac{K_w}{n} = K_u - K' = \frac{2K_G^e}{3} \left( \frac{1+v_u}{1-2\nu_u} - \frac{1+v'}{1-2\nu'} \right), \quad \nu' = \frac{3K_B^e - 2K_G^e}{6K_B^e + 2K_G^e} \quad (12)$$

Burada  $K_u$  ve  $K'$  zeminin drenajsız ve drenajlı bulk modülünü ifade etmektedir.  $\nu'$  drenajlı  $\nu_u$  ise (0.495) drenajsız Poisson oranını göstermektedir.

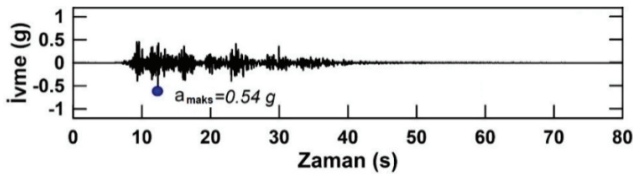
### 3. MODEL SANTRİFÜJ DENEYİ

Yüksek modüllü kolonların sıvılaşabilir zeminler içerisindeki iyileştirmeye olan etkisini incelemek için [21] tarafından 4 adet model santrifüj deneyi gerçekleştirilmiş ve bu deneyler neticesinde dinamik etkiler altında kolon ile zemin arasındaki davranış kayma gerilmeleri ve kayma şekil değiştirmeleri açısından araştırılmıştır. Santrifüj deneylerden 2 tanesi iyileştirilmemiş zemin durumunu (Model 1 ve 3) diğer ikisi ise iyileştirilmiş zemin durumunu (Model 2 ve 4) yansıtmaktadır. Bu çalışma kapsamında, UBC3D-PLM modelin iyileştirilmemiş bir zeminin sıvılaşma davranışını ne ölçüde modelleyebildiğini gösterebilmek için Model 1 santrifüj deneyi sayısal olarak modellenmiş ve zeminlerin sıvılaşma davranışı incelenmiştir. Santrifüj deneyinde iç boyutları 0.38 m uzunluk, 0.20 m genişlik, 0.21 m derinlikte olan bir laminer kutu kullanılmıştır ve deneyler 50 g'lik bir ivme altında gerçekleştirilmiştir. Deneylerde zemin modeli en üstte 2m kalınlığında ve rölatif sıklığı  $D_r \approx 60\%$  olan orta sıkı Monterey kumu, ortada 6m kalınlığında gevşek Nevada kumu

( $D_r \approx 40\%$ ) ve en altta ise 2 m kalınlığında sıkı Monterey kumu ( $D_r \approx 90\%$ ) olacak şekilde oluşturulmuştur. Model deneye ait görünüm Şekil 1’de gösterilmektedir. Deneyde su seviyesi zemin yüzeyinden 1.5 m kadar aşağıda olacak şekilde ayarlanmıştır. Deprem hareketi olarak 1999 Chi-Chi depreminin farklı ivme değerleri kullanılarak deneyler gerçekleştirilse de bu çalışma içerisinde sadece TCU078 EW istasyonundan elde edilen ve 0.54 g maksimum ivmeye sahip ( $a_{maks}$ ) kayıt kullanılarak deneysel ve sayısal analizlerin karşılaştırılması yapılmıştır (Şekil 2). Model deneyde boşluk suyu basıncı ölçümlerini alabilmek için gevşek sıvılaştırılabilir zemin tabakası içerisine  $P_1$ ,  $P_2$  ve  $P_3$  olmak üzere 3 adet boşluk suyu basıncı ölçer yerleştirilmiştir. Buna ek olarak, derinlik boyunca zamana bağlı ivme değişimlerini elde edebilmek için ivmeölçerler yerleştirilmiştir ( $a_{1-8}$ ). Aynı zamanda deprem yükleri altında zemin yüzeyinde oluşacak oturmalarını gözlemleyebilmek için LPV<sub>1</sub>, LPV<sub>2</sub> ve LPV<sub>3</sub> adı altında 3 adet düşey deplasman ölçer kullanılmıştır. Bu ölçüm cihazı verilerinden yola çıkarak deneysel ve sayısal olarak elde edilen değerlerin karşılaştırılması yapılmış ve modelin sıvılaşma davranışını ne derecede modelleyebildiği incelenmiştir.



Şekil 1 - Model deneyin prototip görünümü [21]



Şekil 2 - Model deneyde kullanılan deprem girdi hareketi

### 3.1. Santrifüj Deneyinde Kullanılan Zeminlerin UBC3D-PLM Model ile Kalibrasyonu

Sayısal analizlerde kullanılacak olan bünye modellerinde kalibrasyon yapılması hedeflenen sonuçlara ulaşılması açısından önemlidir. Sıvılaşma analizlerinde kullanılacak olan kalibre edilmiş zemin parametreleri, laboratuvardan elde edilen monotonik ve çevrimsel yükler altındaki davranışı tutarlılıkla yansıtması gerekmektedir. Dolayısıyla, çok karmaşık veya

basit modelleri kullanmadan önce atılması gereken ilk adım laboratuvar deneylerinin sonuçları ile model kalibrasyonu sonrasında elde edilen gerilme izlerinin benzerliğini yakalamak olacaktır. Böylelikle, yapılacak olan analizin doğru bir şekilde yürütülmesi sağlanacaktır. Fakat, literatürde bütün zeminlerin laboratuvar deney sonuçlarını içeren bir çalışma mevcut değildir. Bu eksikliği gidermek adına bünye modeli için ihtiyaç duyulan girdi parametreleri, laboratuvar deneylerinin haricinde arazi deneylerinin yardımıyla da (SPT, CPT, vb.) bulunabilir. Burada amaç, literatürde monotonik ve çevrimsel laboratuvar deneyi sonuçları bulunamayan bazı zeminlerin ihtiyaç duyulan model girdi parametrelerini arazi deneyleri korelasyonlardan faydalanarak kolaylıkla elde etmektir. Ülkemizde en çok kullanılan arazi deneylerinin başında SPT deneyi gelmektedir. Bu deneyden elde edilecek  $N_{1,60}$  değerini kullanarak model parametrelerine ulaşmak kalibrasyon aşamasında büyük kolaylıklar sağlamaktadır. Bu amaçla [25] tarafından UBCSAND model için bazı korelasyonlar önerilmiş ve SPT  $N_{1,60}$  değerine bağlı olarak bazı model parametrelerinin yaklaşık olarak elde edilmesi hedeflenmiştir. Daha sonra [16] tarafından bu korelasyonlar revize edilerek Plaxis UBC3D-PLM model için kullanılabilir hale getirilmiştir. Plaxis'te UBC3D-PLM sıvılaşma modeli kullanılırken, 15 adet girdi parametresi gerekmektedir. Çizelge 1'de UBC3D-PLM model için gerekli model parametreleri ve detaylı açıklamaları yer almaktadır. Bu parametrelerden SPT  $N_{1,60}$  değerine bağlı olanlar aşağıda verilen denklemler yardımıyla bulunabilir [16].

Çizelge 1 - UBC3D-PLM modelde kullanılan girdi parametreleri

Sembol	Parametre Tanımı	Birim	Metot	Varsayılan
$N_{1,60}$	Düzeltilmiş SPT N değeri	-	Yerinde arazi deneyi	-
$\phi_{cv}^o$	Sabit hacim içsel sürtünme açısı	(°)	Üç eksenli veya DSS	-
$\phi_p^o$	Pik içsel sürtünme açısı	(°)	Üç eksenli veya DSS	-
$c$	Kohezyon	kPa	Üç eksenli veya DSS	0
$k_G^e$	Elastik kayma modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
$k_B^e$	Elastik bulk modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
$k_G^p$	Plastik kayma modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
$me$	Elastik bulk modülü indisi	-	Eğri uydurma	0.5
$ne$	Elastik kayma modülü indisi	-	Eğri uydurma	0.5
$np$	Plastik kayma modülü indisi	-	Eğri uydurma	0.4-0.5
$R_f$	Göçme oranı	-	Eğri uydurma	0.9
$P_A$	Atmosferik basınç	kPa	Standart değer	100
$\sigma_t$	Çekme kesimi (cut-off)	kPa	-	0
$f_{achard}$	Sıkılaşma faktörü	-	Eğri uydurma	1
$f_{acpost}$	Sıvılaşma sonrası faktör	-	Eğri uydurma	0.2-1



$$\phi_p = \phi_{cv} + \frac{N_{1,60}}{10} + \max\left(0, \frac{N_{1,60}-15}{5}\right) \quad (13)$$

$$k_G^e = 21.7 \times 20 \times (N_{1,60})^{0.333} \quad (14)$$

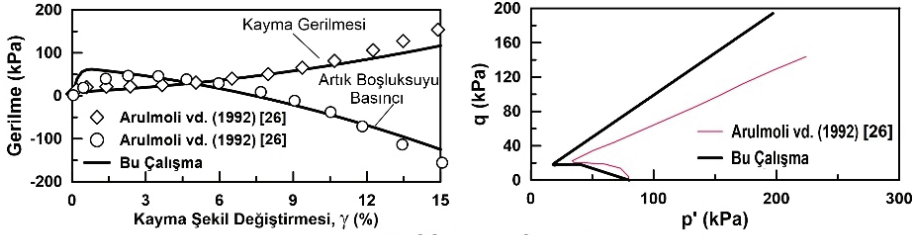
$$k_B^e = 0.7 \times k_G^e \quad (15)$$

$$k_G^p = k_G^e \times (N_{1,60})^2 \times 0.003 + 100 \quad (16)$$

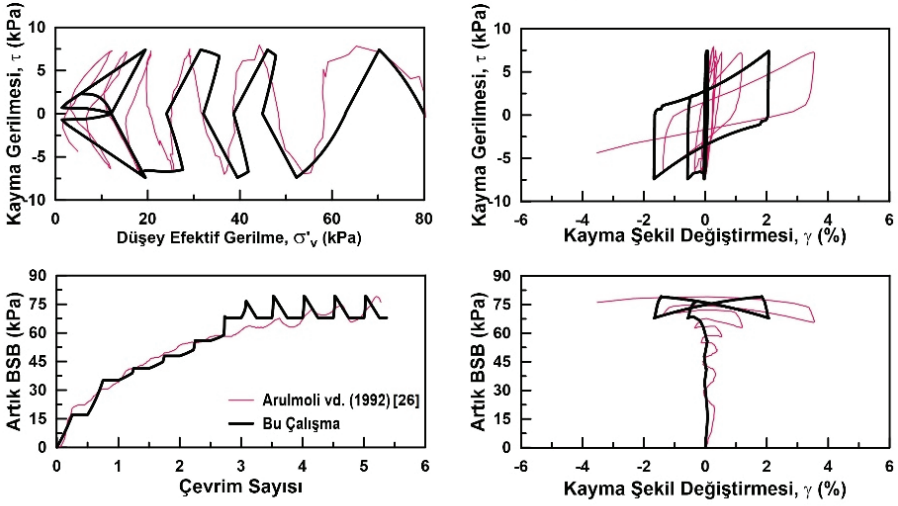
$$R_f = 1.1 \times (N_{1,60})^{-0.15} \quad (17)$$

Bu çalışmada kalibre edilmiş model girdi parametreleri elde edilirken aşağıdaki adımlar takip edilmiştir:

1. UBC3D-PLM model parametreleri elde edilirken yapılması gereken ilk iş  $N_{1,60}$  değerinin elde edilmesidir. Literatürde,  $N_{1,60}$  değerinin rölatif sıklığa bağlı ( $D_R$ ) olarak bulunmasıyla ilgili çok sayıda eşitlik yer almaktadır. Ancak bu çalışmada UBC3D-PLM model kullanılırken sıklıkla tercih edilen ve [28] tarafından önerilen eşitlik kullanılarak  $N_{1,60}$  değeri elde edilmiştir. Burada dikkat edilmesi gereken asıl nokta kullanılan  $D_R$ 'ye bağlı formülden ziyade elde edilen sayısal analiz sonuçlarının laboratuvar verileri ile tutarlı olmasıdır. Çünkü bu çalışmada kullanılan formülden başka herhangi bir  $D_R$ 'ye bağlı formülden faydalanarak aşağıda ifade edilen adımları takip edip kalan parametrelere ulaşılabilir.  $N_{1,60}$  değerinin kullanılmasındaki asıl amaç istenilen parametrelerin başlangıç kalibrasyon değerlerinin hızlıca elde edilmesidir. Bundan sonraki aşamalarda eğri uydurma yolunu uygulayarak parametrelerde değişikliğe gidilebilir veya sabit tutulabilir. Önemli olan kalibrasyon sonucunda elde edilen sayısal analiz sonuçları ile laboratuvar verilerini tutarlılığıdır.
2. Bu adımda Denklem 14, 15 ve 17'nin yardımıyla  $k_G^e$ ,  $k_B^e$  ve  $R_f$  değerleri elde edilmiştir.
3. Modelde kullanılan kumlar temiz kum olduklarından  $c$  değerleri sıfır olarak girilmiştir. Ayrıca  $\sigma_t$  parametresi de sıfır olarak seçilmiştir.
4.  $\phi_{cv}$  değeri bütün kumlarda  $33^\circ$  olacak şekilde alınmış ve  $\phi_p$  değerleri  $\phi_p = \phi_{cv} + \frac{N_{1,60}}{5}$  formülü kullanılarak elde edilmiştir.
5.  $me$ ,  $ne$ ,  $np$  ve  $P_A$  değerleri varsayılan olarak seçilmiştir.
6. Geriye kalan  $k_G^p$ ,  $f_{achard}$  ve  $f_{acpost}$  değerleri laboratuvar direkt basit kesme (DSS) ve çevrimsel direkt basit kesme (CDSS) deneyi sonuçlarından faydalanılarak elde edilmiştir. Literatürde yer alan farklı sıklıklardaki Nevada ve Monterey kumlarının DSS ve CDSS deney verileri kullanılarak ihtiyaç duyulan parametreler elde edilmiştir. Nevada kumunun kalibrasyonu için VELACS santrifüj deneyleri kapsamında [26] tarafından gerçekleştirilen DSS ve CDSS deneyleri, Monterey kumu için [27] tarafından gerçekleştirilen laboratuvar deney verileri kullanılarak kalibrasyonlar yapılmıştır. Kalibrasyonlar sonucunda elde edilen grafikler Şekil 3 ve Şekil 4'te gösterilmiştir.

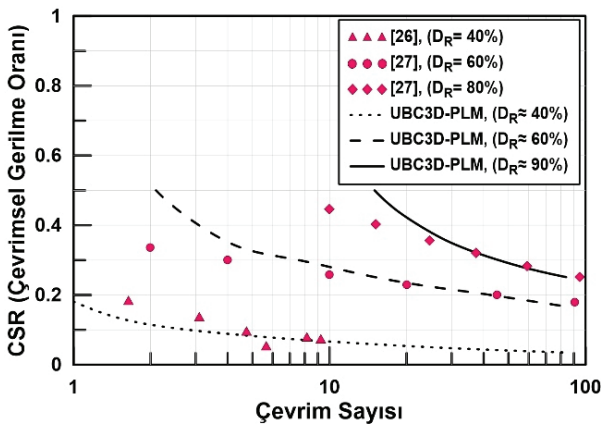


(a) DSS Deney Sonuçları



(b) CDSS Deney Sonuçları

Şekil 3 - Nevada kumu üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışmaların ve sayısal analizlerin sonuçlarının karşılaştırılması (a) DSS Deneyi (b) CDSS Deneyi



Şekil 4 - Santrifüj deneyinde kullanılan zeminlerin CSR değerlerinin çevrim sayısına bağlı olarak azalımı

Yukarıda ifade edilen adımlara bağlı olarak elde edilen ve sayısal analizlerde kullanılan sıvılaşma model parametreleri Çizelge 2’de gösterildiği gibidir. Şekil 3 ve Şekil 4’te görüldüğü üzere bu kalibre edilmiş parametrelerden yola çıkarak sayısal analizlerden elde edilen gerilme izleri, laboratuvar deneylerinden elde edilen izlerle oldukça yakın benzerlik göstermektedir.

Çizelge 2 - UBC3D-PLM modelde kullanılan kalibre edilmiş zemin parametreleri

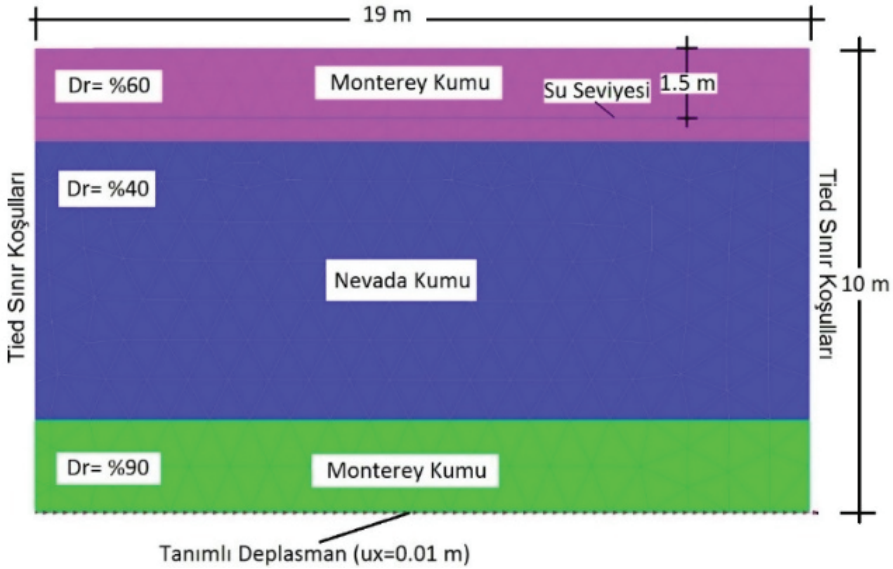
Sembol	Metot ya da Formülasyon	Referans	Nevada	Monterey	Monterey
$D_R$ (%)	-	[21]	40	60	90
$N_{1,60}$	$46 \times D_R^2$	[28]	7.36	16.56	37.26
$\phi_{cv}^o$	CD üç eksenli veya DSS	-	33	33	33
$\phi_p^o$	$\phi_p = \phi_{cv} + N_{1,60}/5$	-	34.47	36.31	40.26
$c$ (kPa)	CD üç eksenli veya DSS	-	0	0	0
$k_G^e$	$21.7 \times 20 \times (N_{1,60})^{0.333}$	[16]	843.6	1105.2	1447.8
$k_B^e$	$k_B^e = 0.7 \times k_G^e$	[16]	590.5	773.63	1013.5
$k_G^p$	Eğri uydurma	-	180	1050	3500
$me$	Varsayılan	[16]	0.5	0.5	0.5
$ne$	Varsayılan	[16]	0.5	0.5	0.5
$np$	Varsayılan	[16]	0.4	0.4	0.4
$R_f$	$1.1 \times (N_{1,60})^{-0.15}$	[16]	0.815	0.722	0.639
$P_A$ (kPa)	Standart değer	-	100	100	100
$\sigma_t$	-	-	0	0	0
$f_{achard}$	Eğri uydurma	-	1	1	1
$f_{acpost}$	Eğri uydurma	-	0.2	0.2	0.2

Bu adımlar dışında farklı yöntemler veya adımlar uygulanarak model parametreleri elde edilebilir. Bu çalışma kapsamında [16] tarafından kullanılan eşitliklerin haricinde, [29] tarafından oluşturulan bazı eşitlikler yardımıyla da kalibre edilmiş model parametreleri seçilebilmektedir.

#### 4. SAYISAL MODEL

UBC3D-PLM modele ait zemin kalibrasyonları tamamlandıktan sonra santrifüj model geometrisi oluşturulmuştur. Bunun için Plaxis v.2017’de model geometrisi oluşturulurken laboratuvar deneylerinde kullanılan laminer kutunun prototip boyutları (19 m x 10 m x 10 m)

kullanılarak analizler yapılmıştır. Statik hesap aşamalarında varsayılan model sınır koşulları (taban sınırda deplasmanlar her iki yönde tutulu  $u_x=0$  ve  $u_y=0$ , düşey sınırlarda ise x yönünde deplasmanlara izin verilmezken y yönünde izin verilmiştir  $u_x=0$  ve  $u_y \neq 0$ ) kullanılmıştır. Dinamik analizlerde ise deprem sınır koşulları olarak düşey sınırlarda tied sınır koşullarıyla yatayda hiçbir (none) seçeneği kullanılarak analizler yapılmıştır. Tied sınır koşulları aynı yükseklikte yer alan noktaları birbirine bağlayarak aynı deplasmanları yapmalarına olanak sağlamaktadır. Bu şekilde Plaxis'te yer alan diğer dinamik sınır koşullarının aksine laminer kutu davranışını daha gerçekçi olarak yansıtabilmektedir. Dolayısıyla, diğer dinamik sınır koşullarından olan serbest saha ve viskoz sınır koşulları bu sebepten ötürü kullanılmamıştır. Dinamik hesaplarda deprem girdi hareketini verebilmek için model tabanına x yönünde 0.01 m büyüklüğünde tanımlı deplasman (prescribed displacement) uygulanmıştır. Modele ait sınır koşulları ve ağ (mesh) görüntüsü Şekil 5'te gösterilmektedir.



Şekil 5 - Model geometri görünümü ve mesh ağı

Sayısal analizlerde özellikle dinamik çözüm yaparken ağ sıklığı sonuçları önemli ölçüde etkilemektedir. Optimum düzeyde bir ağ sıklığının seçilmesi hem analizlerin tutarlı olmasına hem model içerisinde oluşacak dalgaların sağlıklı bir şekilde yayılmasına olanak sağlayacaktır. Ağ sıklığının çok fazla olması ekonomik bir çözüm olmayacak ve analiz süresini oldukça uzatacaktır. Aksine, ağ sıklığının az olması da elde edilecek sonuçların doğru olmaktan uzaklaşmasına ve daha az detaylı çözüm yapılmasına neden olacaktır. Plaxis ağ oluşturma işlemini üçgen elmanlar olacak şekilde otomatik olarak gerçekleştirmektedir. Bu çalışmada 15 düğüm noktalı üçgen elmanlar seçilerek mesh geometrisi oluşturulmuştur. Ayrıca optimum mesh aralığını belirlemek için literatürde sıklıkla kullanılan ve eleman boyları için, zeminin minimum kayma dalgası hızının girdi deprem hareketi maksimum frekans bileşenin 8 katına bölümünden küçük olması gerektiğini ifade eden eşitlik [30]

kullanılarak, sayısal modelde eleman boyutları ortalama 0.7 m olarak belirlenmiş ve ağ geometrisi oluşturulmuştur.

Dinamik analizler sırasında zeminin viskoz özelliklerine, sürtünmeye ve plastik şekil değiştirmelere bağlı olarak malzeme sönümü oluşmaktadır. Kendiliğinden oluşan bu sönüm miktarı, zeminde görülen mevcut sönümden azdır ve zemin içerisindeki sönüm etkilerini gerçek olarak yansıtabilmek için ekstradan sönüm etkisi uygulamak gerekmektedir [31]. Uygulanacak sönüm ( $C$ ) değeri, zemin kütle matrisi ( $M$ ) ve rijitlik matrisinin ( $K$ ) bir fonksiyonu olan Rayleigh sönüm değeri ile uygulanabilmektedir;

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \quad (18)$$

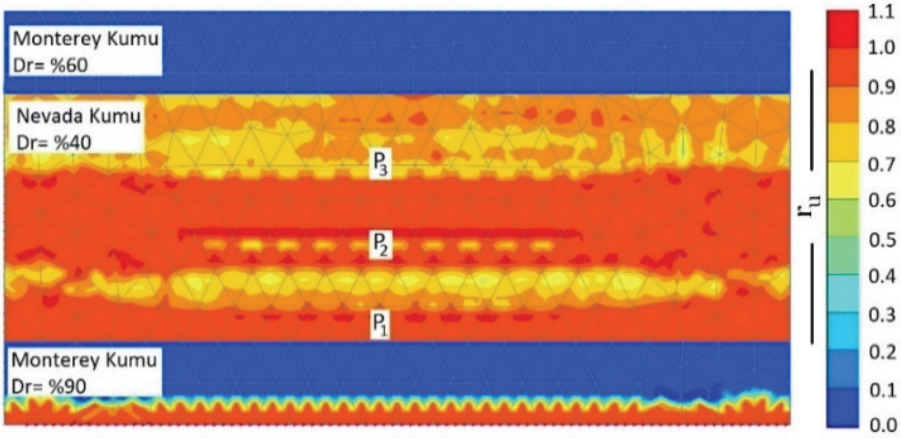
Rayleigh sönüm formülasyonu, Rayleigh sönüm katsayıları olan  $\alpha_R$  ve  $\beta_R$ 'ye bağlıdır. Bu katsayıların hesabında Plaxis'te Hedef 1 ve Hedef 2 olan iki frekans değişkeni kullanılmaktadır. Hedef 1, analizlerde yer alan tüm zeminin tabakalarının doğal (temel) frekansını, Hedef 2, girdi deprem hareketi ile zeminin doğal frekansının oranını ifade etmektedir. Hedef 2 neticesinde çıkan frekans değeri kendisine en yakın tek sayıya yuvarlanarak hesaplarda kullanılmaktadır. [21] tarafından zemin doğal frekansı 2.97 Hz. olarak verilmiştir ve Hedef 1'e karşılık gelmektedir. Deprem dasetasının baskın frekansı Fourier tepki spektrumundan 1.599 Hz. olarak hesaplanmıştır ve 1.599/2.97 sonucu oran 0.538 olarak çıkmaktadır. Dolayısıyla Hedef 2, 1 Hz. olmaktadır. Genellikle geoteknik malzemelerinin sönüm aralıkları %2-%5 arasında olduğu düşünülerek Rayleigh sönümü %3 alınmış ve Hedef 1 ve Hedef 2'ye karşılık gelen  $\alpha_R=0.282$  ve  $\beta_R= 0.0024$  değerleri kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, %1, ve %5 Rayleigh sönüm değerleri kullanılarak analizler yapılarak farklı sönüm değerlerinin sonuçlara etkileri incelenmiş fakat analiz sonuçlarında kayda değer bir değişim görülmediği için tüm analizlerde %3 Rayleigh sönüm değeri uygulanarak analizler tamamlanmıştır. Kullanılan deprem kayıtlarının zaman adımlarının sıklığı da analiz sonuçlarının farklılaşmasına neden olabilmektedir. Bu çalışmada, [21] tarafından kullanılan deprem kaydının aralığı olan 0.01 sn. zaman aralığı kullanılarak yaklaşık 8000 adımda sayısal analizler gerçekleştirilmiştir.

Bu çalışmada oluşturulan sayısal modelleme aşaması genel olarak 3 adımda toplanabilir:

1. İlk adımda  $K_0$  prosedürü uygulanarak başlangıç adımı oluşturulmuştur.
2. Bu kısımda boş bir adım oluşturularak kum zeminlerin özelliklerine uygun parametreler kullanılıp Hardening Soil Model atanması yapılmıştır. Bunun yapılmasındaki amaç, modelde oluşacak başlangıç gerilme durumunu doğru bir şekilde oluşturabilmektir. UBC3D-PLM model kohezyonsuz zeminlerin dinamik davranışını modellemek için geliştirildiğinden, statik analizlerde kullanılması tavsiye edilmemekte ve başlangıç gerilme dağılımı oluşturulurken UBC3D-PLM model yerine Hardening Soil Model veya Hardening Small Strain Model'in kullanılması tavsiye edilmektedir [20].
3. Son adımda, kum zeminlere UBC3D-PLM model atanarak dinamik analiz kısmına geçilmiştir. Burada bütün analizler, Plaxiste yer alan Undrained A drenaj tipi seçeneği kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu drenaj tipinde drenajsız davranış, efektif mukavemet ve rijitlik parametreleri kullanılarak analizlere yansıtılmaktadır.

## 5. GENEL DEĞERLENDİRME

Santrifüj deneyinin sayısal olarak modellenmesi sonucunda elde edilen değerler artık boşluksuyu basıncı, ivme ve deplasmanlar açısından incelenmiştir. Sayısal analizler sonucunda model kutu içerisinde oluşan maksimum artık boşluk suyu basıncı oranı ( $r_u$ ) dağılımı Şekil 6'da gösterilmektedir. Buna göre %40 sıklığa sahip Nevada kumunun yer aldığı bölgenin büyük bölümünde  $r_u$  değerlerinin 0.9-1.0 arasında yer aldığı ve sıvılaştığı görülmüşür. Monterey kumunun olduğu tabakalarda ise herhangi bir sıvılaşma oluşumu görülmemiştir. Ancak, modele girdi deprem hareketinin verildiği taban bölgesinde dar bir aralıkta yüksek  $r_u$  oluşumun meydana geldiği ve bu durumun modellemeden kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 6 - Analiz sonucunda elde edilen  $r_u$  değerlerinin laminar kutu içerisindeki dağılımı

### 5.1. Artık Boşluksuyu Basıncı Değişimi

Şekil 7a'da sayısal analizler sonucunda elde edilen artık boşluksuyu basıncı dağılımının santrifüj deneyi sonuçları ile kıyaslaması gösterilmektedir.  $P_1$ ,  $P_2$  ve  $P_3$  noktalarındaki (bkz. Şekil 1) artık boşluksuyu basıncının zamanla dağılımı incelendiğinde her 3 derinlikte deneysel veriler ile sayısal analizler sonuçları birbirine yakın çıkmıştır. Sonuçlar arasında karşılaştırma yapıldığında, deprem hareketinin başlamasıyla beraber yaklaşık 8.sn'den itibaren artık boşluksuyu basıncı oluşumunun hızlı bir şekilde artarak pik değere ulaştığı görülmüştür. Bu noktadan sonra laboratuvar deneylerinde 40. sn'den itibaren artık boşluksuyu basınçlarında sönümlenme olurken sayısal analizlerde artık boşluksuyu basınçlarında sönümlenme olmadan devam ettiği görülmüştür. Bu noktadaki artık boşluksuyu basınçlarının zamanla mevcut düşey efektif gerilme seviyelerine ulaştığı ve zeminin sıvılaştığı görülmektedir. Bu noktada dikkat edilmesi gereken nokta, UBC3D-PLM modelin drenajsız efektif gerilme parametrelerini kullanarak çalışmasıdır. Tamamen drenajsız olarak çalışan analizlerde hacim değişiminin meydana gelmediği kabul edildiğinden UBC3D-PLM model sonucunda elde edilen artık boşluksuyu basınçlarında da herhangi bir sönüm olmamıştır. Bölüm 1'de yer alan literatür araştırmalarına bakıldığında, genellikle UBC3D-PLM modelden elde edilen artık boşluk suyu basınçlarının

sönümlemenin olmadığı santrifüj ya da arazi deneyleri ile kıyaslandığı görülmektedir. Kıyaslamalar neticesinde sayısal analiz ve laboratuvar verilerinin tutarlı olduğu görülmüştür. Benzer şekilde, bu çalışmada da sıvılaşma başlangıcı ve artık boşluksuyu basıncı karşılaştırmaları birbiri ile tutarlılık göstermektedir. Fakat, UBC3D-PLM modelden elde edilen artık boşluksuyu basıncı sonuçları sönümlemenin meydana geldiği laboratuvar ya da arazi deneyleri ile kıyaslandığında, karşılaştırma sonuçlarında tutarsızlıklar oluşmaya başlamaktadır. Bu durum yukarıda ifade edildiği üzere modelin kapasitesinden kaynaklanan bir problem olarak ortaya çıkmaktadır. Burada yapılması gereken UBC3D-PLM modelin sıvılaşma başlangıcını ve artık boşluk suyu basıncı dağılımını iyi bir şekilde yansıttığını fakat artık boşluksuyu basınçlarını sönümleyemediğinin bilincinde olarak modelin kullanılmasıdır. Ek olarak, UBC3D-PLM model ile yapılan sıvılaşma analizlerinden sonra ilave bir konsolidasyon adımı uygulanarak artık boşluk suyu basınçlarının sönümlemesi sağlanabilir. Böylelikle, Bölüm 5.2'de anlatılacak olan deplasmanlara dair tahmini bir değerin elde edilmesi sağlanabilir. Bu durum, sıvılaşma sonrası davranışı bire bir yansıtmamakla beraber sadece bir yaklaşım olarak kullanılabilir.

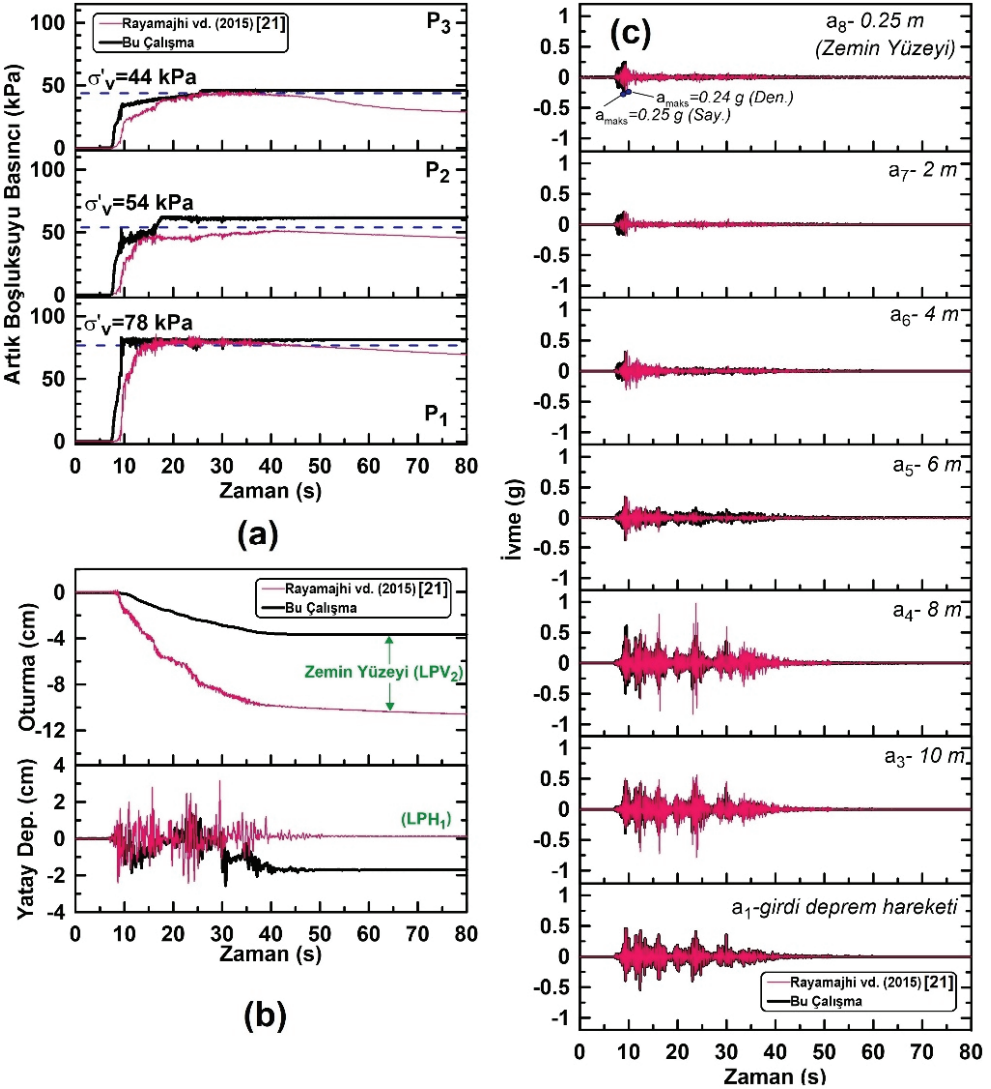
## 5.2. Deplasman Değişimleri

LPV<sub>1</sub>, LPV<sub>2</sub> ve LPV<sub>3</sub> deplasman ölçerlerden (bkz. Şekil 1) elde edilen deneysel sonuçlar incelendiğinde zemin yüzeyinde yaklaşık 10 cm civarında oturmanın meydana geldiği görülmüştür. Bu çalışmada sadece LPV<sub>2</sub> deplasman ölçerinin verileri kullanılmış ve UBC3D-PLM ile elde edilen sonuçlarla kıyaslanmıştır. Kıyas neticesinde Şekil 7b'de görüldüğü üzere LPV<sub>2</sub> deplasman ölçerinden elde edilen deneysel veriler ile sayısal analizler sonucunda elde edilen değerler arasında oldukça büyük farklılıklar bulunmaktadır. Beklenen bu tutarsızlığın kaynağı olarak önceki bölümde anlatıldığı üzere modelin artık boşluksuyu basıncını sönümleyememesinin olduğu söylenebilir. Bu ilişkiyi daha net olarak görebilmek için Şekil 8'de artık boşluksuyu basıncı ölçümlerinin ilgili noktalardaki oturma değerlerinin karşılaştırılması verilmiştir. Şekil 8'de görüldüğü üzere sayısal analiz sonuçlarında artık boşluk suyu basıncı yaklaşık 8. sn'de birden maksimum değere ulaşmakta ve deprem kaydı boyunca stabil bir şekilde devam etmektedir. Dolayısıyla, deprem hareketinin hemen başında zemin sıkışamaz bir hal almakta ve oturmaların oluşumuna izin vermemektedir. P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> ve P<sub>3</sub> noktalarındaki oturma değerlerinin en fazla 0.2 mm civarında olduğu görülmektedir. Ayrıca, zemin yüzeyindeki yatay deplasmanlarında benzer şekilde laboratuvar verileri ile uyumlu çıkmadığı görülmektedir. Her ne kadar girdi deprem hareketine taban düzemesi filtresi uygulansa da, sayısal analizler sonucunda yatay deplasmanlarda zamana bağlı oluşan eksen kaymasının sebebi net olarak ortaya konamamıştır.

## 5.3. İvme Değişimleri

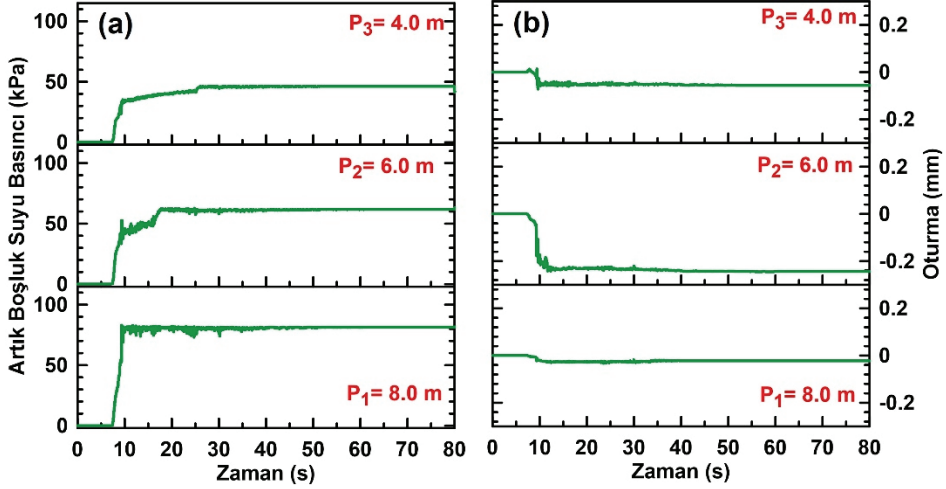
Deneysel çalışmalar sonucunda Şekil 1'de gösterilen ve derinlik boyunca yerleştirilen ivmeölçerlerden alınan ivme-zaman değişimleri sayısal analizler sonucunda elde edilen ivme-zaman değerleri ile karşılaştırılmış ve Şekil 7c'de gösterilmiştir. Burada, UBC3D-PLM model genellikle laboratuvar deneyi sonuçlarına benzer bir şekilde ivme-zaman davranışı göstermiştir. Sadece 8.0m (a<sub>4</sub>) ve 10.0m (a<sub>3</sub>) yerleştirilen ivmeölçerlerden alınan değerler ile sayısal analizler sonucunda elde edilen değerler arasında farklılıklar bulunmaktadır. Bu noktalarda görüldüğü üzere, deneysel çalışma sonucunda zeminde büyütmeler meydana

gelirken, benzer zemin büyütme etkisi sayısal analizler sonucunda elde edilememiştir. Yüzeyde oluşan maksimum ivme değerleri incelendiğinde sayısal analiz sonucunda elde edilen  $a_{maks}$  değeri laboratuvar deneyi sonucuna göre yaklaşık %4 daha fazla çıkmıştır. Bunun yanında girdi deprem hareketinden ( $a_{maks} = 0.54 g$ ) ise yaklaşık %54 daha düşüktür. Sıvılaşmanın olmadığı sıkı ve orta sıkı kum katmanlarında ivme değerleri genellikle yüksek değerlerde yer alırken, sıvılaşmanın olduğu orta bölgede yaklaşık 15. sn'den itibaren ivme değerlerinin azalarak sönümlendiği görülmüştür.



Şekil 7 - Sayısal analiz sonucunda elde edilen (a) artık boşluksuyu basıncı, (b) oturma ve (c) ivme değişimlerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması





Şekil 8 - Sayısal analiz sonucunda elde edilen artık boşluksuyu basıncı ve oturma değerlerinin zamana bağlı olarak karşılaştırılması

## 6. SONUÇLAR

Bu çalışmada literatürde yer alan bir santrifüj deneyi Plaxis'te sıvılaşma modeli olan UBC3D-PLM ile modellenerek zemin sıvılaşması artık boşluksuyu basıncı, ivme ve deplasmanlar açısından değerlendirilerek modelin avantajlı ve dezavantajlı tarafları, kullanılabilirliği ve eksiklikleri incelenmiştir. Sonuçlara bakıldığında UBC3D-PLM modelin sıvılaşma başlangıcını ve artık boşluk suyu basıncı oluşumunu pik noktaya kadar tutarlı bir şekilde modellediği fakat gerçekte belirli bir süreden sonra sönümlenmeye başlayan artık boşluk suyu basınçlarının UBC3D-PLM modelin kapasitesi doğrultusunda analiz sonuçlarına yansıtmadığı görülmüştür. Artık boşluk suyu basınçları ve deplasman değişimleri birbiri ile doğrudan ilişkili olduklarından modelin sönüm kapasitesinin olmaması, elde edilen deplasman değerlerinin laboratuvarından elde edilen değerlerden oldukça farklı çıkmasına neden olmuştur ve analiz sonucunda deplasman değerlerinde arzulanan seviyelere ulaşılmamıştır. Dolayısıyla UBC3D-PLM model sayısal analizlerde, deneyde oluşan oturmaları ve yatay yer değiştirmeleri yeterli kadar ortaya koyamamıştır.

Yeni deprem yönetmeliği ile beraber, zemin sıvılaşması değerlendirilmesinde sıvılaşma tetiklenmesi riski yanında, sıvılaşma sonrası zemin mukavemeti ve rijitlik kaybı ile temel zemininde oluşabilecek yer değiştirmelerin dikkate alınması istendiğinden UBC3D-PLM model ile yapılan sıvılaşma analizleri sonucunda elde edilecek deplasman değerlerinin dikkatli bir şekilde değerlendirmesi gerekmektedir. Bu çalışmada anlatıldığı üzere sıvılaşma olan bölgedeki artık boşluksuyu basınçlarının model kapasitesi doğrultusunda sönümlenmemesi ve buna bağlı olarak yeterli oturma miktarlarının elde edilememesi modelin bu konuda yetersiz olduğunu ve analizlerde bu hususun üzerinde durarak değerlendirmelerin yapılması gerektiğini ortaya koymaktadır.

İvme değişimlerine bakıldığında ise birkaç derinlik noktası hariç zamana bağlı olarak yakın bir davranışın bulunduğu görülmüştür. Özellikle zemin yüzeyinde elde edilen maksimum genlik değerleri birbirine oldukça benzer çıkmaktadır.

UBC3D-PLM modeli kullanılabilir yapan etkenlerin başında ise SPT  $N_{1,60}$  değerine bağlı olarak model girdi parametrelerinin elde edilebilmesidir. Ülkemizde zemin araştırma yöntemleri olarak en çok standart penetrasyon deneyi uygulanmaktadır ve hemen hemen her projede SPT  $N_{1,60}$  değerleri kullanılmaktadır. Dolayısıyla, SPT  $N_{1,60}$  değerleri kullanılarak bir zemine ait yaklaşık sıvılaşma davranışı artık boşluksuyu basıncı oluşumu ve ivmeler açısından Plaxis UBC3D-PLM modeli ile tahmin edilebilir. Yüzeyde oluşabilecek oturmalar açısından ise analiz sonuçlarına biraz daha temkinli yaklaşılarak değerlendirilmesi gerekmektedir. Buna ek olarak ilgili zeminin sıvılaşma davranışının daha iyi modellenebilmesi için mevcut imkanlar çerçevesinde zemine ait gerekli laboratuvar deneyleri yapılmalı ve bu deney sonuçları baz alınarak girdi parametrelerinin elde edilmesi tavsiye edilmektedir.

### **Semboller**

- $a$  : Plastik potansiyel fonksiyon katsayısı  
 $a_{maks}$  : Maksimum yüzey ivmesi  
 $a_{1-8}$  : İvmeölçerler  
 $C$  : Sönüm değeri  
CDSS : Çevrimsel direkt basit kesme deneyi  
CSR : Çevrimsel gerilme oranı  
 $c'$  : Efektif kohezyon  
 $D_r$  : Rölatif sıklık  
DSS : Direkt basit kesme deneyi  
 $d\epsilon_v^p$  : Plastik hacimsel şekil değiştirme artışı  
 $d\lambda$  : Plastik şekil değiştirme artış çarpanı  
 $d\gamma^p$  : Plastik kayma şekil değiştirmesi artışı  
 $f_{achard}$  : Sıkılaştırma faktörü  
 $f_{acpost}$  : Sıvılaşma sonrasında kontrol eden faktör  
 $f_m$  : Akma yüzeyi fonksiyonu  
 $g$  : Plastik potansiyel fonksiyon  
 $hard$  : Gevşek zeminler için sıkılaştırma doğrulama faktörü  
 $K$  : Rijitlik matrisi  
 $K'$  : Zeminin drenajlı bulk modülü

$K_0$	: Sükûnet durum katsayısı
$K_B^e$	: Elastik bulk modülü
$K_G^e$	: Elastik kayma modülü
$K_G^p$	: Plastik kayma modülü
$K_{G,birincil}^p$	: Başlangıç plastik kayma modülü
$K_u$	: Zeminin drenajsız bulk modülü
$K_w$	: Suyun bulk modülü
$k_B^e$	: Elastik bulk modülü sayısı
$k_G^e$	: Elastik kayma modülü sayısı
$k_G^p$	: Plastik kayma modülü sayısı
$LPV_{1,2,3}$	: Düşey deplasman basıncı ölçerler
$M$	: Zemin kütle matrisi
$me$	: Elastik bulk modülü indisi
$N_{1,60}$	: Düzeltilmiş SPT N değeri
$n$	: Porozite
$ne$	: Elastik kayma modülü indisi
$np$	: Plastik kayma modülü indisi
$n_{rev}$	: Yarım çevrim sayısı
$P_A$	: Atmosfer basıncı (100 kPa)
$P_{1,2,3}$	: Boşluksuyu basıncı ölçerler
$p'$	: Ortalama efektif gerilme
$p_w$	: Boşluksuyu basıncı
$q$	: Deviatör gerilme
$R_f$	: Göçme oranı
$r_u$	: Boşluksuyu basıncı oranı
SPT	: Standart penetrasyon deneyi
$u_{x,y}$	: Yatay ve düşey deplasman
$v'$	: Drenajlı Poisson oranı
$v_u$	: Drenajsız Poisson oranı
$\alpha_R, \beta_R$	: Rayleigh sönüm katsayıları

$\epsilon_{dil}$	: Plastik deviatörük şekil değiştirmelerin toplamı
$\epsilon_v$	: Sıvının hacimsel şekil değiştirme değeri
$\psi$	: Dilatasyon açısı
$\psi_m$	: Mobilize olmuş dilatasyon açısı
$\phi'_{cv}$	: Efektif sabit hacim içsel sürtünme açısı
$\phi'_{mob}$	: Efektif mobilize olmuş içsel sürtünme açısı
$\phi'_p$	: Efektif pik içsel sürtünme açısı
$\theta$	: Lode açısı
$\sigma'_{1,3}$	: Asal gerilmeler
$\sigma'_{maks,min}$	: Maksimum ve minimum asal efektif gerilme
$\sigma_t$	: Çekme kesimi (cut-off)

### **Kaynaklar**

- [1] Huang, Y., Wen, Z., Recent Developments of Soil Improvement Methods for Seismic Liquefaction Mitigation, Natural Hazards, 76(3), 1927-1938, 2015.
- [2] Bray, J.D., Stewart, J.P., Baturay, M.B., Durgunoglu, T., Onalp, A., Sancio, R.B., Stewart, J.P., Ural D., Ansal, A., Bardet, J.B., Barka, A., Boulanger, R., Cetin, O., Erten, D., Damage Patterns and Foundation Performance in Adapazari, Earthquake Spectra, 16(S1), 163–189, 2000.
- [3] Özener, P.T., Depremde Tabakalı Kum Zeminde Oluşan Sıvılaşma ve Sıvılaşma sonrası davranışın Model Deneylerle Araştırılması, Doktora Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, 2007.
- [4] Youd, T.L., Liquefaction, Flow, and Associated Ground Failure, US Geological Survey Circular 688, 1–12, 1973.
- [5] Ishihara, K., Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes, Geotechnique, 43(3), 351-451, 1993.
- [6] Kramer S.L., Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics, Upper Saddle River, NJ: Prentice-Hall; 653 sayfa, 1996.
- [7] Popescu R., Prevost J.H., Centrifuge Validation of a Numerical Model for Dynamic Soil Liquefaction, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 12(2), 73–90, 1993.
- [8] Beaty, M. H., Byrne, P., An Effective Stress Model for Predicting Liquefaction Behaviour of Sand, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, ASCE Geotechnical Special Publication, 1, 766–777, 1998.

- [9] Kramer, S.L., Elgamal, A., Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance-Based Earthquake Engineering, Report No: 2001/13, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, 2001.
- [10] Byrne, P.M., Park, S.S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L., Abdoun, T., Numerical Modeling of Liquefaction and Comparison with Centrifuge Tests, Canadian Geotechnical Journal, 41(2), 193–211, 2004.
- [11] Andrianopoulos, K.I., Papadimitriou, A.G., Bouckovalas, G.D., Bounding Surface Plasticity Model for the Seismic Liquefaction Analysis of Geostructures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30(10), 895–911, 2010.
- [12] Petalas, A., Galavi, V., Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM, Plaxis Report, The Netherlands, 2013.
- [13] Ramirez, J.C., Barrero, A., Chen, L., Dashti, S., Ghofrani, A., Taiebat, M., Arduino, P., Site Response in a Layered Liquefiable Deposit: Evaluation of Different Numerical Tools and Methodologies with Centrifuge Experimental Results, Journal of Geotechnical and GeoEnvironmental Engineering, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001947, 2018.
- [14] Sriskandakumar, S., Cyclic Loading Response of Fraser Sand for Validation of Numerical Models Simulating Centrifuge Tests, MSc Thesis, The University of British Columbia, Department of Civil Engineering, 2004.
- [15] Galavi, V., Petalas, A., Brinkgreve, R.B.J., Finite Element Modelling of Seismic Liquefaction in Soils, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 44(3): 55–64, 2013.
- [16] Makra, A., Evaluation of the UBC3D-PLM Constitutive Model for Prediction of Earthquake Induced Liquefaction on Embankment Dams, MSc thesis, Delft University of Technology, 2013.
- [17] Winde, H.P., Finite Element Modelling for Earthquake Loads on Dykes, MSc thesis, Delft University of Technology, 2015.
- [18] van Elsäcker, W.A., Evaluation of Seismic Induced Liquefaction and Related Effects on Dynamic Behaviour of Anchored Quay Walls., MSc thesis, Delft University of Technology, 2016.
- [19] Mikkelsen, A.T., Numerical Assessment on Pile Stability in Liquefiable Soil, MSc thesis, Aalborg University, 2018.
- [20] Plaxis 2D Material Models Manual, 2018.
- [21] Rayamajhi, D., Tamura, S., Khosravi, M., Boulanger, R.W., Wilson, D., Ashford, S., Olgun, C.G., Dynamic Centrifuge Tests to Evaluate Reinforcing Mechanisms of Soil-Cement Columns in Liquefiable Sand, Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001298, 04015015, 2015.
- [22] Puebla, H., Byrne, P.M., Phillips, R., Analysis of CANLEX Liquefaction Embankments: Prototype and Centrifuge Models, Canadian Geotechnical Journal, 34(5), 641–657, 1997.

- [23] Tsegaye, A.B., Plaxis Liquefaction Model, Delft, The Netherlands, 2010.
- [24] Rowe, P.W., The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact, Proc. R. Soc. Lond. Ser. A, Math. Phys. Sci., 269(1339), 500–527, 1962.
- [25] Beaty, M.H., Byrne, P.M., UBCSAND Constitutive Model Version 904aR” Documentation Report, UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM Website: [http://www.itascaudm.com/media/download/UBCSand/UBCSAND\\_UDM\\_Documentation.pdf](http://www.itascaudm.com/media/download/UBCSand/UBCSAND_UDM_Documentation.pdf), 2011
- [26] Arulmoli, K., Muraleetharan, K.K., Hossain, M.M., Fruth, L.S., VELACS: Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies, Laboratory Testing Program, Soil Data Report, Project No. 90-0562, The Earth Technology Corporation, Irvine, CA, 1992.
- [27] Kammerer, A.M., Wu, J., Riemer, M.F., Pestana, J.M. Seed, R.B., A New Multi-Directional Direct Simple Shear Testing Database, In Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2083, 2004.
- [28] Idriss, I.M., Boulanger, R.W., Soil Liquefaction During Earthquakes, EERI Monograph, MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, 2008.
- [29] Souliotis, C., Gerolymos, N., Seismic Effective Stress Analysis of Quay Wall in Liquefiable Soil: The Case History of Kobe. International journal of Geomate, 11(20), 1770-1775, 2016.
- [30] Kuhlemeyer, R.L., Lysmer, J., Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems, Journal of Soil Mechanics and Foundation Devision, 99(5), 421-427, 1973.
- [31] Brinkgreve, R.B.J., Swolfs W.M., Engin E., PLAXIS User’s Manual, PLAXIS, The Netherlands, 2011.

# Baret Kazıklı Radye Temellerin Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Analizi

Halil Murat ALGIN<sup>1</sup>  
Arda Burak EKMEK<sup>2</sup>  
Levent YENMEZ<sup>3</sup>

## ÖZ

Yüksek katlı yapı temellerinde kullanılan baret kazıklı radye sistemlerinin oturma analizlerinin yapılması, geoteknik mühendisliği açısından yeni bir bilimsel mücadele alanı olmuştur. Bu temel sistemlerinin sayısal üç boyutlu modellerinin görüntü işleme tekniğiyle daha gerçekçi olarak yapılabildiğini göstermek amacıyla, Viyana'daki Avrupa'nın en uzun gökdelenlerinden biri olan Donau-City (DC) kulelerinin temel sistemleri ayrıntılı bir şekilde modellenmiş ve kulelerin birbirlerine etkisi incelenmiştir. Bu araştırma kapsamında geliştirilen üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) modelleri sayesinde, geoteknik mühendisliğinde önemli bir temel çeşidi olan baret kazıklı radyelerin oturma analizleri, komşu kazık sistemiyle birlikte analiz edilerek ölçüm sonuçlarıyla kıyaslanmıştır. Bu çalışmada sunulan analizler sayesinde, literatürde daha önce tanıtılan 3B SE analizlerinin geliştirilerek oturma analizlerinin daha hassas bir şekilde ileri bir modelleme tekniği ile yapılabileceği açıklanmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Baret kazıklı radye, görüntü işleme, sonlu elemanlar analizi, üç boyutlu modelleme, oturma analizi.

## ABSTRACT

### 3D Finite Elements Analysis of Barrette Piled Raft Foundations

The settlement analysis of barrette piled raft systems used for high-rise building foundations has become a new challenging research area for the geotechnical engineering design. The foundation systems of the Donau-City (DC) towers in Vienna that are one of the longest skyscrapers in Europe have been modelled in detail to demonstrate that the three-dimensional

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 28 Şubat 2018 günü ulaşmıştır. 29 Ağustos 2018 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 30 Kasım 2019 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.399679>

1 Harran Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Şanlıurfa - hmalgin@harran.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-7848-5464>

2 Harran Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Şanlıurfa - ardaburakekmen@harran.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0002-9703-2185>

3 Harran Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Şanlıurfa - leventyenmez@harran.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0002-6283-8269>

models of this foundation system can be conducted realistically using the novel image processing techniques. The 3D finite element (3D FE) models developed within the scope of this research have been analysed together with the neighbouring piled raft system and the results are compared with the actual measured values. The presented paper provides to take this advanced modelling one step forward by introducing a novel technique to these complex foundation systems.

**Keywords:** Barrette piled raft, image processing, finite elements analysis, 3D modelling, settlement analysis.

## 1. GİRİŞ

Baret kazıklar genelde dikdörtgen kesitli inşa edilmekte olup yüksek düzeyde yük taşıma kapasitesine sahiptir ve kısa grup kazıklar tarafından taşınması pratik olmayan temel yapılarını, ekonomik ve güvenli olarak taşımayı hedefler. Büyük kesitli dikdörtgen kazık formundaki baretler derin temel sistemlerinde [1-4] ve yol inşaatlarında [5] kullanılmaktadır. Baret kazık kesitinin dikdörtgen formu, daha iyi bir sürtünme direnci oluşması açısından önemli olup uzunluk ve genişliği sırasıyla 1.2-7 m ve 0.6-1.5 m arasında değişmektedir. Baretlerin yük taşıma kapasitelerinin delgi kazıkları kadar verimli olduğu Kienberger [6] tarafından belirtilmiştir.

Bentonit çamuru, çelik donatı sepeti ve tremi betonlamadan oluşan genel diyafram duvar inşa uygulamalarına oldukça benzer bir metotla inşa edilen baret kazıklar, özellikle yer altı su seviyesinin yüksek ve taşıyıcı sağlam tabakanın oldukça derinde olduğu, ince daneli zemin ihtiva eden birimlerin oluşturduğu temel zeminlerinde yapılan bir derin temel uygulamasıdır. Bu bağlamda, baret kazıklar büyük çaplı delgi ve yerinde döküm kazıklarına alternatif oluşturmaktadır. Buna ek olarak inşa sürecinde çevrede oluşan gürültü vb. olumsuz etkilerin daha az olduğu ifade edilmiştir [2]. Düşey yük taşıma kapasitesinin yanında yapısal tasarımı belirten belli değerlerde yatay yük ve eğilme moment değerinin de baret kazıklar tarafından taşınması beklendiğinden, bazen birleşik dikdörtgen kesitli olarak da inşa edilirler. Aalet ve eğilme moment direncini arttırmak amacıyla temel tasarımında baret kazıkların yönleri ve uyumlanmaları değişmekte olduğundan, dairesel kesitli kazıklardan farklı olarak, baret kazıkların bu yön etkilerinin de optimum tasarım açısından değerlendirilmesi gerekmektedir.

Derin kazı gerektiren projelerde diyafram duvar uygulaması yanında, aynı inşa makinesi kullanıldığından genelde baret kazık imalatı da yapılmaktadır. Böylelikle, diğer türden makinelerin saha içerisinde kullanılma zorluğu aşılarak, ekonomik ve hızlı imalat mümkün olabilmektedir. Son kırk yıldır baret kazıklar dünya genelinde yaygın bir şekilde kullanılmakta olup, dünyanın en uzun gökdelenlerinden biri olan, Malezya, Kuala Lumpur'daki Petronas ikiz kulelerinin 40-105 m derinlikli baret sürtünme kazıklı temeli [7] ve bu yayında analiz edilen Viyana'daki Avrupa'nın en uzun gökdelenlerinden biri olan Donau City (DC) kulelerinin derin temel sistemleri [8] bu kazık uygulamasına örnek olarak verilebilir. Baret kazıklar derin kazı duvarları, ağır yapılar vb. için verimli ve oldukça güvenilir bir metot olmasından ötürü, yüksek katlı bina temellerinde yaygın bir kullanım alanı bulmaktadır. Bu temel sistemlerinin oturma analizlerinin daha hassas bir şekilde yapılabilmesi açısından, söz konusu temel sistemini etkileyen temel parametrelerdeki değişimlerin yanında, komşu temellerin etkisini de dikkate alacak şekilde bir bütünsel analiz ihtiyacına bu yayında cevap verilmektedir.



Derin baret kazıkların dünya genelinde kullanımına karşın, bu kazıkların tasarım analizlerinde hala ampirik yaklaşımlar kullanılmakta olup, baretlerin sağlam zemin tabakasına oturtulması veya aşırı yüksek düzeyde güvenli inşaa edilmesi ile ilgili tasarım rehberleri mevcuttur [9]. Genel olarak müsaade edilen birim yüzey direnci ve uç taşıma basıncı için düzeltilmemiş SPT N değerlerinden yararlanılmaktadır [10]. Bu yaklaşımların bazı durumlarda, özellikle sağlam zemin tabakasının derinde olduğu bölgelerde, baret kazıkların aşırı tasarımla boyutlandırılmalarına yol açtığı Ng ve Lei [9] tarafından ifade edilmektedir. Baretlerin kazık-zemin arayüzünde oluşan yüzey direnci dikkate alınarak tasarlanmasının önemli bir ekonomik fayda sağladığı raporlanmıştır [9].

Baret kazıkların nümerik analiziyle ilgili mevcut literatürde sınırlı sayıda araştırma bulunmaktadır. Baret kazık uygulamasına benzeyen diyafram duvar panelleri, Powrie ve Li [11] tarafından iki boyutlu sonlu elemanlar metoduyla analiz edilmiştir. Daha sonra Gunn ve diğ. [12], Moran ve Laimbeer [13] düzlem deformasyon kabulüyle diyafram duvar panellerin inşaa aşamalarını analiz etmişlerdir. Diyafram duvar panellerin inşaa edilmesi sürecinde taze betonun hidrostatik etkisini gözeterek Ng [14] ve Lings vd. [15], düzlem gerilme kabulünü yatay düzlemde, düzlem birim deformasyon kabulünü düşey düzlemde dikkate alarak sonlu eleman analizleri yapmıştır. Böylelikle inşaa aşamalarında diyafram duvar panellerinde oluşan yatay kemerlenme ve yük iletme mekanizmaları ile, inşaa sürecinde zemine iletilen gerilme durumları açıklanmaya çalışılmıştır. Ng ve Yan [16, 17] tarafından sonlu farklar metodu temelinde üç boyutlu nümerik analizle tek bir diyafram duvar panelinin davranış mekanizması incelenmiş ve Ng ve diğ. [18] tarafından önerilen gerilme transfer mekanizması bu yolla araştırılmıştır. Gourvenec ve Powrie [19] sonlu eleman analizleriyle diyafram duvar panellerinin üç boyutlu etkilerini ve panel uzunluğunun yatay zemin yüzeyindeki deformasyona etkisini araştırmışlardır. İnşaat esnasında bir diyafram duvarın yakınındaki yanal gerilme azalmasının büyüklüğü ve boyutunun, panel uzunluğuna bağlı olduğunu ve düzlem birim deformasyon koşullarını varsayan analizlerde aşırı olarak tahmin edildiğini belirtmişlerdir. Üç boyutlu etkiler, düzlem birim deformasyon durumu kıyasla, inşaa sürecinde panel formundaki diyafram duvarın yanal deplasmanını azaltma eğilimindedir.

Fellenius ve diğ., [20] tarafından yapılan sonlu elemanlar (SE) analizinde, özel bir yazılım kullanılmış olup, analiz düzlem birim deformasyon durumunda gerçekleştirilmiş ve zemin elastoplastik malzeme kabulüyle modellenmiştir. Kazık gruplarının grup etkisinin yanında komşu temel sisteminin etkisi de bu SE modellemesine dahil edilmemiştir [20]. Lei [21] tarafından sonlu farklar metodu temelinde simetriden yararlanılarak bir baret kazığın çeyrek kısmı üç boyutlu olarak modellenmiştir. Baret kazıklar üzerinde bir diğ er nümerik analiz Zhang [22] tarafından üç boyutlu olarak sonlu elemanlar metodu temelinde yapılmış olup, sadece tek bir baret kazığın analizi gerçekleştirilmiş ve yükleme test sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Seo ve diğ. [23] tarafından baret kazıkların oturma analizlerinin analitik olarak yapılabilmesi amacıyla, bir metodoloji önerilmiş ve nümerik analizle doğrulama yapılmıştır. Ancak, bu nümerik analizde de sadece tek bir kazık modellenmiştir. Ann ve Fellenius [4] tarafından yayınlanan çalışmada ise test edilen baret kazığının sonlu elemanlar simülasyonu yapılmış ve eksenel simetrik modellemeyle üç boyutlu davranış tek bir kazık için incelenmiştir. Bu analizlerde eksenel simetrik model kullanılması baretin dikdörtgen kesitli geometrisi sebebiyle tartışılabilir bir durum oluşturmuştur.

Yukarıda bahsedilen bu araştırmalar, analiz türü, zemin profili, baret veya panel modeli ve boyutları, zemin modeli ve drenaj koşullarına göre farklılıklar göstermektedir. Tüm bu

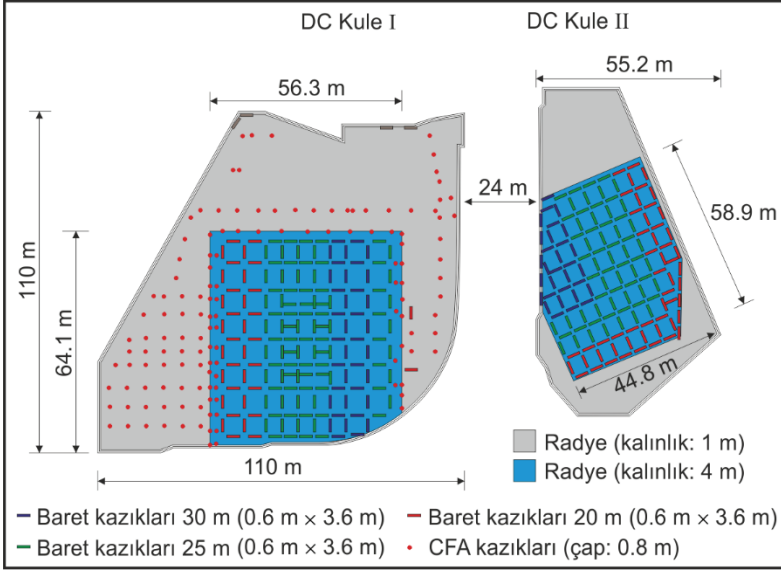
analizler genel olarak zemin koşulları ve baret kazık geometrileri bakımından farklı olup, genel bir sonuç çıkarmak zordur, ancak bu çalışmaların hiçbiri bu yayında sunulan modelleme gibi komşu temellerin etkisini de içerecek şekilde bir deformasyon analizi sunmamıştır. Tanıtılan bu yayının amacı baret kazık uygulaması içeren karmaşık bir temele sahip olan Viyana'daki DC kulelerinin derin temel sistemleri ve karşılıklı etkileşimlerini üç boyutlu olarak sonlu eleman metoduyla analiz etmektir. Temel sistemi, önceki çalışmalarda ([8], [24-27]) ifade edilen proje detayları dikkate alınarak, Algin [28, 29] tarafından tanıtılan görüntü işleme tekniği kullanılarak modellenmiş ve üç boyutlu sonlu elemanlar (3B SE) modellerinin oturma analizleri gerçekleştirilmiştir. Elde edilen analiz sonuçları, önceki çalışmalar ve arazi ölçüm sonuçları ile kıyaslanmıştır.

## **2. DC KULELERİNİN TEMEL SİSTEMİ VE ZEMİN KOŞULLARI**

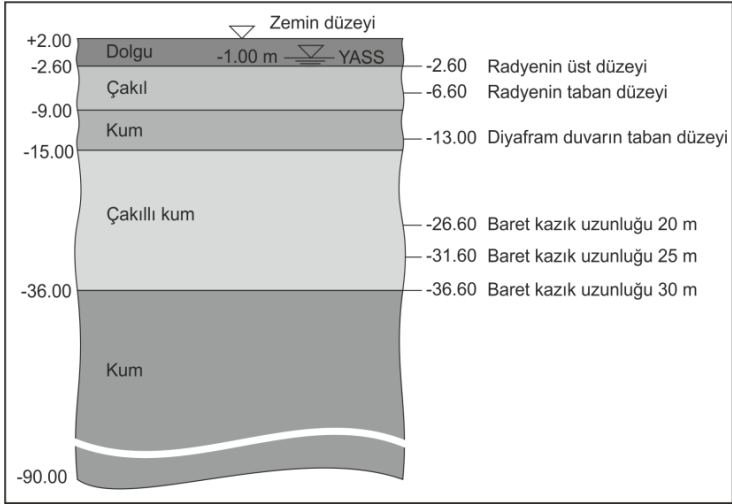
Yakın zamanda inşa edilen Viyana'daki DC kulelerinden birincisi Avrupa'nın en yüksek gökdelenlerinden biri olup 220 m yüksekliğindedir. İkinci kulenin yüksekliği ise 168 m olarak belirlenmiştir. Kuleler birbirine çok yakın konumlandırılmış olduklarından, bu iki kulenin etkileşimi bu yayın kapsamında incelenmiştir (Şekil 1). İki kule arasındaki mesafe, Şekil 2'deki temel planından da görülebileceği üzere, 24 m olarak projelendirilmiştir. İki kulenin temel sistemlerindeki radyenin inşası için yapılan kazı derinliği 6.6 m civarındadır (Şekil 3). Bu yapılarda kullanılan temel radye ve kazık sistemleri Şekil 2'de sunulmuştur. Şekil 2'den görüleceği üzere derin temel sistemi pek çok baret ve Continuous Flight Auger (CFA) kazık uygulaması içermektedir. Sonlu elemanlar modellemesinde temel alınan zemin profili [8], Şekil 3'te sunulmuştur. Her ne kadar, bu zemin profilinde sondaj kuyuları arasında farklılıklar görülmüş olsa da temel anlamıyla tabakalı bir zemin tanımına uygun ortak profil Şekil 3'te gösterildiği gibi tanımlanabilir. İlgili arazide yer altı suyu seviyesi 2.6 metredir. Analiz aşamasında efektif parametrelerin kullanımı ile bu durum modele yansıtılmıştır.



*Şekil 1 - Donau City (DC) Kuleleri, Viyana*



Şekil 2 - Kulelerin konumları, yeraltı otoparkı ve kazık temellerin yerleşimleri



Şekil 3 - 3B SE Modellemesi yapılan zemin profili

Bu çalışmada modellenen DC kulelerinin baret ve CFA kazıklı derin temel sistemleri Adam ve Markiewicz [24], Tschuchnigg ve Schweiger'in [25] çalışmalarındaki geometrik veriler esas alınarak modellenmiştir. Şekil 2'de görülebileceği üzere, temel sisteminde 20 m, 25 m ve 30 m olmak üzere farklı uzunlukta baretler inşa edilmiştir. CFA kazıkları 20 m uzunluğunda uygulanmıştır. CFA ve Baret kazıkları betonarme olarak diyafram duvar ile

yerinde imal edilmiştir. Diyafram duvar kalınlığı 0.6 m olup kazıklar 0.8 m çapındadır. Çizelge 1’de çalışmada kullanılan malzemelerin özellikleri gösterilmiştir. Şekil 2 ve 3’te kazıklı derin temel sistemi ve kazıkların yerleşimi görülmektedir. Şekil 2’de görülebileceği üzere, birinci kulenin baret kazıklarının yerleşiminin ve boylarının tasarlanmasında, birinci kule için üniform bir oturma davranışı elde etmek ve ikinci kulenin, birinci kule üzerinde oluşturacağı etkileri azaltmak amacıyla baret kazık boyu olarak 20 m, 25 m, 30 m ve 25 m sıralaması kullanılmıştır [26, 27].

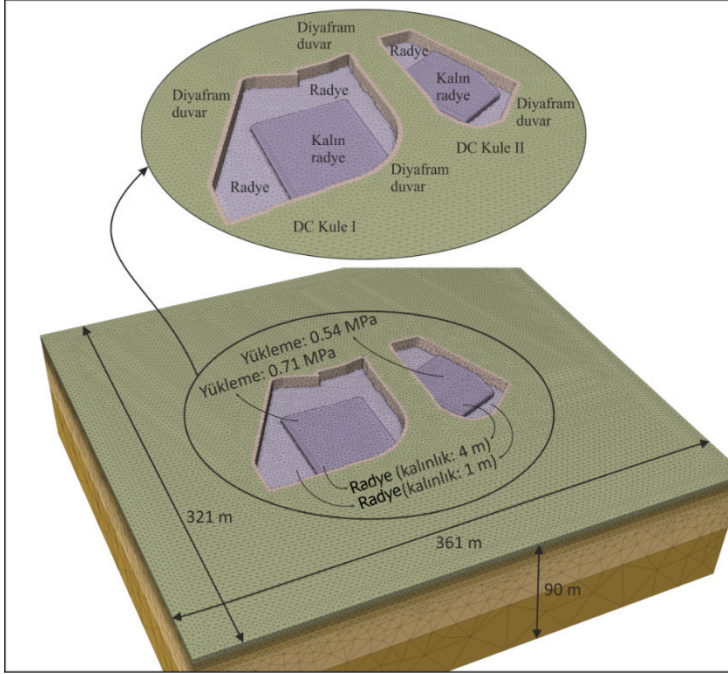
Çizelge 1 - Malzemelerin özellikleri

Malzeme	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (MPa)	$\nu$	$c'$ (MPa)	$\phi'$ (°)
Kum (MC)	19.5	216	0.2	0.022	32
Çakıl (MC)	21	320	0.2	0	33
Çakıllı Kum (MC)	19	300	0.2	0.015	30
Dolgu (MC)	21	120	0.2	0	33
Diyafram Duvar (LE)	25	33000	0.2	-	-
İnce Radye Temel (LE)	25	33000	0.2	-	-
Kalın Radye Temel (LE)	25	33000	0.2	-	-
CFA Kazıkları (LE)	25	33000	0.2	-	-
Baret Kazıklar (LE)	25	33000	0.2	-	-

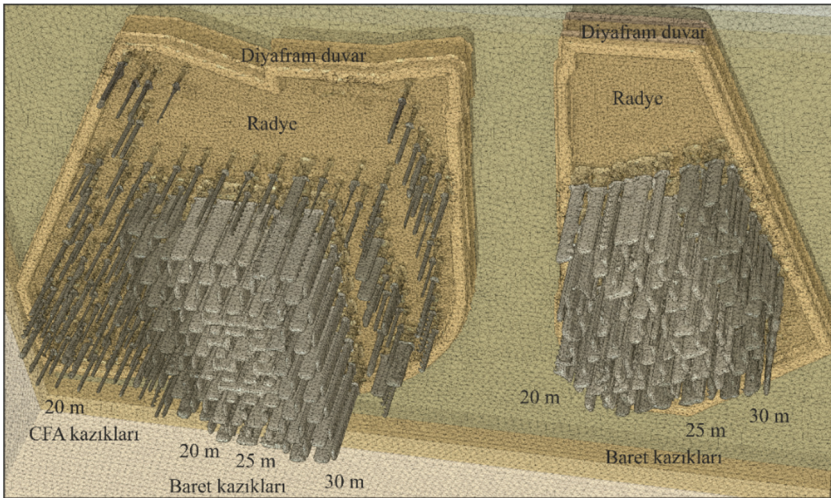
### 3. ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

Algin [28-30] tarafından açıklanan görüntü işleme tekniği kullanılarak gerçekleştirilen 3B SE ağ modeli Şekil 4’te sunulmuştur. Bu model ağ yaklaşık 1.5 milyondan fazla dört üçgen yüzlü hacimsel element ihtiva etmekte olup, kazık grupları ve radye temel etrafında element sıklaştırılması yapılarak global element sayısı azaltılmaya çalışılmıştır. Oturma analizleri açısından model sınırları Şekil 4’te gösterildiği gibi tasarlanmıştır. Modelin derinliği 90 m olup, kazık boylarının uzun olmasından dolayı bu model derinliği kullanılmıştır. Model oluşturulurken inşaa aşamalarının etkisi dikkate alınmamış olup, son aşama yerinde arzulan tarzda modellenmiştir. Ancak, başlangıç gerilmeleri dikkate alınarak analizler yapılmıştır. Önce diyafram duvar ve kazı modellenmiş ancak kazı içine akış, modele dahil edilmemiş ve sızma analizi yapılmamıştır. Baret ve CFA kazıklar aynı aşamada modellenmiş olup, zamana bağlı deformasyon analizi yapılmamıştır. Ancak efektif parametreler kullanılarak efektif analiz yapılmış ve yükleme aşamalı olarak uygulanarak inşaa aşamaları incelenmiştir. Modelde, kazık yüzeyleri ve zemin arasındaki etkileşimi tanımlamak için Coulomb sürtünme katsayısı 0.7 olarak alınmıştır. Şekil 2’de gösterilen DC Kule I’in kalın radye temeli için son aşamada nihai 710 kPa ve çevreleyen diğer bölge için 50 kPa; DC Kule II’nin kalın radyesi için 540 kPa ve çevre radye temel için 50 kPa olarak temel yükleri üniform basınç şeklinde uygulanmıştır. Yüklerin belirlenmesinde binanın kendi ağırlığı ve bina üzerine gelecek hareketli yükler dikkate alınmıştır. Model boyutları Şekil 4’te görülebileceği üzere 361 m × 321 m × 90 m olup, zeminin malzeme özellikleri Şekil 3’te sunulan tabaka sistemine bağlı olarak derinlikle değiştirilmiştir. Şekil 5’te geliştirilen model ağın alttan yakın olarak

görünümü sunulmuş olup temel sistemlerindeki 20 m, 25 m ve 30 m olmak üzere farklı boylardaki baret kazıklar, diyafram duvar sistemleri, CFA kazıklar ve radyeler ağ olarak yakından görülmektedir. Yük tanımlama işleminin ardından modele sınır koşulu tanımlanmıştır. Modelin tabanı ve yan yüzeyleri her yönden mesnetlenmiş ve hareketi Şekil 6'da gösterildiği gibi sınırlandırılmıştır.

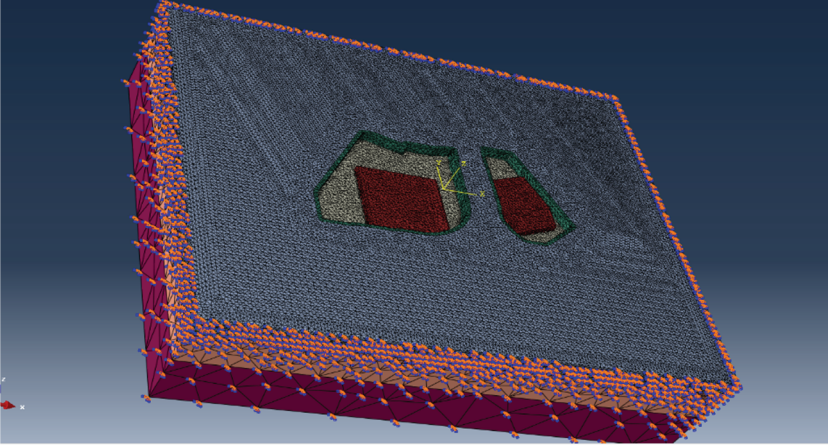


Şekil 4 - Modellenen zemin ve temel sistemlerinin genel görüntüsü



Şekil 5 - Kazık sisteminin alttan görünüşü

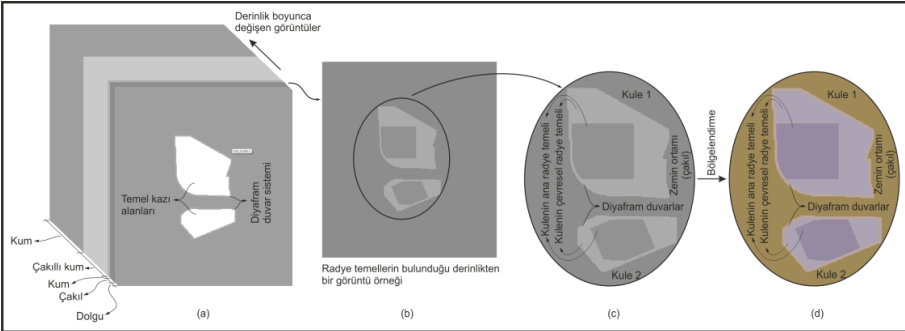




Şekil 6 - Geliştirilen modelin sınır koşul uygulaması

#### 4. GÖRÜNTÜ İŞLEME TEKNİĞİNİN KULLANIMI

Geoteknik tasarımlarda sayısal modellerin hacimsel görüntü verileri kullanarak oluşturulması, literatürde ilk defa bu makalenin yazarlarından Algin [28-30] tarafından tanıtılmış olup, bu metot sayesinde karmaşık geoteknik modellerin yapı-zemin etkileşimlerinin ayrıntılı olarak modellenmesi sağlanmıştır. Bu makalede tanıtılan baret kazıklı radye temel sisteminin modellenmesi de bu teknik kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Şekil 7 bu modelleme tekniğinin aşamalarını özetlemekte olup görüldüğü gibi gri ölçek değerlerine sahip pikseller kullanılarak görüntüler model derinliği boyunca hassas olarak tüm malzeme ve geometrik farklılaşma aşamalarını kapsayacak şekilde oluşturulmaktadır. Derinlik boyunca değişen kesitleri gösteren bu görüntüler, daha sonra piksel verilerine göre malzemelerin hacimsel geometrilerini oluşturacak şekilde bir araya getirilmekte ve bu aşamada tüm oluşturulan çoklu görüntüler kullanılmaktadır. Bu görüntü işleme aşamalarında, geoteknik analizler için özel olarak düzenlenmiş olan Python dilindeki görüntü işleme açık

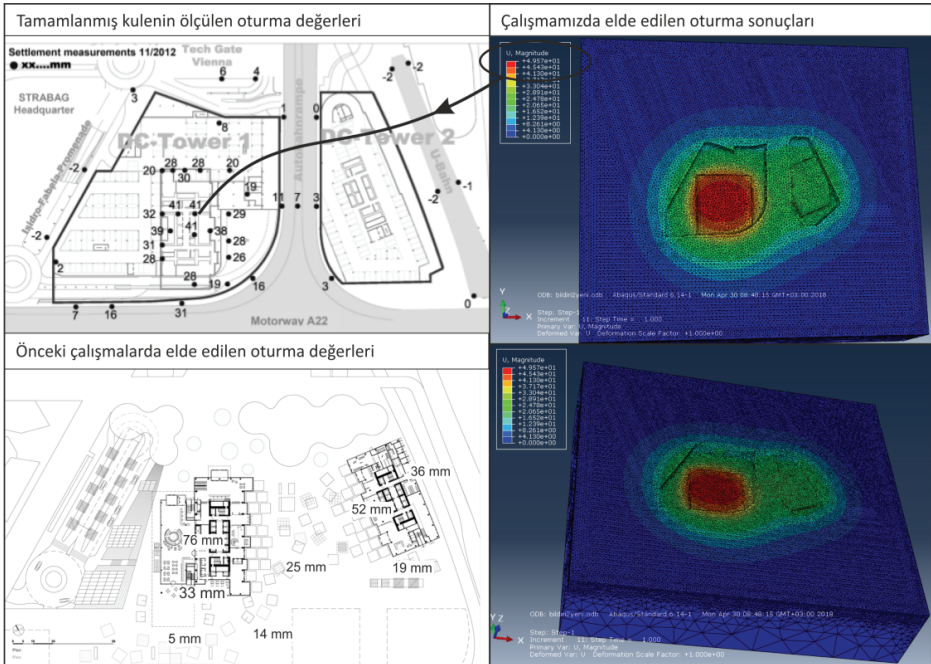


Şekil 7 - Görüntü işleme tekniğinin modelleme aşamasında kullanımı, (a) derinlik boyunca değişen görüntüler, (b) oluşturulan tipik bir görüntü örneği, (c) görüntüdeki gri ölçekli renk tonlarının anlamları, (d) gri ölçek bilgilerine göre bölgeleme işlemi

kaynak kodlamalarından ve Matlab [31] yazılımlarından yararlanılmaktadır. Oluşturulan hacimsel görüntü verileri Matlab [31] ortamında morfolojik aşama denilen işlemden geçirilerek, bölgelendirmenin daha iyi oluşturulabilmesi sağlanmaktadır. Bu kapsamda görüntüler, spesifik olarak oluşturulduğundan önceden filtreleme işlemine çoğunlukla ihtiyaç duyulmamaktadır, ancak bu durum arzulanan model hassasiyetine bağlı olarak değişebilmektedir. Oluşturulan hacimsel geometri daha sonra Abaqus [32] yazılımına transfer edilmekte ve sonlu elemanlar analizleri bu yazılım kullanılarak yapılmaktadır.

## 5. ANALİZ SONUÇLARI VE TARTIŞMA

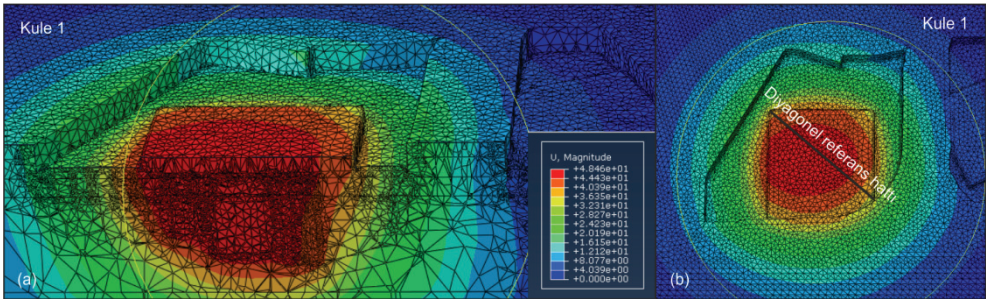
Yapılan analiz sonuçları ile ilgili bir örnek görüntü Şekil 8'de sunulmuştur. Abaqus [32] programı kullanılarak tamamlanan analizler sonucunda elde edilen oturma değerleri incelendiğinde yüklerin radye temeller üzerine üniform olarak uygulanmasına rağmen baret ve CFA kazıklarının yerleşimleri ve uzunluklarındaki değişimlerde kullanılan yöntem sebebi ile maksimum oturmaların merkezin dışına doğru kaydığı görülmektedir. Kulelerin birbirine bakan cephelerinin altına yerleştirilen baret boylarının uzun ve diğer cephelerinin altına yerleştirilen baret boylarının nispeten kısa tutulmasının temel amacı, kulelerin birbirleri üzerindeki etkileri azaltmak, kuleler arasındaki bölgede yüksek diferansiyel oturmaların oluşmasını engellemek ve üniform oturmalar elde etmek şeklinde ifade edilmiştir [26, 27]. Analizler sonucunda elde edilen oturma değerlerine bakıldığında kulelerin arasındaki bölgede daha düşük oturma değerleri elde edildiği ve tasarım aşamasında amaçlanan hedefe kısmen ulaşıldığı görülmektedir. Analizler sonucunda birinci kulenin altında 49.57 mm maksimum oturma değeri elde edilmiştir (Şekil 8).



Şekil 8 - Analizler sonucunda elde edilen oturmalar ve ölçüm sonuçlarıyla kıyaslama

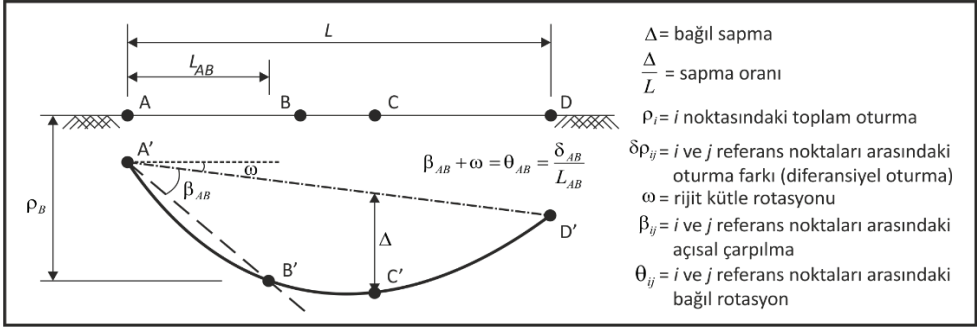
Analizler sonucu elde edilen bulgular, Adam ve Markiewicz [24] tarafından yapılan analiz sonuçları, birinci kulenin yapımının ardından yerinde yapılan ölçüm sonuçları (Şekil 8) ve Tschuchnigg ve Schweiger [25] tarafından yapılmış nümerik analiz bulguları ile kıyaslanmıştır (Şekil 8). Şekil 8’de görülebileceği gibi elde edilen maksimum oturma değeri birinci kulenin yapımının ardından yerinde yapılan ölçüm sonuçları ile uyumludur. Oturma ölçümleri inşaat tamamlandıktan 1 yıl sonra temel düzeyinde ölçülmüş olup referans alınan kaynaklarda ne tür bir ölçüm cihazı ile ölçümlerin yapıldığına dair bir bilgiye rastlanılmamıştır. Adam ve Markiewicz [24] tarafından raporlandığı üzere, birinci kulenin inşasının tamamlanmasının ardından yerinde yapılan ölçümler sonucunda 41 mm oturma oluştuğu belirtilmiştir. Ancak, oturma ölçümlerinin yapıldığı sırada kulenin henüz kullanılmaya başlanmadığı belirtilmiştir. Şekil 8’de ölçüm sonuçları ile bu çalışma kapsamında elde edilen sonuçların kıyaslanması görülmektedir. Bu çalışmada elde edilen maksimum oturma değerinin, Adam ve Markiewicz’in [24] ve Tschuchnigg ve Schweiger’in [25] elde ettiği değerlerden daha az olduğu ve yerinde yapılan ölçüm sonuçları ile uyumlu olduğu ve görülmüştür. Ayrıca hesaplamalarda her ne kadar 3B SE analizinde tanımlanan parametrelerin ve etkilerin tümünü baret kazıklı radyeler için birebir yansıtmasa da Hamderi [33] tarafından önerilen grup kazıkların oturma formülünden yararlanılarak bu sistem için 51 mm oturma elde edilmiştir. Bu değer de, bu çalışmada 3B SE analizi ile hesaplanan oturma değeri ile uyumlu olduğu görülmektedir. Diğer çalışmalardan farklı olarak bu çalışmada, Algin [28-30] tarafından tanımlanan görüntü işleme tekniği kullanılarak modelleme yapılmış ve 3B SE oturma analizleri gerçekleştirilmiştir.

710 kPa basınç kademesinde oturma analizinden bir kesit Şekil 9(a)’da sunulmuştur. Zemin deformasyonunun baretten yatay yönde uzaklaşmayla hızlı bir şekilde azaldığı ve 1.5-2 baret derinliği kadar bir mesafe içerisinde bu deformasyon minimal bir düzeye düştüğü görülmektedir. Fellenius ve diğ., [20] tarafından bu deformasyon azalışının bir baret mesafesi içerisinde olduğu belirtilmiş olsa da, yapılan analizler bu değer 1.5-2 baret derinliği kadar bir genişliği kapsadığını ve baret yüksekliğinin yarısı kadar bir genişlikte bu deformasyon değerinin yarı yarıya azaldığını göstermiştir. Ayrıca, baret tabanında, baret genişliği kadar bir derinlik içerisinde taban oturmasının %20 mertebesinde azaldığı görülmüştür. Yapılan oturma analizlerine temel teşkil etmesi açısından bir referans hat seçilmiş ve Şekil 9(b)’de gösterilmiştir. Bu hat üzerinde tüm basınç kademelerinde yapılan analizlerden (100-710 kPa arasında dört kademede) alınan oturma değerleri kullanılarak temel sisteminin oturma analizi yapılmıştır. Bu analizlerde kullanılan terimler Şekil 10’da özetlenmiştir.



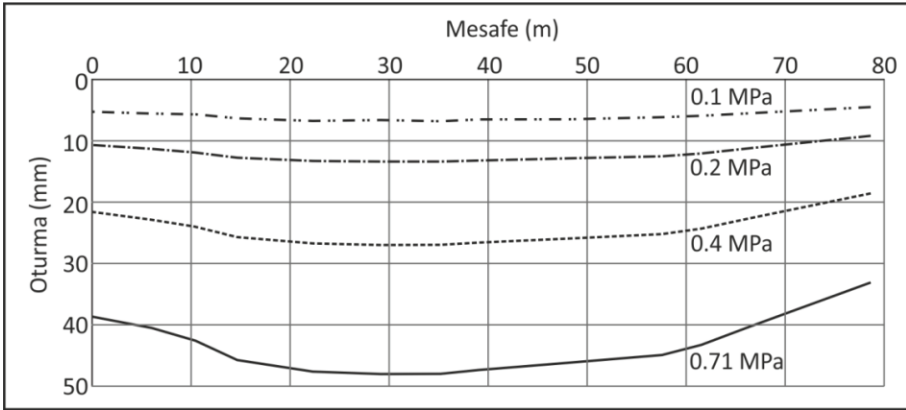
Şekil 9 - (a) 710 kPa basınç kademesindeki oturma analizinden bir kesit, (b) oturma analizlerinde referans alınan hattın konumu





Şekil 10 - Oturma analizinde kullanılan terimler

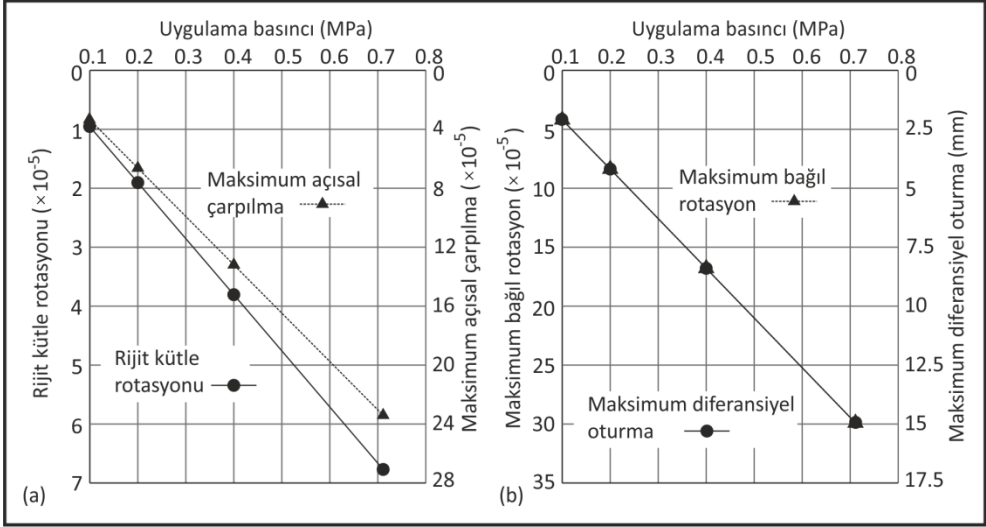
100-710 kPa arasında dört aşamada uygulanan basınca ve Şekil 8(b)'de gösterilen referans hat üzerindeki mesafeye bağlı olarak oturma değerlerindeki değişim Şekil 11'de sunulmuştur. Yük kademelerindeki artışa bağlı olarak oturma değerlerinde artışın olduğunu gösteren bu grafik kullanılarak, Şekil 10'da tanımlanan oturma terimleri hesaplanmış olup, sonuçlar Şekil 12'de sunulmuştur. Şekil 12(a)'da bu uygulama basınç kademelerinde referans hattı üzerinde oluşan rijit kütle rotasyonu ve maksimum açısız çarpılma değerlerindeki değişim grafiklendirilmiştir. Şekil 12(b)'de ise uygulama basıncındaki değişime bağlı olarak maksimum bağıl rotasyon ve maksimum diferansiyel oturma arasındaki ilişki sunulmuştur. Tüm uygulama kademelerinde maksimum oturmanın yerinin referans diyagonal hat üzerinde değişmemesinden dolayı (bakınız Şekil 9b ve 11) maksimum bağıl rotasyon ile maksimum diferansiyel oturma Şekil 12(b)'de gösterildiği gibi aynı hat üzerinde oluşmaktadır.



Şekil 11 - Diyagonal referans hat üzerindeki oturmaların uygulama basıncına bağlı değişimi

Şekil 11 ve 12'de sunulan oturma değerleri literatürde verilen sınır değerleri ile karşılaştırılmıştır. Oturma limiti temel tabanının %0.5'i olarak tanımlandığında [34] maksimum oturma değerleri aşılmamıştır. Diferansiyel oturma açısından ise bu limit değer

Reul ve Randolph [35] tarafından temel genişliğinin binde biri olarak sınırlandırılmıştır. Bu durumda 56.3 mm diferansiyel oturma sınırı Şekil 12'de görüldüğü gibi aşılmamaktadır. Sarkma oturma profili temelinde açılma sınır değeri ise Eurocode 1997'de hizmet edebilirlik düzeyinde 1/2000-1/300 olarak ifade edilmiş ve genel olarak 1/500 olarak alınabileceği belirtilmiştir. Bu durumda Şekil 12(a)'de görüldüğü üzere maksimum açılma çarpılma sınır değeri de aşılmamıştır.



Şekil 12 - Uygulama basınç kademesindeki artışa bağlı olarak (a) rijit kütle rotasyonu ve maksimum açılma çarpılma değerlerindeki değişim, (b) bağıl rotasyon ve diferansiyel oturma değerlerindeki değişim,

Yukarıda özetlenen oturma analizi, genelde ek olarak istenmedikçe kazık tasarımının günlük uygulamalarında yapılmamaktadır. Bunun yerine, statik yükleme testi tatmin edici bir güvenlik katsayısıyla çalışıldığını gösteriyorsa, oturmanın tatminkar düzeyde kalacağı kabulü yapılmaktadır. Bu her zaman doğru olmayıp, güvenli bir yöntem de değildir, zira bu yaklaşıma etki eden kazık gruplarının davranışı, komşu bina temel sistemi ve yüklemeleri, kazıkların konfigürasyonu ve baret kazık uyumlanmaları gibi faktörler, bu öngörüğü kapsamadığından ya aşırı güvenli tarafta kalıp ekonomik tasarımdan uzaklaşmakta ya da güvensiz tasarım sonuçları doğabilmektedir. Bu belirsizliği ortadan kaldırıp, ekonomik ve güvenli bir şekilde baret kazıklı temel tasarımına olanak sağlayabilmek amacıyla, temel sisteminin bir bütün olarak yukarıda bahsedilen etkiler gözetilerek oturma analizinin yapılması ile bu yayında bu karmaşık temel sisteminin üç boyutlu olarak sonlu elemanlar metoduyla nasıl analiz edilebileceği açıklanmıştır.

Bu analizlerde baret kazıkların inşaa aşamalarındaki etkiler dikkate alınmamış olup, analizler tamamen inşaa sonrası durumu kapsayacak şekilde yapılmıştır. İnşaa aşamasında kazıkların varsa birbirlerine olan etkisi, zeminde oluşabilecek değişim ve kemerlenme etkisi gibi etkiler dikkate alınmamıştır. Yan yüzey sürtünme direncine etki eden inşaa süresi, kenar temizliği ve kullanılan kazı sistemi gibi etkiler de analizde göz önüne alınmamıştır.

## 6. SONUÇLAR

Bu çalışma, farklı uzunluklardaki baret ve CFA grup kazıkları, diyafram duvar sistemi ve radye temel sistemleri ile birlikte komşu temel sistemlerini de dikkate alan karmaşık bir temel uygulamasının, görüntü işleme tekniğiyle üç boyutlu olarak modellenebileceğini ve sonlu elemanlar metodu kullanılarak analiz edilebileceğini göstermiştir. Yapılan analizler gerçek ölçüm sonuçlarına yakın değerler sağlamış olup, 30 m uzunluğundaki baret temellerin uzunluklarında bir miktar azaltmaya gidilebileceği sonucu ise maksimum oturmanın radye merkezi dışına ötelenerek üniform senaryoda eksantrisine oluşması temelinde ifade edilebilir. Ayrıca, oturmanın baretten yatay yönde uzaklaştıkça hızlı bir şekilde azaldığı ve 1.5-2 baret derinliği kadar bir mesafe içerisinde bu oturmanın minimal bir düzeye düştüğü görülmüştür. Baret yüksekliğinin yarısı kadar bir genişlikte bu oturma değerinin yarı yarıya azaldığı belirlenmiştir. Baret tabanında, baret genişliği kadar bir derinlik içerisinde taban oturmasının %20 mertebesinde azaldığı görülmüştür.

### Semboller

- $\beta_{ij}$  :  $i$  ve  $j$  referans noktaları arasındaki açılmal çarpılma
- $\gamma_n$  : Doğal birim hacim ağırlık
- $C'$  : Kohezyon
- $\Delta$  : Bağlı sapma
- $\frac{\Delta}{L}$  : Sapma oranı
- $E$  : Elastisite modülü
- $\nu$  : Poison oranı
- $\phi'$  : İçsel sürtünme açısı
- $\delta\rho_{ij}$  :  $i$  ve  $j$  referans noktaları arasındaki oturma farkı (diferansiyel oturma)
- $\omega$  : Rijit kütle rotasyonu
- $\theta_{ij}$  :  $i$  ve  $j$  referans noktaları arasındaki bağlı rotasyon
- $\rho_i$  :  $i$  noktasındaki toplam oturma

### Kaynaklar

- [1] Tamaro, G., Perimeter Wall for New World Center, J. Constr. Eng. Manage., 107(2), 193–207, 1981.
- [2] Ramaswamy, S. D., Pertusier, E. M., Construction of Barrettes for High-Rise Foundations, J. Constr. Eng. Manage., 112(4), 455–462, 1986.

- [3] Pratt, M., Sims, M. J., The Application of New Techniques to Solve Deep Basement and Foundation Problems, Int. Conf. on Deep Foundation Practice, Singapore, 1990.
- [4] Ann, T. S., Fellenius, B. H., Failure of a Barrette As Revealed in an O-cell Test, GeoCongress ASCE, Oakland, California, USA, 307-321, 2012.
- [5] Thasnanipan, N., Maung, A. W., Baskaran, G., Diaphragm Wall and Barrette Construction for Thiam Ruam Mit Station Box, MTR Chaloe Ratchamongkhon Line, Bangkok, Int. Conf. on Geotechnical and Geologic Engineering, GeoEng 2000, Melbourne, Australia, 2000.
- [6] Kienberger, H., Diaphragm Walls as Load Bearing Foundations, Diaphragm walls and anchorages, Institution of Civil Engineers, London, 19–21, 1975.
- [7] Baker, C. N., Azam, I., Joseph, L. S., Settlement Analysis for 450 Meter Tall KLCC Towers, In Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, ASCE, 1650-1671, 1994.
- [8] Martak, L., Mayerhofer, A.F., Tschuchnigg, F., Vorwagner, A., Bahnhof Wien Mitte – Ein zentrales Infrastrukturprojekt im Herzen Wiens, Proc. 23th Christian Veder Kolloquium, Graz, 2007.
- [9] Ng, C. W. W., Lei G. H., Performance of Long Rectangular Barrettes in Granitic Sapolites, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(8), 685-696, 2003.
- [10] Geotechnical Engineering Office (GEO), Pile Design and Construction, GEO Publication No. 1/96, Civil Engineering Dept., Hong Kong Government, Hong Kong, 1996.
- [11] Powrie, W., E. S. F. Li., Finite Element Analyses of an In Situ Wall Propped at Formation Level, Geotechnique, 41(4), 499-514, 1991.
- [12] Gunn M. J., Satkunanathan, A., Clayton, C. R. I., Finite Element Modelling of Installation Effects, Retaining Structures, 46-55, 1993.
- [13] Moran, J., Laimbeer, A., Behaviour During Construction of a Cantilever Diaphragm Wall in Stiff Clay at Limehouse Link, TRL Project Report 73, Transport Research Laboratory of the Department of Transport, Crowthorne, Berkshire, UK, 1994.
- [14] Ng, C. W. W., An Evaluation of Soil-Structure Interaction Associated with a Multi-Propped Excavation, PhD thesis, University of Bristol, U.K., 1992.
- [15] Lings, M. L., Ng, C. W. W., Nash, D. F. T., The Lateral Pressure of Wet Concrete Diaphragm Wall Panels Cast Under Bentonite, Proc. Instn. Civ. Engrs, Geotech. Eng., 107(3), 163-172, 1994.
- [16] Ng, C. W. W., Yan, R. W. M., Stress Transfer and Deformation Mechanisms Around A Diaphragm Wall Panel, J. Geotech. And Geoenviron. Engng., ASCE, 124(7), 638-648, 1998.
- [17] Ng, C. W. W., Yan R. W. M., Three-Dimensional Modelling of a Diaphragm Wall Construction Sequence, Geotechnique, 49(6), 825-834, 1999.

- [18] Ng, C. W. W., Lings, M. L., Simpson B., Nash, D. F. T., An Approximate Analysis of the Three-Dimensional Effects of Diaphragm Wall Installation, *Geotechnique*, 45(3), 497-507, 1995.
- [19] Gourvenec, S. M., Powrie, W., Three-Dimensional Finite Element Analysis of Diaphragm Wall Installation, *Geotechnique*, 49(6), 801-823, 1999.
- [20] Fellenius, B. H., Altaee, A., Kulesza, R., Hayes, J., O-Cell Testing and FE Analysis of 28-m-Deep Barrette in Manila, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125(7), 566-575, 1999.
- [21] Lei, G., Behaviour of Excavated Rectangular Piles (Barrettes) in Granitic Sapolites, PhD Thesis, Dept. of Civil Eng. Hong Kong University of Science and Technology, Clear Water Bay, Kowloon, Hong Kong, 2001.
- [22] Zhang, L. M., Behavior of Laterally Loaded Large-Section Barrettes, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 129(7), 639-648, 2003.
- [23] Seo, H., Basu, D., Prezzi, M., Salgado, R., Load-Settlement Response of Rectangular and Circular Piles in Multilayered Soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 135(3), 420-430, 2009.
- [24] Adam, D., Markiewicz, R., Donau City Tower 1 – Deep Foundation, Excavation and Dewaterings Cheme for the 220 M Tall High-Rise Building in Vienna, *Vplyv vody na geotechnic konštrukcie*, Bratislava, 25(12), 2013.
- [25] Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., Comparison of Deep Foundation Systems using 3D Finite Element Analysis Employing Different Modeling Techniques, *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 44(3), 40-46, 2013.
- [26] Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., Study of a Complex Deep Foundation System Using 3D Finite Element Analysis, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2010)*, London, 2010.
- [27] Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., Comparison of Deep Foundation Systems Using 3D Finite Element Analysis, *Proc. of IACMAG*, Melbourne, Australia, 2011.
- [28] Algin, H. M., Optimised Design of Jet-Grouted Raft Using Response Surface Method, *Computers and Geotechnics*, 74, 56–73, 2016.
- [29] Algin, H. M., Optimised Design of Jet-Grouted Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading, *Korean Society of Civil Engineers (KSCE)*, 22(2), 494-508, 2017.
- [30] Algin, H. M., Gumus, V., 3D FE Analysis on Settlement of Footing Supported with Rammed Aggregate Pier Group, *International Journal of Geomechanics, American Society of Civil Engineers (ASCE)*, 18(8), 1-18, 2018.
- [31] Matlab (2017). Matlab, version R2017a, MathWorks.
- [32] Abaqus (2012). Abaqus, version 6.12, Dassault Systèmes, USA.
- [33] Hamderi, M., Comprehensive Group Pile Settlement Formula Based on 3D Finite Element Analyses, *Soils and Foundations*, 58(1), 1-15, 2018.

- [34] BS-EN-1994-1. Eurocode 7. ,Geotechnical Design,, Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 2004.
- [35] Reul, O., Randolph, MF., Design Strategies for Piled Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(1), 1–13, 2004.

# Bir Boyutlu Dinamik Analiz ve Mikrotremor Ölçüm Sonuçlarının Karşılaştırılması

Ozan SUBAŞI<sup>1</sup>

M. Emre HAŞAL<sup>2</sup>

Bilal ÖZASLAN<sup>3</sup>

Recep İYİSAN<sup>4</sup>

Hiroaki YAMANAKA<sup>5</sup>

Kosuke CHIMOTO<sup>6</sup>

## ÖZ

Depremler sırasında zemin tabakalarında oluşan deformasyon seviyeleri, yapı-zemin etkileşiminde önemli rol oynamaktadır. Kuvvetli yer hareketi kayıtları kullanılarak yapılan bir boyutlu (1D) dinamik analizlerle yüzeye yakın zemin tabakaları için hesaplanan kayma şekil değiştirmeleri; küçük genlikli titreşimler-mikrotremor verisi analiz sonuçlarının, tasarım yer hareketine ait en büyük yatay ivme değeriyle birlikte değerlendirilmesiyle de tahmin edilebilmektedir. Bu çalışmada, Kuzey Anadolu Fay Hattına yakın bir bölgede zemin tabakalarının deprem hareketi karşısındaki davranışı; hem 14 farklı anakaya ivme kaydı kullanılarak yapılan 1D eşdeğer lineer dinamik analizlerle hem de mikrotremor ölçümlerinin analizi yardımıyla elde edilmiştir. Verilerin değerlendirilmesi sonucunda, kuvvetli yer hareketi sırasında yüzeye yakın zemin tabakalarında oluşacak kayma birim şekil değiştirmesinin belirlenebilmesi amacıyla; elastik ve elasto-plastik deformasyon seviyelerini kapsayan bir bağıntı önerilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** 1D dinamik analiz, mikrotremor, kayma birim şekil değiştirmesi.

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 28 Şubat 2018 günü ulaşmıştır. 01 Şubat 2019 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 30 Kasım 2019 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.399710>

1 Türk-Alman Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - ozansb@gmail.com - <https://orcid.org/0000-0001-6931-0590>

2 Bursa Büyükşehir Belediyesi, Fen İşleri Dairesi Bşk., Bursa - murat.hasal@bursa.bel.tr - <https://orcid.org/0000-0003-3466-7885>

3 İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - ozaslan@itu.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-7951-1759>

4 İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - iyisan@itu.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0002-0887-9983>

5 Tokyo Institute of Technology, Yokohama, Japonya - yamanaka@depe.titech.ac.jp - <https://orcid.org/0000-0002-5937-4707>

6 Tokyo Institute of Technology, Yokohama, Japonya - chimoto.k.aa@m.titech.ac.jp - <https://orcid.org/0000-0003-0117-5868>

## ABSTRACT

### **Comparison of One Dimensional Dynamic Analysis and Microtremor Measurement Results**

The deformation level of the surface soil layer due to strong ground motion has a considerable effect in soil-structure interaction problems. The shear strain values of the near surface soil deposits which are calculated by one dimensional (1D) seismic site response analyses can also be estimated by incorporating the results obtained from Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr) analysis of microtremor data and peak horizontal acceleration value of design ground motion. In this study, the seismic behaviors of soil layers at a site located in the vicinity of North Anatolian Fault were estimated by using the results of both 1D equivalent linear seismic site response analyses for 14 different seismic excitation records and HVSr analyses of ground ambient noise-microtremor measurement data. A correlation is proposed for elastic and elasto-plastic deformation levels of surface soil layers in order to estimate the value of shear strain due to strong ground motion.

**Keywords:** 1D seismic site response analysis, microtremor, shear strain.

## 1. GİRİŞ

Depremler sırasında oluşan kuvvetli yer hareketinin mühendislik yapılarında meydana getirdiği hasarı etkileyen faktörler, deprem kaynak özellikleri, yerel zemin koşulları ve üstyapı özellikleridir. Yerel zemin koşulları ve deprem kaynak özellikleri, zemin yüzeyinde oluşan kuvvetli yer hareketinin özelliklerini, bu özelliklerin yerel değişimi ise yapısal hasar dağılımını etkilemektedir. Bu nedenle depreme dayanıklı yapı tasarımında; deprem kaynak özellikleri, yerel zemin koşulları ve yapıların mühendislik özellikleri birlikte dikkate alınmalıdır. Deprem hareketi nedeniyle yüzeye yakın zemin tabakalarında meydana gelen kayma deformasyonlarının seviyesi, yapılarda oluşan hasar dağılımının sahadaki değişiminde etkili olmaktadır. Kuvvetli yer hareketi sırasında yüzeye yakın zemin tabakalarında oluşacak kayma birim şekil değiştirmesinin sismik anakayadaki tasarım hareketinin şiddetine bağlı olarak doğru biçimde öngörülebilmesi, zemin yapılarında ve üstyapılarda deprem sırasında oluşacak olumsuz etkileri en aza indirecek mühendislik çözümlerinin geliştirilmesinde önemli katkı sağlayacaktır. Tasarım yer hareketi karşısında yüzeye yakın zemin tabakalarında meydana gelecek kayma deformasyonu değerlerinin yaklaşık olarak belirlenebilmesi amacıyla, farklı malzeme modellerinin ve hesap yöntemlerinin kullanıldığı bir, iki ve üç boyutlu sayısal dinamik analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Bir boyutlu analiz yöntemlerinde, zemin kesitindeki tabakaların dinamik özellikleri, kalınlıkları, sismik anakaya derinliği yeterli olmakta, iki ve üç boyutlu analiz yöntemlerinde ise tabakaların iki veya üç boyutlu geometrisi ve sınır şartlarına da ihtiyaç duyulmaktadır. Ayrıca analizlerde kullanılan sismik anakaya hareketinin karakteristiklerinin depremin kaynak özelliklerini doğru biçimde yansıtması gerekmektedir. Kuvvetli yer hareketi sırasında yüzeye yakın zemin tabakalarında meydana gelecek kayma şekil değiştirmesi değerlerinin; basit ve uygulama kolaylığına sahip yöntemlerle yaklaşık olarak elde edilmesi, deprem hareketinin yüzeyde oluşturacağı etkilerin belirlenmesinde önemli rol oynayacaktır [1]. Bununla birlikte yüzeye yakın zemin tabakalarında kuvvetli yer hareketine bağlı oluşacak kayma deformasyonlarının belirlenmesinde; mikrotremor ölçümleri de alternatif bir tahmin yöntemi olarak değerlendirilmektedir. Mikrotremor ölçümleri;



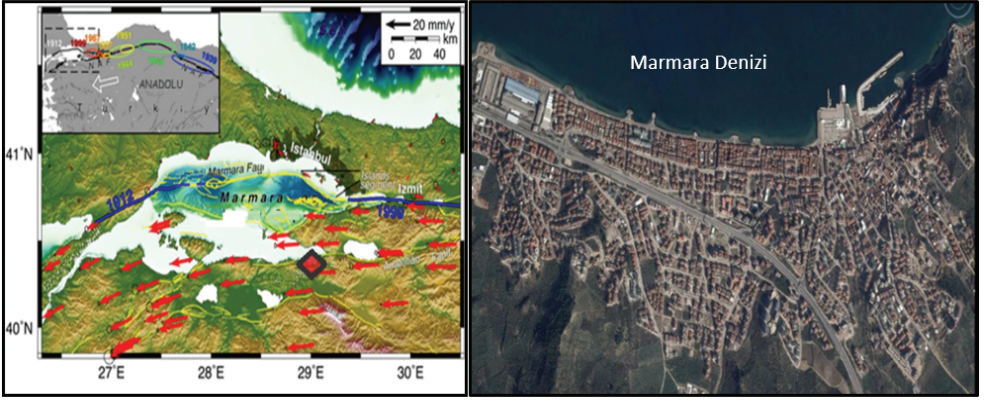
uygulama kolaylığı, düşük maliyeti, veri kayıt ve analiz sürelerinin görece kısıtlılığı sebebiyle tercih edilmektedir. Mikron mertebesindeki ( $10^{-2}$ ~ $10^{-3}$  mm) çok küçük genlikli yer hareketinden oluşan mikrotremorlar, zemin tabakaları arasındaki rijitlik farklılığının meydana getirdiği empedans (özgül direnç) oranına bağlı büyütme dışında; tabakalara ait Poisson Oranı, titreşim kaynaklarının karakteri, derinliği ve uzaklığı vb. parametrelerden büyük oranda etkilenmektedir. Zemin yüzeyinde alınan üç bileşenli tekil mikrotremor kayıtlarının H/V (yatay/düşey) Spektral Oran yöntemiyle analizi yapılarak, sahaya ait hakim periyot ve spektral büyütme değerleri elde edilebilmektedir [2]. Kuvvetli yer hareketi özellikleri ile arasında kuramsal farklılık olmasına rağmen, mikrotremor ve zayıf yer hareketi ölçümleri; geoteknik deprem mühendisliğinde kuvvetli yer hareketi karşısında zemin tabakalarının gösterdiği dinamik davranışı tahmin etmekte, yaygın olarak kullanılmaktadır. Literatürde, mikrotremor ölçümlerinin H/V Spektral Oran yöntemiyle analizi esasına dayanan ve mikrotremor kayıtlarından elde edilen büyütme değerleriyle kuvvetli yer hareketinin analizi veya zemin tabakalarının bir boyutlu dinamik analizi sonucunda hesaplanan büyütme değerlerini karşılaştıran birçok çalışma mevcuttur [3, 4].

Bu çalışmada küçük genlikli titreşimler olarak bilinen mikrotremor ölçümlerinin Nakamura (2008) tarafından önerilen yöntemle elde edilen kayma şekil değiştirmeleri, sismik anakaya mostrasında kaydedilmiş farklı ivme-zaman geçişleri kullanılarak yapılan bir boyutlu-1D dinamik analizlerden hesaplanan değerlerle karşılaştırılmıştır. İnceleme bölgesinde daha önce zemin etüdü sondajlarının yapıldığı noktalarda 6 adet eş zamanlı çoklu (Array) ve 15 adet tekil mikrotremor kayıtları alınmıştır. Eş zamanlı mikrotremor ölçüm kayıtları SPAC (Uzamsal Özilişki) yöntemi ile analiz edilerek kayma dalgası hızının derinlikle değişimi belirlenmiştir. Ayrıca, inceleme sahalarında daha önce yapılan zemin etüdü sondajı verileri, Standart Penetrasyon Deneyi darbe sayısı (SPT-N) ve laboratuvar deneyi sonuçları derlenmiş; bu veriler, eş zamanlı mikrotremor ölçümlerinden elde edilen kayma dalgası hızının derinlikle değişimi ile birlikte değerlendirilerek ölçüm yapılan sahalarda zemin modelleri oluşturulmuştur. Bu zemin modelleri üzerinde en büyük mutlak ivme değerleri ( $a_{maks\_kaya}$ ) 0.3 g, 0.4 g ve 0.5 g olan 14 farklı anakaya mostrası ivme zaman geçişi kullanılarak, bir boyutlu (1D) eşdeğer lineer dinamik analizler yapılmış ve yüzeye yakın zemin tabakaları için kayma şekil değiştirmeleri elde edilmiştir. Yapılan tekil mikrotremor ölçümleri; H/V Spektral Oran yöntemine göre analiz edilmiş, zemin büyütmesi ile hakim periyot değerleri ve bunlara bağlı Nakamura İndisi ( $K_g$ ) değerleri hesaplanmıştır. Nakamura İndisi değerlerinin sahadaki sismik anakaya için öngörülen en büyük mutlak ivme değerleriyle birlikte ele alınması sonucunda yüzeye yakın zemin tabakaları için efektif kayma şekil değiştirmesi değerleri ( $\gamma_e$ ) hesaplanmıştır [4]. Tekil mikrotremor ölçümlerinden elde edilen efektif kayma şekil değiştirmesi değerleri 1D analizlerden bulunanlarla ( $\gamma_{1D}$ ) karşılaştırılmış ve aralarındaki ilişki araştırılmıştır.

## 2. ÇALIŞMA ALANI VE YEREL ZEMİN KOŞULLARI

İnceleme bölgesi Marmara Denizi'nin güneydoğusunda, Gemlik Fayı yakınında yer almakta ve deniz kıyısından yaklaşık 500 m içeriye uzanan, 2 km uzunluğunda sahil şeridi içinde bulunmaktadır. Söz konusu bölgede yer alan düzlükler, kıyı çökelleri ve alüvyonlar ile kaplı olup kıyı şeridine paralel bir şekilde uzanmaktadır. Sahil şeridinin güneyinde yer alan alüvyon tabakası doğu-batı doğrultusunda uzanmaktadır. Neojen döneme ait konglomera, kumtaşı, kiltası, marn ve kireçtaşı aralanması, alüvyon ve sahil çökelinin güneyindeki

tepelik alanlarda gözlenmektedir. İnceleme bölgesinin güneydoğusunda Eosen döneme ait andezitlerden oluşan volkanik birimler yer almaktadır. Triyas yaşlı kaya mostraları bölgenin doğusunda gözlenmektedir. Kuvaterner yaşlı alüvyonlar, bataklık çökelleri ve kıyı çökelleri ile Neojen yaşlı konglomera, kumtaşı, kıltaşı, kireçtaşı ve marndan oluşan çökeller bölgenin esas jeolojisini oluşturmaktadır [5]. Bölgedeki alüvyonlar genellikle çakıllı kumlu kil ve siltli kil şeklinde ince taneli çökellerden, kıyı çökelleri ise genellikle çakıllı siltli kum zeminden oluşmaktadır. Marmara Bölgesi sınırlarında bulunan çalışma sahasının yeri ve uydu görünümü Şekil 1’de verilmiştir.



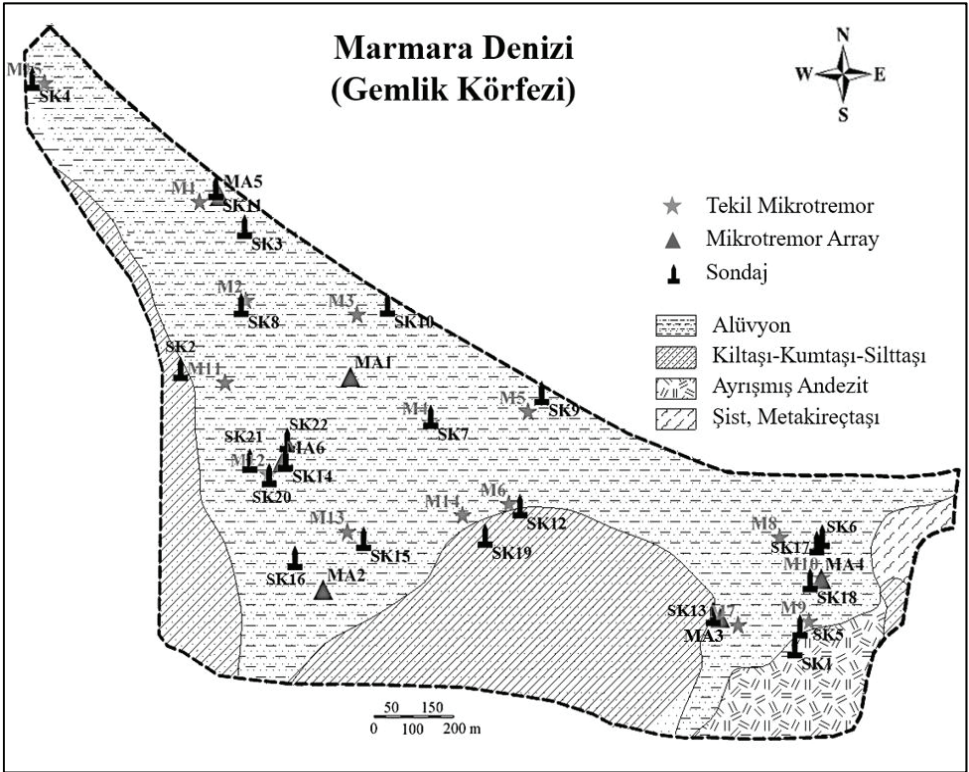
*Şekil 1 - Çalışma Sahasının Yeri ve Uydu Görünümü*

İnceleme bölgesinde yapılan ve derinlikleri yaklaşık 15~35 m olan sondaj çalışmalarının sonucunda, zemin kesitinin yer yer çakıl içeriği yüksek kumlu kil-killi siltli kum tabakalarından meydana gelmiş alüvyondan, siltli kum-siltli çakıl içerikli deniz çökeline ve ayrılmış Neojen çökellerinden oluştuğu belirlenmiştir. İnceleme sahasının büyük bir bölümünde zemin yüzeyinden itibaren 30 m derinlikte, orta katı-katı siltli kil ve yer yer çakıl bantı içerikli orta sıkı siltli kum tabakalarının araldanmasından oluşan alüvyon yer almaktadır (Şekil 2). İnceleme sahasının güneyinde ve batısında, zemin yüzeyinde çok katı-katı kumlu kil tabakası ve altında ise Neojen yaşlı ayrılmış kumtaşı-kıltaşı-silttaşı-marn araldanması yer almaktadır. Sahanın doğusunda ise zemin yüzeyinden itibaren ilk 20 m derinlikte; yer yer orta sıkı siltli kum tabakaları içeren orta katı-katı kumlu kilden meydana gelmiş alüvyon mevcut olup, altında ise ayrılmış andezit, şist ve meta-kireçtaşı birimleri mevcuttur [6].

### **3. ARAZİ DENEYLERİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ**

Bu çalışmada; inceleme sahasında daha önce yapılmış olan derinlikleri 15 m ile 35 m arasında değişen 22 adet sondaj noktasının yakınılarında 15 adet tekil ve 6 adet çoklu eş zamanlı olmak üzere toplamda 21 adet mikrotremor ölçümleri gerçekleştirilmiştir. Bölgede önceden yapılan sondajların ve bu çalışma kapsamında yapılan mikrotremor ölçüm noktalarının yerleşim planı Şekil 2’de gösterilmiştir. Sondajlar sırasında uygulanmış penetrasyon deneylerinden

elde edilen SPT-N sayıları, alınan numuneler üzerinde uygulanan laboratuvar deney sonuçları, eş zamanlı mikrotremor ölçümlerinin SPAC analizinden elde edilen kayma dalgası hızının derinlikle değişimi birlikte değerlendirilerek her sondaj noktasında bir boyutlu dinamik analizler için serbest zemin modelleri oluşturulmuştur. Aynı noktalarda yapılan tekil mikrotremor ölçüm sonuçlarından H/V Spektral Oranı yöntemi kullanılarak, zemin hakim periyodu ( $T_0$ ) ile zemin büyütmesi ( $A_g$ ) değerleri elde edilmiş ve bunlara bağlı olarak hasar görülebilirlik indisi değerleri hesaplanmıştır. Tekil mikrotremor kayıtlarının analiz sonuçları, sismik anakaya için öngörülen yer hareketinin en büyük ivme değeriyle birlikte ele alınarak kayma birim şekil değiştirmeleri belirlenmiştir.



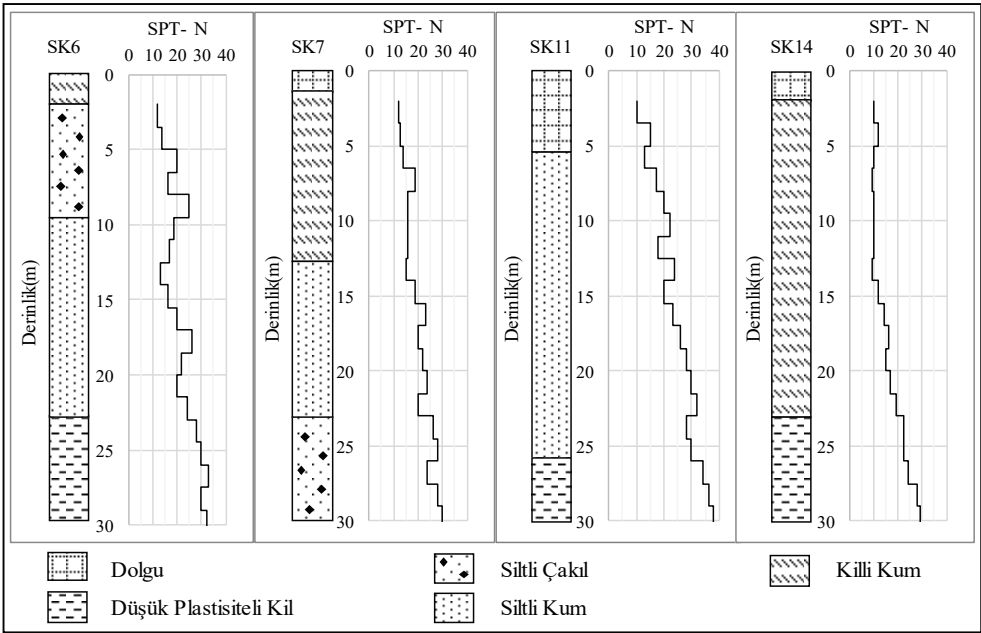
Şekil 2 - İnceleme Sahası Genel Zemin Koşulları, Sondaj ve Mikrotremor Ölçüm Noktaları Yerleşim Planı

### 3.1. Sondajlar ve Penetrasyon Deneyleri

İnceleme bölgesinde geoteknik incelemeler kapsamında zemin kesitinde yer alan tabakaların cinslerini, kalınlıklarını ve özelliklerini belirlemek amacıyla önceden yapılmış 22 adet zemin araştırma sondajına ait veriler derlenmiştir. Çalışma sahasında yapılmış sondaj kuyularına ait

örnek kesitler ile bu kuyular içinde yapılmış arazi penetrasyon deneylerinden elde edilen SPT-N sayılarının derinlikle değişimi Şekil 3'te verilmiştir.

Yapılan sondajlardan, zemin kesitinde üstte kalınlığı 1~5 m olan dolgu tabakası altında kalınlığı yer yer 20 m'ye ulaşan killi veya siltli kum birimler ile siltli çakıl tabakasının yer aldığı anlaşılmaktadır. Kum tabakası içinde SPT-N sayıları 10~20 arasında değişmekte, daha sonra derinlikle artarak 20~40 arasında değerler almaktadır. Sondajlarda yer altı su seviyesinin zemin yüzeyinden itibaren ortalama 5 m derinlikte ölçüldüğü belirtilmektedir. Sondajlar, arazi penetrasyon deneyleri, tekil ve eş zamanlı mikrotremor ölçümlerinden bulunan sonuçlar birlikte değerlendirilerek bir boyutlu dinamik analizlerde kullanılacak zemin modelleri oluşturulmuştur. Çalışma kapsamında yapılmış olan bir boyutlu dinamik analizlerde kullanılmak üzere, oluşturulan zemin modellerinde yüze yakın zemin tabakalarının kayma dalgası hızının derinlikle değişimi SPT-N sayısına bağlı olarak belirlenmiştir [7].



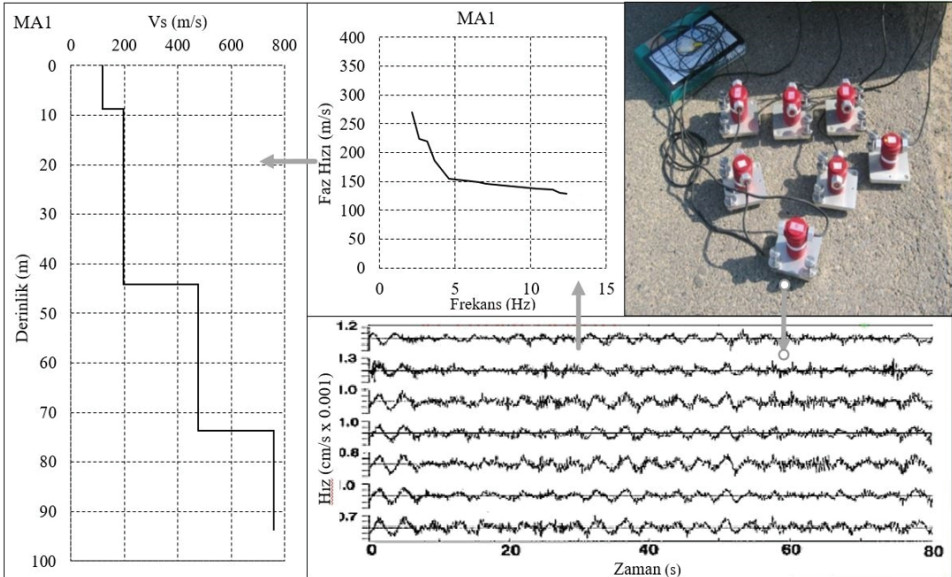
Şekil 3 - Sondajlardan Elde Edilen Zemin Kesiti ve SPT-N Sayılarının Derinlikle Değişimi

### 3.2. Eş Zamanlı Çoklu Mikrotremor Ölçümleri ve Kayma Dalgası Hızı

Mikrotremorlar 0.01~20 saniye arasında değişen periyotlara ve  $10^{-2}$ - $10^{-3}$  mm arasında değişen genliklere sahip doğal ve yapay kaynak etkisindeki titreşimlerdir. Geoteknik mühendisliğinde tekil mikrotremor ölçümleri, hakim periyot ve büyütme gibi zemin tabakalarının dinamik davranış özelliklerini belirlemede kullanılırken, eş zamanlı mikrotremor ölçümleriyle de kayma dalgası hızının derinlikle değişimi ve sismik anakaya

derinliği belirlenebilmektedir [8, 9]. Ölçüm süresinin görece kısıtlılığı, uygulama kolaylığı ve düşük maliyeti; mikrotremor ölçümlerinin geoteknik deprem mühendisliğindeki kullanılabilirliğini arttırmıştır. Derin alüvyonda kayma dalgası hızının ( $V_s$ ) derinlikle değişimini belirlemek için; mikro titreşimlerin çoklu alıcılara yapılan dizi ölçümüne dayanan pasif kaynaklı yüzey dalgası yöntemleri tercih edilmektedir. Mikrotremorların oluşturduğu yüzey dalgalarının farklı frekanslarda farklı faz hızlarında harmonik dalgalardan meydana geldiği bilinmektedir. Yüzey-Rayleigh dalgası ölçümlerine dayalı yöntemlerin temelini dalga boylarının frekansa veya periyoda bağımlı olması oluşturmaktadır [10]. Diğer bir deyişle periyodu yüksek dalga bileşenlerinin derinde yer alan zemin tabakalarının, düşük periyotlu dalgaların ise yüzey yakın zemin tabakalarının dinamik davranışı hakkında bilgi sağladığı bilinmektedir. Zemin tabakalarının kayma dalgası hızının derinlikle değişimi, uygun frekans davranışına sahip alıcıların 5~50 m arasında değişen açıklıklarda yerleştirilmesiyle oluşturulan çoklu mikrotremor ölçüm ağları kullanılarak eş zamanlı olarak alınan yaklaşık 10~20 dakika uzunluğundaki kayıtların analizi ile belirlenebilmektedir [11]. Eş zamanlı çoklu mikrotremor ağ ölçüm yönteminde, mikrotremorların düşey bileşenleri kullanılarak, ağ içerisindeki her iki alıcı arasında ikili korelasyonlar oluşturularak spektral analizler yapılmaktadır.

Bu çalışmada, bir eşkenar üçgenin köşe noktaları ile kenarlarının orta noktalarına ve merkeze yerleştirilen toplam 7 adet alıcı ile oluşturulan düzende, 15 dakika süre ile eş zamanlı kayıtlar alınmıştır. İncelenen bölgede ölçüm yapılan her nokta için zemin tabakalarına ait faz hızlarının değişimini gösteren dispersiyon eğrileri elde edilmiştir. Sonrasında, dispersiyon eğrilerinin ters dönüşümüyle kayma dalgası hızlarının derinlikle değişimleri belirlenmiştir. Ölçümlerde kullanılan alıcılar, kayıt örneği, analizler sonucunda elde edilen dispersiyon eğrisi ve kayma dalgası hızının derinlikle değişimi Şekil 4'te gösterilmiştir.



Şekil 4 - Araziye Yapılan Eş Zamanlı Mikrotremor Ölçümleri

Arazi çalışmaları sonucunda elde edilen kayıtların analiz edilmesi sonucunda; zemin tabakalarına ait Rayleigh dalgası faz hızları elde edilmiştir. İkili korelasyon katsayılarından ters çözüm yapılarak kayma dalgası faz hızlarının belirlenmesi üzerine Aki (1957) tarafından geliştirilen yöntemde; ikili korelasyon katsayılarının elde edilmesi için oluşturulan bağıntı, Denklem 1’de verilmiştir.

$$\rho(r, \omega) = \frac{1}{2\pi\varphi(r=0, \omega)} \int_0^{2\pi} \varphi(r, \theta, \omega) d\theta \quad (1)$$

Denklemde;  $\varphi(r=0, \omega)$ , ortadaki ortalama otokorelasyonu ve  $\varphi(r, \theta, \omega)$ , iki alıcı arasındaki çapraz korelasyonu ifade eder. Bu yöntemde faz hızları, ikili korelasyon katsayıları  $\rho(r, \omega)$  kullanılarak hesaplanmakta; farklı frekans ( $\omega$ ) değerlerinde, aralarında r kadar mesafe ve ortalama azimuth açısı ( $\theta$ ) bulunan bütün alıcı çiftleri arasında işlem yapılmaktadır.

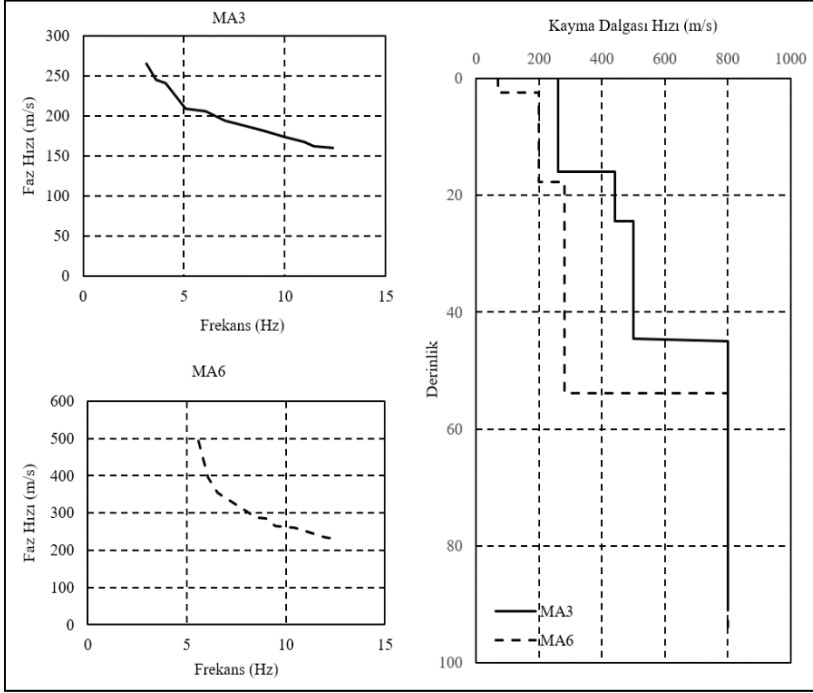
Eşzamanlı mikrotremor ağ ölçümünden elde edilen gözlemsel dispersiyon eğrisindeki faz hızları ve eğer varsa sahada yapılmış zemin etüdü sondajlarından elde edilen verilerin birlikte değerlendirilmesi yardımıyla teorik dispersiyon eğrisine altlık teşkil edecek bir boyutlu tabaka modeli oluşturulmaktadır. Bu modelde zemin tabakalarının homojen ortamda yatayda sonsuza uzandığı kabul edilmektedir. En uygun kayma dalgası hızının derinlikle değişiminin belirlenebilmesi amacıyla kullanılan ters çözüm yöntemi; gözlenen faz hızları ve tabakalı zemin modeli kullanılarak hesaplanan faz hızları arasındaki karesel farkların toplamı olan Misfit fonksiyonunun ( $E_i$ ) en aza indirgenmesi esasına dayanır. Misfit fonksiyonu ( $E_i$ ) Denklem 2 ile gösterildiği gibidir.

$$E_i = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N [v_i^o - v_i^c]^2 \quad (2)$$

Bağıntıda N veri sayısını  $v_i^o$  ve  $v_i^c$  gözlenen ve hesaplanan Rayleigh dalgası faz hızlarını göstermektedir. İkili korelasyon katsayılarından faz hızı dispersiyon eğrilerinin elde edilmesi ve Genetik Algoritma yöntemiyle yapılan optimizasyona bağlı ters çözümle kayma dalgası hızının derinlikle değişiminin bulunmasıyla analiz tamamlanmaktadır [12]. Analizler sırasında elde edilen dispersiyon eğrisi ve kayma dalgası hızının derinlikle değişimi 3 ve 6 nolu eş zamanlı mikrotremor kayıtları için Şekil 5’te gösterilmiştir.

Yapılan çalışma kapsamında belirlenen ve yerleri Şekil 2’de gösterilen 6 ayrı ölçüm alanında 7 alıcı ile eş zamanlı mikrotremor ölçümler yapılmıştır. Her bir yerleşimde alınan kayıtlar analiz edilerek dispersiyon eğrileri elde edilmiştir. Bu eğriler; aynı sahalar için üç bileşenli tekil mikrotremor ölçümleri sonucunda elde edilen H/V Spektral Oran eğrileri ile birlikte değerlendirilmiş, daha sonra ters çözüm yöntemiyle, zemin tabakalarına ait kayma dalgası hızı profilleri belirlenmiştir. Çalışma kapsamında mühendislik anakayasası olarak, Eurocode 8’de tanımlanan kayma dalgası hızının  $V_s=800$  m/s olduğu B sınıfı zemin referans alınmıştır [13]. Eş zamanlı mikrotremor ölçümlerinden elde edilen kayma dalgası hızının derinlikle değişimi incelendiğinde bir boyutlu dinamik analizlerde hassasiyetin artması amacıyla kullanılan SPT-N vuruş sayıları ile belirlenen kayma dalgası hızının derinlikle değişimi ile uyum gösterdiği tespit edilmiştir.





Şekil 5 - Eşzamanlı Mikrotremor Ölçümlerinden Elde Edilen Dispersiyon Eğrileri ve Kayma Dalgası Hızının Derinlikle Değişimi

### 3.3. Tekil Mikrotremor Ölçümleri

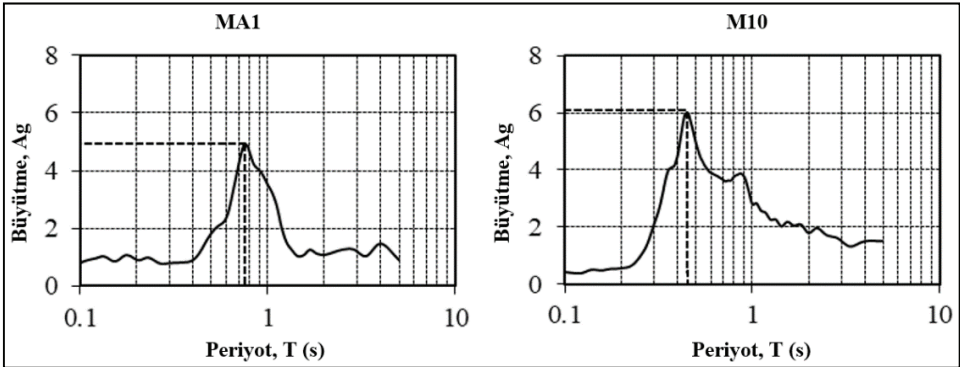
Mikrotremorlar ile kuvvetli yer hareketinin özellikleri arasında kuramsal farklılık olmasına rağmen, tekil mikrotremor ölçümlerinden ve kuvvetli yer hareketinin sayısal analizinden elde edilen hakim periyot değerleri birbirleriyle uyum göstermektedir [14]. Çalışma kapsamında belirlenen sahalarda yapılan tekil mikrotremor ölçümlerinde üç bileşenli Guralp CMG-40T alıcı ve Guralp CMG-DM24 sayısallaştırıcısından oluşan taşınabilir hızölçer seti kullanılmıştır. Mikrotremor ölçümlerine ait kayıtlar, H/V Spektral Oran yöntemine göre analiz edilerek hakim periyot ve zemin büyütmesi değerleri belirlenmiştir [15].

Yöntemin uygulanması için öncelikle sahada belirlenen 15 ayrı noktada tekil mikrotremor ölçümleri yapılmış üç bileşenli kayıtlar alınmıştır. Alınan kayıtlar; gürültüden arındırılabilmesi amacıyla alt pencerelere ayrılmış, 0.20 Hz ile 25 Hz aralığında bant geçiren filtre uygulanmış ve her bir pencere için Fourier genlik spektrumu belirlenmiştir. Kaydı oluşturan iki yatay bileşenin kuadratik ortalaması alınarak her bir pencere için yatay/düşey (H/V) Spektral Oran eğrisi elde edilmiştir. Bu oranın en büyük olduğu değer zemin büyütmesini ( $A_g$ ), bu değere karşılık gelen periyot değeri ise hakim periyot değerine ( $T_0$ ) karşılık gelmektedir [16]. Geopsy (2005) yazılımı kullanılarak yapılan H/V Spektral Oran analizlerinden elde edilen sonuçlar her bir ölçüm noktası için Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1 - Mikrotremor Ölçümlerinde Elde Edilen Hakim Periyot ve Büyütme Değerleri

Ölçüm No	Hakim Periyot ( $T_0$ )	Zemin Büyütmesi ( $A_g$ )	Ölçüm No	Hakim Periyot ( $T_0$ )	Zemin Büyütmesi ( $A_g$ )
MA1	0.77	4.8	M05	0.63	3.4
MA2	0.44	4.9	M06	0.23	5.5
MA3	0.38	3.9	M07	0.37	3.9
MA4	0.44	6.2	M08	0.51	4.6
MA5	0.71	3.9	M09	0.10	4.9
MA6	0.64	3.6	M10	0.44	6.0
M01	0.60	5.2	M11	0.24	4.5
M02	0.65	4.0	M12	0.44	3.9
M03	0.90	4.1	M13	0.67	4.3
M04	0.65	2.9	M14	0.41	4.0
M05	0.63	3.4	M15	0.66	4.0

Bölgede alınan mikrotremor kayıtlarının analizleri sonucunda hakim periyot değerlerinin 0.24~0.90 sn ve zemin büyütmesi değerlerinin ise 2.9~6.2 arasında değiştiği belirlenmiştir. Çalışma sahasında yapılan mikrotremor ölçümlerine ait H/V Spektral Oran analizlerine örnek teşkil etmesi açısından; MA1 ve M10 kayıtlarına ait sonuçlar, düşey eksende zemin büyütmesi değeri ( $A_g$ ), yatay eksende ise periyot değerleri olmak üzere Şekil 6'da gösterilmiştir.



Şekil 6 - MA1 ve M10 Ölçümlerine Ait H/V Spektral Oran Analizi Sonuçları

### 3.4. Nakamura İndisi ve Yüzeydeki Efektif Kayma Şekil Değiştirmesi Değerleri

Nakamura (2008) tarafından önerilmiş olan sismik hasar görülebilirlik indisi ( $K_g$ ), mikrotremor ölçümlerinin analizi sonucunda belirlenen zemin büyütmesi ( $A_g$ ) ve hakim periyot ( $T_0$ )



değerleri kullanılarak Denklem 3 ile belirlenmektedir. Yüzeğe yakın zemin tabakalarında kuvvetli yer hareketi sırasında oluşacak kayma şekil değiştirmeleri ( $\gamma_e$ ), hasar görebilirlik indisi ve taban sismik anakayası en büyük yatay ivme değerine bağlı olarak Denklem 4'te verildiği gibi hesaplanabilmektedir.

$$K_g = A_g^2 T_0 \quad (3)$$

$$\gamma_e = K_g C a_b \quad (4)$$

Nakamura tarafından önerilen bu yöntemde; efektif kayma şekil değiştirmesi değeri ( $\gamma_e$ ), tekil mikrotremor ölçümünden elde edilen  $K_g$  değerinin taban sismik anakayası en büyük yatay ivme değeri ( $a_b$ ) ve  $C$  katsayısı ile çarpılması ile elde edilmektedir. Bağlıntıdaki  $C$  katsayısı ise kuvvetli yer hareketinin verimliliğini tanımlayan ( $e$ ) katsayısı ile taban sismik anakayasındaki kayma dalgası hızına ( $V_b$ ) bağlı olarak Denklem 5'e göre hesaplanmaktadır. Bağlıntılarda ivme değeri ( $a_b$ ) gal,  $V_b$  ise cm/s birimindedir. Verimlilik katsayısı  $e$ , deprem sırasında oluşan dinamik kuvvetin statik kuvvete oranı olarak tanımlanmış olup,  $e=0.60$  olarak verilmektedir [4].

$$C = \frac{e}{\pi^2 V_b} \quad (5)$$

Bu çalışmada zemin dinamik davranış analizleri, yatay tabakalı serbest zemin modeli çerçevesinde taban kayasında tanımlanan deprem yer hareketi altında doğrusal olmayan dinamik zemin özellikleri esas alınarak yapılmıştır. Serbest zemin modeline ait taban sismik anakayasında giriş hareketi olarak kullanılan ivme değerleri, anakaya mostrasında kaydedilip ölçeklendirilen gerçek deprem kayıtlarından oluşmaktadır [17,18,19,20]. Taban sismik anakayası kayma dalgası hızı ( $V_b$ ), Eurocode 8'de önerildiği gibi 800 m/s alınmıştır. Yukarıdaki bağlantıda  $e=0.60$  için  $C=7.60 \times 10^{-5}$  s/m elde edilmektedir. Mikrotremor ölçüm noktalarında H/V Spektral Oran yöntemine göre hesaplanan  $K_g$  değerleri,  $C$  katsayısı ile birlikte değerlendirilerek, taban sismik anakaya ivmesinin ( $a_b$ ) 0.15 g, 0.20 g ve 0.25 g değerleri için yüzeğe yakın zemin tabakalarındaki kayma birim şekil değiştirmeleri ( $\gamma_e$ ) hesaplanmış ve sonuçlar  $K_g$  değerleri ile birlikte Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2 - Mikrotremor Analiz Sonuçları

Ölçüm No	Hasar Görebilirlik ( $K_g$ )	Kayma Birim Şekil Değiştirmesi ( $\gamma_e$ ) (%)		
		0.15g	0.20g	0.25g
MA1	17.7	0.198	0.264	0.33
MA2	10.5	0.118	0.157	0.197
MA3	5.7	0.064	0.085	0.106
MA4	17.3	0.194	0.258	0.323
MA5	11.1	0.124	0.165	0.206
MA6	8.5	0.096	0.127	0.159

Tablo 2 - Mikrotremor Analiz Sonuçları (devam)

Ölçüm No	Hasar Görebilirlik ( $K_g$ )	Kayma Birim Şekil Değişirmesi ( $\gamma_e$ ) (%)		
		0.15g	0.20g	0.25g
M01	16.6	0.185	0.247	0.309
M02	10.4	0.116	0.154	0.193
M03	14.8	0.166	0.221	0.276
M04	5.3	0.059	0.079	0.099
M05	7.5	0.083	0.111	0.139
M06	6.8	0.076	0.101	0.126
M07	5.7	0.063	0.085	0.106
M08	10.7	0.120	0.160	0.200
M09	2.5	0.028	0.037	0.046
M10	15.8	0.177	0.236	0.294
M11	5.0	0.056	0.075	0.093
M12	6.6	0.073	0.098	0.122
M13	12.2	0.137	0.182	0.228
M14	6.5	0.073	0.097	0.121
M15	10.7	0.120	0.160	0.200

Mikrotremor ölçümleri sonrasında yapılan analizler sonucunda çalışma sahaları için Hasar Görebilirlik İndisi ( $K_g$ ) değerleri 2.5~17.7 arasında değiştiği hesaplanmıştır. Kayma birim şekil değiştirmelerin ( $\gamma_e$ ) ise en büyük taban sismik anakaya ivmesine bağlı olarak %0.059 ile %0.330 arasında değiştiği belirlenmiştir.

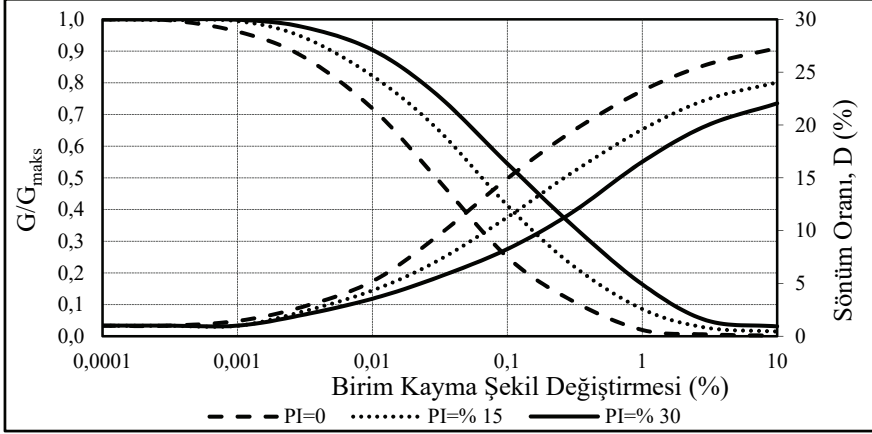
#### 4. ZEMİN TABAKALARININ BİR BOYUTLU DİNAMİK ANALİZİ

Çalışma bölgesindeki önceden yapılan zemin araştırmalarından derlenen sondaj verilerinin arazide yapılan ölçümlerden elde edilen kayma dalgası hızı profilleriyle birlikte değerlendirilmesi sonucunda zemin modelleri oluşturulmuştur. Bu zemin modellerinin farklı anakaya mostrası ivme değerlerine sahip kuvvetli yer hareketi karşısındaki davranışı, bir boyutlu (1D) dinamik analizler yardımıyla belirlenmiştir. 1D dinamik analizler, eşdeğer doğrusal yöntem kullanılarak DeepSoil V6.1 yazılımıyla yapılmıştır [21].

##### 4.1. Malzeme Modeli

Yapılan eşdeğer doğrusal analizlerde kullanılan birim kayma şekil değiştirmesi seviyesine bağlı normalize kayma modülü ( $G/G_{maks}$ ) ve sönüm oranı ( $D$ ) değişim eğrileri, ince daneli zeminler için Vucetic ve Dobry (1991), kaba daneli zeminler içinse Seed ve Idriss (1970)

tarafından önerilen bağıntıların ortalama değerleri kullanılarak oluşturulmuştur. Analizlerde kullanılan rijitlik azalım ve sönüm oranı eğrileri plastisite indisleri farklı zeminler için Şekil 7’de gösterilmiştir [22, 23].



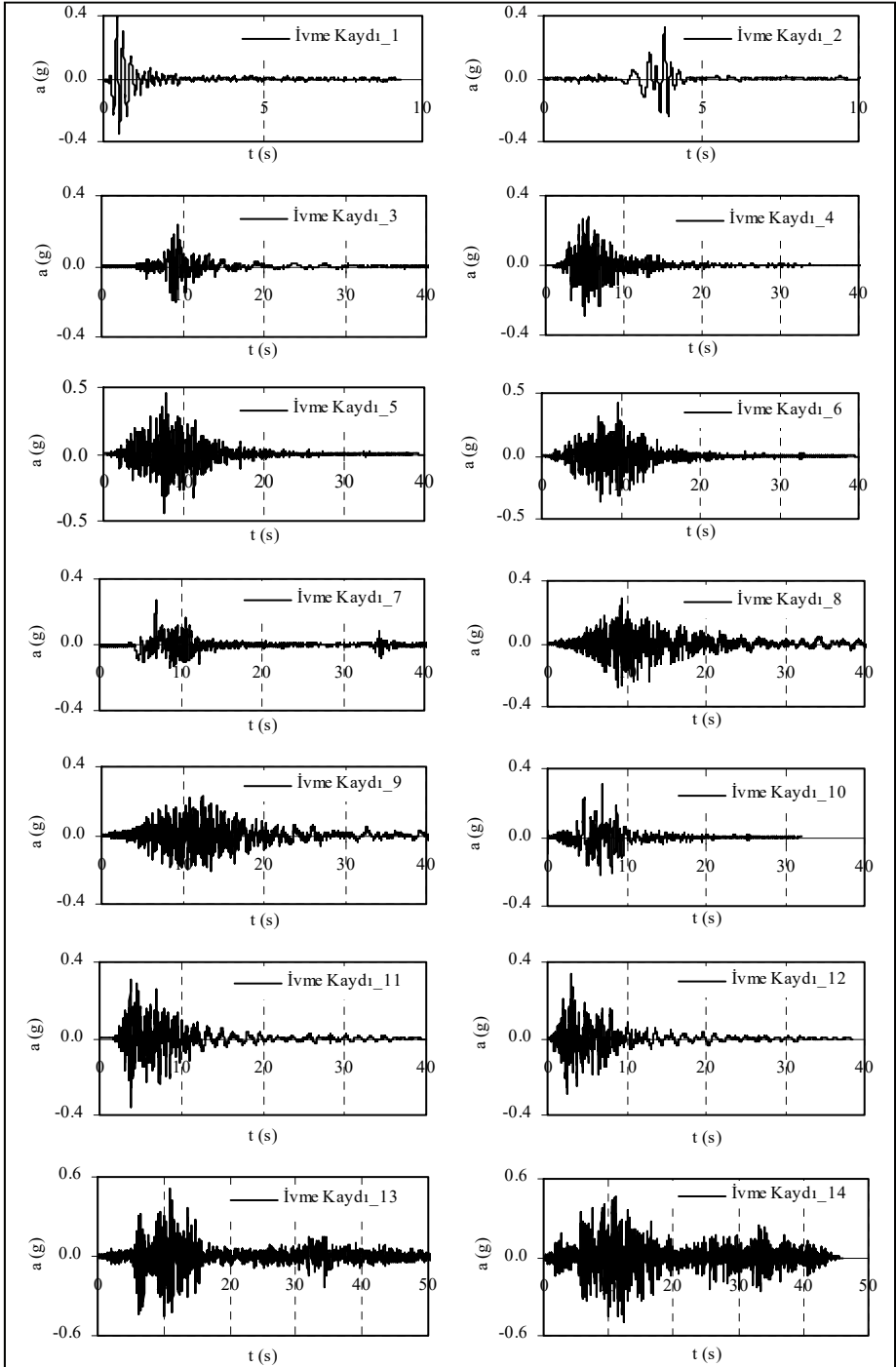
Şekil 7 - 1D Dinamik Analizlerde Kullanılan Rijitlik Azalımı ( $G/G_{maks}$ ) ve Sönüm Oranı ( $D$ ) Değişim Eğrileri

#### 4.2. Kuvvetli Yer Hareketi Kayıtları

Deprem hareketine bağlı risk seviyesinin yüksek olduğu çalışma sahasında sismik anakayadaki deprem hareketinin şiddetinde meydana gelecek değişimin zemin tabakalarının dinamik davranışına etkisinin belirlenebilmesi amacıyla yapılan bir boyutlu dinamik analizlerde; ölçeklendirilmiş en büyük mutlak ivme değerleri ( $a_{maks\_kaya}$ ) 0.3 g ile 0.5 g arasında değişen, 14 farklı anakaya mostrası ivme kaydı kullanılmıştır [24].

Vanmarcke (1979), ölçeklendirme faktörünün; doğrusal elastik yapısal problemlerin analizinde Krinitszky ve Chang (1979) tarafından önerilen 0.25 ile 4 sınır değerleri arasında seçilebileceğini, bununla birlikte zemin tabakalarında kuvvetli yer hareketine bağlı taşıma gücü kaybı, şev duraylılığı problemi ve sıvılaşma olgusunun incelendiği kayma birim şekil değiştirmesi seviyelerinin yüksek olduğu dinamik analizlerde 0.5 ile 2 değerleri arasında kalması gerektiğini belirtmiştir. Bu çalışmada yapılan 1D dinamik analizlerde Vanmarcke (1979) tarafından sunulan öneri dikkate alınmıştır [25, 26].

Seçilen deprem hareketi kayıtlarına ait ölçeklendirilmemiş ivme zaman geçmişleri Şekil 8’de ve bunlara ait özellikler ise Tablo 3’te verilmiştir. Seçilen ivme kaydının ait olduğu deprem, kayıt bileşeni, büyüklüğü, şiddet parametreleri ve diğer karakteristik özellikler Tablo 3’te detaylı bir şekilde belirtilmiştir. 0.4 g değerine ölçeklendirilmiş ivme kayıtlarına ait normalize edilmiş ivme spektrumları Şekil 9’da gösterilmiştir.



Şekil 8 - Bir Boyutlu Dinamik Analizlerde Kullanılan Anakaya Mostrası İvme Kayıtları

Tablo 3 - Analizlerde Kullanılan Deprem Hareketlerinin Özellikleri

Deprem	İzmir, 1977	Kocaeli, 13/09/1999	Tottori, 2000	Northridge, 1994	Loma Prieta, 1989
İvme Kaydı No	1	2	3	4	5
Bileşen	K-G	D-B	D-B	90	0
V <sub>s30</sub> (m/s)	771	826	967	715	714
Büyükklük	M <sub>w</sub> =5.6	M <sub>d</sub> =5.7	M <sub>w</sub> =6.6	M <sub>w</sub> =6.7	M <sub>w</sub> =6.9
Δ (km)	9.5	10.5	31.4	14.7	16.3
a <sub>maks</sub> (g)	0.39	0.32	0.25	0.29	0.45
ASI (cm/s)	260.5	261.2	263.7	278.8	438.3
VSI (cm)	39.8	54.1	73.1	81.7	91.1
SMA (g)	0.09	0.10	0.19	0.23	0.38
T <sub>m</sub> (s)	0.22	0.32	0.50	0.33	0.28

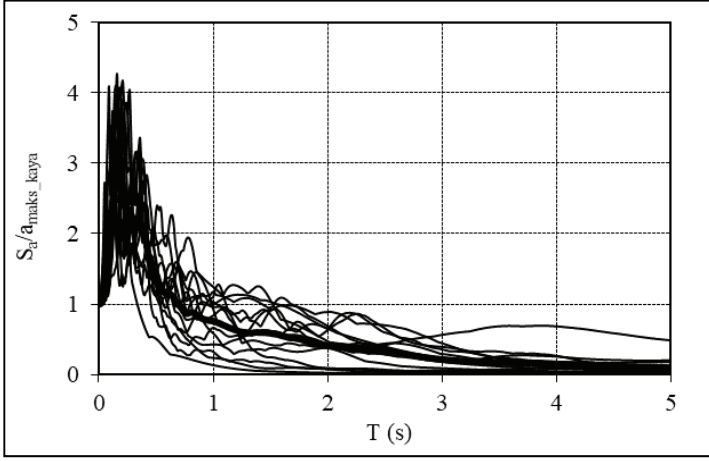
  

Deprem	Loma Prieta, 1989	Kocaeli, 17/08/1999	Iwate, 2008	Iwate, 2008	Kobe, 1995
İvme Kaydı No	6	7	8	9	10
Bileşen	90	K-G	K-G	D-B	90
V <sub>s30</sub> (m/s)	714	701	826	826	1043
Büyükklük	M <sub>w</sub> =6.9	M <sub>d</sub> =7.4	M <sub>w</sub> =6.9	M <sub>w</sub> =6.9	M <sub>w</sub> =6.9
Δ (km)	16.3	40.0	23.2	23.2	25.4
a <sub>maks</sub> (g)	0.40	0.23	0.23	0.28	0.31
ASI (cm/s)	348.9	187.0	219.6	217.8	241.5
VSI (cm)	63.1	73.6	101.5	117.2	141.7
SMA (g)	0.33	0.17	0.21	0.24	0.20
T <sub>m</sub> (s)	0.22	0.67	0.52	0.57	0.70

Deprem	Laquila, 2009	Laquila, 2009	Manjil, 1990	Manjil, 1990
İvme Kaydı No	11	12	13	14
Bileşen	K-G	D-B	0	90
V <sub>s30</sub> (m/s)	717	717	724	724
Büyükklük	M <sub>w</sub> =6.3	M <sub>d</sub> =6.3	M <sub>w</sub> =7.4	M <sub>w</sub> =7.4
Δ (km)	1.8	1.8	40.4	40.4
a <sub>maks</sub> (g)	0.34	0.34	0.51	0.49
ASI (cm/s)	242.6	219.6	492.9	486.6
VSI (cm)	151.4	140.2	155.8	216.6
SMA (g)	0.25	0.25	0.44	0.46
T <sub>m</sub> (s)	0.66	0.69	0.32	0.32

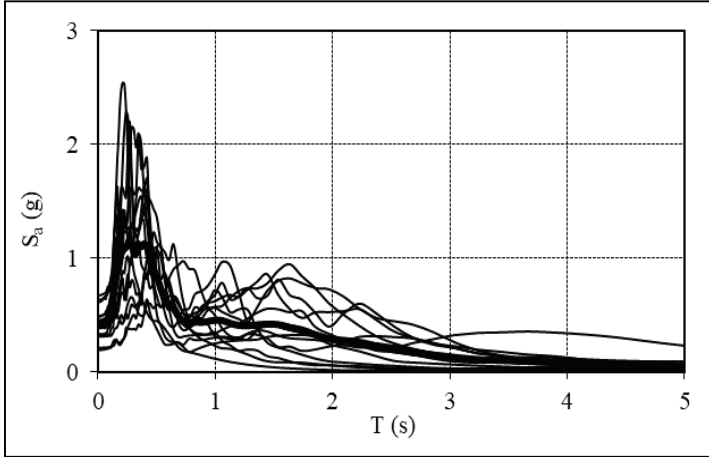
V<sub>s30</sub>: İstasyon Ortalama Kayma Dalgası Hızı, Δ: Merkez Üssü Uzaklığı, M<sub>w</sub>: Moment Büyükklüğü, M<sub>d</sub>: Süre Büyükklüğü, a<sub>maks</sub>: En Büyük İvme, ASI: İvme Spektrumu Şiddeti, VSI: Hız Spektrumu Şiddeti (Von Thun vd., 1988), SMA: En Büyük Sürekli İvme (Nuttli, 1979), T<sub>m</sub>: Ortalama Periyot (Rathje vd., 1998) [27, 28, 29].



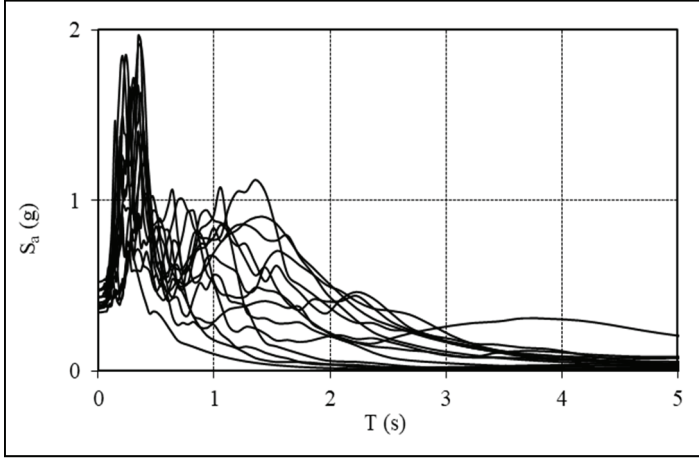
Şekil 9 - 0.4 g En Büyük İvme Değerine Ölçeklendirilmiş Anakaya Mostrası İvme Kayıtlarına Ait Normalize Edilmiş İvme Spektrumları

### 4.3. Analiz Sonuçları

Zemin etüdü sondajlarından elde edilen verilerin ve eş zamanlı mikrotremor ölçümlerinden belirlenen kayma dalgası hızı profillerinin birlikte değerlendirilmesiyle oluşturulan 22 ayrı zemin modeli üzerinde, farklı şiddetlere sahip olacak biçimde ölçeklendirilmiş 14 farklı anakaya mostrası ivme-zaman geçmişi kullanılarak ( $a_{maks\_kaya}=0.3\sim 0.5$  g) bir boyutlu dinamik analizler düzenlenmiş ve zemin tabakalarının dinamik davranışı belirlenmiştir. En büyük ivme değeri 0.4 g olacak biçimde ölçeklendirilmiş sismik anakaya mostrası kayıtlarının kullanılmasıyla elde edilen elastik ivme spektrumları MA1 ve SK15 sahaları için sırasıyla Şekil 10 ve Şekil 11'de gösterilmiştir.



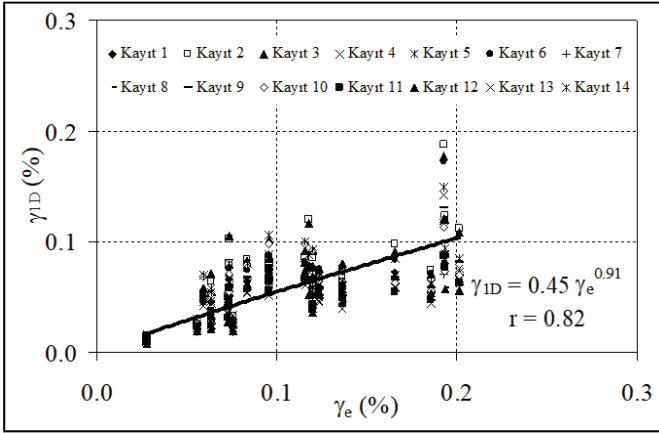
Şekil 10 - 0.4 g En Büyük İvme Değerine Ölçeklendirilmiş Anakaya Mostrası Kayıtlarının Kullanılmasıyla MA1 Sahası İçin Elde Edilen Elastik İvme Spektrumları



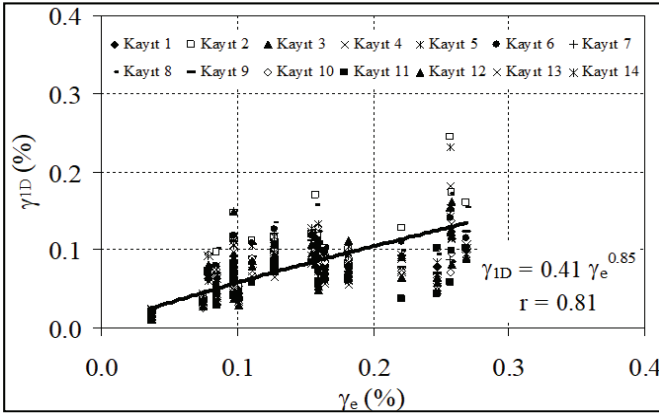
Şekil 11 - 0.4 g En Büyük İvme Değerine Ölçeklendirilmiş Anakaya Mostrası Kayıtlarının Kullanılmasıyla SK15 Sahası için Elde Edilen Elastik İvme Spektrumları

## 5. KAYMA ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

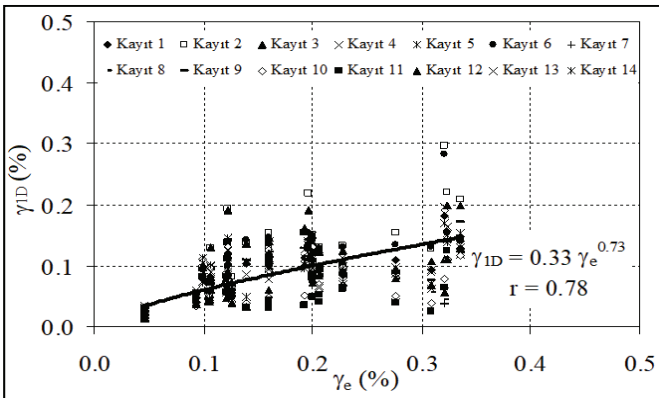
Çalışma sahasında farklı noktalar için elde edilen üç bileşenli tekil mikrotremor kayıtlarının analizi sonrasında Nakamura yönteminin kullanılmasıyla farklı şiddetteki sismik anakaya ivme değerleri için yüzeye yakın zemin tabakalarındaki kayma şekil değiştirmeleri ( $\gamma_e$ ) elde edilmiştir. Yine aynı ölçüm noktalarını temsil eden zemin kesitleri için farklı şiddetteki anakaya mostrası ivme zaman geçmişi kayıtları kullanılarak 1D eşdeğer lineer analizler düzenlenmiş ve zemin yüzeyinden 5 m derinlikteki en büyük kayma şekil değiştirmesi değerleri ( $\gamma_{1D}$ ) elde edilmiştir. İzotropik, elastik ortamda düşey olarak ilerleyen kayma dalgaları serbest yüzeye ulaştıklarında kayma gerilmesi ve dolayısıyla kayma şekil değiştirmesinin yok olması, çalışma sahasındaki altyapı hatlarının zemin yüzeyinden 3~5 m derinlikte yer alması ve bölgedeki yapıların genelde tek tam bodrumlu sığ temellere sahip olması gibi nedenlerden dolayı; en büyük kayma birim şekil değiştirmesi değerlerinin ( $\gamma_{1D}$ ), zemin yüzeyinden itibaren 5 m derinlik için hesaplananları seçilmiştir. Tekil mikrotremor ölçümleri ve 1D dinamik analizlerden aynı inceleme sahası için elde edilen kayma şekil değiştirmesi değerleri arasındaki ilişki belirlenirken; eşleştirilen kayma deformasyonu değerlerinin, eşdeğer şiddetteki anakaya deprem hareketi kullanılarak hesaplanmış olmasına dikkat edilmiştir. Bir boyutlu eşdeğer doğrusal dinamik analizlerden elde edilen kayma birim şekil değiştirmeleri ile tekil mikrotremor ölçümlerinden elde edilen kayma birim şekil değiştirmeleri arasındaki ilişki, ölçeklendirilmiş en büyük taban sismik anakaya ivmesinin ( $a_b$ ) farklı değerleri için sırasıyla Şekil 12, Şekil 13 ve Şekil 14’te gösterilmiştir. Daha sonra ivme-zaman geçmişleri Şekil 8’de ve kuvvetli yer hareketi özellikleri Tablo 3’te verilen anakaya mostrasına ait ölçeklendirilmemiş ivme kayıtlarının kullanılmasıyla düzenlenen bir boyutlu eşdeğer doğrusal dinamik analizlerden elde edilen kayma birim şekil değiştirmeleri ( $\gamma_{1D}$ ) ile mikrotremor ölçümlerinin Nakamura yöntemine göre analiziyle hesaplanan kayma birim şekil değiştirmeleri ( $\gamma_e$ ) arasındaki ilişki Şekil 15’te gösterilmiş ve ilgili regresyon bağıntısı yardımıyla bu çalışmada ulaşılan sonuçlar genelleştirilmiştir.



Şekil 12 -  $a_b=0.15$  g için Kayma Birim Şekil Değiştirmeleri

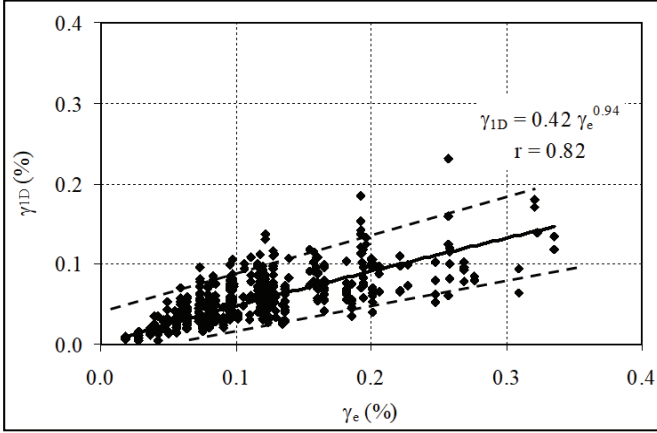


Şekil 13 -  $a_b=0.20$  g için Kayma Birim Şekil Değiştirmeleri



Şekil 14 -  $a_b=0.25$  g için Kayma Birim Şekil Değiştirmeleri





Şekil 15 - Ölçeklendirilmemiş Anakaya Mostrası İvme Kayıtları ile Elde Edilen Kayma Birim Şekil Değiştirmeleri

Çalışma sahalarına ait kayma dalgası hızı profilleri için 14 farklı ölçeklendirilmemiş anakaya mostrası ivme kaydının kullanılmasıyla yapılan bir boyutlu dinamik analizler sonucunda zemin yüzeyinden 5 m derinlik için elde edilen kayma birim şekil değiştirmeleri ( $\gamma_{1D}$ ) ile mikrotremor ölçümlerinin Nakamura Yöntemine göre analiziyle hesaplanan kayma birim şekil değiştirmeleri ( $\gamma_e$ ) arasında regresyon analizi yapılarak elde edilen bağıntı Denklem 6'da verilmiştir.

$$\gamma_{1D} = 5.5 \times 10^{-5} (a_b A_g^2 T_0)^{0.94} \quad (6)$$

Bağıntıda,  $a_b$  g cinsinden taban sismik anakayasındaki en büyük yatay ivme,  $A_g$  ve  $T_0$  mikrotremor kayıtlarının H/V Spektral Oran yöntemine göre analiziyle elde edilen zemin büyümesi ve hakim periyot değerlerini göstermektedir.

Tablo 4 - Zemin davranışının kayma deformasyonu seviyesine bağlı değişimi [30].

Deformasyon Seviyesi, $\gamma$ (%)	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1	10
Olgu	Dalga yayılımı, titreşim		Çatlaklar, farklı oturma		Şev kayması, sıkışma, sıvılaşma	
Mekanik Davranış	Elastik		Elasto-plastik		Göçme	

Bağıntının korelasyon katsayısı  $r=0.82$  olarak hesaplanmıştır. Kullanılan en büyük anakaya mostrası ivme değerinin 0.3 g ile 0.5 g arasında değiştiği bu çalışmada elde edilen kayma deformasyonu seviyeleri %0.02~0.35 aralığında değerlere sahiptir ve Tablo 4'ten de görülebileceği gibi kuvvetli yer hareketi sırasında yüzeye yakın zemin tabakasında elasto-

plastik davranışın hakim olacağı anlaşılmaktadır. Verilen bağıntının, zeminde plastik davranış ve göçme durumunun oluşacağı daha yüksek kayma deformasyonu seviyelerini meydana getirecek daha şiddetli yer hareketi ve daha yumuşak veya gevşek zemin koşulları için geçerliliğinin araştırılması gerekmektedir.

## **6. SONUÇLAR**

Depremler nedeniyle yüzeye yakın zemin tabakalarında meydana gelen kayma şekil değiştirmelerinin seviyesi, zemin yapılarında oluşabilecek yatay yer değiştirme ve oturma miktarları ile yapılarda oluşan hasar dağılımının yerel değişiminde etkili olmaktadır. Bu çalışmada; küçük genlikli titreşimler olarak bilinen mikrotremor ölçümlerinin Nakamura Yöntemiyle analiz edilmesiyle elde edilen kayma birim şekil değiştirmesi değerleri, kuvvetli yer hareketi karşısında zemin tabakalarının davranışının belirlenmesi amacıyla kullanılan 1D eşdeğer doğrusal dinamik analiz yöntemiyle hesaplanan değerlerle karşılaştırılmıştır.

Bu amaçla çalışma alanında daha önce zemin araştırma sondajlarının yapıldığı bölgelerde tekil ve eş zamanlı çoklu mikrotremor kayıtları alınmış, eş zamanlı kayıtlar SPAC yöntemi ile analiz edilerek kayma dalgası hızının derinlikle değişimi belirlenmiştir. İnceleme sahası için oluşturulan 22 adet zemin modeli üzerinde 14 farklı anakaya mostrası deprem ivme kaydı kullanılarak bir boyutlu (1D) eşdeğer doğrusal dinamik analizler yapılmış ve yüzey tabakaları için kayma birim şekil değiştirmeleri elde edilmiştir. Yapılan tekil mikrotremor ölçümleri H/V (yatay/düşey) Spektral Oran yöntemine göre analiz edilmiş; zemin büyütmesi ile hakim periyot değerleri, bunlara bağlı hasar görülebilirlik indisi değerleri ve taban sismik anakaya ivmesinin farklı değerleri için yüzeye yakın zemin tabakalarındaki kayma birim şekil değiştirmeleri ( $\gamma_e$ ) hesaplanmıştır.

Mikrotremor ölçümüne dayalı kayma şekil değiştirmesi değerleri ( $\gamma_e$ ) ile kuvvetli yer hareketine dayalı 1D dinamik analizlerden elde edilen kayma şekil değiştirmesi değerleri ( $\gamma_{1D}$ ) arasındaki ilişki, zemin tabakasında elastik ve elasto-plastik davranışın meydana geldiği kayma birim şekil değiştirme seviyeleri için  $\gamma_{1D}=5.5 \times 10^{-5}(a_b A_g^2 T_0)^{0.94}$  şeklinde üstel bir fonksiyonla ifade edilmiştir. Burada  $a_b$  g cinsinden taban sismik anakaya ivmesi ve  $A_g, T_0$  sırasıyla mikrotremor ölçümlerinden elde edilen zemin büyütmesi ve hakim periyot değerleridir. Elde edilen bağıntı, bir sahada tasarım yer hareketi özelliklerinin bulunması amacıyla yapılacak bir boyutlu dinamik analizlerde yüzey tabakaları için hesaplanan kayma şekil değiştirmelerinin, hakim periyot ve zemin büyütmesi belirlenerek pratik amaçlar doğrultusunda tahmin edilebilmesinde yararlı görülmektedir. Belli bir bölgede sınırlı sayıda veri kullanılarak elde edilen bağıntının, veri sayısındaki artışla yerel zemin koşullarına bağlı olarak değiştirilmesi ve geliştirilmesi mümkün olacaktır.

## **Teşekkür**

Yapılan bilimsel çalışmalara desteğinden dolayı Bursa Büyükşehir Belediyesi Fen İşleri Dairesi Başkanlığı Etüd Proje Şube Müdürlüğü'ne ve Jeoloji Mühendisi Ömer GÜLENÇ'e teşekkür ederiz.

### Kaynaklar

- [1] Saita, J., Nakamura, Y. and Sato, T., Liquefaction caused by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake and the Result of the Prior Microtremor Measurement, 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, 2012.
- [2] Atakan, K., Duval, A-M., Theodulidis, N., Guillier B., Chatelain L., Bard, P-Y. and the SESAME team., The H/V Spectral Ratio Technique: Experimental Conditions, Data Processing and Empirical Reliability Assessment, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [3] Chávez-García F. J. and Tejeda-Jácome J., Site response in Tecoman, Colima, Mexico – II Determination of subsoil structure and comparison with observations; J. Soil Dyn. Earthq. Eng. 30(8) 717–723, 2010.
- [4] Nakamura, Y., On the H/V Spectrum, The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering in Beijing, China, 2008.
- [5] Akyürek, B., 1/500000 Ölçekli Türkiye Jeoloji Haritası: İstanbul Paftası ve Açıklamaları, MTA Gn. Md. Yayını, Ankara, 1987.
- [6] Kiper, B., Güzelyalı (Bursa) Yerleşim Amaçlı Temel Sondajları ve Jeolojik ve Jeoteknik İnceleme Raporu, Ankara, 2002.
- [7] İyisan, R., Zeminlerde Kayma Dalgası Hızı ile Penetrasyon Denei Sonuçları Arasındaki Bağıntılar, İMO Teknik Dergi, Cilt 7, Sayı 2, ss.1187-1199, 1996.
- [8] Leyton, F., Montalva, G. and Ramirez P., Towards a Seismic Microzonation of Concepcion Urban area based on Microtremors, Surface Geology and Damage observed after the Maule 2010 earthquake. First Results, 4<sup>th</sup> IASPEI/IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion, University of California, Santa Barbara, 2011.
- [9] Burjanek, J., Gassner-Stamm, G., Poggi, V. and Fah D., Estimation of Local Site Effects in the Upper Valais (Switzerland), 4<sup>th</sup> IASPEI/IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion,, University of California, Santa Barbara, 2011.
- [10] Grutas, R. and Yamanaka, H., Deep Sedimentary Layers in Metro Manila, Philippines Estimated with the Joint Inversion of Receiver Function and Surface Wave Dispersion, 4<sup>th</sup> IASPEI/IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion, University of California, Santa Barbara, 2011.
- [11] Okada, H., Microtremor Survey Method: SEG Geophysical Monograph Series No. 12, (translated by Koya Suto), Society of Exploration Geophysicists, 2003.
- [12] Karagoz O., Chimoto, K., Citak, S., Ozel, O., Yamanaka, H., Hatayama, K., Estimation of shallow S-wave velocity structure and site response characteristics by microtremor array measurements in Tekirdag region, NW Turkey, Earth, Planets and Space, 67:176, 2015.
- [13] Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, 2001.

- [14] İyisan, R., Haşal, M.E., Çekmeceli, M., Bayın, A., Mikrotremor Ölçümlerine Dayalı Bir Mikrobölgeleme Örneği, 5. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana, 2013.
- [15] Mokhberi, M., Tadayon, A. and Rahnema, H., Using the H/V Spectral Ratio of Microtremor for Identification of the Vulnerability of Buildings, Based on Dynamic Site Characteristics of the Shiraz City, 15<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, 2012.
- [16] Okada, H., Theory of Efficient Array Observations of Microtremors with Special Reference to the SPAC Method, *Explore Geophys.*, vol. 37, 73-85, 2006.
- [17] Siddiqi, J., and G., Atkinson Ground motion amplification at rock sites across Canada, as determined from the horizontal-to-vertical component ratio, *Bull. Seism. Soc. Am.* 92, 877-884, (2002).
- [18] Ordonez, G.A., SHAKE 2000 – A Computer Program for the 1-D Analysis of Geotechnical Earthquake Engineering Problems, GeoMotions, LLC:Lacey, Washington, USA, 2012.
- [19] Bardet, J.P., Ichii, K. and Lin, C.H., 2000. EERA a Computer Program for Equivalent-linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits, Univ. of Southern California, Dep. of Civil Eng., US.
- [20] Yoshida, N., *Seismic Ground Response Analysis*, Springer, 1<sup>st</sup> ed., 2015.
- [21] Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C. and Park, D., DEEPSOIL 6.1, User Manual, 2016.
- [22] Vucetic, M. and Dobry, R., Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response, *Journal of Geotechnical Engineering*, 117:1, 87-107, 1991.
- [23] Seed, H.B. and Idriss, I.M., *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses*, Report EERC, Berkeley CA, USA, University of California, 1970.
- [24] Türkiye Cumhuriyeti Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi Başkanlığı, Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası, İndeks Yerleşim Birimleri ve Deprem Bölgeleri Raporu, Ankara, 1996.
- [25] Krinitszky, E.L. and Chang, F.K., State-of-the-art for assessing earthquake hazards in the United States: Specifying peak motions for design earthquakes, *Miscellaneous Paper S-73-1, Report 7*, U.S Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1979.
- [26] Vanmarcke, E.H., State of the art for assessing earthquake hazards in the United States: Representation of earthquake ground motion: Scaled accelerograms and equivalent response spectra, *Miscellaneous Paper S-73-1, Report 14*, U.S Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1979.
- [27] Von Thun, J.L., Rochim, L.H., Scott, G.A and Wilson, J.A., Earthquake ground motions for design and analysis of dams, *Earthq. Engineering and Soil Dynamics II, Recent Advance in Ground-Motion Evaluation*, Geotec. Special Publication 20, ASCE, New York, 463-481, 1988.

- [28] Nuttli, O.W., The relation of sustained maximum ground acceleration and velocity to earthquake intensity and magnitude, Miscellaneous Paper S-71-1, Report 16, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1979.
- [29] Rathje, E.M., Abrahamson, N.A. and Bray J.D., Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 2, pp. 150-159, 1998.
- [30] Ishihara, K., Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics, Oxford Engineering Science Series, Oxford University Press, U.K., 1996.



# Doymamış Koşullardaki Bir Şevin Yağış Etkisindeki Duraylılığını Etkileyen Parametrelerin İncelenmesi

Taha TAŞKIRAN<sup>1</sup>

Ayşenur ASLAN FİDAN<sup>2</sup>

## ÖZ

Çalışma kapsamında, yağışlı mevsimlerde şev duraysızlıklarının sıklıkla görüldüğü bir bölgede, doymun olmayan koşullardaki şevin duraylılığını etkileyen parametreler incelenmiştir. İncelenen parametreler; yağış yoğunluğu, yağış süresi, hidrolik iletkenlik ve şev eğimi olup; bölgeye ait gerçek yağış verilerini de içeren bir veri aralığı kullanılarak, yarı-parametrik çalışma yapılmıştır. Bu şekilde şevin mevcut durumu ve parametre değişiminin etkisi aynı anda incelenebilmiştir. Yağışın etkisiyle oluşan emme basınçlarındaki değişim nümerik yöntemle elde edilmiştir. Şev analizlerinde negatif boşluk suyu basıncındaki değişim dikkate alınarak, Bishop limit denge yöntemi kullanılmıştır. Analizler sonucunda belirli bir yüksekliğin üzerindeki şevlerde yağışlı dönemde görülen göçmelerin nedeni ve incelenen parametrelerin duraylılığa etkisi gösterilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Doymun olmayan zeminler, sızma, şev duraylılığı.

## ABSTRACT

### Investigation of the Parameters Affecting the Stability of Unsaturated Soil Slope Subjected to Rainfall

In this study, impacts of some parameters on stability of unsaturated soil slope were investigated in a region, where slope instabilities were frequently observed during rainy seasons. The investigated parameters are rainfall (density and duration), hydraulic conductivity and slope inclination. A semi-parametric study was performed using a data including the actual rainfall data and soil properties of the region. Therefore, the current slope stability and effects of parameters were examined at the same time. The change in suction pressures due to rainfall was obtained by numerical method. Limit equilibrium method was used to analyze slope stability and considering decrease in shear strength of soil due to change

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 28 Şubat 2018 günü ulaşmıştır. 01 Şubat 2019 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 30 Kasım 2019 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.399877>

1 Dicle Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Diyarbakır - taha@dicle.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0001-8444-0094>

2 Dicle Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Diyarbakır, - aysenur.aslan@gmail.com - <https://orcid.org/0000-0003-2166-5194>

in pore water pressure. Result of the analyses, the effects of parameters on slope stability and reasons of slope instabilities during rainy period were shown.

**Keywords:** Unsaturated soil, rain infiltration, slope stability.

## 1. GİRİŞ

Şev göçmeleri hem insan hayatı, hem de ülke ekonomisi açısından yıkıcı sonuçlar doğurmaktadır. Doygun olmayan zeminlerin yağışlı mevsimlerde şev duraylılığını kaybettiği tüm dünyada yaygın olarak görülmektedir[1]. Sızmanın doymun olmayan zemin üzerindeki etkilerinin anlaşılabilmesi için, öncelikle şev duraylılığı üzerindeki etkisi anlaşılmalıdır. Bu sebeple yağış etkisindeki şevlerle ilgili çok sayıda nümerik ve teorik çalışmalar yapılmıştır.

Oh ve Lu (2015) Kuzey Kore’de gerçekleşen iki farklı şev göçmesini, sonlu elemanlar yöntemi ve genişletilmiş limit denge yöntemini kullanarak örneklemişlerdir. Şev geometrisindeki, hidromekanik özelliklerdeki, kayma mukavemetindeki ve yağış miktarındaki farklılıklara rağmen; gerçekleşen iki farklı şev göçmesinin, modelin güvenlik sayısının birin altına düştüğü durumda meydana geldiğini belirtmişlerdir. Bu çalışma, yağış nedeniyle meydana gelebilecek şev duraysızlıklarının önceden belirlenmesinin mümkün olduğunu göstermiştir [2].

Oh ve Vanapalli (2010), sıkıştırılmış homojen dolgu şevin yağış etkisinde duraylılığını incelemişlerdir. Çalışma, doymun koşullarda kısa ve uzun dönem şev analizleri ile doymun olmayan koşullarda göllenme ve yağışın dikkate alındığı şev analizlerini içermektedir. Çalışma sonucunda ıslak cephe üzerinde meydana gelen şev göçmelerinin düzlemsel değil, dairesel kayma yüzeyi şeklinde olduğu görülmüştür[3].

Kim ve arkadaşları (2006), Kore’de yaygın görülen iki farklı ayrılmış zeminde, yağış etkisi altında ıslak cephe derinliğinin değişimini araştırmışlardır. Çalışmada ıslak cephe derinliğini, zemin-su karakteristik eğrisini kullanan sonlu elemanlar yöntemi ve ayrıca Green-Ampt yöntemi ile tayin etmişlerdir. Çalışma sonucunda, ayrılmış zeminlerin şev duraylılığında ıslak cephe matrik emme büyüklüğünün etkin rol oynadığını belirlemiştir [4].

Cho ve Lee (2002), yağış etkisindeki şevlerin güvenlik sayısının elde edilmesi için yeni bir yöntem önermişlerdir. Sızmanın şev duraylılığına etkisini göstermek için sonlu elemanlar yöntemini kullanarak, iki boyutlu akım-deformasyon ilişkisini araştırmışlar ve daha sonra her sonlu elemanın düğüm noktasında elde ettikleri gerilme ve deformasyonları düzlem boyunca sürekli hale getirmişlerdir. Yağış süresince zemin matrik emmesinin azalması sonucu kayma mukavemetinde meydana gelen değişimi dikkate alarak, şev duraylılığını araştırmışlar ve optimizasyon tekniğiyle muhtemel kayma yüzeyini elde etmişlerdir. Yapılan çalışmada sızmanın şev duraylılığına olan tipik etkisiyle uyumlu sonuçlar elde etmişlerdir [5].

Siirt ili Veysel Karani beldesinde, yol çalışması sırasında 1/1 eğimle oluşturulan, özellikle 10 m ve üzeri yüksekliğe sahip şevlerde, yağış sonrasında meydana gelen duraysızlıklar nedeniyle mevcut çalışmanın yapılması gündeme gelmiştir. Şev duraysızlıkları yağış ile ilişkilendirilmiş ve sızmaya bağlı olarak güvenlik sayısında görülen azalmanın mertebesi araştırılmıştır. Bu kapsamda yarı-parametrik yöntem kullanılarak yağış yoğunluğunun, yağış



süresinin, zemin geçirgenliğinin ve şev eğiminin sızmaya ve buna bağlı olarak bölgedeki şevlerin duraylılığına olan etkileri incelenmiştir.

Analizlerde şev geometrisi seçilirken; sıklıkla gözlemlenen şev duraysızlıklarından dolayı sınır değer olan 10 m yükseklik ve şev eğimi için ise yine yol uygulamalarında çoğunlukla tercih edilen 1/1 eğim dikkate alınmıştır. Ayrıca şev geometrisinin etkisi, farklı şev eğimleri kullanılarak yapılan analizlerle incelenmiştir.

Yağış yoğunlukları, belirlenen alanın yağış verileri elde edilerek ve zemin özellikleri ise deneylerden belirlenerek kullanılmıştır. Analizlerde, incelenen parametre dışındaki diğer tüm parametrelerde gerçek verilere bağlı kalınarak, parametrelerin duraylılığa etkisi daha gerçekçi şekilde elde edilmeye çalışılmıştır.

### 1.1. Zemin-Su Karakteristik Eğrisi

Emme basıncı doygun olmayan zeminin mühendislik özelliklerini etkileyen en önemli ve temel parametrelerden birisidir. Richards (1965) tarafından zemin suyundaki bu bağımsız enerjinin, zemin suyunun kısmi buhar basıncına bağlı olarak ölçülebileceği ortaya çıkarılmıştır [6].

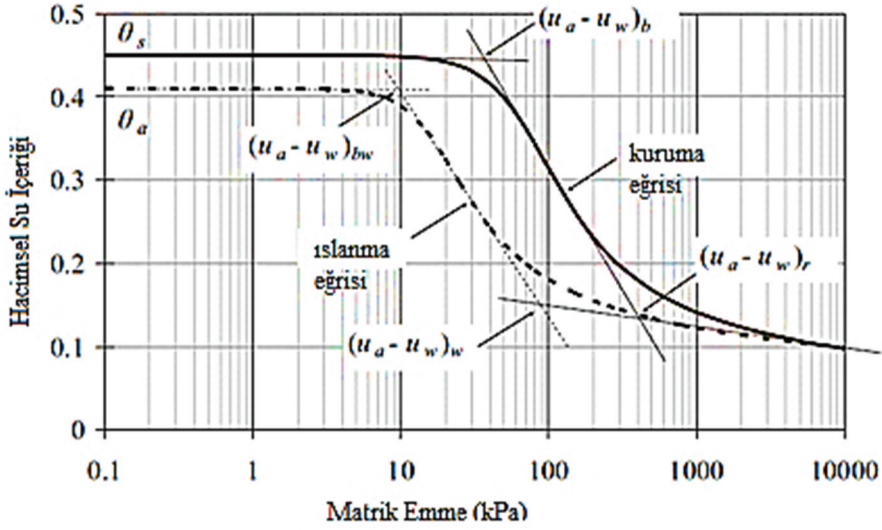
Fredlund ve Morgenstern (1977) normal gerilmeyi ve matrik emmeyi doygun olmayan zeminin gerilme durum değişkenleri olarak ifade etmişlerdir. Zeminin su içeriği, zeminde bulunan matrik emmenin bir fonksiyonudur [7]. Zeminin su içeriği ile emme basıncı arasındaki bu ilişki; her hacimsel su muhtevasına karşılık gelen emme basıncı gösterildiği; zemin-su karakteristik eğrisi olarak bilinen eğri ile ifade edilebilir [8]. Laboratuvar çalışmaları doygun olmayan zeminlerin özellikleri ile zemin-su karakteristik eğrisi arasında bir ilişki olduğunu göstermektedir [9]. Bu sebeple zemin-su karakteristik eğrisini tanımlamak oldukça önemlidir (Şekil 1).

Zemin-su karakteristik eğrisi ıslanma ve kuruma süreçlerinde farklı yol izler. Eğrinin en önemli parametreleri hava giriş değeri (AEV) ile rezidüel su içeriğidir. Hava giriş değeri, zemin boşluklarına havanın nüfuz ettiği matrik emmeyi ifade eder. Eğri üzerinde hava-giriş değerinin elde edilebilmesi için zeminin %100 doygun olduğu noktadan ( $\Theta_s$ ), x-yatay eksenine paralel olacak şekilde bir doğru çizilir. Eğrinin birinci kırılma noktasından sonra gelen geçiş bölgesindeki doğru uzatılarak; paralel doğru ile kesiştirilir ve bu kesişim noktası hava giriş değerini,  $(u_a - u_w)_b$  verir (Şekil.1).

Rezidüel su içeriğinin eğri üzerinden elde edilebilmesi için eğrinin kuyruk kısmı  $10^6$  kPa emme basıncını %0 hacimsel su içeriğinde kesecek şekilde uzatılır. Bu doğru ile eğrinin geçiş kısmında kalan doğru kesiştirilerek, rezidüel hacimsel su içeriği elde edilir (Şekil 1).

### 1.2. Sızma Teorisi

Yağmur ya da sulama yoluyla zemin yüzeyinde oluşan suyun, zemine nüfuz etmesi süreci sızma olarak tanımlanır. Gelen su oranı, zeminin sızma oranını aşarsa; göllenme veya yüzey akışı oluşur [10]. Yağmur suyunun sızması, asılı su tablası oluşmasına veya yeraltı su seviyesinde yükselmeye neden olur ve sonuç olarak boşluk suyu basıncında bir artış veya zemin matrik emmesinde bir azalma meydana gelir [1].



Şekil 1 - Genel zemin-su karakteristik eğrisi (Fredlund ve Xing 1994)

Sızma sürecini anlamak için birçok teorik çalışma yapılmıştır. Pradel ve Raad (1993), Green-Ampt (1911) eşitliğini temel alan bir denklem önermiştir [11]. Bu denklem yağış yoğunluğu ve süresini, zeminin hacimsel su içeriğini ve ıslak cephe emme basıncı dikkate almaktadır. Belirli bir derinliğe ( $z_w$ ) kadar zeminin doymunlaşması için gereken süre;

$$T = \frac{\mu}{k_s} \left[ z_w - \psi \ln \left( \frac{\psi + z_w}{\psi} \right) \right] \quad (1)$$

ile ifade edilmektedir. Denklemde; T yağış süresini,  $\mu$  zeminin başlangıç ve doymun hacimsel su içerikleri arasındaki farkı,  $k_s$  zeminin doymun haldeki geçirgenliğini,  $z_w$  derinliği,  $\Psi$  ise zeminin doymunlaşmadan hemen önce sahip olduğu negatif boşluk suyu basıncını ifade etmektedir.

Pradel ve Raad (1993),  $z_w$  derinliğine kadar zeminin doymunlaşması için; yağış yoğunluğunun (I), sızma oranından (v) daha büyük veya en azından eşit olması ve yağışın  $T_{min}$  süresinden daha uzun sürmesi gerektiğini belirtmişlerdir. Sızma oranı;

$$v = k_s \left( \frac{\psi_f + z_w}{z_w} \right) \quad (2)$$

ile ifade edilmektedir.  $T = T_{min}$  ve  $I_{min} = v$  alarak, (1) ve (2)'yi birleştirerek (3)'ü önermişlerdir.

$$I_{min} = \frac{\mu}{T_{min}} \left[ z_w - \psi \ln \left( \frac{\psi + z_w}{\psi} \right) \right] \left( \frac{z_w + \psi}{z_w} \right) \quad (3)$$

Denklemde;  $I_{min}$  minimum yağış yoğunluğunu ve  $T_{min}$  ise sızmanın meydana gelmesi için gerekli olan asgari yağış süresini ifade etmektedir.

### 1.3. Doygun Olmayan Zeminlerin Kayma Mukavemetinin Belirlenmesi

Doygun olmayan zeminlerin kayma mukavemeti, bağımsız gerilme durum değişkenleri ile ifade edilebilir. Gerilme durum değişkenlerinden herhangi iki tanesi kayma mukavemeti denklemi için kullanılabilir.  $(\sigma - u_a)$  ve  $(u_a - u_w)$  gerilme değişkenleri kullanılarak (4) elde edilmiştir [12].

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (4)$$

Denklemden  $c'$  ve  $\phi'$  sırasıyla efektif kohezyon ve efektif içsel sürtünme açısını,  $(\sigma - u_a)$  net normal gerilmeyi,  $(u_a - u_w)$  matris emmeyi ve son olarak  $\phi^b$  ise matris emmeye bağlı olarak kayma mukavemeti artış miktarını gösteren açıyı belirtmektedir. Doygun olmayan zeminlerin kayma mukavemeti için önerilen denklem, doymuş zeminlerin kayma mukavemeti denkleminin genişletilmiş halidir.

Fredlund ve arkadaşları (1978), doymuş olmayan zeminlerin kırılma zarfını, matris emmeye bağlı olarak ve kayma mukavemeti artış miktarını gösteren açıyı,  $\phi^b$  sabit kabul ederek; doğrusal önermiştir [12]. Fakat yapılan birçok deneysel çalışma kırılma zarfının doğrusal olmadığını göstermektedir [13], [14], [15]. Bu nedenle  $\phi^b$  açısının matris emmeye bağlı olarak değiştiği düşünülmektedir.

Vanapalli ve ark. (1996) [16], doymuş olmayan zeminin kayma mukavemetini belirlemek için, bir zemin-su karakteristik eğrisi boyunca farklı doymuşluk derecelerinde su alanının değişimini tanımlayarak (5)'i önermişlerdir. Bu denklem ile her matris emme değişimi için kayma mukavemeti belirlenebilir.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[ (\tan \phi') \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right] \quad (5)$$

Denklemden;  $\theta$ ,  $\theta_r$ ,  $\theta_s$  sırasıyla zeminin; hacimsel su içeriğini, rezidüel hacimsel su içeriğini ve doymuş hacimsel su içeriğini ifade etmektedir.

## 2. İNCELENEN ZEMİNİN ÖZELLİKLERİ

Çalışma için gerekli zemin parametrelerinin en önemlileri; zeminin geçirirliliği, kayma mukavemeti ve zemin su karakteristik eğrisidir. Çalışmada şev analizlerine veri sağlamak amacıyla kullanılan numuneler Bitlis-Zagros Kenetlenme Kuşağı üzerinde bulunan, Siirt ili Baykan ilçesi Veysel Karani beldesinde; yol çalışması yapılan alandan alınmış olup; Şelmo Formasyonu, Ziyaret Karışığı, Baykan Karışığı ve Guleman Ofiyoliti'nden oluşmaktadır. Bu nedenle incelenen alan oldukça heterojen olup, bölgede bulunan başlıca zemin "fisürlü ofiyolitik kil" olarak adlandırılmaktadır. İnceleme alanındaki gözlemlerin sonucu olarak, yaklaşık 10 m yüksekliğindeki şevlerin, yağışın yüksek olduğu dönemlerde, yağış sırasında veya sonrasında ve özellikle yağışın belirli miktarı aştığı durumlarda, duraylılığını kaybettiği görülmüştür. Yağışın şev duraylılığında meydana getirdiği etkilerin açık şekilde görülebilmesi için analizlerde, bu bölgedeki zemine ait özellikler ve gerçek yağış verileri kullanılmıştır.

Zeminin heterojen yapısından dolayı, alınan numunelerde zemin türünün geniş bir yelpazede değiştiği görülmektedir (Tablo 1). Bu nedenle zemin özellikleri Tablo 1’de değişim aralığı şeklinde sunulmuştur.

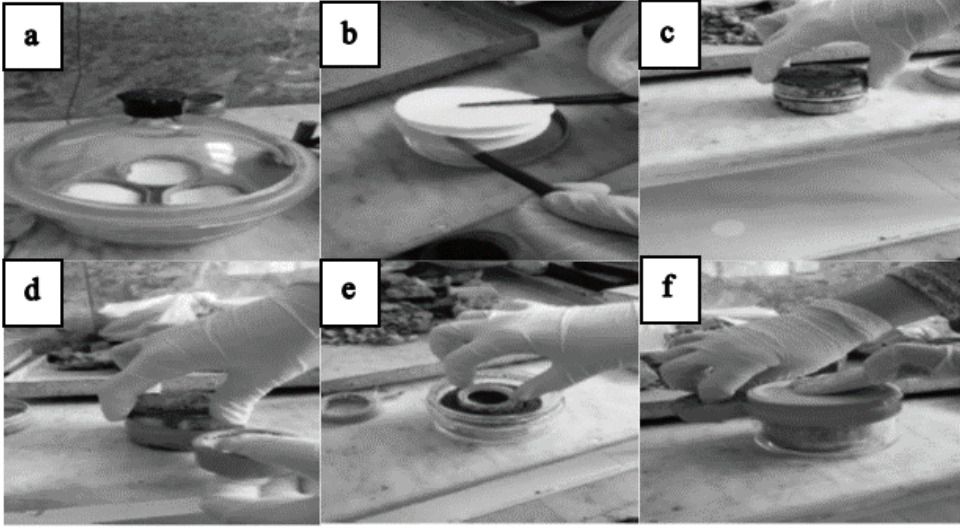
*Tablo 1 - Zemine ait indeks/fiziksel özellikler*

<b>Zemin İndeks/Fiziksel Özellikleri</b>	<b>Değişim Aralığı</b>
Doğal Su İçeriği (%)	21.37-25.83
Likit Limit (%)	22.62-62.15
Plastik Limit (%)	15.74-26.51
Plastisite İndisi (%)	6.88-35.64
#4 Elekte Kalan (%)	0.16-48.74
#200 Elekten Geçen (%)	31.25-90.05
Özgül Ağırlığı	2.721-2.748
Doğal Birim Hacim Ağırlığı (kN/m <sup>3</sup> )	18.35-20.11
Grup Sembolü	CL, CL-ML, CH, GC
Permeabilite Katsayısı (m/sn)	1x10 <sup>-7</sup> -6x10 <sup>-7</sup>

Çalışma alanından alınan numuneler üzerinde sınıflandırma için yıkamalı elek analizleri, hidrometre, likit limit ve plastik limit deneyleri ile özgül ağırlık deneyleri TS1900-1’e uygun olarak yapılmıştır [17]. Zemine ait permeabilitenin belirlenmesi için sahada, sondaj kuyularında yapılan basınçlı su testi sonuçları kullanılmıştır. Çalışmada hem ölçülen geçirimsizlik ( $5 \times 10^{-7}$  m/sn) kullanılarak, hem de geçirimsizliğin etkisinin belirlenmesi amacıyla farklı permeabilite katsayıları dikkate alınarak analizler yapılmıştır.

Zemin-su karakteristik eğrisi, filtre kağıdı yöntemi ile matrik emme ölçülerek elde edilmiştir. Araziden alınan örselenmemiş numuneler; laboratuvar ortamında 6,5 cm çapında ve 2,5 cm yüksekliğinde hazırlanarak ikişer ikişer gruplandırılmıştır. Eğrinin oluşturulabilmesi için farklı su muhtevalarında matrik emme ölçümlerinin yapılması gerekmektedir. Bu nedenle başlangıç su muhtevasına sahip numune gruplarına kontrollü olarak farklı miktarda su eklenmiştir. Bu şekilde ıslanma işlemi gerçekleştirilmiş ve örselenmemiş numunelerin farklı su içeriklerine getirilmesi sağlanmıştır. Daha sonra gruplandırılan numuneler yüzeyleri tam temas edecek şekilde üst üste getirilerek, plastik bir malzeme ile etrafları sarılıp üç gün bekletilerek su muhtevalarının dengelenmesi sağlanmıştır.

Matrik emme ölçümünde Whatman No:42 filtre kağıdı kullanılmış ve deney ASTM-5298’e uygun olarak yapılmıştır (Şekil 2) [18]. Nem dengesi sağlandıktan sonra tüm filtre kağıtlarının ve zemin numunelerinin su muhtevaları ölçülmüştür. Filtre kağıdı su muhtevaları için matrik emme basınçları ASTM 5298’de Whatman No:42 filtre kağıdı için önerilen kalibrasyon eğrisi kullanılarak hesaplanmıştır. Deney sonucunda zemin numunelerinin ve filtre kağıtlarının ölçülen su muhtevaları ve filtre kağıdı su muhtevaları ile belirlenen matrik emmeler Tablo 2’de gösterilmektedir.



*Şekil 2 - Filtre kâğıdı deneyi*

- a. Filtre kağıtlarının desikatör içinde bekletilmesi*
- b. Kullanılan filtre kağıtlarının konumlandırılması*
- c. Zemin tabakaları arasında filtre kağıdının yerleştirilmesi*
- d. Zemin numuneleri birleştirilerek etraflarının izole bantla sarılması*
- e. Zemin numunesinin kavanoz içine yerleştirilmesi*
- f. Kavanoz kapağının bantlanması*

Zemin-su karakteristik eğrisi, filtre kâğıdı deneyinin sonuçları kullanılarak GEOSTUDIO programının SEEP modülünde tanımlı Data-point-function seçeneği ile oluşturulmuştur (Şekil 3). Bütün zemin türlerinde, zeminin sıfır su içeriğine ulaştığı anda sahip olduğu toplam emmenin, yapılan deneysel çalışmalarla [19], [20] ve ayrıca bu çalışmaları destekleyen termodinamik prensipleriyle [6] yaklaşık 1 000 000 kPa olduğu gösterilmiştir. Bu nedenle eğri oluşturulurken sıfır su içeriği için matrik emme basıncı 1 000 000 kPa olarak alınmıştır.

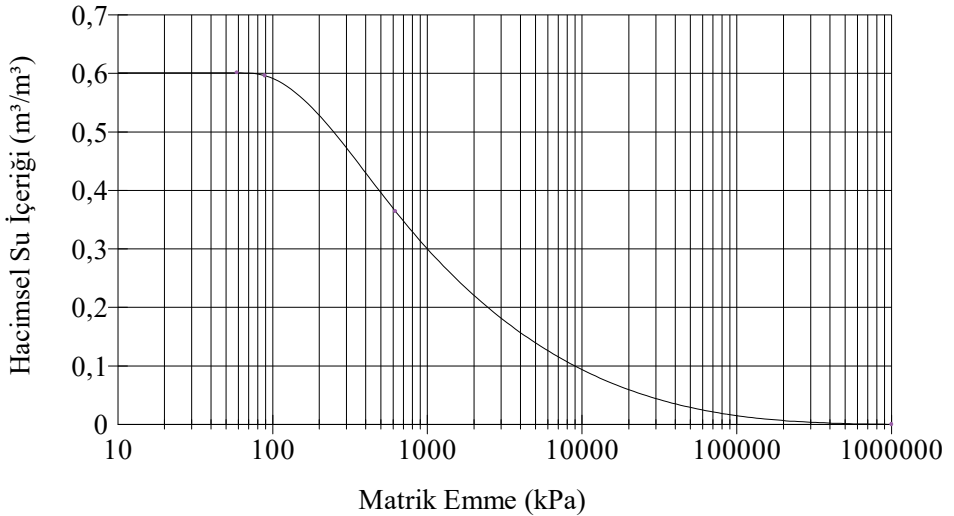
Ayrıca, zemin-su karakteristik eğrisi; doymayan koşullardaki bir zeminin, hidrolik iletkenlik-matrik emme eğrisini elde etmekte de kullanılabilir [9]. Bu çalışmada, zemin-su karakteristik eğrisinden yararlanılarak hidrolik iletkenlik-matrik emme değişiminin elde edilebilmesi için GEOSTUDIO programında tanımlı Van Genuchten (1980) fonksiyonu (6) kullanılmıştır (Şekil 4) [21].

$$\theta = \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n} \right]^m \quad (6)$$

Denklemden;  $\theta$  normalize hacimsel su içeriği,  $\psi$  zemin emmesi,  $a$ ,  $n$ ,  $m$  ise şekil parametreleridir. Ayrıca zemin izotropik kabul edilerek  $x$  ve  $y$  doğrultularındaki geçirgenlik eşit olarak tanımlanmıştır.

Tablo 2 - Filtre kâğıdı deneyi matrik emme ölçüm sonuçları

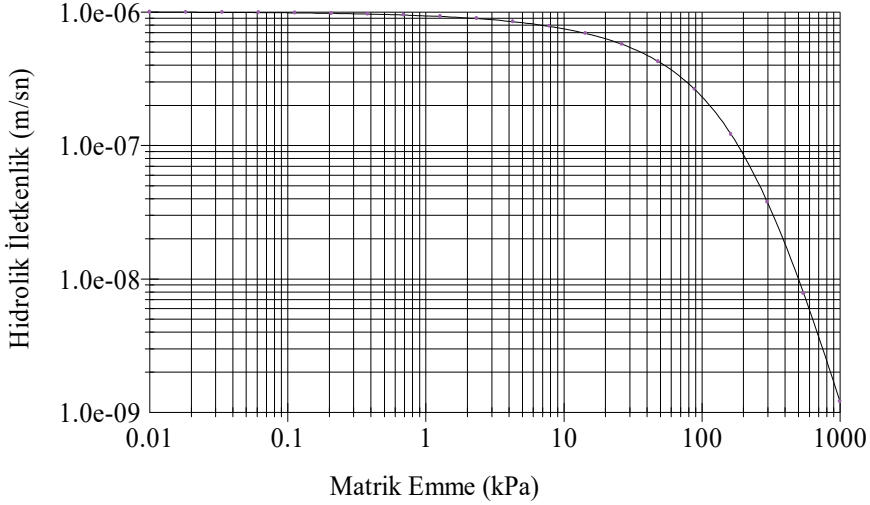
Numune No		1	2	3	4
Soğuk Numune Kabı Ağırlığı (gr)	$T_c$	9.3967	9.2997	9.4233	9.3015
Soğuk Numune Kabı+ Islak Filtre Kağıdı Ağırlığı (gr)	$M_1$	9.7276	9.6669	9.7741	9.6518
Sıcak numune Kabı+ Kuru Filtre Kağıdı Ağırlığı (gr)	$M_2$	9.6441	9.5499	9.6806	9.5434
Sıcak Numune Kabı Ağırlığı (gr)	$T_h$	9.3949	9.2978	9.4208	9.2981
Kuru Filtre Kağıdı Ağırlığı (gr)	$M_f = M_2 - T_h$	0.2492	0.2521	0.2598	0.2453
Su Ağırlığı (gr)	$M_w = M_1 - M_2 - T_c + T_h$	0.0817	0.1151	0.0910	0.1050
Filtre Kağıdı Su İçeriği (%)	$M_w / M_f$	0.3278	0.4565	0.3503	0.4280
Matrik Emme (kPa)		593.52	59.00	400.68	89.45
Zemin Su Muhtevası (%)		0.21	0.34	0.23	0.33



Şekil 3 - Zemin-su karakteristik eğrisi

Şev analizleri için gerekli olan doymun olmayan koşullardaki kayma mukavemeti parametreleri konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen

efektif içsel sürtünme açısı  $\phi'$  ve efektif kohezyon,  $c'$ , ayrıca kayma mukavemeti parametresi  $\phi^b$ 'den yararlanılarak elde edilebilmektedir.



Şekil 4 - Hidrolik iletkenlik eğrisi

Kayma mukavemeti parametresi  $\phi^b$  ise zemin su karakteristik eğrisinden elde edilen rezidüel ( $\Theta_r$ ), doymun ( $\Theta_s$ ) ve doğal ( $\Theta$ ) hacimsel su içerikleri kullanılarak (7) ile hesaplanmıştır (Tablo 3).

$$\tan \phi^b = \left[ (\tan \phi') \left( \frac{\Theta - \Theta_r}{\Theta_s - \Theta_r} \right) \right] \quad (7)$$

Yapılan çalışmalar zeminin efektif içsel sürtünme açısının matrik emme değişiminden minimal düzeyde etkilendiğini ortaya koymaktadır [22], [23], [24]. Dolayısı ile doymun olmayan koşullarda zemin kayma mukavemetindeki değişim, matrik emmeye bağlı olarak kohezyonda meydana gelen değişimden kaynaklanmaktadır (8).

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (8)$$

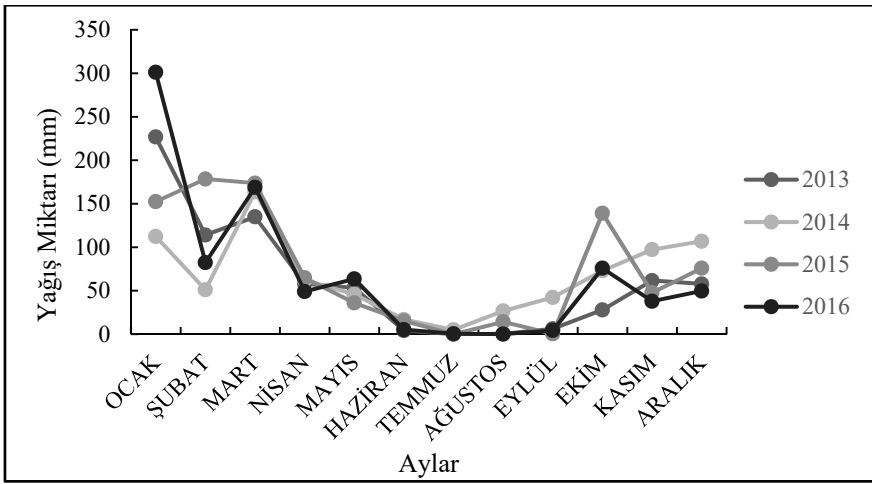
Tablo 3 - Zemine ait hacimsel su içerikleri ve kayma mukavemeti parametreleri

Rezidüel hacimsel su içeriği, $\Theta_r$ (%)	Doymun hacimsel su içeriği, $\Theta_s$ (%)	Doğal hacimsel su içeriği, $\Theta$ (%)	Matrik emmeye bağlı kayma mukavemeti artış miktarını gösteren açı, $\phi^b$ (°)	Efektif kohezyon, $c'$ (kPa)	Efektif içsel sürtünme açısı, $\phi'$ (°)
0.07	0.6	0.39	8.82	15	14

### 3. DOYGUN OLMAYAN KOŞULLARDAKİ ŞEVİN YAĞIŞ ETKİSİNDEKİ DURAYLILIĞINI ETKİLEYEN PARAMETRELERİN İNCELENMESİ

Mevcut çalışmada, doygun olmayan koşullardaki bir zeminde yağış yoğunluğunun, süresinin, zeminin doygun geçirgenliğinin ve şev eğiminin duraylılığa olan etkisi, sahadan elde edilen zeminin özellikleri ve yağış verileri genişletilerek; yarı parametrik yöntemle incelenmiştir.

Yağış yoğunlukları, Meteoroloji Genel Müdürlüğü'nden Baykan İlçesi için alınan dört yıla ait saatlik yağış verileri düzenlenerek hesaplanmıştır. Yağış verileri incelendiğinde bölgede dört yıl içerisinde yıllık ortalama 821 mm yağış meydana geldiği ve yıllık yağışın yaklaşık %60'ının Ocak, Şubat ve Mart aylarında gerçekleştiği görülmektedir (Şekil 5).



Şekil 5 - Yıllara göre aylık toplam yağış miktarları

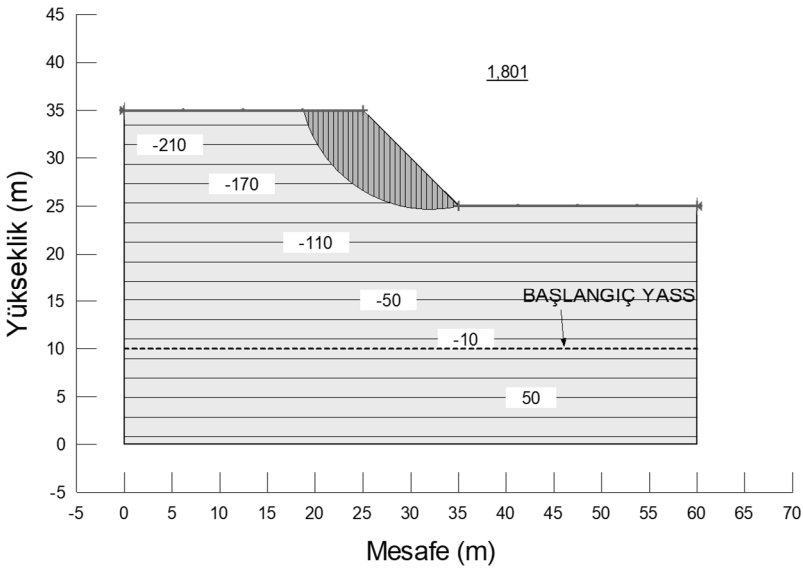
Sızma ve şev analizleri doygun olmayan zemin özelliklerinin tanımlanabildiği malzeme modellerini içeren ve bu nedenle araştırmalarda yaygın olarak tercih edilen GEOSTUDIO programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. SEEP modülü doygun ve doygun olmayan zeminlerde meydana gelen su akımlarını nümerik olarak modellemeyi sağlar. SLOPE modülü karmaşık şev problemlerinin, klasik limit–denge yöntemleriyle çözülmesinde büyük kolaylık sağlamaktadır.

Doygun olmayan zeminlerin duraylılığı incelenirken, en önemli parametrelerden biri zeminin başlangıç boşluk suyu basıncı (matrik emme) dağılımıdır ve bu; yeraltı suyu seviyesi, yağış yoğunluğu, yıllık yağış/buharlaştırma oranı vb. birçok faktörden etkilenmektedir. Başlangıç koşullarının oluşturulması amacıyla, SEEP modülünde, yeraltı su seviyesi model sınırlarına hidrolik yük sınır koşulu ile tanımlanmıştır. Uzun dönem koşulların modellenmesi amacıyla kararlı durum (steady-state) analizi yapılarak başlangıç boşluk suyu basıncı dağılımı (emme basıncı) elde edilmiştir. Boşluk suyu basıncı dağılımı esas alınarak yapılan



duraylılık analizinde, doymun olmayan zeminin yağış öncesi ( $t=0$ ) sahip olduğu güvenlik sayısı 1.801 olarak bulunmuştur (Şekil 6).

Yağışın doymun olmayan koşullardaki zeminlere olan etkisi genel olarak, yeraltı su seviyesindeki değişim, yüzeyde doymun bölge oluşumu ve doymunluk sınırının ilerlemesi ve ayrıca vadoz bölgede negatif boşluk suyu basıncının değişimiyle (azalması) gözlenebilir. Burada, sızmanın düzeyi; hidrolik iletkenliğe, başlangıç gerilme koşullarına, zeminin hacimsel su içeriğine, matrik emmedeki değişimin hızına, yağış yoğunluğuna ve süresine vb. çoklu değişkene bağlı oldukça karmaşık bir fenomendir. Mevcut çalışmada, bu faktörler SEEP modülünde oluşturulan modelde tanımlanarak yağış sonucunda oluşan sızma nedeniyle zeminin boşluk suyu basıncı dağılımında meydana gelen değişim kararsız akım koşulunda (transient seepage) elde edilmiştir.



Şekil 6 - Başlangıç koşulunda boşluksuyu basıncı dağılımı ve şev güvenlik sayısı

### 3.1. Yağış Yoğunluğunun Şev Duraylılığına Etkisi

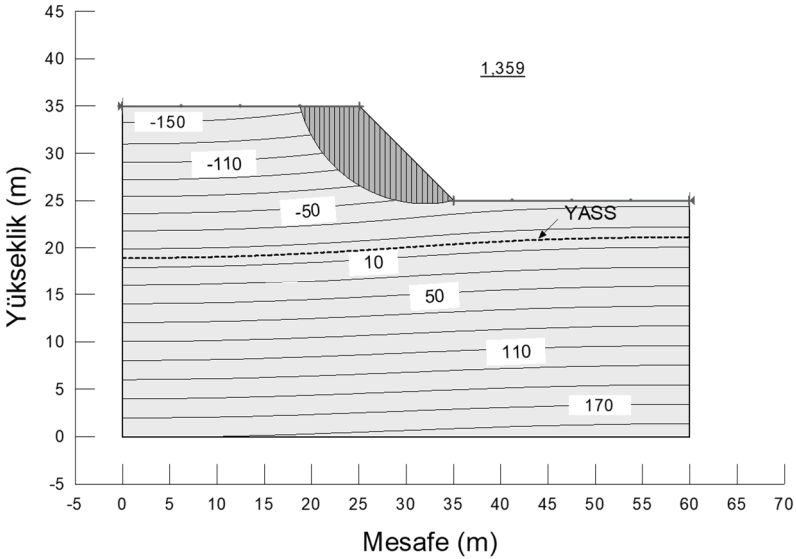
Yağış yoğunluğu etkisini araştırmak amacıyla gerçekleştirilen şev analizleri, incelenen bölgede yağışın en yoğun miktarda meydana geldiği aylar için yapılmıştır. Üç ay süreli analizlerde her yıla ait Ocak-Şubat-Mart aylarının toplam yağış miktarları; yüzey akışı ve buharlaşma dikkate alınıp, %30 oranında azaltılarak kullanılmış ve değişimin etkisini görebilmek amacı ile bu yağış miktarlarından daha düşük ve daha yüksek iki farklı yağış miktarı için de analizler yapılmıştır. Bu şekilde hem gerçek yağış verileri ile şevin mevcut davranışının anlaşılması, hem de farklı yağış yoğunlukları kullanılarak, yağış yoğunluğunun etkisi yarı-parametrik olarak araştırılmıştır. Tablo 4'te farklı yağış yoğunlukları için yapılan analizlerde kullanılan yağış yoğunlukları ve yağış süreleri görülmektedir. Sızma analizleri

için tanımlı süre ve yağış yoğunlukları dikkate alınarak kararsız akım koşulunda (transient seepage) analizler gerçekleştirilmiş ve boşluk suyu basıncı dağılımı elde edilmiştir.

Tablo 4 - Yağış yoğunluğu etkisinin incelendiği analizlerde kullanılan yağış parametreleri

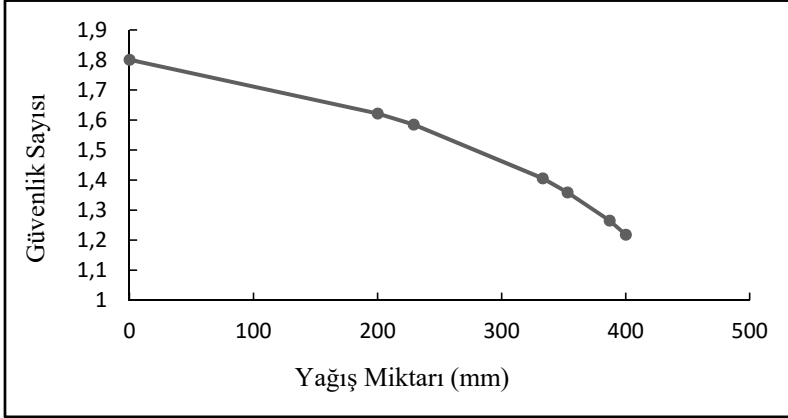
Yıllar	Toplam yağış miktarı (%30 azaltılmış) (mm)	Toplam süre (ay)	Yağış yoğunluğu (m/sn)
-	200	3	$2.57 \times 10^{-8}$
2013	333	3	$4.28 \times 10^{-8}$
2014	229	3	$2.95 \times 10^{-8}$
2015	353	3	$4.54 \times 10^{-8}$
2016	387	3	$4.97 \times 10^{-8}$
-	400	3	$5.14 \times 10^{-8}$

Yağış sonrasındaki yeraltı suyu seviyesi ve boşluk suyu basınçları dikkate alınarak ve SLOPE modülünde tanımlı Modifiye Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılarak, doymun olmayan kayma mukavemeti parametreleri ile şev duraylılık analizleri yapılmıştır (Şekil 7). Bu sayede yağış nedeniyle boşluk suyu basıncında meydana gelen artışın, kayma dayanımına etkisi dikkate alınmıştır. Yağış sonrasında şev güvenlik sayısının, yağış yoğunluğu artışına bağlı olarak düştüğü gözlemlenmiştir.



Şekil 7 - 353 mm yağış sonrasında boşluk suyu basıncı dağılımı ve şev güvenlik sayısı

Yapılan analizlerde, yağış yoğunluğu ile güvenlik sayısı arasında doğrusal olmayan bir ilişki olduğu görülmektedir (Şekil 8). Bu durumun zemine su girdisi düzeyinin büyüklüğü ile ilgili olduğu düşünülmektedir. Yağış yoğunluğu (ve dolayısıyla zemine sızan su) ile geçirgenlik arasında döngüsel bir ilişki bulunmaktadır. Yağış yoğunluğu arttıkça zemin hidrolik iletkenliği de doğrusal olmayan şekilde artarken, zemine daha fazla su sızmasına neden olmakta ve sonuçta hacimsel su içeriği artarken matrik emme de benzer şekilde azalmaktadır. Matrik emmede meydana gelen bu azalmaya bağlı olarak zeminin kayma mukavemeti de azalmakta ve bu durum yağış yoğunluğu ile güvenlik sayıları arasındaki doğrusal olmayan ilişkiyi meydana getirmektedir.



Şekil 8 - Yağış miktarı ile güvenlik sayısı arasındaki ilişki

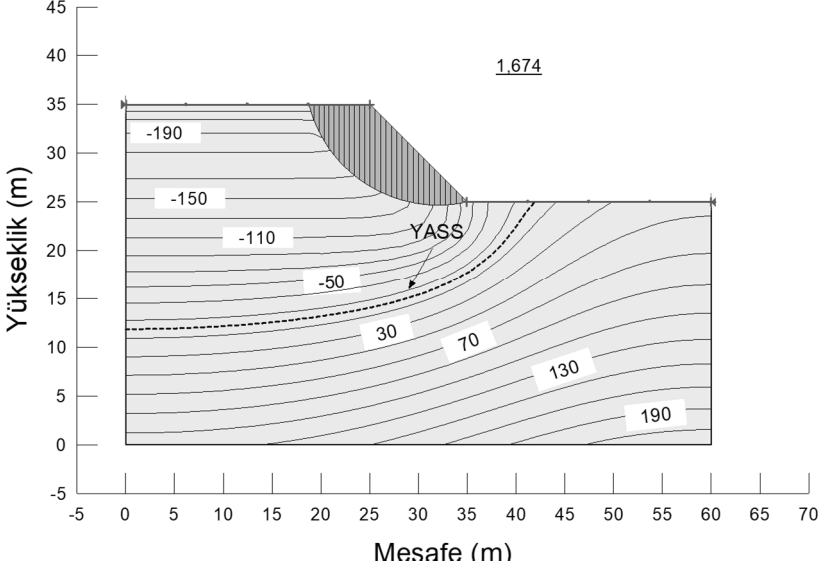
### 3.2. Yağış Süresinin Şev Duraylılığına Etkisi

Yağış süresinin şev duraylılığına etkisinin belirlenmesi için yağış verilerinden günlük, aylık ve üç aylık maksimum yağış miktarları %30 oranında azaltılarak analizlerde kullanılmıştır (Tablo 5). Sızma için tanımlı süre ve yağış yoğunlukları dikkate alınarak kararsız akım koşulunda (transient seepage) analizler gerçekleştirilmiş ve boşluksuyu basıncı dağılımı elde edilmiştir.

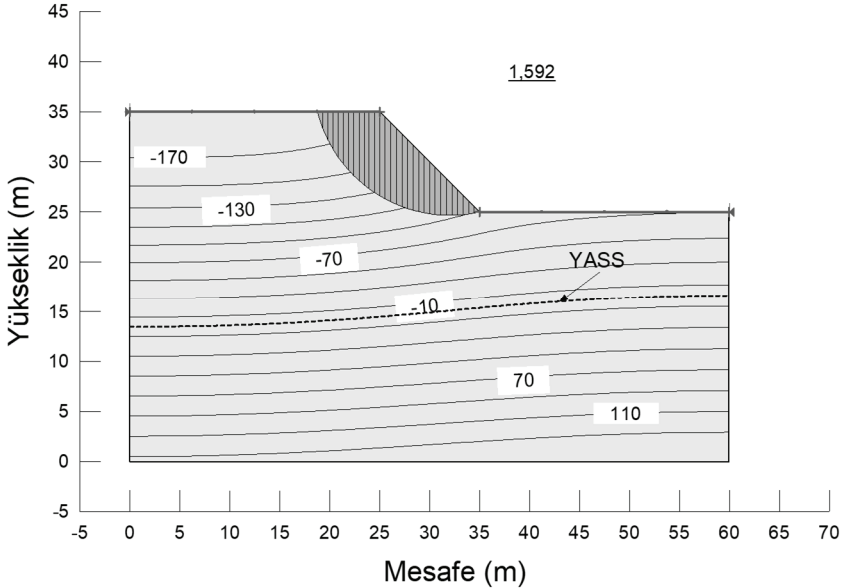
Tablo 5 - Yağış süresi etkisinin incelendiği analizlerde kullanılan yağış parametreleri

Yağış Türü	Toplam Yağış Miktarı (%30 azaltılmış) (mm)	Yağış Yoğunluğu (mm/gün)	Analiz-Yağış Süresi (gün)
3 aylık toplam maksimum yağış	387	4,3	90
Aylık toplam maksimum yağış	211	7,03	30
Günlük toplam maksimum yağış	48	48	3

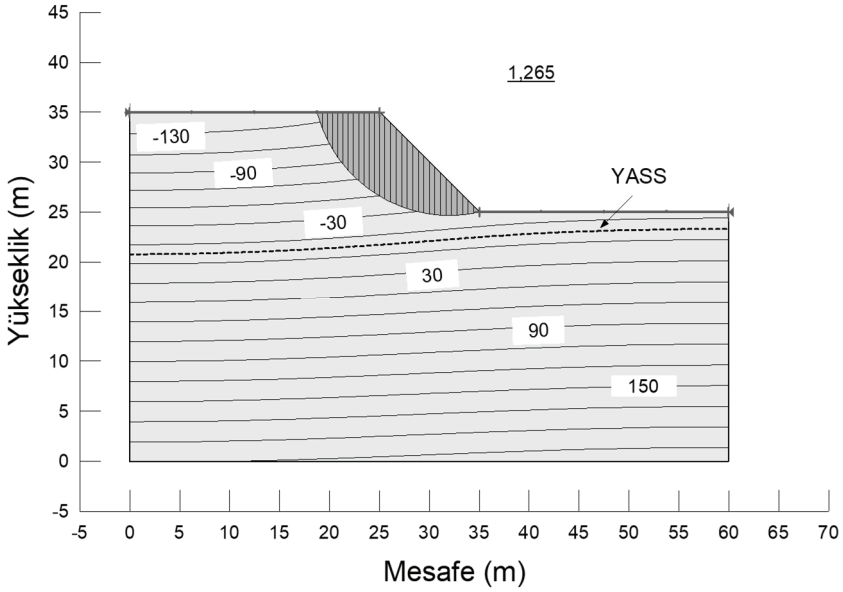
Günlük, aylık ve üç aylık yağışların sonundaki boşluk suyu basını dağılımları ile güvenlik sayıları sırasıyla Şekil 9-10-11’de görülmektedir. Analiz sonuçlarına göre şevin başlangıç koşulunda güvenlik sayısı 1.801 iken; üç günlük yoğun yağış sonunda 1.674’e, aylık yağış sonunda 1.665’e ve üç aylık yağış sonrasında 1.265’e düşmüştür (Şekil 12).



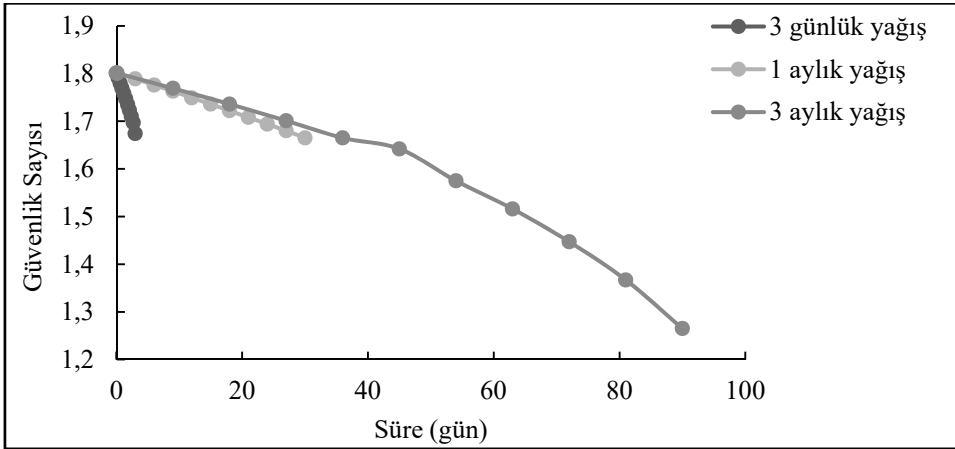
Şekil 9 - Üç günlük yağış sonunda boşluksuyu basıncı dağılımı ve güvenlik sayısı



Şekil 10 - Bir aylık yağış sonunda boşluksuyu basıncı dağılımı ve güvenlik sayısı



Şekil 11 - Üç aylık yağış sonunda boşluksuyu basıncı dağılımı ve güvenlik sayısı



Şekil 12 - Yağış süresine bağlı olarak güvenlik sayısında meydana gelen değişim

Yapılan analizlerde; kısa süreli görece yoğun yağışta şev topoğrafyasına yakın bölgede yeraltı su seviyesi toprak bölgesine doğru kabarmış ve bunun sonucunda muhtemel kayma yüzeylerini içine alan / yakınında yer alan bölgede matris emme dikkate değer oranda azalmıştır. Şev toprak bölgesinde meydana gelen bu kabarmanın, yoğun yağış altında zemine sızan su miktarının nispeten fazla olmasına karşın, kısa süreli gerçekleşen drenajın düşük miktarda olması ve buna bağlı olarak boşluk suyu basıncının dikkate değer mertebede değişmesinden

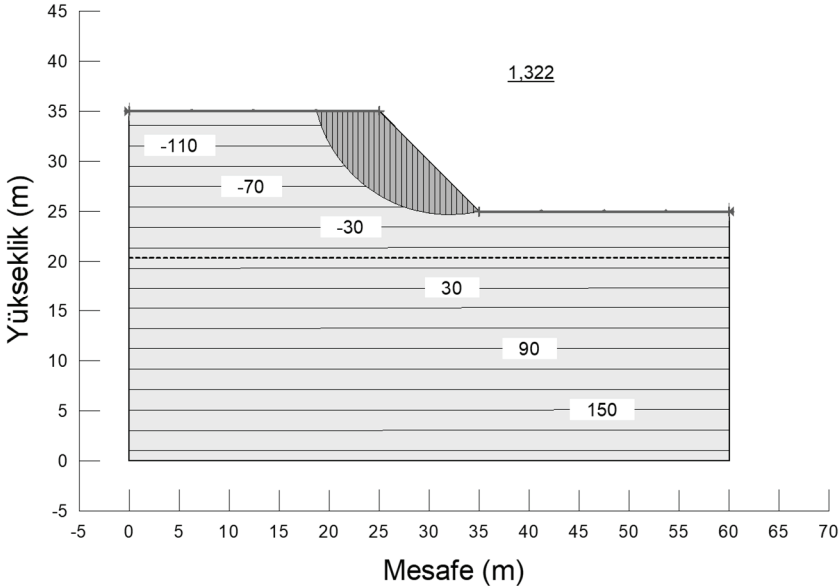
kaynaklandığı düşünülmektedir.. Matrik emmede gerçekleşen azalma, zemin mukavemetini kaybetmesine ve sonuçta güvenlik sayısında azalmaya neden olmaktadır. Bu sebeple yoğun fakat kısa süreli olan üç günlük yağış sonucunda güvenlik sayısında meydana gelen değişimin, bir ay süreli yağışın meydana getirdiği değişime çok olduğu görülmektedir. Bu durum kısa süreli fakat yoğun yağışların stabilite üzerinde ne kadar etkili olduğunu ve bu koşullarda şev göçmelerinin neden sıklıkla gözlemlendiğini de açıklamaktadır.

### 3.3. Zemin Geçirgenliğinin Şev Duraylılığına Etkisi

Çalışmanın bu kısmında, zemin geçirgenliğinin sızmaya ve buna bağlı olarak şev duraylılığına olan etkileri araştırılmıştır. Analizlerde kullanılan farklı permeabilite katsayıları ve dört yıla ait maksimum üç aylık yağış verisi Tablo 6'da görülmektedir.

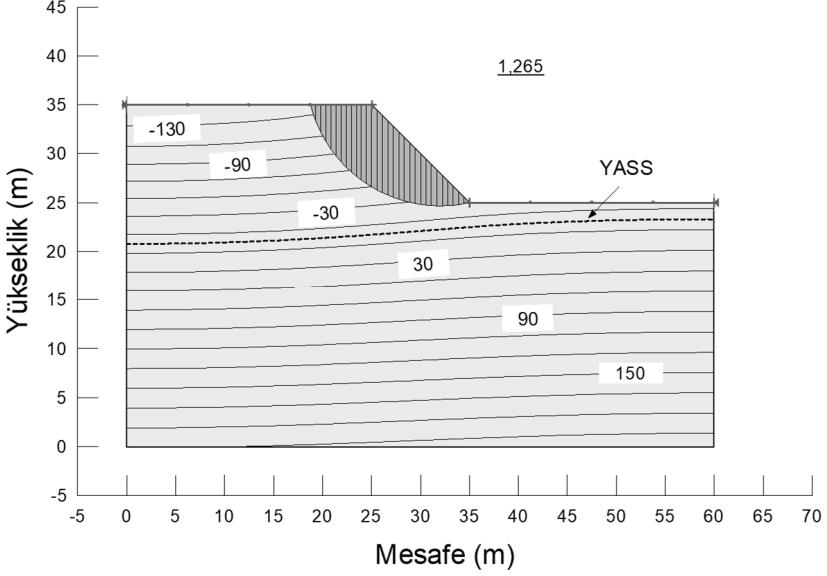
Tablo 6 - Zemin geçirgenliği etkisinin incelendiği analizlerde kullanılan yağış parametreleri

Zemin Geçirgenliliği (m/sn)	Toplam Yağış Miktarı (mm)	Yağış Yoğunluğu (m/sn)	Analiz-Yağış Süresi (gün)
$5 \times 10^{-7}$	387	$4.97 \times 10^{-8}$	90
$10^{-6}$	387	$4.97 \times 10^{-8}$	90
$5 \times 10^{-5}$	387	$4.97 \times 10^{-8}$	90

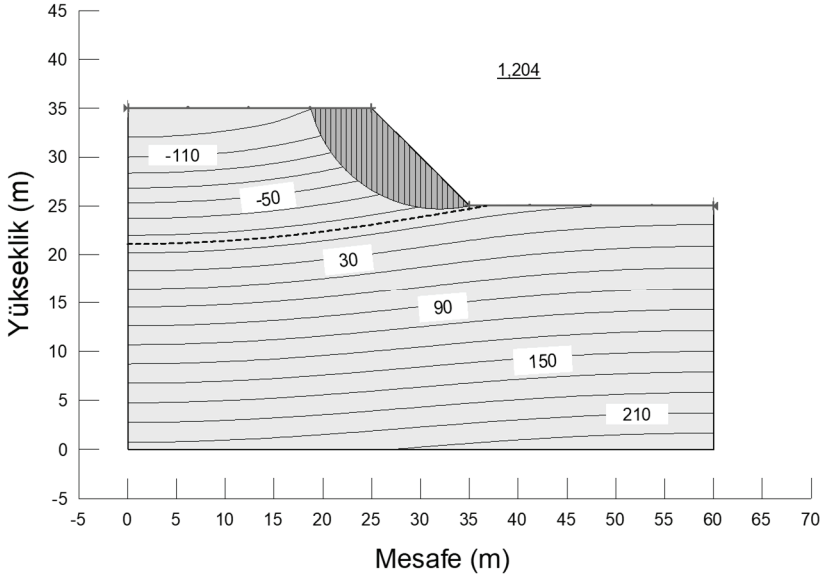


Şekil 13 -  $5 \times 10^{-5}$  m/sn geçirgenlik için yağış sonrası boşluk suyu basıncı dağılımları

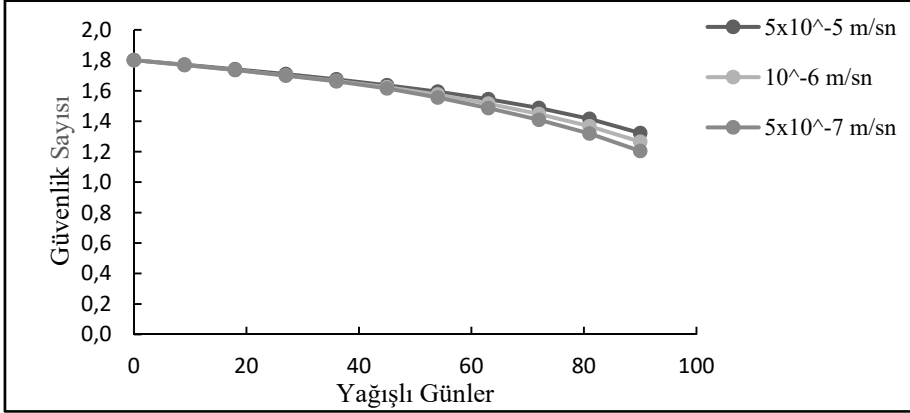
Yağış sonrası boşluk suyu basıncı dağılımlarından (Şekil 13-14-15) görüldüğü üzere, yeraltı su seviyesinde, şevin topuk bölgesine doğru bir kabarma meydana gelmiş ve zeminin permeabilitesi azaldıkça, topuk bölgesinde yeraltı su seviyesindeki kabarma düzeyi artarak, güvenlik sayısında daha fazla azalma meydana gelmiştir (Şekil 16).



Şekil 14 -  $10^{-6}$  m/sn geçirgenlik için yağış sonrası güvenlik sayısı



Şekil 15 -  $5 \times 10^{-7}$  m/sn geçirgenlik için yağış sonrası güvenlik sayısı



Şekil 16 - Zemin geçirgenliğine bağlı güvenlik sayılarının zamana bağlı değişimi

Şekil 16'dan görülebileceği üzere, zeminin permeabilitesi azaldıkça güvenlik sayısında da azalma meydana gelmiştir. Bu durumun sızma-drenaj dengesinin, boşluk suyu basıncı üzerindeki etkisiyle açıklanabileceği düşünülmektedir. Geçirgenliği görece yüksek zeminlerde zemine daha fazla su sızarken, eş zamanlı olarak daha fazla su drene olabilmekte ve bundan dolayı boşluk suyu basıncında değişim minimal düzeyde kalmaktadır. Bu durum şev güvenlik sayısının sızmadan fazla etkilenmemesine sebep olmaktadır. Öte yandan geçirgenliği çok düşük olan zeminlerde sızma düşük miktarda gerçekleştiği için boşluk suyu basıncındaki değişim fazla olmamakta ve yine benzer şekilde şev yağıştan görece olarak daha az etkilenmektedir. Ara geçirgenliğe sahip zeminlerde (ör:10<sup>-4</sup> m/sn -10<sup>-7</sup> m/sn) yağış parametrelerine bağlı olarak, sızma-drenaj dengesi boşluksuyu basıncı değişimi üzerinde etkili olmakta ve bu durum güvenlik sayısını dikkate değer mertebede düşürmektedir. Elde edilen bu bulgular literatür ile de benzerlik göstermektedir [1]. Boşluksuyu basıncındaki değişim (matris emme değişimi) ise zemin mukavemetinde azalmaya ve buna bağlı olarak güvenlik sayısında düşüşe neden olmaktadır. Bu çalışmada saha ölçümleri ile elde edilen geçirgenlik katsayılarının yukarıda geçen "ara geçirgenlik" düzeyinde olduğu söylenebilir. Geçirgenliklerin bu aralıkta olması, zeminin boşluksuyu basınçlarının yağıştan daha fazla etkilenmesine ve güvenlik sayısının daha geniş bir aralıkta değişmesine ve mevcut zeminde yağış sonrası görülen şev duraysızlıklarına da açıklık getirmektedir.

#### 3.4. Şev Eğiminin Duraylılığa Etkisi

Yağışa maruz doymun olmayan koşullardaki şev eğiminin, yağış sonrasındaki güvenlik sayısında meydana gelen azalmaya olan etkisi incelenmiştir. Bu amaçla, analizlerde kullanılan 45° eğime ek olarak 30° ve 60° eğimler için de farklı yağış yoğunlukları dikkate alınarak şev analizleri yapılmıştır. Analizlerde kullanılan şev eğimleri ve yağış yoğunlukları Tablo 7'de görülmektedir.

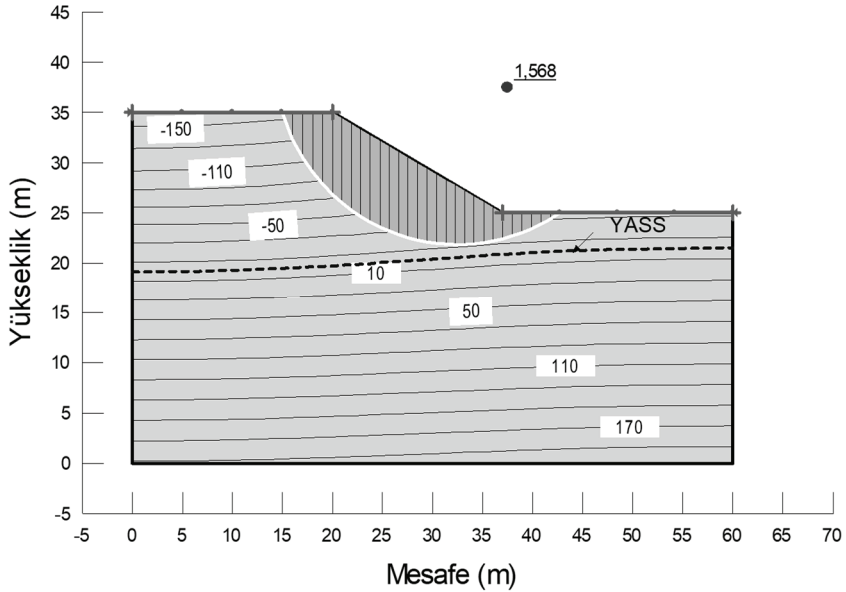
Başlangıç koşulları dikkate alınarak yapılan şev analizlerinde, eğime bağlı olarak güvenlik sayıları; 30° için 2.109, 45° eğim için 1.801 ve 60° eğim için 1.560 olarak elde edilmiştir.



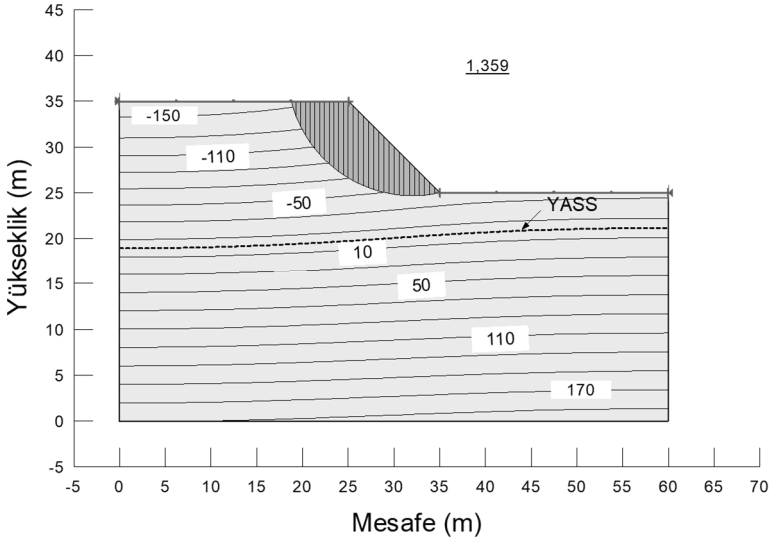
Yağış sonrası boşluk suyu basınçları ve şev güvenlik sayıları Şekil 17-18-19'da görülmektedir.

Tablo 7 - Şev eğimi etkisinin incelendiği analizlerdeki yağış parametreleri

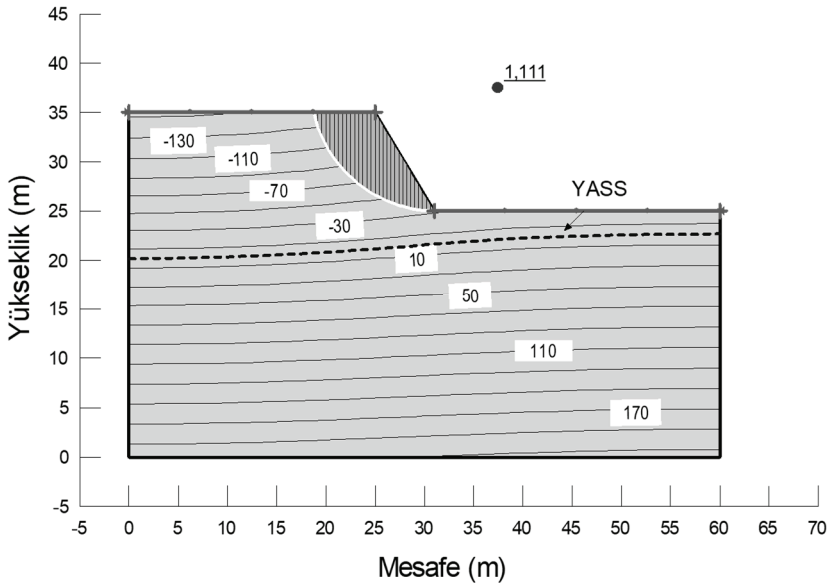
Şev Eğimi (°)	Toplam Yağış Miktarı (mm)	Yağış Yoğunluğu (m/sn)	Analiz-Yağış Süresi (gün)
30°	200	$2.57 \times 10^{-8}$	90
	333	$4.28 \times 10^{-8}$	
	229	$2.95 \times 10^{-8}$	
	353	$4.54 \times 10^{-8}$	
	387	$4.97 \times 10^{-8}$	
45°	200	$2.57 \times 10^{-8}$	90
	333	$4.28 \times 10^{-8}$	
	229	$2.95 \times 10^{-8}$	
	353	$4.54 \times 10^{-8}$	
	387	$4.97 \times 10^{-8}$	
60°	200	$2.57 \times 10^{-8}$	90
	333	$4.28 \times 10^{-8}$	
	229	$2.95 \times 10^{-8}$	
	353	$4.54 \times 10^{-8}$	
	387	$4.97 \times 10^{-8}$	



Şekil 17 - 30° eğimli şevin 353 mm yağış sonrasında boşluk suyu basıncı dağılımı ve güvenlik sayısı

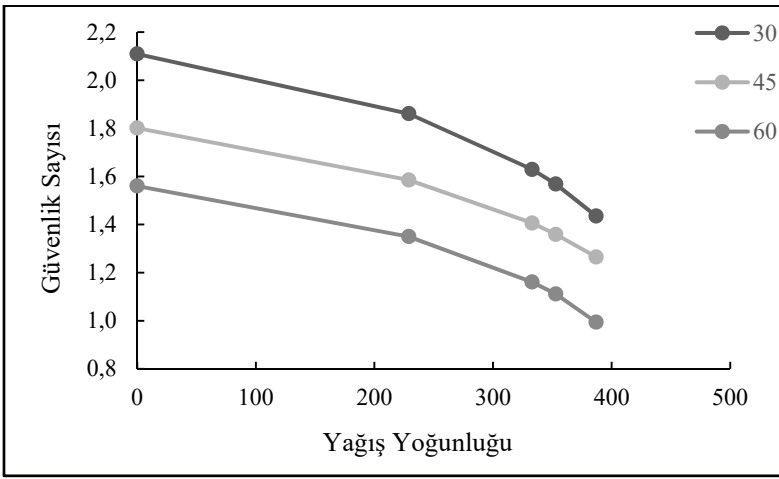


Şekil 18 - 45° eğimli şevin 353 mm yağış sonrasında boşluk suyu basıncı dağılımı ve güvenlik sayısı



Şekil 19 - 60° eğimli şevin 353 mm yağış sonrasında boşluk suyu basıncı dağılımı ve güvenlik sayısı

Eğime bağlı olarak başlangıç güvenlik sayılarında farklılık olduğu görülmektedir. Yağış sonrasında yapılan analizlere göre, farklı eğimlerdeki şevlerin güvenlik sayılarında meydana gelen değişim Şekil 20’de görülmektedir. Farklı eğimlerdeki üç şevin güvenlik sayılarında benzer oranda azalma görülmüştür. Buna göre şev eğiminin başlangıç güvenlik sayısında etkili olduğu fakat sonrasında ise duraysızlığın sızmaya bağlı olarak geliştiği ve güvenlik sayısında meydana gelen azalma miktarlarının tüm eğimler için birbirine oldukça yakın olduğu görülmektedir. Bu durum sızma ve yağış özellikleri ile buna bağlı olarak zemin dayanım parametrelerinin değişiminin şev eğiminden daha fazla etkin olduğunu göstermektedir. Nitekim Şekil 17-18-19’da farklı eğimler için yapılan sızma analizleri sonucunda elde edilen matrik emme dağılımlarının şev eğiminden çok etkilendiği görülmektedir.



Şekil 20 - Şev eğimine bağlı olarak yağış etkisinde güvenlik sayılarının değişimi

#### 4. SONUÇLAR

Yamaçlar ve kompaksiyon ile oluşturulan şevlerin çoğu doygun olmayan zeminler kategorisinde yer alırlar. Doygun olmayan zeminlerde, belirli koşullara sahip (zemin hidrolik geçirgenliği, yağış düzeyi vb.) bir şevin duraylılığı üzerinde, yağış oldukça etkili bir faktör olabilmektedir. Yağış öncesi duraylı olan bazı şevler, yağış sonrasında mukavemetini kaybedip göçebilmektedir. Özellikle uygun hidrolojik ve zemin koşullarının olduğu bölgelerde, şev duraylılığının araştırılmasında bu etkinin göz önüne alınması önem arz etmektedir.

Mevcut çalışma, yağış yoğunluğunun şev duraylılığını dikkate değer mertebede etkilediğini, yapılan analizlerle ortaya koymaktadır. Çalışma kapsamında incelenen bölgede, başlangıçta duraylı olan bir şevin belirli yoğunlukta bir yağışa maruz kalması sonucunda, güvenlik sayısının, şev göçmesinin meydana gelebileceği sınıra yaklaştığı görülmektedir. Yapılan çalışmada, yağış yoğunluğu ile şev güvenlik sayısı arasında doğrusal olmayan, azalan bir ilişki olduğu gösterilmiştir. Bu ilişkinin, matrik emme ile hidrolik geçirgenlik arasındaki

doğrusal olmayan ilişkiye bağlı olarak; yoğun yağış boyunca artan miktarda suyun zemine sızmasının ve buna bağlı olarak zemindeki negatif boşluk suyu basıncı ve kayma dayanımının doğrusal olmayan şekilde azalmasının sonucunda meydana geldiği değerlendirilmektedir.

Yağış süresinin sızma ve buna bağlı olarak şev duraylılığına olan etkileri incelendiğinde, kısa süreli görece yoğun yağışların; uzun süreli fakat görece daha düşük yoğunluklu yağışlar kadar etkili olabileceği görülmüştür.

Doygun olmayan koşullarda yağış etkisinde, ara geçirgenliğe sahip bir şevin güvenlik sayısındaki azalmanın, sızma-drenaj dengesinin boşluksuyu basıncı dağılımında meydana getirdiği değişimin büyüklüğü ile ilgili olduğu görülmüştür. Çalışma kapsamında incelenen ara geçirgenliğe sahip zeminde sızma-drenaj dengesinin belirleyici olduğu ve geçirgenlik azaldıkça duraylılığın düştüğü görülmektedir. İncelenen zeminin ara geçirgenliğe sahip olması, zeminin boşluksuyu basınçlarının yağıştan daha fazla etkilenmesine ve güvenlik sayısının daha geniş bir aralıkta değişmesine ve mevcut zeminde yağış sonrası görülen duraysızlıklara da açıklık getirmektedir.

Şev eğiminin etkisi incelendiğinde, eğimin başlangıç güvenlik sayısını etkilediği, fakat yağışa bağlı olarak meydana gelen güvenlik sayısındaki azalmada yağış ve sızma özelliklerinin daha etkin olduğu görülmektedir.

## **Semboller**

- a : şekil katsayısı  
c' : efektif kohezyon  
c : total kohezyon  
I : yağış yoğunluğu  
I<sub>min</sub> : minimum yağış yoğunluğu  
k<sub>s</sub> : zeminin doygun haldeki geçirimliliği  
m : şekil katsayısı  
n : şekil katsayısı  
T : yağış süresi  
T<sub>min</sub> : minimum yağış süresini  
V : sızma oranı  
Z<sub>w</sub> : derinlik  
Θ : hacimsel su içeriğini,  
Θ<sub>r</sub> : rezidüel hacimsel su içeriği  
Θ<sub>s</sub> : doygun hacimsel su içeriği  
φ' : efektif içsel sürtünme açısı

- $\phi^b$  : matrik emmeye bağlı olarak kayma mukavemeti artış miktarını gösteren açı
- $\Psi$  :zeminin doymunlaşmadan önce sahip olduğu matrik emme
- $\mu$  : zeminin başlangıç ve doymun hacimsel su içerikleri arasındaki fark
- $(\sigma-u_a)$  : net normal gerilme
- $(u_a-u_w)$  : matrik emme

### **Teşekkür**

MÜHENDİSLİK.16.003 No'lu Bilimsel Araştırma Projesi kapsamında, çalışmaya olan katkılarından dolayı DÜBAP' a, verdiği desteklerden dolayı Karayolları 9. Bölge Müdürü Şefik SOLMAZ'a teşekkür ederiz.

### **Kaynaklar**

- [1] Ng, C. W. W., Shi, Q., A Numerical Investigation of the Stability of Unsaturated Soil Slopes Subjected to Transient Seepage. Computers and Geotechnics, 22 (1), 1-28, 1998.
- [2] Oh, S., Lu, N., Slope Stability Analysis under Unsaturated Conditions: Case Studies of Rainfall-Induced Failure of Cut Slopes. Engineering Geology, 184, 96-103, 2015.
- [3] Oh, W.T., Vanapalli, S. K., Influence of rain infiltration on the stability of compacted soil slopes. Computers and Geotechnics, 37, 649-657, 2010.
- [4] Kim, J., Park, S., Jeong, S., Effect of Wetting Front Suction Loss on Stability of Unsaturated Soil Slopes. Seepage and Environmental Geotechnics/ASCE, 148, 70-77, 2006.
- [5] Cho, S.E., Lee, S.R., Evaluation of Surficial Stability for Homogeneous Slopes Considering Rainfall Characteristics. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(9), 756-763, 2002.
- [6] Richards, B.G., Measurement of the Free Energy of Soil Moisture by the Psychometric Technique Using Thermistors, in Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas. A Symp. in Print, Australia: Butterworths, 1965.
- [7] Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., Stress State Variables for Unsaturated Soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division/ASCE, 103(GT5), 447-466, 1977.
- [8] Leong, E.C., Rahardjo, H., Permeability Functions for Unsaturated Soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division/ASCE, 123(12), 1118-1126, 1997.
- [9] Fredlund, D.G. ve Rahardjo, H.. Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons, Inc, USA, 1993.
- [10] Williams, J.R., Ouyang Y, Chen J.S., Estimation of Infiltration Rate in Vadose Zone: Application of Selected Mathematical Models. United States Environmental Protection Agency, EPA/600/R-97/128b, Vol. II, 1998.

- [11] Pradel, D., Raad, G., Effect of Permeability on Surficial Stability of Homogeneous Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering/ASCE*, 119(2), 315-332, 1993.
- [12] Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R, Widger R.A., Shear Strength of Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 313-321, 1978.
- [13] Escario, V., Saez, J., The Shear Strength of Partly Saturated Soils, *Geotechnique*, 36(3), 453-456, 1986.
- [14] Gan, J. K. M, Fredlund D. G., Rahardjo, H., Determination of the Shear Strength Parameters of an Unsaturated Soil Using the Direct Shear Test. *Canadian Geotechnical Journal*, 25, 500-510, 1988.
- [15] Abramento, M., Carvalho, C.S., Geotechnical Parameters for the Study of Natural Slopes Instabilization at Serra do Mar-Brazilian Southeast. *Proceedings of the Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engg.*, Rio de Janerio, 1989.
- [16] Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E., Clifton, A.W., Model for the Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 379-392, 1996.
- [17] TSE, TS 1900-1, İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri-Bölüm 1: Fiziksel Özelliklerin Tayini. TSE yayını, Ankara, 2006.
- [18] ASTM D5298-94. Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper, American Society of Testing and Materials. *Annual Book of ASTM Standards*, 1998.
- [19] Russam, K., An Investigation into the Soil Moisture Conditions Under Roads in Trinidad, B.W.I. *Geotechnique*, 8: 55-71, 1958.
- [20] Croney, D., Coleman, J.D., Pore Pressure and Suction in Soil. *Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*, Londra, 1961.
- [21] Van Genuchten, M. T., A Closed form Equation for Predicting the Water Permeability of Unsaturated Soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 892-898, 1980.
- [22] Nishimura T, Toyota H, Vanapalli SK, Oh WT. Evaluation of Critical State Parameters for an Unsaturated Soil. In: *Proceedings of the 60th Canadian Geotechnical Conference*, Ottawa, 2007.
- [23] Vanapalli SK, Fredlund DG, Pufahl DE., The Relationship Between the Soil-Water Characteristic Curve and the Unsaturated Shear Strength of a Compacted Glacial Till, *Geotech Test J*, 19(3), 259-68, 1996.
- [24] Wang Q, Pufahl DE, Fredlund DG., A Study of Critical State on an Unsaturated Silty Soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 213-8, 2002.

# Yanal Yüklü Eğik Rijit Kazıkların Sayısal Analizi

Gizem MISIR<sup>1</sup>  
Mustafa LAMAN<sup>2</sup>

## ÖZ

Yanal yük etkisindeki kısa kazık çekme kapasitesi, kazığın homojen/tabakalı kum zeminler içerisine, düşey/eğik olarak yerleştirilmesi durumlarında, laboratuvar model deneyleri ve sayısal analizler ile araştırılmıştır. Öncelikle problem 3 boyutlu olarak analiz edilmiş, ardından sistemin 2 boyuta indirgenebilir olup olmadığı araştırılmıştır. Bu amaçla, yanal yük etkisindeki rijit kazık problemi, şerit yük altındaki rijit bir duvar problemine dönüştürülmüştür. Problemin boyut değiştirmesi ile deney sonuçları ve 2 boyutlu sayısal analiz sonuçları arasında oluşan merkeze farkı, sabit katsayılar kullanılarak aşılmıştır. Geoteknik mühendisliği alanında ilk defa kullanılan 3 boyutlu bir problemin 2 boyuta indirgenmesi yaklaşımı ile, kabul edilebilir doğrulukta sonuçlar elde edilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Yanal yük, eğik kısa kazık, tabakalı zemin, sayısal analiz, plaxis.

## ABSTRACT

### Numerical Analysis of Laterally Loaded Battered Rigid Piles

The short pile pulling capacity under the lateral load was investigated by both laboratory model tests and numerical analysis in the case of vertical/inclined placement in homogeneous/layered sandy soils. Firstly, the problem was analyzed in 3-dimensional form and then it was investigated whether the problem could be reduced to 2-dimensional condition. For this purpose, the problem of a rigid pile under a single lateral load was transformed into a rigid wall problem under a strip load. The difference which occurred because of the dimensional variation of the problem between the results of the experimental studies and the results of 2-D numerical analysis was overcome by using constant coefficients. With the 2-D reduction approach of a 3-D problem, which was used for the first time in the field of geotechnical engineering, results were obtained with acceptable accuracy.

**Keywords:** Lateral load, short battered pile, layered soil, numerical analysis, plaxis.

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 1 Mart 2018 günü ulaşmıştır. 9 Ekim 2018 günü yayımlanmak üzere kabul edilmiştir.
- 30 Kasım 2019 gününe kadar tartışmaya açıktır.

• <https://dx.doi.org/10.18400/tekderg.399961>

1 Karamanoğlu Mehmetbey Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Karaman - gmisir@kmu.edu.tr - <https://orcid.org/0000-0002-2649-0381>

2 Liverpool Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İngiltere - lamannustafa@gmail.com - <https://orcid.org/0000-0003-2914-7738>

## 1. GİRİŞ

Kazık temeller, kazığa etkiyen yükün doğrultu ve şiddetine göre, düşey ve yatay yüklü olmak üzere iki sınıfa ayrılmaktadır. Düşey yükler, kazık eksenine paralel olarak etkirken, yatay yükler kazık eksenine dik yönde ortaya çıkabildiği gibi, yapıdan kazığa aktarılan kesme kuvvetleri ve moment kesit tesirleri de yatay yükler oluşturmaktadır. Kazığa etkiyen tüm yüklerin güvenli bir şekilde zemine aktarılarak, kazık malzemesi ve kesiti ile güvenli bir şekilde taşınması gerekmektedir. Kazığa etkiyen yanal yük bileşeninin büyüklüğüne göre, kazıklar zemin içerisine düşey veya eğimli olarak inşa edilmektedir. Üstyapı yükü yatay bileşeninin küçük olduğu durumlarda yükler, düşey kazıklarla güvenle taşınabilmektedir. Bununla birlikte; rıhtım ve dalgakıranların kazıkları, köprü ayaklarının kazıklı temelleri, petrol arama kule ve vinçlerinin kazıklı temelleri, yüksek baca yapılarının temelleri ve dayanma yapıları gibi yapıların kazıklı temelleri, oldukça yüksek mertebelerdeki yatay yük bileşenleri etkisinde kalabilmektedir. Bu yükler göz önüne alınmaksızın, tasarlanıp inşa edilen düşey kazıkların, üst yapı yüklerini güvenli şekilde taşımaları olanaksızdır. Düşey kazıkların taşıma gücü açısından yetersiz kaldığı durumlarda, eğik kazıklar inşa edilerek, yüksek yatay taşıma gücü sağlanabilmektedir. Literatürdeki çalışmalar incelendiğinde, yanal yüklü kazık davranışının analizinde yaygın olarak kullanılan tasarım yöntemleri, sınır durum, temel zemini reaksiyon yöntemi, p-y eğrileri ve elastik analiz yöntemleridir. Bir kazığın tahmini nihai yanal yük taşıma kapasitesi en basit yaklaşımla, serbest başlı bir kazığın statik dengesini göz önüne alarak, yatay kuvvet ve momentlerin dengesi kullanılarak ortaya çıkan denklemlerin çözülmesi ile hesaplanabilir. Çözümlemeler; zemin direncinin derinlik boyunca uniform olduğu, derinlik ile beraber doğrusal olarak arttığı ve derinlik ile beraber non-lineer olarak değiştiği durumlar olmak üzere farklı zemin direnci dağılımları için elde edilmiştir (Poulos ve Davis, 1980) [1]. Günümüzde en yaygın şekilde kullanılan sınır durum yöntemleri Brinch-Hansen (1961) [2] ve Broms (1964a-b) [3 ve 4] tarafından önerilmiş olan yöntemlerdir.

Temel zemini reaksiyon yöntemi ve p-y eğri yöntemi elastik zemine oturan kiriş kabulünü kullanılmaktadır. Belirtilen yöntemler, basit olmaları ve uygun doğrulukta sonuçlar vermeleri nedenleri ile yaygın bir kullanım alanına sahiptir. p-y eğri yöntemi; kazığı elastik bir eleman olarak, zemini de non-lineer özellik gösteren bir seri yay olarak modellemektedir. Elastik analiz yönteminde ise zemin homojen, izotrop ve elastik davranış özelliğine sahip sürekli bir ortam olarak kabul edilmektedir. Eğer zemin kütlesi içerisinde tamamıyla elastik şartlar hakim ise, kazık uzunluğu boyunca kazığın ve zeminin yatay deplasmanları birbirine eşit olacaktır. Zeminin lineer elastik özellikte sürekli bir ortam olarak kabul edildiği bu yaklaşımda; kazık ve zemin ortamı ayrı ayrı analiz edilir ve iteratif bir işlem uygulanarak kazık-zemin ara yüzeyi boyunca kazık ve zemin için elde edilmiş olan ötelenme ve basınç değerlerinin birbiri ile eşleşmesi sağlanır.

Yüksek yatay yüklere karşı koymak için kazıkların zemin içerisine eğik olarak yerleştirilmeleri durumunda, bu kazıkların yatay yükler etkisindeki davranışlarını araştıran literatürdeki çalışma sayısı hala yetersizdir. Zomorodian ve Dehghan (2011) [5] keçe parçaları ile zemin karışımından oluşan geri dolgu malzemesi ile güçlendirilen kumlu şev civarında yerleştirilen kazığın, yanal yük altındaki davranışını incelemek için 50 adet deneysel çalışma yapmışlardır. Güçlendirme yapılmadan hazırlanan deney sonuçları karşılaştırma amaçlı tutularak, keçe oranı, keçe parçalarının içeriği, kazığın şev tepesine olan mesafesi, kumun rölatif sıklığı, şev açısı, kazık gömülü uzunluğu ve kazık kesitinin etkisini,



dayanım gelişme oranı (LRIR) parametresi üzerinden araştırmışlardır. Kazığın 7D mesafeden daha uzağa yerleştirilmesi durumunda şev etkisi ortadan kalkarken, iyileştirmede en büyük yarar, kazığın tam şev tepesine yerleştirilmesi durumunda elde edilmiştir. Donatılı durumda min. LRIR katkı yoğunluğunun 0.3 ve yaprak şekil boyutunun 1 olduğu durumda, LRIR değerinin maksimum olduğu durum ise, katkı yoğunluğunun 1.5 ve yaprak şekil boyutunun 3 olduğu durumda elde edilmiştir. Kazık gömülü uzunluğunun ve rölatif sıklığın artması, şev açısının ve kazık yüzey pürüzsüzlüğünün azalması ile, hem güçlendirilmiş, hem de güçlendirilmemiş durumda kazığın yanal dayanımında artışa neden olmuştur. Güçlendirme malzemesi gevşek kum zeminde küçük bir artışa neden olmasına rağmen, zemin koşulları sıkı olduğunda, LRIR değerinde belirgin bir artış elde edilmiştir. Helm ve Suleiman (2012) [6] yanal yüklü kazık ve zemin arasındaki ara yüz davranışını (SSI) araştırmak için deneysel çalışmalar yapmışlardır. Deneylerde doğrudan ve dolaylı yollardan yükleme farkını görebilmek için iki farklı deney kasası oluşturulmuştur. Kazık ve zemin arasındaki ara yüz davranışını belirleyebilmek için, gerinim pulları, levha basınç sensörleri, dijital görüntüleme teknikleri ve SAA yöntemi ile kazık boyunca ölçümler yapılmıştır. Çalışma için 3 farklı deney yapılmıştır. Bunlar; doğrudan yükleme, dolaylı yollardan yükleme ve dolaylı yollardan yükleme durumuna paralel olarak zemin içerisinde kazığın olmadığı durumdur. Doğrudan yüklemede 1.7 kN'luk yük altında, kazık ucu, ilk durumuna göre 52.7 mm hareket ederken dolaylı olarak yapılan yükleme deneylerinde ise, kasanın hareketli parçasına dışardan uygulanan 17.8 kN'luk yük altında kasa 122.6 mm, kazık ise 69.7 mm hareket etmiştir. Sonuç olarak, dijital görüntüleme sistemleri ve ölçüm ekipmanlarıyla zemin ile kazık arasındaki etkileşimin detaylı olarak incelenebildiği gösterilmiştir. Rahimi ve Bargi (2010) [7] sıkı kum içerisinde yer alan, 21 adet düşey ve 4 adet eğik kazıktan oluşan rıhtım temellerinin davranışını 3D ABAQUS programı ile araştırmışlardır. Eğik kazık pozisyonunu ve eğiminin etkisini araştırmak için yapılan sayısal analizler, kazık başına uygulanan 15.000 kN'luk yatay yük altında gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda, tüm kazıkların düşey olduğu konfigürasyon içerisinde, yüke en yakın sırada yer alan kazıkların uygulanan toplam yükün, %33'ünü taşıdığı görülmüştür. Kazıkların eğik yerleşiminin yaratacağı etkiyi incelemek için, 15°, 20°, 25° ve 30°'lik kazık açılarında analizler yapılmış ve kazık açısının artmasıyla, kazık başında meydana gelen deformasyonlarda azalmalar görülmüştür. Kazık sıralarına düşen yanal yük incelendiğinde ise, kazık yerleşim açısının artması ile eğik kazıklar tarafından taşınan yük değerleri de belirgin bir şekilde artmaktadır. Vu ve ark. (2016 ve 2017) [8 ve 9] eğik kazıkların bulunduğu ve bulunmadığı grup kazılar ve kazıklı radye temellerin yanal yük altındaki davranışları ve dayanım mekanizmalarını hem model deney çalışmaları hem de sayısal analizler ile araştırmışlardır. Eğik kazık barındıran temellerin, sadece düşey kazıklardan oluşan temel sistemlerine göre yanal yüklemeye karşı daha yüksek bir dayanıma sahip olduğu görülmüştür. Ayrıca, kazıklı radye temellerin, hem yatay hem de düşey yüklemelerde kazık gruplarına göre daha yüksek dayanıma sahip olduğu ve eğimli kazık yerleşimi ile deplasmanların da önemli ölçüde azaltılabileceği görülmüştür. Albusoda ve Alsaddi (2017) [10] tabakalı kum zeminde yer alan tekil ve grup kazıkların yanal yük altındaki davranışlarını, kazık yerleşim açıları, kazık sayısı, kazıklar arası mesafe ve kazık konfigürasyonu üzerinden deneysel olarak araştırmışlardır. Sonuçlar, 10° ve 20° açı ile yerleştirilen negatif yönlü eğik kazıkların, düşey kazıklara göre yanal taşıma kapasitesinde sırası ile %32 ve %76 performans artışı sağladığını ortaya koymuştur. Kazık grupları için, aynı grup içinde düşey ve farklı yerleşim açıları negatif ve pozitif eğimli kazıkların olduğu bir kombinasyonun kullanılması, nihai yanal taşıma kapasitesinde önemli bir artışa neden olmuştur. Kyung ve

Lee (2018) [11] tarafından yapılan çalışmada, mikro kazıkların yanal yük taşıma kapasiteleri, sonlu elemanlar yöntemine göre mikro kazık yerleşim açısına bağlı olarak elde edilmiştir. Tekil ve grup mikro kazıklar, farklı yerleşim açıları, yükleme doğrultularında ve mikro kazıklar arası mesafelerde model deney çalışmaları ile araştırılmıştır. Sonlu elemanlar analizlerinden, eğimli mikro kazıkların yanal yük taşıma kapasitesini belirleyen ana bileşenlerin pasif göçme zonu ve mikro kazık yüzeyinde oluşan sürtünme direnci olduğunu öne sürmüşlerdir. Araştırmacılar, yanal yük etkisindeki tek ve grup mikro kazıklar için bir tasarım yöntemi önermişler ve tam ölçekli saha yükleme test sonuçları ile tasarım yönteminden tahmin edilen sonuçlar arasında iyi bir uyum elde etmişlerdir. Reddy ve Ayothiraman (2015) [12] kum zemin içerisine yerleştirilen tekil kazığın, bağımsız çekme ve yanal yük ile bunların kombinasyonu altındaki davranışını model deneyleer ile araştırmışlardır. Sonuçlar yük deplasman davranışının hem bağımsız yüklemeler hem de kombine yükleme durumunda doğrusal olmadığını göstermiştir. Ayrıca, bağımsız yükleme altındaki kazıkların davranışının, kombine yüklemeye kıyasla önemli ölçüde farklı olduğu da gözlemlenmiştir. Kombine yükleme altında nihai taşıma kapasitesi önemli ölçüde artarken, kazık başında meydana gelen sapmanın kombine yükleme durumunda arttığı görülmüştür. Bu durum, kombine yükleme durumunda artan kapasiteye rağmen, sistemin pratik tasarımda uygulanmasının mümkün olamayacağını göstermiştir. Bu nedenle, tasarımda kullanılan güvenli yanal/çekme yükünün, kombine yüklemenin etkisi göz önüne alındığında, kazıkların sınırlayıcı sapma/yer değiştirme kriterlerini karşılamak için doğrulanması gerektiğini ortaya koymuştur. Bisaws ve ark. (2015) [13] homojen ve tabakalı zemin ortamına yerleştirilen serbest başlı uzun ve kısa kazıklar üzerinde gerçekleştirdikleri model deney çalışmalarını, yanal yatak katsayılarını elde ettikleri sayısal analiz sonuçları ile desteklemişlerdir. Yanal yatak katsayısına geçiş yapabilmek için, Plaxis 3-D foundation programından elde edilen kazık boyunca sapma değerleri, sonlu farklar yöntemi ile analiz edilmiştir. Elde edilen sayısal sonuçların, homojen ve tabakalı kum ortamındaki hem uzun hem de kısa kazıklar için deneysel çalışmalar ile oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Kısa kazıklarda yanal yatak katsayısı, kum sıklığı ve kazık narinliğinin artması ile artmış, uzun kazıklarda ise kum sıklığının artması ile artarken, kazık narinliğinin 40 ve üstündeki değerleri için azalmıştır. Hai-Lin ve ark. (2014) [14] kum zemin içerisine yerleştirilen yanal yük altındaki tekil, rijit kısa kazığın zemin-yapı etkileşiminin incelenmesi için ölçüm sistemi destekli deneysel çalışmalar gerçekleştirmişlerdir. Kazık ve kazığı çevreleyen zemin bölgesi, esnek gerinim pulları, dokunsal basınç levha sensörleri ve toprak içi basınç sensörleri gibi gelişmiş ölçüm sistemleri kullanılarak değerlendirilmiştir. Yerleştirilen tüm bu ölçüm sistemleri ile, kazık-zemin arayüz basınçları, kazık boyunca yanal deplasman, kazığın yanal yönde yüklenmesi ile kazığı çevreleyen zemin bölgesindeki yanal gerilme değişimlerinin dağılımı, gerçek zamanlı olarak ölçülmüş ve literatürde yer alan diğer yaklaşımlar ile karşılaştırılmıştır. Kwon ve ark. (2014) [15] kum zemin içerisine yerleştirilen kısa kazıkların, yanal çekme yükü altındaki davranışlarını model deney çalışması ile araştırmışlardır. Kazık boyu, çapı ve yükleme noktasının değiştirildiği yanal yükleme deneyleri ile kazığın yanal çekme dayanımı ve dönme hareketi incelenmiştir. Sonuçlar, kazık gömülü uzunluğunun, kazık çapının ve yükün uygulanma noktasının, kum zemine yerleştirilen kısa kazığın yanal çekme dayanımı üzerinde oldukça etkili olduğunu ortaya koymuştur. Manoppo (2009) [16] homojen kum zemin içerisine yerleştirilen yanal yüklü uzun ve eğik kazığın nihai taşıma gücü değerlerini, deneysel ve analitik olarak araştırmıştır. Kazıklar gevşek, orta sıkı ve sıkı zemin koşullarında, 0°, +15°, +30°, -15° ve -30°'lik açılarda yerleştirilmiştir. Deneysel çalışmalar sonucunda, eğim açısı ve zeminin birim hacim ağırlığının önemli etkisi olduğu ortaya çıkmıştır. Negatif

açıda yerleştirilen kazığın taşıma kapasitesi, düşey ve pozitif açıda yerleştirilen kazıklardan daha büyük çıkmıştır. -15 derecede yerleştirilen kazığın taşıma kapasitesi, düşey kazığın yanal yük taşıma kapasitesinin 1.25 katı olarak elde edilmiştir. Zhang ve ark. (1999) [17] santrifüj deneyleri ile kazık yerleşim açılarının uzun kazığın yanal yük taşıma kapasitesine olan etkilerini rölatif sıklık değeri %55 olan orta sıkı ve %36 olan gevşek zemin koşullarında incelemişlerdir. Santrifüj deneylerinde, düşey kazık yerleşimine ilave olarak, yükleme doğrultusu ve yüklemeye zıt doğrultuda yerleştirilmiş 7° ve 14° yerleşim açıları kullanılmıştır. Elde edilen deneysel sonuçlar, kazık açısı ve eğik durumda elde edilen yanal zemin dayanımının, düşey durumda elde edilen yanal zemin dayanımına oranı cinsinden hazırlanmış eğriler üzerinden yorumlanmıştır. Elde edilen sonuçlar literatür ile karşılaştırılmış ve tutarlı olduğu görülmüştür.

Bu çalışmada, yanal yük etkisindeki düşey (0°) ve eğik (+20°, +10°, -10° ve -20°) rijit kazıkların, homojen sıkı kum zemin ve kazık gömülü boyunun %30, 60, 90 ve 100'ünün gevşek kum zeminin içinde kaldığı tabakalı zemin koşullarında, taşıma kapasitelerinin belirlenmesi hedeflenmiştir. Bu amaçla, laboratuvar ortamında küçük ölçekli model deneyler yapılmış ve elde edilen sonuçlar, sonlu elemanlar yöntemi ile non-lineer analiz yapan [18-19] PLAXIS program çıktıları ile hem 2 hem de 3 boyutlu olarak karşılaştırılmıştır. 3 boyutlu analizler, küçük ölçekli model deney çalışmalarına bağlı kalınarak, deney koşullarının, model geometrisi, yükleme koşulları, sınır şartları ve malzeme parametreleri dikkate alınarak modellenmesi ile gerçekleştirilmiştir. 2 boyutlu analizler ise alternatif bir çözüm önerisinden ziyade, 3 boyutlu sayısal bir çözümün imkanlar dahilinde olmadığı bir durumda, kısa kazığın yanal yük taşıma kapasitesinin tahmininde ön çalışma olarak irdelenmiştir. Bu amaçla; deney sonuçları ile 2 boyutlu düzlem deformasyon koşullar kullanılarak elde edilen sayısal analiz sonuçları arasında karşılaştırma yapılabilmesi için, 2 boyutlu analiz sonuçları uygun birer katsayı ile çarpılarak, geometrik dönüşüm sebebi ile oluşan mertebe farkı giderilmiştir. Katsayılar, zemin koşulları ve kazık yerleşim açılarına bağlı olarak elde edilmiştir. Bu katsayıların elde edilmesinde kullanılmayan, homojen sıkı kum zemin içerisine +15° ve -15°'lik açılarda yerleştirilen kazığa ait iki farklı yük-deplasman davranışı üzerinden, katsayı seçiminin uygunluğu kontrol edilmiştir.

## 2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Bir kazığın yanal yük altındaki göçme mekanizması, kazığın kısa (rijit) veya uzun (flexible) oluşuna göre farklılık göstermektedir. Kazığın uzun veya kısa oluşu, boy-çap ve kazık zemin arasındaki rijitlik ilişkisi ile açıklanmaktadır. Kısa kazıklar, narin yapılu uzun flexible kazıkların aksine, çapları veya genişlikleri büyük ancak uzunlukları küçük olan, oldukça rijit yapısal elemanlardır. Flexible (uzun) kazıklarda, yanal yük etkisi altında kazıkta meydana gelen ötelenmeler sonucu kazık kesit alanının yenilme momentinin aşılması ile göçme meydana gelirken, rijit kısa kazıklarda göçme, kazığın yanal yük etkisi altında bir nokta etrafında dönerek zemine yaslanması ve zeminin taşıma gücünün aşılması ile meydana gelmektedir.

Broms (1964b) [4] tarafından düşey kazıkların yanal yük altındaki dayanımları için önerilen analitik çözüm yöntemi, kazıkların uzun veya kısa oluşlarına göre detaylandırılmıştır. Kohezyonsuz zeminlere yerleştirilen kazıklarda  $L/T < 2$  ise kısa kazık,  $L/T > 4$  ise kazık, uzun kazık davranışı sergilemektedir (Broms (1964b) [4], Chari ve Meyerhof (1983) [20]).

Burada; L kazığın gömülü uzunluğu, T ise, Matlock ve Reese (1960) [21] tarafından önerilen rijitlik faktörü olarak tanımlanmıştır (Denklem 1).

$$T = \left( \frac{E_k I_k}{\eta_h} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (1)$$

Karatzia ve Mylonakis (2012) [22] lineer regresyon analizinden elde ettikleri matematiksel yaklaşıma göre, kazığın boy çap oranı ile, etkileşim halinde olan kazık ve zeminin rijitlikleri arasında Denklem (2)'deki bağıntının olduğunu öne sürmüşlerdir.

$$\frac{L}{D} > \left( \frac{E_{kazık}}{E_{ze\min}} \right)^{0.25} \quad (2)$$

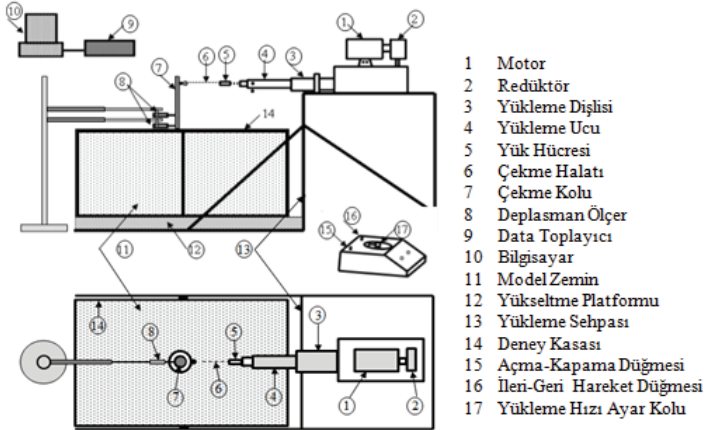
Tomlinson (2001) [23] kazığı, gömülü boyu ile çapının oranının (L/D) 10-12'den düşük olduğu değerleri için "Kısa Kazık" olarak tariflemiştir. Santana ve ark. (2018) [24] zemin içine gömülü herhangi bir yapının rijit veya esnek bir davranış sergilemesinde, gömülü elemanın narinlik oranı (L/D) ile zemin ve yapı rijitliğinin etkisinin olduğunu ifade etmişler, narinlik oranının 6'dan küçük olduğu (L/D<6) gömülü elemanlarda davranışın yapı-zemin rijitliğinden bağımsız şekilde, rijit olarak ele alınması gerektiğini vurgulamışlardır. Giannakou ve ark. (2006) [25] ise L/D değerinin 7.5'tan küçük olduğu kazıkların Ep/Es oranından bağımsız olarak "Rijit Kazık" olarak tariflenebileceğini öne sürmüşlerdir. Badry ve Satyam (2018) [26] yanal yük altındaki kazık davranışının boy çap ilişkisi dikkate alındığında kazıkların kısa ve uzun olarak 2 farklı kategoride değerlendirilerek L/D oranının 30'dan büyük olduğu kazıkların uzun, 20'den küçük olduğu kazıkların ise kısa kazık olarak tariflendiğini ifade etmişlerdir. Dolayısıyla, yukarıda sıralanan referanslar göz önünde bulundurulduğunda, bu çalışmada kullanılan L/D=4 oranına sahip çelik kazığın kısa kazık olarak tariflenmesi gerektiği açıktır.

Deneyler, Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Küçük ölçekli model deneyler ile rijit (kısa) kazığın homojen sıkı ve/veya tabakalı kum zemin ortamına düşey ve/veya eğik yönlü yerleştirilmeleri durumları araştırılmıştır. Deneylerde, homojen sıkı ve 4 farklı tabakalı kum zemin koşulları için kazığın zemin içerisinde düşey, yük doğrultusu yönünde ve yük doğrultusuna zıt yönde yerleştirilmesi durumları dikkate alınmıştır.

## **2.1. Deney Kasası ve Yükleme Düzenegi**

Deneylerde kullanılan kasa, 50 cm yüksekliğinde, 48 cm genişlik ve 96 cm uzunluğundadır. Kasanın dar kenarlarını ve tabanını oluşturan yüzeyler 2 cm kalınlıkta ahşap malzemededen, uzun kenar doğrultusundaki iki yüzeyi ise 1 cm kalınlıktaki cam malzemededen oluşmaktadır. Kasanın iskeleti ise 5 mm kalınlıktaki çelik profillerden imal edilmiştir (Uncuoğlu, 2015) [27]. Kasa boyutları, sınır etkisi oluşmayacak şekilde sayısal analiz sonuçları dikkate alınarak hazırlanmıştır. Çalışmalar sırasında, kum zemini kasa içerisine rahat yerleştirebilmek ve

uygun zemin sıklıklarını sağlayabilmek için, kasa iç yüzeyleri 3'er cm aralıklarla çizilerek, kum zeminin tabakalı yerleşimine olanak sağlayacak şekilde hazırlanmıştır. Deney kasası ve yükleme sistemine ait şematik görünüm Şekil 1'de verilmiştir.



Şekil 1 - Deney Kasası ve Yükleme Düzenegi Şematik Gösterimi (Mısır, 2015) [28]

## 2.2. Malzeme Parametreleri

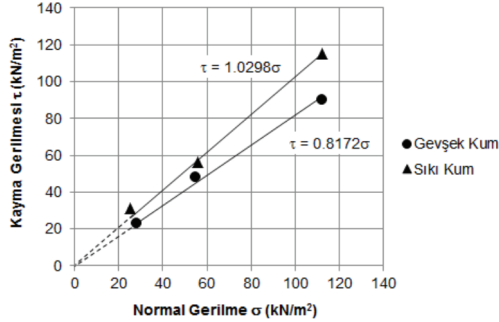
Deneysel çalışmalarda çelik malzemeden imal edilen model kısa kazık ve çekme kolu kullanılmıştır. Deneyler, kısa kazığa sabitlenmiş çekme koluna uygulanan yanal yük ile gerçekleştirilmiştir. Model kazık ve çekme koluna ait çap ( $D_{kazık}$ ,  $D_{çekme\ kolu}$ ), uzunluk ( $L$ ,  $L_{çekme\ kolu}$ ), birim hacim ağırlık ( $\gamma$ ), elastisite modülü ( $E$ ) ve poisson oranı ( $\nu$ ) bilgileri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1 - Kazık ve Çekme Koluna ait Parametreler

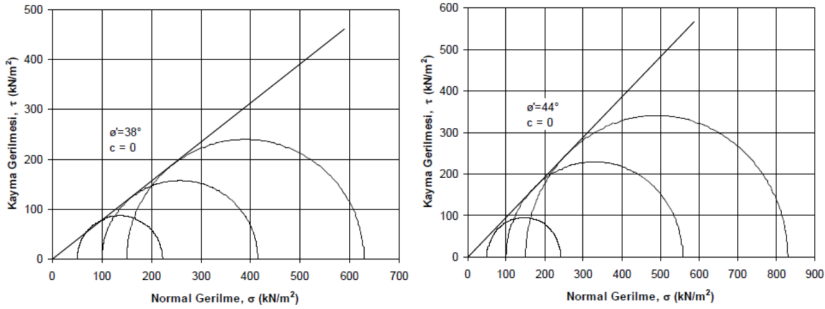
	Model Kazık	Çekme Kolu
<b>Malzeme Cinsi</b>	Çelik	Çelik
<b>Çap (mm)</b>	50	25
<b>Boy (mm)</b>	200	300
<b>Elastisite Modülü (MPa)</b>	210000	210000
<b>Birim Hacim Ağırlık (kN/m<sup>3</sup>)</b>	77	77
<b>Poisson Oranı</b>	0.25	0.25

Yanal yük etkisindeki kısa kazıkların davranışının deneysel olarak araştırılması amacıyla, yanal yükün uygulanma yüksekliği, Karayolları Genel Müdürlüğü'nün, ilgili yönetmeliğinde [29] öngörülen yükseklik değerleri (6m) ile uyumlu olması için düzenek, 1/20 ölçekte hazırlanmıştır. Laboratuar ortamında gerçekleştirilen model deney çalışmaları için Çukurova

Bölgesi, Çakıt Deresi yatağından getirilen kum malzeme kullanılmıştır. Dane çapı dağılımına ait granülometri eğrisinden zemin sınıfı, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre, kötü derecelenmiş kum, SP olarak elde edilmiştir. Dane birim hacim ağırlığı  $26.8 \text{ kN/m}^3$  olan kum zemin iki farklı zemin sıklığında hazırlanmış olup, kuru birim hacim ağırlıkları gevşek ve sıkı kum zemin durumları için sırasıyla  $15.03 \text{ kN/m}^3$  ve  $17.06 \text{ kN/m}^3$  olarak elde edilmiştir. Kesme kutusu ve üç eksenli basınç deneyi sonucuna göre, içsel sürtünme açıları ise sırasıyla; gevşek kum zemin için  $39^\circ$ - $38^\circ$  ve sıkı kum zemin için ise  $46^\circ$ - $44^\circ$  olarak elde edilmiştir (Şekil 2-3).



Şekil 2 - Gevşek ve Sıkı Kum Zemine ait Kesme Kutusu Deney Sonuçları

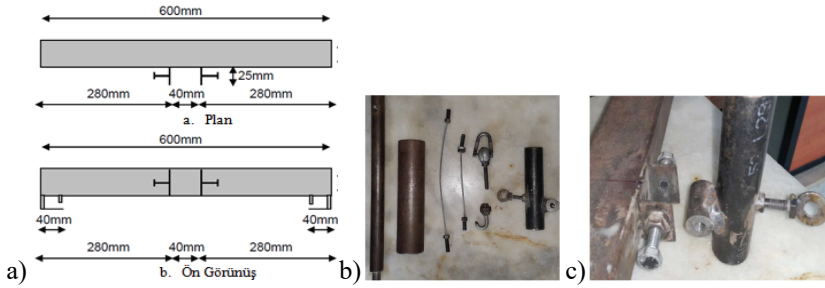


Şekil 3 - Gevşek ve Sıkı Kum Zemine ait Üç Eksenli Basınç Deney Sonuçları

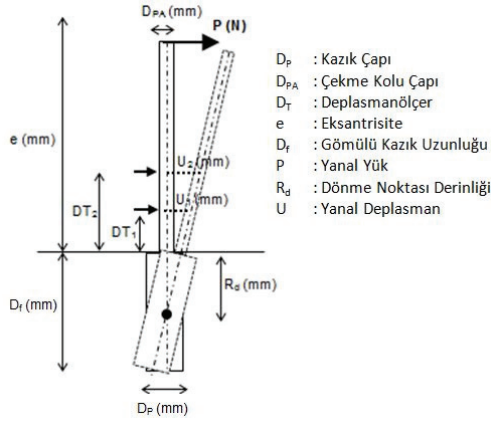
### 2.3. Deney Prosedürü

Kum zemin, hem gevşek hem de sıkı durumda, iç yüzeyleri 3cm aralıklı yatay çizgiler ile bölünerek ölçeklendirilmiş deney kasası içerisine her bir tabaka için gerekli olan kum ağırlığı hesaplanıp tartılarak yerleştirilmiştir. Gevşek kum zemin tabakaları için hesaplanan malzeme miktarı, kasa içerisine dökülürken herhangi bir sıkışmaya meydan vermeyecek şekilde kasa içerisine mümkün olan en yakın mesafeden dökülmüş ve her tabakadaki zemin yüzeyi zemine baskı yapılmaksızın düzeltilmiştir. Sıkı kum zemin durumunda ise, her tabakaya girecek malzeme miktarı gevşek kum zemin tabakasında olduğu gibi kasa içerisine yerleştirilmiş, hazırlık deneyleri aşamasında belirlenmiş olan miktarda enerji, titreşim cihazı ile kontrollü bir şekilde uygulanmış ve konulan kum zeminin gerekli tabaka yüksekliği seviyesine gelmesi

sağlanmıştır. Hem gevşek hem de sıkı kum zemin durumunda yerleştirilen her bir tabakanın kalınlığı, cam yüzeyler üzerinde bulunan ve tabaka sınırlarını belirleyen yatay çizgilere göre kontrol edilmiştir. Kazık ucunun oturacağı zemin yüzeyi seviyesine ulaşıncaya kadar kum zemin, kasa içerisinde belirtilen yol izlenerek doldurulmuştur. Bu seviyeye gelindiğinde, zemin yüzeyinin düzgünlüğü kasanın uzun ve kısa kenarı doğrultusunda, su terazisi kullanılarak kontrol edilmiştir. Model deneylerde kazığın, zemin içerisinde uygun açılarda yerleştirilebilmesi ve kasa kum zemin ile tamamen doluncaya kadar, gerek gevşek zemin tabakaları, gerekse sıkıştırma işleminin uygulandığı zemin tabakalarında, titreşim cihazının deney düzeneğine vereceği etkiyi en aza indirmek ve kazığı kasa içerisinde sabit konumda tutabilmek için kazık sabitleme aparatı kullanılmıştır (Şekil 4a-4b).



Şekil 4 - a) Kazık Sabitleme Aparatı [9], b) Gömülü Kazık Eleman, Çekme Kolu ve Bağlantı Aparatları [28], c) Kazık Döndürme Aparatının Sabitlenmesi (Mısır, 2015) [28]



Şekil 5 - Model Deney Sistemine ait Geometri (Mısır, 2015) [28]

Kazık döndürme aparatı ise, kazık sabitleme aparatına yerleştirilen birbirine kaynakla monte edilmiş, iki ayrı dairesel çelik borudan oluşmaktadır (Şekil 4c). Yatay olan parça, kazık sabitleme aparatına monte edilen kısım olup, iç çapı bağlantı elemanı olan vidanın girebileceği kadardır. Düşey konumda olan çelik boru ise, çekme koluna bağlanıp, istenilen açıda kazığı sabitlemek için kullanılmıştır. Açı değeri, açıölçer yardımıyla belirlenip, sabitlenmiştir.

Gömülü kısa kazık eleman yanal yük etkisi altında Şekil 5’te verildiği gibi, kısa kazık üzerinde oluşan bir dönme noktası etrafında rijit bir dönme hareketi yapacaktır. Bu hareket ile, kazık çekme kolu üzerinde alınacak 2 noktanın yatay deplasmanından yola çıkılarak, dönme noktasının yeri belirlenebilmektedir. Bu amaçla; zemin yüzeyinden 14 ve 23 cm mesafede, kazık çekme kolu üzerine 2 adet deplasmanölçer yerleştirilmiştir. Yüklemelelere üstteki deplasman ölçerin 1 cm’lik kapasitesine ulaşıncaya kadar devam edilmiştir. Yanal yük ise, zemin yüzeyi üzerinden 300mm yükseklikte, çekme koluna vidalanmış bilyalı bir kancaya bağlanan çelik halat yardımı ile uygulanmış ve uygulanan yük değerleri 500N kapasiteli yük halkası ile ölçülmüştür.

#### 2.4. Deney Programı

Deneyisel çalışmalarda, rijit (kısa) kazığın homojen sıkı ve tabakalı kum zemin içerisine, düşey ve/veya eğik olarak yerleştirilmesi durumlarında elde edilen taşıma kapasiteleri 27 farklı model deney sonucu ile değerlendirilmiştir. Deney programı hazırlanırken, homojen sıkı kum zemin koşulu için  $-20^\circ$ ,  $-15^\circ$ ,  $-10^\circ$ ,  $0^\circ$ ,  $+10^\circ$ ,  $+15^\circ$  ve  $+20^\circ$ ’lik kazık yerleşim açlarına sahip kısa kazıkların davranışları incelenmiştir (Tablo 2a). Tabakalı zemin koşullarında ise, gevşek zemine ait tabaka kalınlıkları 6, 12, 18 ve toplam kazık boyu olan 20 cm arasında değişen 4 farklı tabakalı kum zemin durumu dikkate alınmıştır. Tabakalı zemin koşullarında kazık yerleşim açıları  $-20^\circ$ ,  $-10^\circ$ ,  $0^\circ$ ,  $+10^\circ$  ve  $+20^\circ$  arasında değiştirilmiştir (Tablo 2b).

Tablo 2a - Homojen Zemin Koşulunda Deney Programı

KAZIĞIN YERLEŞİM ŞEKLİ	SIKI KUM
Yükleme Yönünde Yerleştirilmiş Kazık (Negatif Yön)	D-S(-20)
	D-S(-15)
	D-S(-10)
Düşey Yerleşimli Kazık	D-S(0)
Yüklemeye Zıt Yönde Yerleştirilmiş Kazık (Pozitif Yön)	D-S(10)
	D-S(15)
	D-S(20)

Tablo 2b - Tabakalı Zemin Koşulunda Deney Programı

Gevşek Tabaka Kalınlığı	6 cm (%30)	12 cm (%60)	18 cm (%90)	20 cm (%100)
	GEVŞEK KUM	GEVŞEK KUM	GEVŞEK KUM	GEVŞEK KUM
Deney Adı	D-T6(-20)	D-T12(-20)	D-T18(-20)	D-T20(-20)
	D-T6(-10)	D-T12(-10)	D-T18(-10)	D-T20(-10)
	D-T6(0)	D-T12(0)	D-T18(0)	D-T20(0)
	D-T6(10)	D-T12(10)	D-T18(10)	D-T20(10)
	D-T6(20)	D-T12(20)	D-T18(20)	D-T20(20)



Burada D, deneysel çalışmadan elde edilmiş olması durumunu, S, homojen sıkı zemin koşulunu, T ise zemin yüzeyinden 6, 12, 18 ve 20 cm (kazık boyunun sırasıyla %30, 60, 90 ve 100'ünün gevşek kum zemin içinde olması) derinliklerde değişen gevşek tabaka kalınlıklarını gösteren tabakalı kum zemin koşulunu sembolize etmektedir. Parantez içinde yer alan değerler ise, kazığın düşey eksene göre yerleşim açısını göstermektedir.

### 3. 3 BOYUTLU (3D) ve 2 BOYUTLU (2D) SAYISAL ANALİZLER

Temel mühendisliği problemlerinin sonlu elemanlar, sonlu farklar vb. sayısal analiz yöntemleri ile hesaplanması son yıllarda yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu tarz yöntemler, mevcut hesap yöntemlerine alternatif olarak geliştirilmiş ve hesap kolaylığı, zaman tasarrufu, geliştirilen kullanıcı dostu ara yüz programları ve alternatif çözümlerin kolayca denenebildiği parametrik çalışmalara olanak tanınması nedeni ile kullanımı giderek yaygınlaşmaktadır. Yanal yüklü eğik kazıkların sayısal modellemeleri ile ilgili birkaç çalışmaya aşağıda yer verilmiştir.

Rajashree ve Sitharam (2001) [30] tarafından yapılan çalışmada yanal yüklü eğik kazıkların statik ve tekrarlı yükler altındaki davranışını modellemek için, kazığın bir kiriş eleman, zeminin ise, elastoplastik yay elemanlar olarak modellendiği bir sonlu elemanlar programı geliştirilmiştir. Statik durum için zemin davranışı hiperbolik modelle, tekrarlı yükler altındaki zemin davranışı ise modifiye hiperbolik modelle oluşturulmuştur. Geliştirilen model, statik ve tekrarlı yükler altında yapılmış olan laboratuvar ve arazi deney verileri ile doğrulanmıştır. Yang ve Jeremic (2005) [31] tarafından plastik-plastik zemin içerisindeki tekil kazığın davranışı, 3 boyutlu OpenSees programı ile incelenmiştir. Kazık davranışı, kazığın üniform kum zemin, üniform kil zemin, kil içerisinde kum tabakası ve kum zemin içerisinde kil tabakasına yerleştirilmesi durumları için analiz edilmiş ve sonuçlar p-y eğrileri ile karşılaştırılmıştır. Karthigeyan ve ark. (2007) [32] homojen kum ve kil zemin içerisindeki kazığa etkileyen düşey yükün, kazığın yanal yük taşıma kapasitesine olan etkilerini GEOFEM3D programı ile araştırmışlardır. Kil zemin için Von-Mises göçme kriteri, kum zemin için Drucker-Prager malzeme modeli kullanılmıştır. Kumlu ve killi zeminlerde gerçekleştirdikleri analiz sonuçlarını, literatürdeki deneysel çalışmalar ile doğrulamışlardır. Kumlu zeminde yapılan analizlerde düşey yükün artması, yanal yük taşıma kapasitesini %40'a kadar arttırmaktadır. Kombine yük altındaki kazıkların yanal yük taşıma kapasiteleri, aynı zamanda, L/B oranına da bağlı olup, bu oranın artması ile düşey yükün yanal kapasite üzerinde yarattığı etki azalmaktadır. Kum zeminlerde, L/B oranının 25'ten, kil zeminlerde ise 16'dan büyük olduğu durumlarda, düşey yüklemenin, kazığın yanal yük taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi sabit kalmaktadır. Achmus ve ark. (2009) [33] tarafından kısa ve uzun kazıkların eğik yükler altındaki davranışları ABAQUS 3D programı ile analiz edilmiştir. Kazıklar üzerine, yatay ile 0°, +30°, +60° ve +90° açı yapacak şekilde eğik yükler uygulanmıştır. Sayısal modellemede kullanılacak nihai yük değeri ise, kazık başının 20 cm (kazık çapının %10'u) deformasyonuna karşılık gelen değerler olarak alınmıştır. Kombine yük altında kazık-zemin etkileşimi uzun ve kısa kazıklar için bir diyagramda özetlenmiştir. Basınca zorlanan eğik yük altındaki rijit ve flexible kazıkta meydana gelen yatay deplasman, eğim açısından, dolayısı ile düşey yükten bağımsızken, rijit kazıkta yatay yük bileşeninin düşey deplasman değeri üzerinde oldukça etkili olduğu görülmüştür. Maouche ve ark. (2009) [34] tarafından yanal yüklü kazıkların davranışını modellemek için, Plaxis 2D programı kullanılmıştır. Çalışmanın temel amacı, kazıkta oluşan maksimum yanal ötelenmenin, kazık

geometrisine ve non-lineerlik etkilerine bağlı olarak incelenmesidir. Bu çerçevede lineer ve non-lineer olarak kabul edilen kumlu ve killi zeminler üzerinde analizler yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılan literatürdeki çalışmalar ile oldukça uyumlu çıkmıştır. Rahimi ve Bargi (2010) [7] tarafından yapılan çalışmada, sıkı kum içerisinde yer alan, 21 adet düşey ve 4 adet eğik kazıktan oluşan rıhtım temellerinin davranışını incelemek için, 3 boyutlu ABAQUS programı kullanılmıştır. Eğik kazık pozisyonunu ve eğiminin etkisini araştırmak için yapılan sayısal analizler, kazık başına uygulanan 15.000 kN'luk yatay yük altında gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda, tüm kazıkların düşey olduğu konfigürasyon içerisinde, yüke en yakın sırada yer alan kazıkların uygulanan toplam yükün, %33'ünü taşıdığı görülmüştür. Kazıkların eğik yerleşiminin yaratacağı etkiyi incelemek için, 15°, 20°, 25° ve 30°'lik kazık açılarında analizler yapılmış ve kazık yerleşim açısının artmasıyla, kazık başında meydana gelen deformasyonlar azalırken, eğik kazıklar tarafından taşınan yük değerleri de belirgin bir şekilde artmıştır. Sawant ve Shukla (2012) [35] tarafından kullanıcı tanımlı sonlu elemanlar yöntemine dayanan üç boyutlu sayısal bir formülasyon geliştirilmiştir. Analizler ile, şev tepesinde ve şev tepesine değişken mesafelerde yerleştirilmiş kazıkların davranışları incelenmiştir. Sonuç olarak, kazığın şev tepesine yerleştirilmesi ile, şev eğiminin 1/2 den 1/1 e yükselmesi durumunda, kazık başındaki deplasmanda %14'e, eğilme momentinde ise, %7'ye varan artışlar gözlenmiştir. Şev tepesine olan mesafenin 5D olduğu durumda şev etkisinin azaldığı ve bu mesafede yanal deplasmandaki maksimum artışın, sadece % 2 kadar olduğu görülmüştür. Mroueh ve Shahrour (2008) [36] tarafından kombine çekme yüküne maruz eğimli bir kazığın taşıma kapasitesi üç boyutlu sonlu eleman analizleri ile araştırılmıştır. Kazık-zemin ara yüzündeki temas şartlarının kazığın tepkisine olan etkisi de incelenmiştir. Sonuçta; uygulanan kombine çekme yükünün, kazık düşey eksenine ile yapmış olduğu açının eğimli kazığın yanal ve düşey yük taşıma kapasitesini etkilediği görülmüştür. Düşey kazıkların yanal yük taşıma kapasitesi kombine yüklemenin eğiminden etkilenmesi de aynı sonuç eğimli kazık durumunda gözlenmemiştir. Kazığın yerleşim açısı, kazık çekme kapasitesini arttırmaktadır. Uygulanan kombine çekme kuvvetinin eğimli kazığın düşey eksenine ile yapmış olduğu açı 0°'den 10°'ye kadar artmasıyla çekme kuvveti taşıma kapasitesi de yaklaşık olarak %50 azalmaktadır. Uygulanan kombine çekme kuvvetinin kazık eksenine ile yapmış olduğu açı 10°'yi aştığında, kazık-zemin ara yüzündeki etkileşimin etkisi de ihmal edilebilir mertebede elde edilmiştir.

Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen sayısal analizler, sonlu elemanlar yöntemini kullanan PLAXIS programı yardımı ile gerçekleştirilmiştir. Bu program, geoteknik problemlerinin deformasyon analizlerinin gerçekleştirilmesi için geliştirilmiş bir programdır. Plaxis programı, hem uygulamacılar hem de araştırmacılar için, 2-D ve 3-D versiyonları ile piyasaya sürülmüştür. Üç boyutlu programda problem, yükleme koşulları, malzeme özellikleri ve sınır şartları bakımından olduğu gibi ele alınıp, modellenilebilmektedir. İki boyutlu versiyonunda ise, seçilen problem, problem geometrisi ve yükleme koşuluna uygun olarak, eksenel simetri veya düzlem deformasyon koşullarına indirgenmek durumundadır. Bu noktada önemli olan, problem geometrisi ve yükleme koşullarının aynı anda sağlanabilmesidir.

Yanal yüklü rijit kazıkların, homojen sıkı ve tabakalı kum zemin içerisine düşey ve eğik olarak yerleştirilmeleri durumundaki yük- deplasman davranışlarının incelenmesi amacıyla, Plaxis 2D v.8.2 ve Plaxis 3D 2013 programları kullanılmıştır. Problemin, üç boyutlu olarak ele alınarak deney sonuçları ile karşılaştırılması en uygun analitik çözüm yöntemidir.

Sistemin iki boyuta indirgenmesi ise bir fizibilite çalışması olarak kabul edilmiş ve sonuçlar bir katsayı yaklaşımı ile gerçek davranışa dönüştürülmüştür.

### 3.1. Plaxis 3D ile Yapılan Analizler

Homojen sıkı ve tabakalı kum zemin koşullarında, kazık yerleşim açısının, kazığın yanal yük taşıma kapasitesine etkisini araştırmak için, üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemi ile analizler yapılmıştır. Model geometrisi ve sınır şartları, deney kasası dikkate alınarak oluşturulmuştur. Sayısal analizlerde, hem sıkı hem de gevşek kum zemin için Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır. Bu modelde kullanılan elastisite modülü değeri, iki farklı sıklıktaki kum zemin için üç eksenli deney sonuçlarından elde edilmiştir. Modelde, elastisite modülünün derinlikle lineer olarak değişen bir yaklaşımla tanımlanması, sabit elastisite modülü kullanılarak elde edilen yük-deplasman davranışına göre daha gerçekçi sonuçlar ortaya koymuştur. Homojen gevşek ve T20 setine ait tabakalı kum zemin durumu için artımsal ve referans elastisite modüllerinin temsili hesap detayları Mısır 2015'te [28] verilmiştir. Plaxis analizlerinde, derinlikle değişen rijitlik yaklaşımının kullanılabilmesi için, herhangi bir referans derinliğinde ( $y_{ref}$ ) başlangıç elastisite modülü ( $E_{ref}$ ) ve artan her birim derinlik için artımsal elastisite modülünün ( $E_{inc}$ ) tanımlanması gerekmektedir. Tabakalı kum zemin durumunda, derinlikle lineer olarak değişen elastisite modülleri tanımlanırken, hem değişken kalınlıktaki gevşek kum, hem de bu tabakayı takip eden sıkı kum zemin tabakası için parametreler hesaplanmıştır. Analizlerde kullanılan homojen sıkı kum ve tabakalı durumda üstteki gevşek kum zemin tabakalarına ait malzeme parametreleri Tablo 3'te verilmiştir.

Tablo 3 - Gevşek ve Sıkı Kum Zemin için Zemin Parametreleri

	Gevşek Kum	Sıkı Kum
$\gamma_n$ (N/cm <sup>3</sup> )	0.015	0.017
$E_{ref}$ (MN/m <sup>2</sup> )	0.01	0.01
$E_{inc}$ (MN/m <sup>2</sup> /cm)	0.624	1.020
$y_{ref}$ (cm)	0	0
$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.01	0.01
$\phi$ (°)	38	44
$\psi$ (°)	8	14

Gevşek kum tabakasını takip eden sıkı kum zemin için ise, referans derinliği ( $y_{ref}$ ) değişken olup, ilgili derinlikteki referans elastisite modülü ve dolayısı ile artımsal elastisite modülü değerleri ayrı ayrı hesaplanmalıdır. Karşılaştırmalarda kullanılan tipik set (T20) için elastisite modülü değerleri Tablo 4'te verilmiştir.

Üç boyutlu sayısal analizlerde, yanal yük altındaki rijit kazık ve çekme kolunu modellemek için, kiriş (beam) eleman kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan çelik kazık ve çekme kolu için kiriş elemana tanımlanan malzeme parametreleri Tablo 5'te verilmiştir. Modelin analiz adımları tanımlanırken, ilk analiz adımı olarak başlangıç gerilme durumunun tanımlanması gerekmektedir. Başlangıç gerilme durumu Plaxis programında, "K0 Procedure" ya da

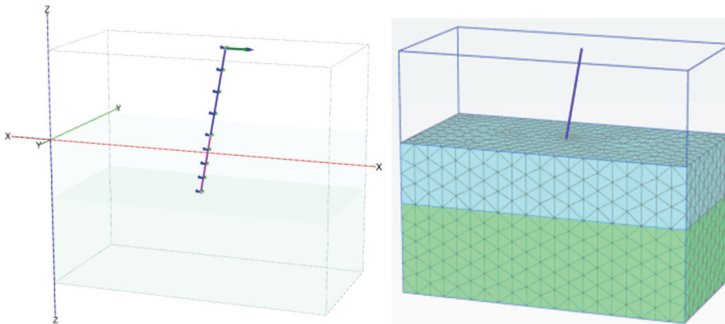
“Gravity Loading” seçeneklerinden uygun olanı kullanılarak tanımlanmaktadır. “K0 Procedure”, yüklemeler ve yapısal nesnelere hariç, sadece zeminin ağırlığını ve boşluk suyu basınçlarını dikkate almaktadır. Ayrıca bu seçenek deneysel çalışmalarda olduğu gibi, sadece zemin yüzeyinin yatay olduğu ve bütün zemin tabakaları ile yer altı su seviyesinin bu zemin yüzeyine paralel olduğu durumlarda kullanılmaktadır. Analizler, başlangıç gerilme durumunun tanımlanmasının ardından zemin üst kotundan 30 cm yukarıda uygulanan yanal hareket ile deplasman kontrollü olarak gerçekleştirilmiştir. 3 boyutlu sonlu elemanlar modeli ve ağ düzenine ait tipik bir görüntü Şekil 6a ve b’de verilmiştir.

Tablo 4 - 20 cm Gevşek Kum Zemin Kalınlığında Elastisite Modülü Değerleri

DENEY KOŞULLARI	Elastisite Modülü	Tabakalı Kum Zemin T20
Gevşek Kum Tabakası	$E_{ref}$ (MN/m <sup>2</sup> )	0.01
	$E_{inc}$ (MN/m <sup>2</sup> /cm)	0.624
Sıkı Kum Tabakası	$E_{ref}$ (MN/m <sup>2</sup> )	12.490
	$E_{inc}$ (MN/m <sup>2</sup> /cm)	1.497
Sıkı Kum 10° Eğimli Kazık	$E_{ref}$ (MN/m <sup>2</sup> )	12.303
	$E_{inc}$ (MN/m <sup>2</sup> /cm)	1.481
Sıkı Kum 20° Eğimli Kazık	$E_{ref}$ (MN/m <sup>2</sup> )	11.741
	$E_{inc}$ (MN/m <sup>2</sup> /cm)	1.438

Tablo 5 - Çelik Kazık Elemana ait Malzeme Parametreleri

	Çekme Kolu	Gömülü Kazık
<b>Malzeme Tipi</b>	Elastik	Elastik
$\gamma$ (N/cm <sup>3</sup> )	0.077	0.077
<b>E</b> (MN/m <sup>2</sup> )	$2.1 \cdot 10^5$	$2.1 \cdot 10^5$
<b>I<sub>2</sub>-I<sub>3</sub></b> (cm <sup>4</sup> )	1.92	30.68
<b>Alan</b> (cm <sup>2</sup> )	4.909	19.64

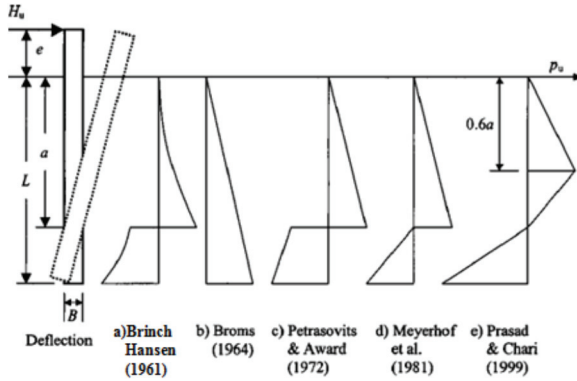


Şekil 6 - a) 3D Sonlu Elemanlar Modeli b) Sonlu Elemanlar Ağı

### 3.2. Plaxis 2D ile Yapılan Analizler

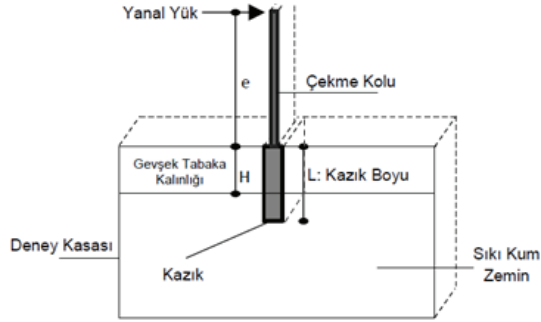
Yanal yüklü kazık probleminin 2 boyutlu analizi her ne kadar, geometrik ve yükleme koşulları açısından eksenel simetrik durumu bir arada taşımadığı için 3 boyutlu olarak ele alınması gereken bir geoteknik problem olsa da, modeli düzlem deformasyon koşullarda ele alarak yanal yük etkisi altında rijit bir duvar problemine dönüştürmek, literatüre de katkı sağlayacak yeni bir bakış açısı sağlamıştır. Gerçek problem ile indirgenmiş 2 boyutlu problem arasındaki dönüşüm, sabit katsayılar ile gerçekleştirilmiş ve yaklaşımın bir fizibilite çalışması olarak ele alındığı ve geoteknik mühendisliği için farklı bir bakış açısı oluşturacağı düşünülmektedir.

Yanal yüklü eğik yerleşimli rijit kazıkların, homojen sıkı ve tabakalı zeminlerdeki davranışlarının 2 boyutlu olarak irdelenmesinde, dairesel kesitli kazık eleman, model bazında eksenel simetrik bir geometriyi yansıtsa da, yanal tekil yük sebebi ile sistem eksenel simetrik davranıştan çıkmaktadır. Bu sebeple, 2 boyutlu modellemede, yanal yüklü rijit dairesel kazıkların davranışı düzlem deformasyon koşulları altında analiz edilmiştir. İki boyutlu modelde, rijit kazık, birim genişlikte bir duvar eleman gibi tasarlanmış, yanal yük uygulanmasıyla, pasif zemin bölgelerinden aldığı dayanım ile taşıma gücüne ulaştığı kabul edilmiştir. Literatürdeki yaygın analitik çözüm yöntemleri de göz önüne alındığında, böyle bir yaklaşımın kullanılması, kazığın yanal yük taşıma kapasitesinin, sadece zemin bölgelerinden aldığı, pasif zemin basınçlarına bağlı olarak belirlenmesi ilkesi ile örtüşmektedir (Şekil 7).



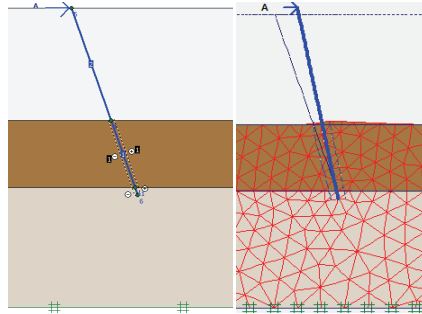
Şekil 7 - Araştırmacılar Tarafından Önerilen Zemin Direnci Dağılımları  
(Zhang ve ark., 2005) [37]

İki boyutlu sayısal analiz için oluşturulan model geometrisi, deneysel çalışmalarda kullanılan küçük ölçekli model deney kasası boyutlarında hazırlanmıştır. Probleme ait sınır şartları girildikten sonra, zemin için Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır. Yapısal eleman modellenmesi için levha eleman kullanılmış ve çelik malzeme parametreleri tanımlanmıştır. Daire kesitli gömülü kazık ve çekme kolu için eşdeğer alan yöntemi kullanılarak, bu elemanlar rijit bir duvar olarak modellenmiştir. Yanal yük zemin yüzeyinden 30 cm yukarıdan etkiyen yatay tekil yük olarak uygulanmıştır (Şekil 8).



Şekil 8 - Düzlem Deformasyon Koşullarında Problemin Şematik Görünümü (Mısır, 2015) [28]

Zemin ortamının iki boyutlu olarak modellenmesinin ardından, sistem, 15 düğümlü sonlu sayıdaki üçgen elemanlara bölünmüştür. Analizlerde, orta sıklıktaki ağ düzeni seçilmiş ve başlangıç gerilme koşulu için “K0 Procedure” seçeneği ile sistemde efektif gerilme dağılımı tanımlanmıştır. Analiz aşamaları, başlangıç gerilme koşuluna ilave olarak, kazık ve çekme kolunun aktif halde olduğu ikinci adım ve tekil yükün uygulandığı üçüncü adım ile gerçekleştirilmiştir. Çalışmada iki boyutlu analizler, yaklaşık bir yöntem olarak ele alınmış ve deney sonuçları ile böyle bir yaklaşımın kabul edilebilir sonuçlar verip vermediği irdelenmiştir. Çalışmaya ait tipik bir sonlu elemanlar modeli ve problemin yükleme sonrası deforme olmuş hali Şekil 9’da verilmiştir.

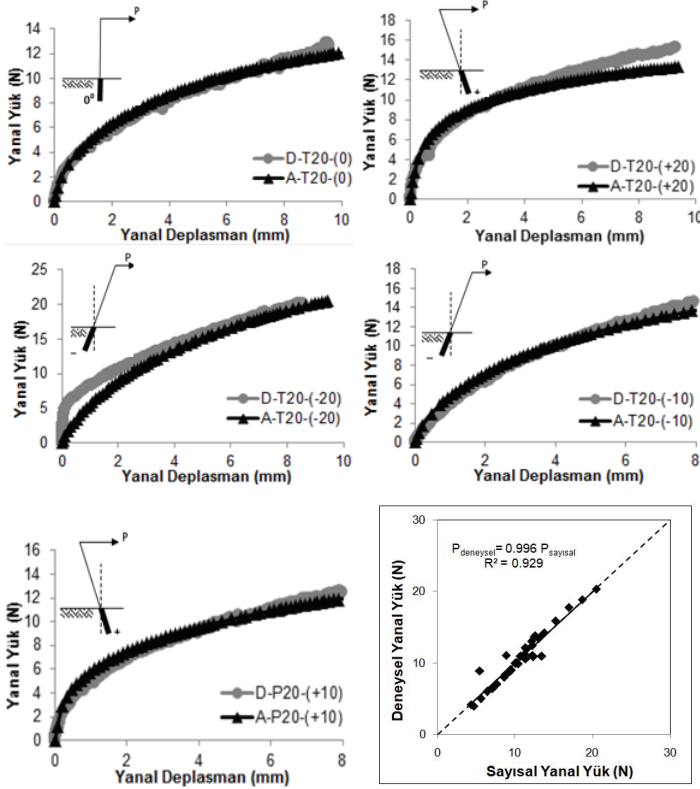


Şekil 9 - Düzlem Deformasyon Koşullarda Problemin Şematik Görünümü

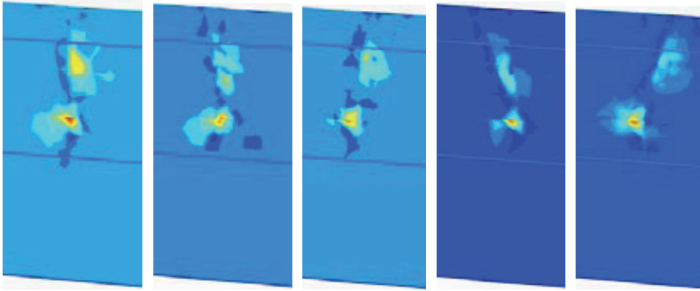
## 4. SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

### 4.1. Deney ve 3 Boyutlu Sayısal Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

Deney programında verilen model deney çalışmalarının tamamı, 3 boyutlu sayısal analizler ile modellenmiştir. Tüm setler için 3D analiz sonuçları deney sonuçları ile oldukça uyumlu çıkarken, bu çalışma kapsamında tipik bir deney seti olarak, kazık boyunun tamamının gevşek kum zemin içinde kaldığı (T20) durum ele alınmış, deney ve sayısal analizlerden elde edilen karşılaştırmalı yük-deplasman ilişkileri her kazık yerleşim açısı için ayrı ayrı detaylandırılarak Şekil 10’da sunulmuştur. Karşılaştırmalarda D, deney sonuçlarını, A ise sayısal analizlerden elde edilen sonuçları ifade etmektedir.



Şekil 10 - T20 Deney Seti için Deney ve Sayısal Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması



Şekil 11 - T20 Durumu için Yanal Gerilme Dağılımları

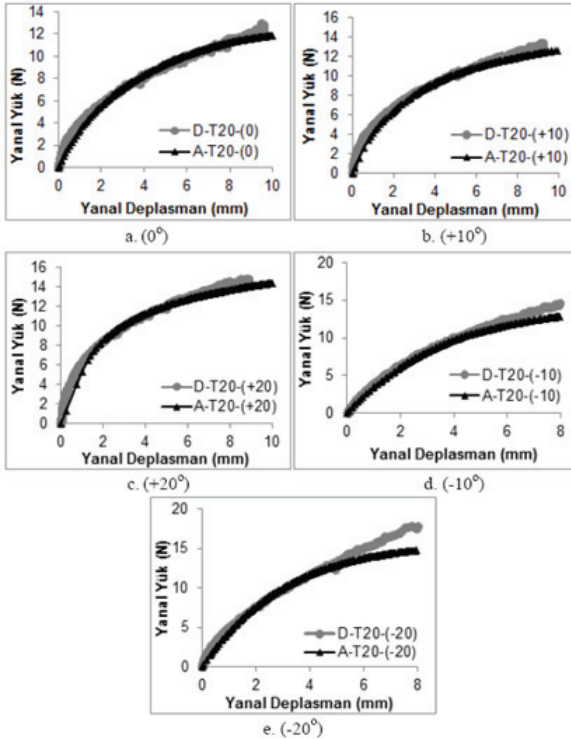
Kazık boyunun %100'ünün gevşek kum tabakası içinde yer aldığı (T20) ve beş farklı kazık yerleşim açısının kullanıldığı deney ve sayısal analiz setlerinden elde edilen yanıl yük değerleri bir arada değerlendirildiğinde, kullanılan 40 adet deney datası  $y=x$  doğrusuna oldukça paralel ve elde edilen ilişki,  $R=0.964$  ( $R^2=0.929$ ) gibi yüksek bir korelasyon katsayısına sahiptir.

Sayısal analiz sonuçları yük deplasman ilişkisi bakımından incelendikten sonra, yanal yük etkisi ile rijit kazık etrafında yer alan zemin bölgesinde oluşan yanal gerilmelerin dağılımları da, Plaxis 3D program çıktıları üzerinden incelenmiştir. Kazık boyunun %100'ünün gevşek kum zemin içerisinde olduğu tabakalı zemin durumuna ait yanal gerilme dağılımları Şekil 11'de verilmiştir.

Analizlerden elde edilen yanal gerilme dağılımları incelendiğinde, dönme noktası üstü kazık ön yüzü ile dönme noktası altı kazık arka yüzünde oluşan pasif bölgeler ile bu bölgelerin aksi yönünde kalan ve çekme gerilmelerinin olduğu bölgeler açıkça görülmektedir. Kazık boyunun tamamının gevşek kum zemin içerisinde kaldığı ve kazık tabanının sıkı kum zemine oturduğu yerleşimde, maksimum yanal gerilme değeri kazık tabanına yakın bölgede yoğunlaşmaktadır (Şekil 11). Bu durum kazığın temas halinde olduğu zemin bölgesinde, rijitlikleri birbirinden farklı iki ayrı zeminin yer aldığı durumda, en büyük yatay gerilmelerin, rijitliğin fazla olduğu zemin bölgesinde yoğunlaşması ile açıklanabilmektedir.

#### 4.2. Deney ve 2 Boyutlu Sayısal Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

5 farklı zemin koşulu ve 5 farklı kazık yerleşim açısında gerçekleştirilen iki boyutlu sayısal analiz sonuçları, deney sonuçlarından elde edilen yük-deplasman eğrileri ile karşılaştırıldığında benzer non-lineer forma sahip olduğu görülmektedir. Ancak, iki boyutlu analizlerden elde edilen yük değerleri, deneylerden elde edilen değerlere kıyasla oldukça

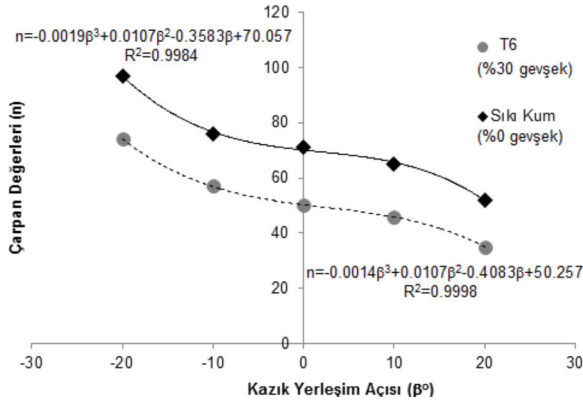


Şekil 12 - T20 Setinde 2D Analiz ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırması

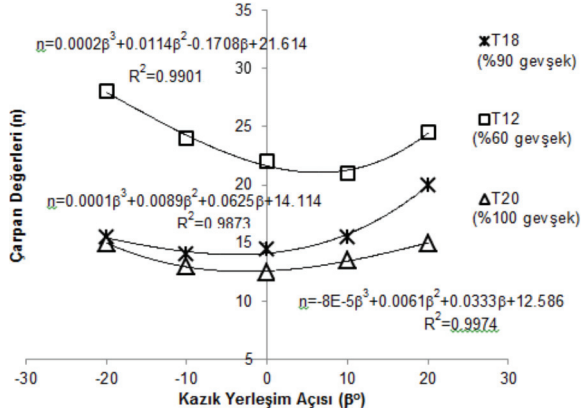


küçük mertebelerde kalmaktadır. Bu nedenle, iki boyutlu sayısal analizler ile sonuca gidilebilecek uygun bir yaklaşımın geliştirilebilmesi amacıyla, iki boyutlu sayısal analizlerden elde edilen yük değerleri, deney eğrileri ile örtüşecek ve ortalama bağıl hata minimum kalacak şekilde uygun birer sabit katsayı ile çarpılmıştır.

Deney ve 2-D sayısal analizlerden elde edilen karşılaştırmalı yük-deplasman grafikleri 5 farklı kazık yerleşim açısı için gevşek kum zemin tabaka kalınlığının %100 olduğu tabakalı zemin deney seti için Şekil 12'de verilmiştir. Tüm zemin ve kazık yerleşim açıları için, iki boyutlu sayısal analiz sonucunu deneyden elde edilen yük-deplasman eğrisine yaklaştıran katsayılar, kazık yerleşim açısının bir fonksiyonu olarak yüksek korelasyon katsayısı ile ( $R=0.99$ ) tanımlanmıştır (Şekil 13a-b).



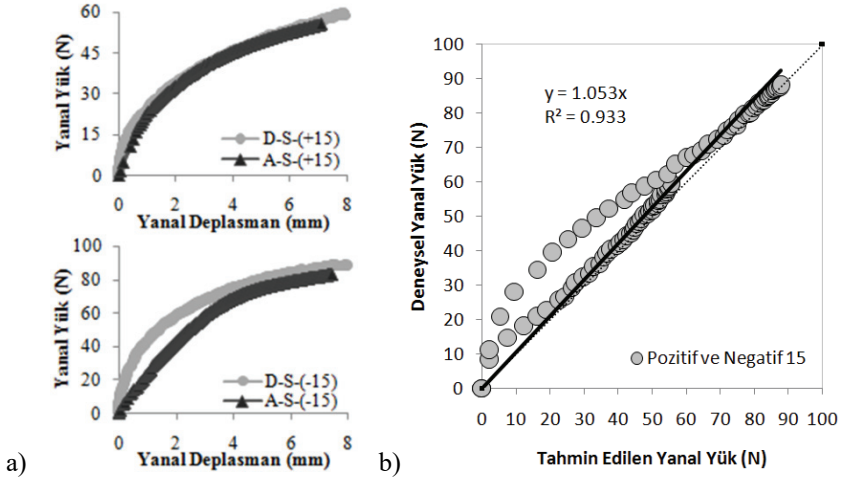
Şekil 13a - Homojen ve Tabakalı Zemin Durumları için Çarpan Değerleri (Sıkı Kum ve T6)



Şekil 13b - Homojen ve Tabakalı Zemin Durumları için Çarpan Değerleri (T12, T18 ve T20)

Bununla birlikte; bu çalışma kapsamında tariflenen yaklaşımın tutarlılığı, benzer koşullarda elde edilmiş deney sonuçları ile karşılaştırılarak değerlendirilebilir. Bu amaçla, homojen sıkı kum zemin koşulunda gerçekleştirilen ve ilgili denklemlerin türetilmesinde kullanılmayan,

negatif ve pozitif yönlü 15°'lik ara açı değerleri için elde edilen deney sonuçları, iki boyutlu analizler için öne sürülen katsayıların geçerliliğini test etmek amacı ile kullanılmıştır (Şekil 14a). Sıkı kum zeminde pozitif ve negatif yönlerde 15° açı ile yerleştirilen kazık için 2 boyutlu sonuçları deney sonuçlarına yaklaştıran katsayılar sırası ile 60.7 ve 84.2 olarak hesaplanmıştır. Deneysel çalışmalar ve katsayılar ile desteklenmiş 2 boyutlu analiz sonuçları arasında oldukça yakın bir ilişki elde edilmiş ve aynı yanal harekete karşı gelen deneysel ve tahmin edilen yanal yük değerleri arasında (R) 0.966 gibi yüksek bir korelasyon katsayısı elde edilmiştir (Şekil 14b).



Şekil 14 - a) İki Boyutlu Analizler için Kullanılan Katsayıların Doğrulanması, b) Deney ve 2B Analiz Sonuçlarından Elde Edilen Yanal Yük Değerlerinin Karşılaştırılması

Tablo 6 - Çelik Kazık Elemana ait Malzeme Parametreleri

Deney Adı	Yanal Deplasman Miktarı					
	%5 2.50 mm		%10 5.0 mm		%15 7.50 mm	
	Analiz	Deney	Analiz	Deney	Analiz	Deney
S-(+15)	34.84	37.28	47.41	49.58	54.01	58.08
	% 6.5		% 4.4		% 7.0	
S-(-15)	51.96	61.57	75.98	79.48	83.80	87.77
	% 15.6		% 4.4		% 4.5	

Rijit kazık çapının 50 mm olduğu durumda kazık başında meydana gelen 3 farklı yanal ötelenme oranları için (s/D=%2.5, %5.0 ve %7.5), model deney ve 2 boyutlu sayısal analiz sonuçlarından elde edilen yanal yük değerleri karşılaştırıldığında, hata oranları pozitif yerleşimli kazık durumunda ortalama %5.97, negatif yerleşimli kazık durumunda ise %8.17

mertebelerinde elde edilmiştir. İlgili yöntemin bir yaklaşım metodu olduğu düşünüldüğünde, sonuçların oldukça umut verici olduğu söylenebilir (Tablo 6).

Elde edilen sonuçlara göre, gerçek çözümünün üç boyutlu olarak elde edilmesi gereken yanal yük altındaki kısa kazık problemi, iki boyuta indirildiğinde, problem önemli kabuller içererek boyut değiştirmekte ve yanal yönde şerit yük altındaki rijit bir duvar problemine dönüşmektedir. Ancak, iki boyutlu analiz sonuçlarında gerçek problem ile benzer davranışın gözlenmesi ve literatürde bu tarz problemlerin iki boyutlu olarak incelenabiliyor olması (Kok ve Huat, 2008 ve Maouche ve ark., 2009) [38-39] dikkate alındığında, problemin iki boyuta indirilmesiyle elde edilen sonuçların kabul edilebilir sınırlar içerisinde olduğu görülmüştür.

## 5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, yanal yük etkisindeki tekil kazığın, homojen ve tabakalı zemin koşullarında, deney kasası içerisine düşey ve eğik olarak yerleştirilmesi durumlarında yanal yük taşıma kapasiteleri araştırılmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlar, sonlu elemanlar yöntemi ile non-lineer analiz yapan iki ve üç boyutlu PLAXIS programından elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

Elde edilen sonuçlardan öne çıkan hususlar, aşağıda sunulmuştur.

- Deney çalışmaları iki ve üç boyutlu olarak Plaxis programı ile modellenmiştir. Üç boyutlu modellemelere ait analizler deney setleri için gerçekleştirilmiş olup, tipik bir deney setine (T20) ait sonuçlar sunulmuştur. Karşılaştırmalardan deney ve üç boyutlu sayısal analiz sonuçlarının oldukça uyumlu olduğu görülmüştür.
- Üç boyutlu sayısal analizlerden elde edilen yanal gerilme dağılımları incelendiğinde, sistemin yük performansında etkili olan dönme noktası üstü kazık ön yüzü ile dönme noktası altı kazık arka yüzünde oluşan pasif bölgeler ile, bu bölgelerin aksi yönünde kalan ve çekme gerilmelerinin oluştuğu bölgelerdeki dağılımlar açık bir şekilde elde edilmiştir.
- Kazık ile temas halinde olan zemin bölgesinde, göreceli olarak rijitlikleri birbirinden farklı iki zeminin yer alması durumunda, rijitliği daha fazla olan zeminde oluşan yanal gerilme dağılımı daha belirgin olurken, üst tabakada yer alan gevşek kum zeminde yanal gerilme dağılımı daha küçük mertebelerde kalmaktadır. Gevşek tabaka kalınlığının artması sonucu, bu bölgede, mevcut sürşarj yükünün etkisi ile yanal gerilmelerde bir artış olsa da, maksimum yanal gerilme değeri, nispeten rijitliği yüksek olan zemin tabakası içerisinde kalmaktadır.
- Yanal yüklü kazık probleminin iki boyutlu olarak modellenmesi, geoteknik mühendisliğinde yaygın olarak kullanılan bir yaklaşım değildir. Bu çalışmada ilk defa, iki ve üç boyutlu (gerçek problem) model arasındaki dönüşüm farkı, sabit katsayılar kullanılarak aşılmıştır.
- İki boyutlu analizler ile elde edilen yük-deplasman ilişkisi, deney sonuçları ile uyumlu olacak şekilde, uygun birer katsayı ile çarpılmıştır. Bu katsayılar arasında kurulan sistematik ilişki ile katsayı belirlemede kullanılmayan, homojen sıkı zemin koşulunda gerçekleştirilen  $-15^\circ$  ve  $+15^\circ$ lik ara açı değerleri için yaklaşımın doğruluğu test edilmiştir. Hesaplanan katsayılar kullanılarak elde edilen analiz sonuçları ile deney

sonuçları arasında yeterli bir uyumun oluştuğu gözlenmiştir. Bu durum; kullanılan yaklaşımın kabul edilebilir doğrulukta sonuçlar verdiğini göstermektedir.

### **Semboller**

$c$	: kohezyon
$D_f$	: kazık gömülü boyu
$D_p$	: gömülü kazık çapı
$D_{PA}$	: çekme kolu çapı
$DT$	: deplasmanölçer
$e$	: eksantrisite
$E$	: Elastisite modülü
$E_{inc}$	: artımsal elastisite modülü
$E_{ref}$	: başlangıç elastisite modülü
$H$	: gevşek kum tabaka kalınlığı
$I_{2-3}$	: dairesel kesitte atalet momenti
$L_{\text{çekme kolu}}$	: çekme kolu boyu
$n$	: çarpan değerleri
$P$	: yanal yük
$R$	: korelasyon katsayısı
$R_d$	: dönme noktası derinliği
$R^2$	: determinasyon katsayısı
$S$	: homojen sıkı kum zemin
$T$	: tabakalı zemin
$U$	: yanal deplasman
$y_{ref}$	: referans derinliği
$\beta$	: kazık yerleşim açısı
$\gamma_n$	: doğal birim hacim ağırlık
$\nu$	: poisson oranı
$\phi$	: içsel sürtünme açısı
$\psi$	: dilatasyon açısı

### Kaynaklar

- [1] Poulos, H.G., Davis, E.H., *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons. Inc., New York, N.Y., 1980.
- [2] Brinch-Hansen, J., *The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces*, The Danish Geotechnical Inst., Bulletin No:12, 5-9, 1961.
- [3] Broms, B.B., *Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 90(2), 27-63, 1964a.
- [4] Broms, B.B., *Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 90 (3): 123-156, 1964b.
- [5] Zomorodian, S.M.A., Dehghan, M., *Lateral Resistance of a Pile Installed Near a Reinforced Slope*. Int. J. of Physical Modelling in Geotechnics, 11(4), 156-165, 2011.
- [6] Helm, J., Suleiman, M., *Measuring Soil-Structure Interaction on Laterally Loaded Piles with Digital Image Correlation. Full Field Measurements and Identification in Solid Mechanics*, Procedia IUTAM, (4), 66-72, 2012.
- [7] Rahimi, M.R., Bargi, K., *Efficient Arrangement of Batter Piles of a Pile-Supported Wharf in Sand*. Electronic J. of Geotech. Eng., (15), 729-738, 2010.
- [8] Vu, A.T., Matsumoto, T., Kobayashi, S., Nguyen, T., *Model load tests on battered pile foundations and finite-element analysis*. Int. J. of Physical Modelling in Geotechnics, <http://dx.doi.org/10.1680/jphmg.16.00010>, 2016.
- [9] Vu, A.T., Matsumoto, T., Kobayashi, S., Shimono, S., *Experimental Study on Pile Foundations having Batter Piles Subjected to Combination of Vertical and Horizontal Loading at 1-g Field*. Geotechnical Eng. J. of the SEAGS & AGSSEA, 48(3), 12-24, 2017.
- [10] Albusoda, B.S., Alsaddi, A.F., *Experimental study on performance of laterally loaded plumb and battered piles*. J. of Eng., 23 (9), 23-37, 2017.
- [11] Kyung, D., Lee, J., *Interpretative Analysis of Lateral Load-Carrying Behavior and Design Model for Inclined Single and Group Micropiles*. J. of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., Vo. 144, No:1, 1-11, 2018.
- [12] Reddy, K.M., Ayothiraman, R., *Experimental Studies on Behavior of Single Pile under Combined Uplift and Lateral Loading*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 141, No: 7, 2015.
- [13] Bisaws, S.K., Mukherjee, S., Chakrabarti, S., De, M., *Experimental investigation of free head model piles under lateral load in homogenous and layered sand*. Int. J. of Geotechnical Engineering, Vol. 9, No: 4, 363-378, 2015.
- [14] Hai-Lin, S.M., Lusu Ni, S., Muhannad T. Suleiman, A.M., Anne Raich, A.M., *Interaction between Laterally Loaded Pile and Surrounding Soil*. Journal of Geotech. Geoenviron. Engineering, Vol. 141, No:4, 1-11, 2014.

- [15] Kwon, O.K., Kim, J.B., Kweon, H.M., An Experimental Study on the Resistance and Movement of Short Pile Installed in Sands Under Horizontal Pullout Load. *Int. J. of Naval Architecture and Ocean Eng.*, 6, 87-97, 2014.
- [16] Manoppo, F.J., Behaviour of the Ultimate Bearing Capacity of Single Flexible Batter Pile Under Horizontal Loads in Homogeneous Sand, *Dinamika Teknik Sipil*, 10(2): 116-119, 2009.
- [17] Zhang, L., Mcway, M.C., Lai, P.W., Centrifuge Modelling of Laterally Loaded Single Battered Piles in Sands, *Canadian Geotechnical J.*, 36(6): 1074-1084, 1999.
- [18] Plaxis 2D, Manuals. Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, 2D – Version 8.6. (Edited by Brinkgreve R.B.J., Broere W. And Waterman D.) Delft University of Technology & Plaxis, The Netherlands, 2004.
- [19] Plaxis 3D, Manuals. Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, 3D (Edited by Brinkgreve R.B.J., Broere W. And Waterman D.) Delft University of Technology & Plaxis, The Netherlands, 2013.
- [20] Chari, T.R., Meyerhof, G.G., Ultimate capacity of rigid single piles under inclined loads in sand. *Canadian Geotechnical J.*, (20), 849– 854, 1983.
- [21] Matlock, H., Reese, L.C., Generalized solutions for laterally loaded piles. *J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Div. Eng.*, 86 (5), 63–91, 1960.
- [22] Karatzia, X., Mylonakis, G., Horizontal response of piles in inhomogeneous soil simple analysis. II. *International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, 2012.
- [23] Tomlinson, M.J., *Foundation Design and Construction*, 7. Baskı, Prentice Hall, 2001.
- [24] Santana, A., Aznarez, J.J., Padron, L.A., Maeso, O., A criterion to assess the relevance of structural flexibility on the seismic response of large buried structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, (106), 243–253, 2018.
- [25] Giannakou, A., Gerolymos, N., Gazetas, G., On the Dynamics of Inclined Piles. 10<sup>th</sup> *Int. Conf. on Piling and Deep Foundations*, Amsterdam/Netherlands, May 2006.
- [26] Badry, P., Satyam, D.N., The Effect of the L/D Ratio of Pile Group Using the Equivalent Pier Method Including Interaction. *Int. Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology"*, July 2018, 157-170, 2018.
- [27] Uncuoğlu, E., Kohezyonsuz Zeminlerdeki Kazıkların Yatay Yük ve Moment Etkisi Altındaki Davranışlarının Analizi, *Doktora Tezi*, 277s, Çukurova Üniversitesi, Adana, 2015.
- [28] Misir, G., *Yanal Yüklü Kazıkların Farklı Zemin Ve Yükleme Koşullarında Analizi*, *Doktora Tezi*, 195s, Çukurova Üniversitesi, Adana, 2015.
- [29] *Karayolu Trafik Güvenliğinin Sağlanması Yönünden, Yolun Yapısında Yapılacak Her Türü Çalışmalarda Alınacak Tedbirlerle Karayolu Dışında, Kenarında veya Üzerindeki Diğer Levhalar, Işıklar ve İşaretlemeler Hakkında Yönetmelik*, 1985.

- [30] Rajashree, S.S., Sitharam, T.G., Nonlinear Finite-Element Modeling of Batter Piles Under Lateral Load. *J. of Geotech. and Geoenv. Eng.*, (127), 604-612, 2001.
- [31] Yang, Z., Jeremic, B., Study of Soil Layering Effects on Lateral Loading Behavior of Piles. *J. of Geotech. and Geoenv. Eng.*, (131), 762-770, 2005.
- [32] Karthigeyan, S., Ramakrishna, V.V.G.S.T., Rajagopal, K., Numerical Investigation of the Effect of Vertical Load on the Lateral Response of Piles. *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, (133), 512-521, 2007.
- [33] Achmus, M., Abdel-Rahman, K., Thicken K., Behavior of Piles in Sand Subjected to Inclined Loads. *Juan-Les-Pins, France*, 2009.
- [34] Maouche, H., Boumekik, A., Sbartai, B., Numerical Analysis of the Response of a Single Pile Embedded in Non Linear Uniform Soils. *Int. Review of Mechanical Engineering*, 3(5), 674-678, 2009.
- [35] Sawant, V.A., Shukla, S.K., Finite Element Analysis for Laterally Loaded Piles in Sloping Ground. *Coupled Systems Mech.*, 1(1), 59-78, 2012.
- [36] Mroueh, H., Shahrouh, I., Numerical Analysis of the Response of Battered Piles to Inclined Pullout Loads. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, DOI: 10.1002/nag.765, 2008.
- [37] Zhang, L., Silva, F., Grismala, R., Ultimate Lateral Resistance to Piles in Cohesionless Soils, *J. of Geotech. and Geoenv. Eng.*, 131(1): 78-83, 2005.
- [38] Kok, S.T., Huat, B.B.K., Numerical Modeling of Laterally Loaded Piles, *American Journal of Applied Sciences*, 5(10): 1403-1408, 2008.
- [39] Maouche, H., Boumekik, A., Sbartai, B., Numerical Analysis of the Response of a Single Pile Embedded in Nonlinear Uniform Soils, *International Review of Mechanical Engineering*, 3(5): 674-678, 2009.





# TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI

## TEKNİK DERGİ YAZIM KURALLARI

1. Yazı tümüyle (metin, çizelgeler, denklemler, çizimler) bilgisayarda düzenlenmeli ve baskıya hazır biçimde teslim edilmelidir. Yazı, A4 (210 x 297 mm) boyutlu kağıda, Word ortamında, 10 punto (ana başlık 15 punto) Times New Roman font kullanılarak, bir aralıkla yazılmalı, kağıdın sol ve sağ yanında 40 mm, üst ve alt yanlarında 52.5 mm boşluk bırakılmalıdır.
2. Çizimler ve çizelgelerle birlikte, makaleler 25 sayfadan, teknik notlar 6 sayfadan daha uzun olmamalıdır.
3. Yazı, DergiPark sistemi üzerinden gönderilmelidir. (<http://dergipark.gov.tr/tekderg>)
4. Metin yalnız bir dil ve anlatımla yazılmalı, Türkçe yazım kurallarına uygun olmalı, üçüncü tekil şahıs ve edilgen fiiller kullanılmalı, devrik cümleler içermemelidir.
5. Başlık kısa (en çok 10 kelime) ve açık olmalı, içeriği yansıtabilmelidir.
6. Bölümler (i) öz ve anahtar kelimeler, (ii) diğer dilde başlık, öz ve anahtar kelimeler, (iii) ana metin, (iv) semboller, (v) teşekkür (gerekliyse) ve (vi) kaynaklar sırası içinde düzenlenmelidir.
7. İki dildeki öz çalışmanın amacını, kapsamını, yöntemini ve ulaşılan sonuçları kısaca tanımlamalı ve 100 kelimeyi aşmamalıdır. Gerekli görüldüğünde, öz(ler) yazara sorulmadan yeniden yazılabilir. En az üç tane anahtar kelime verilmelidir. İki dildeki başlık ve öz ve anahtar kelimeler birinci sayfaya sığdırılmalı, birinci sayfanın altında on satır boş bırakılmalı ve ana metin ikinci sayfadan başlatılmalıdır.
8. Bölüm ve alt bölüm başlıkları numaralanmalıdır (TS1212).
9. Semboller uluslararası kullanıma uygun seçilmeli; herbir sembol ilk kullanıldığı yerde tanımlanmalı, ayrıca metnin sonunda (Kaynaklardan önce) tüm semboller alfabetik sıra ile (önce Latin, sonra Yunan alfabesi) listelenmelidir.
10. Denklemler numaralanmalı ve bu numaralar satır sonunda parantez içinde gösterilmelidir.
11. Çizelgeler, çizimler ve fotoğraflar metin içine yerleştirilmeli, herbirine numara ve başlık verilmeli ve başlıklar çizim ve fotoğrafların altına, çizelgelerin üstüne yazılmalıdır.
12. Yazılarda yalnızca SI birimleri kullanılmalıdır.
13. Etik kuralları gereğince, alıntılar tırnak içinde verilmeli ve bir referans numarası ile kaynak belirtilmelidir.
14. Teşekkür olabildiğince kısa olmalı, çalışmaya katkısı ve desteği bulunan kişi ve kuruluşlar belirtilmelidir.
15. Kaynaklar metinde köşeli parantez içinde numaralanmalı ve kaynaklar listesinde metin içinde verilmiş sırasına uygun biçimde belirtilmelidir. Kaynaklarda şu bilgiler verilmelidir:  
Kaynak makale ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, makalenin tam başlığı, derginin adı, cilt, sayı, başlama ve bitiş sayfaları, yıl.  
Örnek : Naghdi, P. M., Kalnins, A., On Vibrations of Elastic Spherical Shells. J. Appl. Mech., 29, 65-72, 1962.  
Kaynak kitap ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, kitabın adı, cilt numarası, varsa editörü, yayımlandığı yer, yayımlandığı yıl.  
Örnek : Kraus. H., Thin Elastic Shells, New York. Wiley, 1967.  
Kaynak bildiri ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, bildirinin adı, konferansın adı, yapıldığı yer, yıl.  
Kaynak tez ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, tezin adı, derecesi, sunulduğu üniversite, yıl.  
Kaynak rapor ise: Yazarın soyadı, adının baş harfi, diğer yazarlar, raporun adı, türü, numarası, kuruluşun adı, yayımlandığı yer, yıl.
16. Teknik Dergi’de yayımlanmış bir yazı ile ilgili tartışma yazıları, en fazla iki sayfa olmalı, değinilen noktaları somut ve kısa biçimde ifade etmeli, yazarı değil içeriği eleştirmeli ve nezaket kurallarına uygun bir dille yazılmalıdır. Yazar yanıtları da yukarıda belirtilen ilkelere uygun olmalıdır.
17. Aynı bir sayfada düzenlenmiş bir bilgi notu yazı ile birlikte gönderilmelidir. Bilgi notunda, (i) yazar adları, iş ve ev adresleri ile telefon numaraları, (ii) yazarların kısa birer özgeçmişleri ve (iii) tüm yazarlarca imzalanmış olan “Bu yazının tümüyle özgün bir çalışmanın ürünü olduğunu ve daha önce, bu veya buna benzer bir biçimiyle, hiçbir yerde yayımlanmadığını, dürüstlük içinde bildiririm.” notu bulunmalıdır.
18. Sorumlu yazar tarafından imzalanmış telif hakkı devir formu da yazı ile birlikte gönderilmelidir.

## İÇİNDEKİLER

Yumuşak Zeminler Üzerinde Dolgu İnşasında Temel Zemini Göçmesine Dayalı Tasarım Yaklaşımı .....	9353
<b>Zülal AKBAY ARAMA, S. Feyza ÇİNİCİOĞLU</b>	
Gömülü HDPE Borularda Esneme Davranışının İncelenmesi.....	9373
<b>Havvanur KILIÇ, Emre AKINAY</b>	
Kohezyonsuz Zeminlerin Tane Dağılım ve Şekil Özelliklerinin Aktif Göçme Yüzeyi Geometrisine Etkileri.....	9399
<b>Çağdaş ARDA, Özer ÇİNİCİOĞLU</b>	
Sıvılaşmanın UBC3D-PLM Model ile Tahmin Edilmesi: Santrifüj Deneyi Örneği..	9421
<b>Selçuk DEMİR, Pelin ÖZENER</b>	
Baret Kazıklı Radye Temellerin Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Analizi.....	9443
<b>Halil Murat ALGIN, Arda Burak EKMEN, Levent YENMEZ</b>	
Bir Boyutlu Dinamik Analiz ve Mikrotremor Ölçüm Sonuçlarının Karşılaştırılması.....	9459
<b>Ozan SUBAŞI, M. Emre HAŞAL, Bilal ÖZASLAN, Recep İYİSAN, Hiroaki YAMANAKA, Kosuke CHIMOTO</b>	
Doymamış Koşullardaki Bir Şevin Yağış Etkisindeki Duraylılığını Etkileyen Parametrelerin İncelenmesi.....	9483
<b>Taha TAŞKIRAN, Ayşenur ASLAN FİDAN</b>	
Yanal Yüklü Eğik Rijit Kazıkların Sayısal Analizi.....	9507
<b>Gizem MISIR, Mustafa LAMAN</b>	

ISSN: 1300-3453