

**T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ADAPAZARI SİLTİNDE AŞIRI KONSOLİDASYON ORANININ
DRENAJSIZ KAYMA DİRENCİNE ETKİSİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Yunus Emre GÜN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

(HAZİRAN 2025)

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ADAPAZARI SİLTİNDE AŞIRI KONSOLİDASYON ORANININ
DRENAJSIZ KAYMA DİRENCİNE ETKİSİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Yunus Emre GÜN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Aşkın ÖZOCAK

HAZİRAN 2025

Yunus Emre GÜN tarafından hazırlanan “Adapazarı Siltinde Aşırı Konsolidasyon Oranının Drenajsız Kayma Direncine Etkisi ” adlı tez çalışması 18.06.2025 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği/oy çokluğu ile Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Bilim Dalı’nda Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi

Jüri Başkanı :	Prof.Dr. Aşkın ÖZOCAK (Danışman) Sakarya Üniversitesi	
Jüri Üyesi :	Dr.Öğr.Üyesi Mustafa ÖZSAĞIR Sakarya Üniversitesi	
Jüri Üyesi :	Dr.Öğr.Üyesi Kurban ÖNTÜRK Sakarya Uygulamalı Bilimler Üniversitesi	



ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ

Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Lisansüstü Eğitim-Öğretim Yönetmeliğine ve Yükseköğretim Kurumları Bilimsel Araştırma ve Yayın Etiği Yönergesine uygun olarak hazırlamış olduğum “ADAPAZARI SİLTİNDE AŞIRI KONSOLİDASYON ORANININ DRENAJSIZ KAYMA DİRENCİNE ETKİSİ” başlıklı tezin bana ait, özgün bir çalışma olduğunu; çalışmamın tüm aşamalarında yukarıda belirtilen yönetmelik ve yönergeye uygun davrandığımı, tezin içerdiği yenilik ve sonuçları başka bir yerden almadığımı, tezde kullandığım eserleri usulüne göre kaynak olarak gösterdiğimi, bu tezi başka bir bilim kuruluna akademik amaç ve unvan almak amacıyla vermediğimi ve 20.04.2016 tarihli Resmi Gazete’de yayımlanan Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliğinin 9/2 ve 22/2 maddeleri gereğince Sakarya Üniversitesi’nin abonesi olduğu intihal yazılım programı kullanılarak Enstitü tarafından belirlenmiş ölçütlere uygun rapor alındığını, çalışmamla ilgili yaptığım bu beyana aykırı bir durumun ortaya çıkması halinde doğabilecek her türlü hukuki sorumluluğu kabul ettiğimi beyan ederim.

(...../...../20.....).

Yunus Emre GÜN





Eşim Elif ve oğullarım Berat Mete ve Bertuğ' a



TEŞEKKÜR

Öncelikle yirmi seneyi aşmış olan bu yüksek lisans eğitimim sürecinde vazgeçmeden devam eden ve hayatında yarım bir iş bırakmamayı kendine prensip edinmiş kendime ve bu süreçte kendilerine ayıramadığım zamanları mazur görüp bana her türlü manevi desteği veren değerli eşim ve oğullarıma teşekkür ederim.

Yüksek lisans eğitimim süresince gerek ders aşamasında bilhassa da tez aşamasında yönlendirmeleriyle desteğini eksik etmeyen başta danışman hocam Prof.Dr. Aşkın ÖZOCAK olmak üzere Sakarya Üniversitesi Geoteknik Bilim Dalındaki tüm hocalarıma ve çalışanlarına teşekkürlerimi sunarım.

Yunus Emre GÜN



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	v
TEŞEKKÜR	ix
İÇİNDEKİLER	xi
KISALTMALAR.....	xiii
SİMGELER	xv
TABLO LİSTESİ	xvii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xix
ÖZET.....	xxi
SUMMARY	xxiii
1. GİRİŞ	1
1.1. Tezin Amacı ve Kapsamı	1
1.2. İnce Daneli Zemin-Siltin Geoteknik Mühendisliği Açısından Önemi.....	2
1.2.1. Zeminlerde kayma direncinin önemi.....	3
1.2.1.1. Aşırı konsolidasyon oranının (ocr) zemin davranışına etkisi.....	4
1.3. Motivasyon ve Beklenen Katkı	4
1.4. Tezin Yapısı	4
2. İNCE DANELİ ZEMİNLER	7
2.1. Silt	7
2.1.1. Silt zeminlerin tanımı ve sınıflandırılması	7
2.1.2. Siltlerin Mühendislik Özellikleri	8
2.1.3. Silt Zeminlerin Davranışı	9
2.1.4. Silt zeminlerde aşırı konsolidasyonun etkileri	9
2.2. Kil.....	10
2.2.1. Zemin mekaniği'nde kilin tanımı ve kullanımı	11
2.2.2. Killerin Mühendislik Özellikleri	12
2.2.3. Kil Zeminlerin Sınıflandırılması	12
2.2.4. Kil zeminlerin geoteknik davranışı	13
3. KAYMA DİRENCİ ÖLÇÜMÜ.....	15
3.1. Kayma Direnci Kavramı	15
3.2. Drenajsız Kayma Direnci (c_u)	18
Üç Eksenli Hücre Kesme Deneyleri	19
3.3.....	19
3.4. Deneyin amacı.....	19
3.4.1. Üç Eksenli Hücre Kesme Deneyi Türleri	22
3.4.1.1. Konsolidasyonsuz-Drenajsız UU (Unconsolidated Undrained) .	22
3.4.1.2. Konsolidasyonlu-drenajsız c_u (unconsolidated undrained)	23
3.4.1.3. Konsolidasyonlu-drenajlı c_d (consolidated drained)	25
4. KONSOLİDASYON TEORİSİ VE AŞIRI KONSOLİDASYON ORANI (OCR)	27
4.1. Terzaghi Efektif Gerilme Prensibi	27
4.2. Terzaghi Tek Boyutlu Konsolidasyon Teorisi	28

4.3. Ödometre (Konsolidasyon) Deneyi.....	28
4.4. Konsolide Olmamış Killer (UC)	29
4.5. Normal Yüklenmiş (NL) Zeminler ($OCR = 1$)	29
4.6. Aşırı Konsolide (OC) Zeminler ($OCR > 1$)	30
4.6.1. Casagrande yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının belirlenmesi	31
5. DENEYSEL ÇALIŞMALAR.....	33
5.1. Kullanılan Zemin ve Malzeme Özellikleri.....	33
5.2. Numune Hazırlama	34
5.3. Tek Eksenli Konsolidasyon Yüklemeleri.....	35
5.4. Üç Eksenli (UU) Hücre Kesme Deneyleri	36
5.5. Deney Sonuçları	37
5.5.1. Aşırı konsolidasyon oranı ile kayma direnci ilişkisi	37
5.6. Drenajsız Kayma Direnci (c_u) ve OCR ilişkisi	47
6. SONUÇ	49
6.1. Genel Değerlendirme ve Sonuçlar	49
KAYNAKLAR.....	51
ÖZGEÇMİŞ.....	53

KISALTMALAR

%C	: Kil İçeriği
CD	: Konsolidasyonlu-Drenajlı
CPT	: Koni Penetrasyon Deneyi
CU	: Konsolidasyonlu-Drenajsız
FVT	: Arazi Kanatlı Kesici Deneyi
IP	: Plastisite İndisi.
LL	: Likit Limit
MHO	: Yüksek Plastisiteli Organik Silt
MIO	: Orta Plastisiteli Organik Silt
ML	: Düşük Plastisiteli Silt
MLO	: Düşük Plastisiteli Organik Silt
NL	: Normal Konsolide
OCR	: Aşırı Konsolidasyon Oranı
PL	: Plastik Limit
TX	: Ü Eksenli Hücre Kesme Deneyi
UCS	: Serbest Basma Deneyi
UNC	: Konsolide Olmamış
UU	: Konsolidasyonsuz- Drenajsız
VT	: Kanatlı Kesici Deneyi



SİMGELER

A	: Kesit alanı [mm^2]
A_0	: Deney başındaki kesit alanı [mm^2]
c	: Kohezyon [kPa]
c_u	: Drenajsız kayma direnci [kPa]
e	: Boşluk oranı
μ	: Düzeltme faktörü
σ_{v0}	: Örtü yükünden kaynaklanan toplam gerilme [kPa]
Δu_w	: Boşluk suyu basıncı değişimi [kPa]
$\Delta \sigma_3$	: Çevre basıncı değişimi [kPa]
ε	: Birim şekil değiştirme [%]
ε_r	: Birim yanal genişleme veya daralma [%]
ε_z	: Birim boy kısalma [%]
ϕ	: Kayma direnci açısı [$^\circ$]
ϕ'	: Efektif kayma direnci açısı [$^\circ$]
σ	: Normal gerilme [kPa]
σ_1	: Büyük asal gerilme [kPa]
σ_2	: Orta asal gerilme [kPa]
σ_3	: Küçük asal gerilme [kPa]
σ_c	: Ön konsolidasyon basıncı [kPa]
σ_f	: Yenilme anındaki normal gerilme [kPa]
τ	: Kayma direnci [kPa]
τ_f	: Yenilme anındaki kayma direnci [kPa]
$\tau_{\max}$	: Maksimum kayma direnci [kPa]
σ'	: Efektif gerilme [kPa]
$\bar{\sigma}_3$	: Drenajlı durumda çevre basıncı [kPa]



TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 3.1. Zemin cinsine göre deney öneri tablosu.....	19
Tablo 5.1. Doğal siltli zemin fiziksel özellikleri (Bol vd., 2024).....	33
Tablo 5.2. Bentonit kilinin fiziksel özellikleri. (Bol vd., 2024)	33
Tablo 5.3. Karışımların fiziksel özellikleri. (Bol vd., 2024)	34
Tablo 5.4. Karışımlara göre deviatör gerilme ve kayma direnci değerleri.....	46
Tablo 5.5. Kil Oranına Göre Drenajsız Kayma Direnci Değerleri	47



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 3.1. Mohr kırılma zarfı.	16
Şekil 3.2. Yenilme esnasında Mohr daireleri ve kırılma zarfı	16
Şekil 3.3. Bir zemin noktasına etki eden kuvvetler	17
Şekil 3.4. Mohr dairesi ve kırılma zarfı (yenilme durumunda)	17
Şekil 3.5. Mohr dairesi grafiği(Drenajsız kayma direnci)	18
Şekil 3.6. Üç_eksenli_deney düzeneği.....	20
Şekil 4.1 Ödometre Cihazının Şematik Gösterimi.....	29
Şekil 4.2 Konsolidasyon Eğrisi.....	30
Şekil 4.3. Casagrande yöntemi ile σ'_c 'nin bulunuşu	31
Şekil 5.1. Bulamaç yöntemiyle numune hazırlanması ve desikatörde hava boşluklarının alınması	35
Şekil 5.2. Numunenin hücre içerisine konulması	35
Şekil 5.3. Ön konsolidasyona tabi tutulan numunenin mikroölçerle eksenel boy kısalması takibi	36
Şekil 5.4. Numunenin üç eksenli deney düzeneğine konması ve deney sonrası deformasyonu.....	37
Şekil 5.5. % 0 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).	38
Şekil 5.6. % 2 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).	39
Şekil 5.7. % 8 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).	39
Şekil 5.8. % 10 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).	40
Şekil 5.9. % 15 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).	40
Şekil 5.10. % 20 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).	41
Şekil 5.11. % 40 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).	41
Şekil 5.12. OCR=2 için Maksimum Deviator gerilme-Kil Oranı Değişimi	42
Şekil 5.13. OCR=3 için Maksimum Deviator gerilme-Kil Oranı Değişimi	42
Şekil 5.14. OCR=4 için Maksimum Deviator gerilme-Kil Oranı Değişimi	42

Şekil 5.15. %0 kil katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).....	43
Şekil 5.16. %2 katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).....	43
Şekil 5.17. %8 katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).....	44
Şekil 5.18. %10 katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).....	44
Şekil 5.19. %15 katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).....	45
Şekil 5.20. %20 katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).....	45
Şekil 5.21. %40 katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).....	46
Şekil 5.22. Drenajsız Kayma Direnci – Kil Oranı İlişkisi	47
Şekil 5.23. Drenajsız Kayma Direnci-OCR İlişkisi	48

ADAPAZARI SİLTİNDE AŞIRI KONSOLİDASYON ORANININ DRENAJSIZ KAYMA DİRENCİNE ETKİSİ

ÖZET

Temeller, üstyapıdan gelen düşey ve yatay yükleri zemine güvenli bir şekilde aktaran en önemli yapı elemanlarıdır. Temellerin tasarımında, yapı ömrü boyunca taşıma gücü kaybının önlenmesi ve aşırı oturmaların sınırlandırılması temel hedeflerdir. Bu hedeflere ulaşılabilmesi için, temel zemininin kayma direnci davranışının doğru şekilde belirlenmesi zorunludur. Zira zemin kütlelerinin nihai kayma direnci, temel-zemin sisteminin taşıyabileceği maksimum yükü doğrudan belirleyen en önemli parametredir. Kayma dayanımı, bir zemin kütlelerinin yenilme gerçekleşmeden önce taşıyabileceği en yüksek kayma gerilmesini ifade eder ve bu değer, zeminin plastik denge durumuna karşılık gelir. Bu sınırın aşılması, zeminde kayma göçmesi veya aşırı deformasyonlar ile sonuçlanarak üstyapının güvenliği ve kullanılabilirliğini riske atar. Bu parametrelerin doğru ve güvenilir belirlenmesi özellikle doymuş ince daneli zeminlerde, ani veya tekrarlı yüklemeler altında, zemin davranışının büyük ölçüde drenajsız kayma direnci ile belirlendiği durumlarda kritik öneme sahiptir.

İnce daneli zeminlerden biri olan siltler, kum ve kil arasındaki geçiş özellikleri nedeniyle geoteknik açıdan zorluklar yaratır. Genellikle kuvarsça zengin kayaların ayrışmasıyla oluşan siltler, düşük veya ihmal edilebilir plastisiteye sahip olmakla birlikte, nem içeriği ve gerilme geçmişindeki değişimlere karşı hassastır. Belirgin şişme ve büzülme eğilimleri, farklı yükleme ve çevresel koşullar altında öngörülmesi zor mühendislik davranışlarına yol açar. Özellikle Adapazarı siltleri, Sakarya Nehri'nin taşıdığı ince taneli alüvyonların akış hızının azalması sonucu Adapazarı Ovası'na çökelen doğal tortullar olarak oluşmuştur. Bu siltler genellikle düşük plastisiteli, yüksek silt oranına sahip ve yoğunluğu değişken zeminlerdir. Bu özellikler, zeminlerin doymuş koşullarda hızlı yükleme altında aşırı boşluk suyu basıncı oluşturmaya ve dinamik ya da ani yüklemelerde dayanım kaybı veya göçme davranışına yol açabilmektedir.

Bu çalışma, kil oranı ve aşırı konsolidasyon oranının (OCR), yeniden yapılandırılmış Adapazarı silt numunelerinin drenajsız kayma direnci (cu) üzerindeki ortak etkilerini deneysel olarak incelemektedir. Doğal zemin koşullarını yansıtmak amacıyla, kilden arındırılmış Adapazarı siltine montmorillonit esaslı bentonit kili ağırlıkça %0'dan %40'a kadar değişen oranlarda ilave edilerek yapay siltli-killi zeminler hazırlanmıştır. Bentonit, yüksek plastisite ve boşluk suyu davranışı üzerindeki etkileri sayesinde, artan kil oranının zemin matrisinin mekanik tepkisini nasıl değiştirdiğinin sistematik olarak değerlendirilmesine imkân tanımıştır.

Deneysel program, drenajsız kayma direncinin hem gerilme geçmişine hem de ince tane (kil) miktarına duyarlılığını belirlemek üzere kurgulanmıştır. Hazırlanan her bir zemin karışımı, farklı doğal gerilme geçmişlerini temsil etmek amacıyla kontrollü bir konsolidasyon sürecine tabi tutularak aşırı konsolide hale getirilmiştir. Bu işlemin ardından numuneler, drenajın hem hücre basıncı uygulaması hem de eksenel yükleme aşamalarında kapalı tutulduğu Konsolidasyonsuz-Drenajsız (UU) üç eksenli basınç

deneyine tabi tutulmuştur. Bu yöntem, yükleme hızının boşluk suyu basıncının dağılmasına izin vermediği saha koşullarını yansıtmaması nedeniyle tercih edilmiştir.

Numunelerin tamamen doymuş hale getirilmesi için bulamaç yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntem, ince tanelerin homojen dağılımını sağlamış ve hapsolmuş hava miktarını azaltarak deney güvenilirliğini artırmıştır. Hazırlanan numuneler, test öncesinde 200, 300 ve 400 kPa olmak üzere üç farklı izotropik konsolidasyon basıncı altında konsolide edilmiştir. Bu basınç seviyeleri, silty zeminlerde sıg ve orta derinliklerdeki temellerin altında karşılaşılabilecek doğal efektif gerilme koşullarını temsil etmektedir.

Elde edilen deney sonuçları iki ana eğilimi ortaya koymuştur. İlk olarak, aynı kil oranına sahip zeminlerde OCR'nin artması, drenajsız kayma direncinde belirgin bir artışa neden olmuştur. Bu durum, aşırı konsolidasyonun boşluk oranını düşürmesi ve zemin iskeletinin daha rijit hale gelmesi ile ilişkilidir. İkinci olarak, bentonit kilinin artışı, zeminin plastisitesini artırmakla birlikte, yüksek kil oranlarında drenajsız kayma direncini azaltan bir etki göstermiştir. Bu azalma, aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu ve yüksek plastisiteli kil tanelerinin yumuşatıcı etkisi ile açıklanabilir.

Bu çalışma, siltli zeminlerin drenajsız yükleme koşullarındaki davranışını ortaya koyarak, kayma direncini belirleyen kil oranı ve gerilme geçmişi gibi temel etkenlerin etkilerini nicel olarak değerlendirmiştir. Bulgular, özellikle dinamik veya ani yüklemelere maruz kalan, sismik açıdan aktif bölgelerdeki temellerin ve dolgu yapılarının güvenli tasarımı için doğrudan mühendislik uygulamalarına katkı sağlamaktadır.

EFFECT OF EXCESSIVE CONSOLIDATION RATE ON UNDRAINED SHEAR RESISTANCE IN ADAPAZARI SLIDE

SUMMARY

Foundations constitute the most essential structural elements responsible for safely transmitting both vertical and lateral loads from a superstructure to the underlying soil strata. The reliability and performance of any civil engineering structure fundamentally depend on the capacity of these foundations to maintain stability and serviceability throughout their design life. In the discipline of geotechnical engineering, the primary design objectives for foundations include the prevention of bearing capacity failure and the control of settlements to acceptable limits. Achieving these objectives is only possible through an accurate characterization of the mechanical and hydraulic behavior of the supporting soil, with particular emphasis on its shear strength properties. Among all soil strength parameters, the ultimate shear strength of a soil mass is a critical factor, as it directly governs the maximum sustainable load of the foundation–soil system. Shear strength is conventionally defined as the maximum shear stress a soil can withstand prior to failure, representing the state of plastic equilibrium within the soil skeleton. Exceeding this threshold results in structural distress manifested as excessive deformations, instability, or even catastrophic shear failure, all of which jeopardize both the safety and functionality of the superstructure. For saturated fine-grained soils subjected to rapid or repeated loading, the accurate determination of undrained shear strength (c_u) becomes particularly crucial, as pore pressure generation and dissipation strongly influence soil response.

Among fine-grained soils, silts occupy a transitional position between sands and clays, exhibiting a combination of mechanical and hydraulic properties that complicate geotechnical evaluation. Typically derived from the weathering of quartz-rich parent rocks, silts are generally characterized by low to negligible plasticity. Despite their modest clay fraction, silts display pronounced sensitivity to changes in moisture content, pore water pressures, and historical stress conditions. These sensitivities manifest as a propensity for swelling and shrinkage, as well as non-linear compressibility, which collectively contribute to highly variable and often unpredictable engineering behavior under changing loading and environmental conditions. This transitional nature frequently renders silts challenging to classify, test, and model within conventional soil mechanics frameworks, necessitating careful laboratory and field evaluation.

The Adapazari region in northwestern Turkey provides a notable case study in silt behavior. The silts encountered in this alluvial plain are largely the product of fine-grained sediments transported and deposited by the Sakarya River. As river flow velocities diminish upon entering the Adapazari Plain, the finer particles, predominantly silts with minor clay content, settle out of suspension to form extensive deposits. These silts typically exhibit low plasticity, a relatively high silt fraction compared to clays, and variable density due to their depositional history and

subsequent stress alterations. Of particular concern is their behavior under saturated conditions and rapid loading scenarios, such as seismic shaking or dynamic loading from heavy traffic and machinery. Under such conditions, these silts can generate excessive pore water pressures due to their low permeability and limited drainage capacity, leading to a marked reduction in effective stress and, consequently, a significant loss in shear strength. Such behavior has been implicated in past instances of ground failure and liquefaction-like phenomena in the Adapazarı region, especially during the 1999 Kocaeli earthquake, where widespread structural damage was attributed to poor soil performance. The lessons from these failures highlight the necessity of evaluating how soil fabric, stress history, and fine fraction composition contribute to the degradation of shear strength during undrained loading.

Theoretical Framework: UU Triaxial Testing and Shear Strength Evaluation

The experimental component of this study employs the Unconsolidated Undrained (UU) triaxial test, a standard method used to determine the undrained shear strength of saturated soils under total stress conditions. In the UU test, specimens are first confined under an isotropic cell pressure, without allowing any drainage, and then subjected to axial loading until failure while drainage remains restricted. Pore water pressures are not measured, and analysis is conducted in terms of total stresses, making the test particularly relevant for scenarios where loading rates are too rapid for pore pressure dissipation, such as earthquakes, pile driving, or rapid embankment construction.

The evaluation of shear strength from UU tests is grounded in classical Mohr-Coulomb failure theory, which expresses the shear strength (τ_f) as:

$$\tau_f = c_u + \sigma_n \tan \phi_u \quad \tau_f = c_u + \sigma_n \tan \phi_u$$

where c_u represents the undrained cohesion intercept, σ_n is the normal stress on the failure plane, and ϕ_u is the angle of internal friction under undrained conditions. For most saturated fine-grained soils, particularly those of low permeability, ϕ_u is often assumed to approach zero, rendering c_u the primary indicator of strength. However, critical state soil mechanics (CSSM) provides additional insight, emphasizing the role of void ratio, overconsolidation ratio, and fabric in determining undrained strength. CSSM predicts that overconsolidated soils exhibit elevated undrained shear strengths due to their location above the normal consolidation line in the e - $\log \sigma'$ space, where reduced void ratios and stiffer soil skeletons prevail.

Overconsolidation Ratio (OCR) and Void Ratio Effects

OCR, defined as the ratio of the maximum past effective vertical stress ($\sigma'_{\max}$) to the current effective vertical stress (σ'_v), fundamentally influences soil behavior. Soils with $OCR > 1$, known as overconsolidated soils, display reduced compressibility, increased stiffness, and heightened shear strength relative to normally consolidated counterparts. This strength enhancement arises from the densification of the soil matrix during previous loading cycles, which reduces void ratio and strengthens interparticle contacts. In the present study, the impact of OCR is explicitly quantified by consolidating specimens under controlled pressures and subsequently unloading them to simulate overconsolidated states. Empirical evidence from the testing program shows a consistent trend: for soils with identical bentonite contents, increasing OCR yields a marked rise in c_u , underscoring the pivotal role of stress history in silty soil performance.

Influence of Bentonite and Clay Fraction

While OCR generally enhances shear strength, the concurrent addition of bentonite clay introduces counteracting effects. Montmorillonite-rich bentonite dramatically increases the liquid and plastic limits of the soil mixtures, elevating their plasticity index and water retention capacity. These changes, while beneficial for mitigating localized strain concentrations, also lead to diminished permeability and increased compressibility. During undrained loading, these properties promote the rapid generation of pore water pressures, which suppress effective stresses and, consequently, shear strength. At higher clay fractions ($\geq 30\text{--}40\%$), the soil matrix transitions toward a more cohesive and less frictional structure, wherein the softening effects of clay override the densifying benefits of overconsolidation.

These findings align with previous research indicating a non-linear relationship between clay content and undrained strength, where modest clay additions can stabilize soil fabric, but excessive fractions destabilize it by undermining effective stress transmission. This dual behavior necessitates a balanced approach in engineering practice, particularly when considering soil stabilization strategies such as bentonite amendment or chemical treatment.

Engineering Implications for Adapazarı Soils

The implications of these findings extend beyond laboratory characterization. Adapazarı soils, notorious for their poor seismic performance, demand careful consideration in foundation and earthwork design. Lessons from the 1999 Kocaeli earthquake revealed that sites with thick silty deposits and elevated groundwater tables experienced widespread ground deformation, settlement, and structural collapse. The current study suggests that preloading and surcharging techniques, aimed at increasing OCR and densifying the soil skeleton, may improve undrained shear strength and mitigate seismic risks. However, these measures must account for the natural and artificial clay content of the soil, as excessive bentonite-like fines could offset the benefits by fostering high pore pressures during dynamic loading.

Additionally, the experimental data contribute to the calibration of constitutive models used in finite element and limit equilibrium analyses, enabling more accurate prediction of ground behavior under earthquake loading, rapid fills, or traffic-induced stresses. The findings emphasize the necessity of site-specific testing and stress-history-aware characterization when designing foundations, embankments, or retaining structures in regions dominated by silty soils.

Conclusion

This investigation underscores the intertwined influences of stress history (OCR) and fine fraction content on the undrained shear strength of Adapazarı silts. The results confirm that while overconsolidation enhances strength by promoting a denser and stiffer soil skeleton, excessive bentonite content undermines this advantage by amplifying pore pressures and softening the soil structure. The study advocates for a nuanced, context-driven approach to geotechnical design, wherein both soil modification strategies and inherent compositional factors are judiciously balanced. These insights are particularly pertinent for infrastructure development in seismically active regions, where reliable soil performance under dynamic and undrained loading conditions is paramount.



1. GİRİŞ

Kuzey Anadolu Fay Zonu ülkemizin aktif fay hatlarından olup bu fay hattının batı kolunda yer alan Adapazarı Ovası (Akova) tarih boyunca yüksek büyüklükteki depremlerden etkilenmiştir. Sakarya Nehri'nin sürüklemiş olduğu flüviyal zemin yapısının hakim olduğu Adapazarı Ovası meydana gelen depremlerin şehrin büyük kısmında yapılara kayda değer hasarlar verdiği bilinmektedir. Bu depremler sonucu bölgede oluşan yapı hasarları incelendiğinde zeminlerde yenilme problemlerinin gerçekleştiği görülmekte olup Adapazarı kent merkezi zeminlerinin Ovasının genel yapısını teşkil eden alüvyon zeminlerin, gerçekleşen tarihsel depremlerin yarattığı yıkıcı hasarın en önemli etkenlerinden olduğu anlaşılmaktadır.

Zeminlerin özellikleri, üzerinde taşıdıkları yapıyı doğrudan etkilediğinden deprem esnasında oluşan yapı hasarlarında deprem dalgalarının zemin kalınlığı ve görece yüksek/düşük dayanımlı zeminlerde ilerlemesi depremin yıkıcı etkisi açısından farklılıklar göstermektedir. Konsolide olmamış (UC) ve normal yüklenmiş (NL) zeminler, dinamik gerilmelere maruz kaldığında depremin titreşim periyodunun olduğundan daha büyük hale gelmesine sebep olup depremin yıkım etkisini de artırmaktadır. Genç çökellerden oluşan Adapazarı kent merkezinde ana kaya kalınlığı yaklaşık 1000 m olarak tahmin edilmektedir (Komazawa vd. 2002). Merkez odağı Kocaeli / Gölcük olan 1999 Marmara depreminde, depreme 50-60 km uzaklıkta olmasına rağmen ince daneli flüvyonel zeminlerden oluşan Adapazarı Ovası'nda zemin taşıma gücünün aşılması ya da sıvılaşma sonucu üst yapılarda deprem etkilerinin beklenin üzerinde etki ettiği hasar çeşitlerinin deprem odağındaki bölgelerden fazla olduğu kaydedilmiştir.

1.1. Tezin Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı, Adapazarı silti kilden arındırıldıktan sonra mineral yapısı Adapazarı killerine benzer özellikte yüksek aktiviteli bentonit kilinin ağırlıkça farklı miktarlarda ilave edilmesiyle oluşturulan yapay siltli numunelerin farklı kil oranları ve farklı ön konsolidasyon basınçları sonrası drenajsız kayma direnci davranışını deneysel olarak belirlemektir.

Bu doğrultuda ağırlıkça %0 dan %40 a kadar %2, %8, %10, %15, ve %20 oranlarında bentonit kili, kilden arındırılmış doğal Adapazarı silti ile karıştırılmış ve elde edilen bu karışımla da bulamaç yöntemiyle doymun deney numuneleri oluşturulmuştur. Oluşturulan kardeş numuneler aynı kil oranı için zemin deformasyonu sönümlenene kadar sırasıyla 200, 300, 400 kPa ön konsolidasyon basıncı uygulanacak şekilde yüklenmiştir. Ön konsolidasyonu tamamlanan numuneleri üzerinde gerçekleştirilen UU-3 eksenli hücre kesme deneylerinin gerçekleştirilmesiyle drenajsız kayma direnci değerleri bulunmuş, edinilen veriler grafiklerle sunulmuş ve aşırı konsolidasyonun farklı kil oranlarına göre kayma direncine etkileri değerlendirilmiştir.

1.2. İnce Daneli Zemin-Siltin Geoteknik Mühendisliği Açısından Önemi

İnce daneli zeminlerin dinamik koşullarda göstermiş oldukları davranışlar Geoteknik Mühendisliği'nde önemli çalışmalara konu olmaktadır. Ancak kararsız yapılı (meta-stable) olarak nitelenen siltli zeminlerin davranışını tam olarak ortaya koymada karşılaşılan belirsizlikler nedeniyle son zamanlarda siltli zeminlere yönelik çalışmalar ağırlık kazanmaya başlamıştır. Önceleri dinamik ortamda gelişen sıvılaşma davranışının doymun kohezyonsuz zeminlerde ortaya çıktığı değerlendirilse de 1999 Marmara depreminde Adapazarı siltlerinde de deprem durumunda yenilmenin belirdiği gözlemlenmiştir. (Bol, 2003) Bu durum siltli zeminlerin araştırılması gerekliliğini ortaya koymuştur. Siltli zeminlerde sıvılaşmanın deneysel araştırılması neticesinde farklı kil yüzdelere sahip yapay siltli zeminler dinamik üç eksenli deneylere tabi tutulmuş (Ural, ...) bunun yanında 1999 Marmara depremi verileri ile birlikte ince daneli zeminlerin sıvılaşma kriterlerinin güncellenmesi yapılmıştır (Bol vd., 2000..).

Killi zeminlerin plastisitesinin dinamik dayanıma etkisini göstermek üzere araziden alınan örselenmemiş numunelerle yapılan deneysel çalışmalara göre aynı koşullarda konsolide edilen numuneler karşılaştırıldığında yüksek plastisiteli olan zeminin dinamik kayma gerilmesinin daha yüksek olduğu belirlenmiştir (Özay ve Erken, 2003).

Farklı dinamik kayma gerilmeleriyle yapılan çalışmalarda suya doymun ince daneli numunelerin yüklenmesiyle deformasyon ve boşluk suyu basıncının arttığı, zemin örneklerinin plastisitesinin artması ile dayanımının da arttığı gözlemlenmiştir. Düşük dinamik kayma gerilmelerinde ise Adapazarı Ovası'nın ince daneli zeminlerinin

sıvılaştığı ve yenildiği bu nedenle bahsi geçen ortamlarda detaylı zemin araştırması gerekliliği ortaya konulmuştur. (Kaya vd., 2002)

1.2.1. Zeminlerde kayma direncinin önemi

Zeminin elastik denge sınırlarında karşılayabileceği en büyük kayma gerilmesi (τ_f) o zeminin kayma direnci olarak tanımlanmaktadır. Zemin özelliklerine göre değişen kayma direnci hem zemin cinsi hem de kısa/uzun vade davranış durumuna göre değişmektedir. Kayma direnci değerinin aşılması, zeminin yenilmesi anlamına gelmekte olduğundan kayma direnci aşıldığında zeminde plastik denge durumuna ulaşılır ve kalıcı deformasyonlar oluşur (Budhu, 2010). Bu yüzden yapı tasarımı yapılırken temel tipi ve zemin özelliklerine göre temel taşıma belirlenmelidir. Kayma direnci çoğunlukla araziden alınan örselenmemiş numunelerin zemin laboratuvarlarında drenajlı-drenajsız, konsolidasyonlu-konsolidasyonsuz olmak üzere üç eksenli hücre kesme deneylerinin yanı sıra basit kesme, kesme kutusu, serbest basma, gibi deneylere tabi tutulmasıyla bulunabildiği gibi koni penetrasyon (CPT), presiyometre (PMT), kanatlı kesici (VST) gibi yerinde ölçülebilen arazi deneyleri ile de bulunabilir.

Zemin özelliklerinin tespit edilmesiyle zeminin cinsine ve yükleme durumuna göre kayma direncinin tespiti için uygun olan deney yöntemi seçilir. Her ne kadar siltlerin davranışı bulundukları ortamdaki ince daneli zemin tipinin oranına bağlı olarak değişse de genel davranışları kumlu ve killi zemin davranışları arasındadır. Ancak yumuşak killi gibi kohezyonlu zeminlerin kayma direncini tespit etmek nispeten daha kolay olup bu türde zeminlerin kayma direncini belirlemek için üç eksenli hücre kesme testleri ve serbest basma deneyleri yapılabilir. Üç eksenli hücre kesme deneyi gerek zeminin yüklenerek konsolide edilebilmesi gerekse numune içindeki suyun drenajına ve boşluk suyu basıncı ölçümüne olanak sağlaması açısından zeminin doğal arazideki davranışını temsil edebilecek güvenilir bir deneydir.

Zeminin hacim değişimi sırasında geçen zaman, o zeminin kumlu ya da killi olup olmadığının anlaşılabilmesinde en önemli değişkendir. Geçirimsizlikteki farklılıktan dolayı iki zemin çeşidinin de birim zamanda geçirdikleri su miktarları farklı olup birim zamandaki hacim değişimleri de farklı davranışlar sergiler (Holtz vd., 1981). Bu sebeptendir ki hacim değişimi zeminlerin kayma direncinin belirlenmesinde kritik bir parametredir. Kabarma olarak da isimlendirilen hacim artışı veya büzülme olarak

isimlendirilen hacim azalması davranışı uygulanan gerilme ve zeminin tepkisi sonucu gerçekleşir.

1.2.1.1. Aşırı konsolidasyon oranının (ocr) zemin davranışına etkisi

Kumlu ve killi zeminlerin fiziksel özelliklerinin farklılığının dışında bir başka fark ise jeolojik geçmişleridir. Killi zeminlerin jeolojik geçmişlerine bağlı olarak kayma direnci değerleri farklılık göstermektedir. Bunun sebebi kilin bir nevi hafızasının olup geçmişinde almış olduğu yüke karşı edindiği sıkışabilirlik ve kayma direncini muhafaza edebilme özelliğidir. Bu durum killerin jeolojik geçmişine göre konsolide olmamış killer (UC), Normal yüklenmiş killer (NL), aşırı konsolide killer (OC), başlıkları altında değerlendirilmesi gerekliliğini ortaya koymuştur. (Önalp, 2018). Mikroskobik boyuttaki kil daneleri arasında yüzey kuvvetleri oluşmakta ve bu yüzey kuvvetleri kayma direncini etkilemekte olup oluşan kil köprüleri ile silt ve kum danelerinin birbirlerine bağlanmasını da sağlamaktadır. Yüzey kuvvetlerinin oluşturduğu bu gerilmeye de kohezyon denir.

1.3. Motivasyon ve Beklenen Katkı

1999 Marmara Depremi sonrası Adapazarı'nda meydana gelen zemin oturmaları, sıvılaşma ve taşıma gücü kayıpları, bölgedeki siltli zeminlerin mühendislik özelliklerinin hassasiyetle araştırılması gerektiğini ortaya koymuştur. Bu çalışmanın, zeminlerin geçmiş gerilme tarihçesinin mühendislik parametreleri üzerindeki etkisinin anlaşılması ve özellikle şev stabilitesi, temel tasarımı alanlarında da ek bir kaynak olacağı umulmaktadır. Ayrıca bu çalışmanın, benzer geoteknik karakteristiğe sahip bölgelerde yapılacak tasarımlar için örnek teşkil etmesi umut edilmektedir.

1.4. Tezin Yapısı

Altı ana bölümden oluşan çalışmanın ilk kısmında, araştırmanın amacı, taşıdığı bilimsel ve uygulama açısından önem ile hangi kapsamda yürütüldüğü açıklığa kavuşturulmuştur. İkinci bölümde, literatürde yer alan kaynaklardan yararlanılarak ince daneli zeminlerin özellikleri, konsolidasyon teorisi ve kayma direnci konuları ele alınmıştır. Üçüncü bölümde, deneysel sürece ilişkin yöntemsel bilgiler sunulmuş; kullanılan ekipmanlar ve uygulama aşamaları adım adım açıklanmıştır. Dördüncü bölümde, deneylerin uygulanma süreci, numune hazırlığı, yükleme yöntemleri ve deneysel prosedürler özetlenmiştir. Beşinci bölümde, elde edilen veriler grafiklerle

desteklenerek değerlendirilmiş, yorumlamalara yer verilmiştir. Son bölümde ise çalışmadan çıkarılan sonuçlar derlenmiş ve ileride yapılabilecek araştırmalar için öneriler sunulmuştur.





2. İNCE DANELİ ZEMİNLER

2.1. Silt

Silt, genellikle fiziksel ayrışma (örneğin donma-çözülme, akarsu taşınımı, rüzgar erozyonu) gibi mekanik süreçlerle daha iri danelerin parçalanması sonucu oluşur. Silt zeminler, inşaat mühendisliği açısından dikkatle değerlendirilmesi gereken zemin türlerindendir. Kayma direnci ve sıkışabilirliği değişken olabilen siltler, sıvılaşma potansiyeli gibi özellikleri ile yapıların güvenliğini doğrudan etkileyebilmektedirler. Bu nedenle, silt zeminlerde yapılacak İnşaat Mühendisliği projelerinde detaylı zemin etütleri yapılmalı ve gerekli olduğu durumlarda uygun iyileştirme yöntemleri uygulanmalıdır.

2.1.1. Silt zeminlerin tanımı ve sınıflandırılması

Loose Silt, dane boyutu açısından kumdan daha ince, kilden ise daha kalın olan mineral parçacıklardan oluşur. Genellikle 0.002 mm ile 0.075 mm arasında değişen dane boyutuna sahiptir. Bu özellikleriyle silt, suyu iyi tutar ve nemli olduğunda yapışkan bir yapı sergiler. Silt zeminler, Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS) kapsamında "ML" (düşük plastisiteli silt) ve "MH" (yüksek plastisiteli silt) olarak sınıflandırılır. Bu sınıflandırma, zeminlerin kıvam limitleri ve plastisite indekslerine göre yapılır.

Siltlerin plastisite özelliklerine göre sınıflandırılmasında, likit limit (LL) değerinin önemine dikkat çekilmiş, özellikle, likit limitin %30'dan düşük olduğu siltlerin genellikle plastisite göstermediği, likit limitin %35 ile %50 arasında olduğu siltlerin orta plastisiteli olarak değerlendirilmesi gerektiği TS1500/2000 de ortaya konmuştur (Önalp, 2004). Bu durum, siltlerin mühendislik davranışlarını anlamada kritik bir parametre olarak kabul edilir.

Silt zeminlerin sınıflandırılmasında en yaygın sistemler şunlardır:

- USCS (Unified Soil Classification System)
- Siltler, ince daneli zeminler içinde yer alır.

- Eğer plastik özellik göstermiyorsa ML (düşük plastisiteli silt), gösteriyorsa MH (yüksek plastisiteli silt) olarak sınıflanır.
- Plastik limit ve sıvı limit değerlerine göre Atterberg limitleri ile ayırım yapılır.
- AASHTO(American_Association_of_State_Highway_and Transportation_Officials)
- AASHTO sistemine göre siltler genellikle A-4 ve A-5 gruplarında yer alır.
- Bu sınıflandırma yol yapımında kullanıma uygunluk açısından değerlendirilir.
- TS 1500 / Türkiye Zemin_Sınıflandırma_Sistemi:
- Türk_Standartları_Enstitüsü (TSE)_tarafından yayımlanan TS 1500 standardında USCS'ye benzer esaslar kullanılır.
- Siltli zeminler “ince daneli, plastikliği düşük/orta/yüksek silt” olarak değerlendirilir.

2.1.2. Siltlerin Mühendislik Özellikleri

- Geçirgenlik (Permeabilite)

Silt zeminler, düşük geçirgenlik özellikleri nedeniyle suyun hareketine karşı direnç gösterir. Bu durum, drenaj problemlerine ve suyun zeminde birikmesine yol açabileceği gibi, kum kadar geçirgen olmayan siltler killerden daha fazla su geçirir. Siltlerin bu özelliği ise drenaj tasarımlarında öne çıkmaktadır.

- Sıkışabilirlik

Silt zeminler, yüksek sıkışabilirlik gösterebilir. Bu özellik, yapıların zamanla oturmasına ve deformasyonlara neden olabilir. Yük altında başlarda hızlı boşluk suyu drenajı davranışı gösterebilir de sürecin devamında yavaş bir konsolidasyon süreci görülebilir. Öyle ki aşırı konsolidasyon durumları, mühendislik hesaplarında önemli hatalara neden olabilir.

- Elastikiyet

Silt zeminlerin elastik modülü görece düşüktür, bu da zeminlerin yük altında kolayca deformasyona uğramasına neden olur.

- Kohezyon ve Kayma Direnci Açısı

Silt zeminlerin genellikle kohezyonu düşük, kayma direnci açısı kuma benzer değerler alabilmekte ise de çok daha düşük olabilmektedir. Bu durum, zeminlerin kayma direncini azaltarak duraylılık problemlerine yol açabilir. Kayma direnci açısı ise

genellikle 15 ila 35° civarında olabilir. Ancak drenaj koşullarına duyarlı olan siltlerin su ile teması sonrası kohezyon hızla azalabilir.

2.1.3. Silt Zeminlerin Davranışı

- Sıvılaşma Potansiyeli

Silt zeminler, özellikle doygun durumda ve dinamik yüklemeler altında sıvılaşma eğilimi gösterir. Bu durum, temellerin taşıma gücünü kaybetmesine ve yapılarda hasarlar oluşmasına sebep_olabilir. Özellikle Adapazarı gibi nehir deltası alanlarında görülen silt zeminler, 1999 Marmara Depremi sırasında bu davranışı net biçimde göstermiştir (Bray & Sancio, 2006).

- Oturma ve Konsolidasyon

Silt zeminlerde, zamanla boşluk suyunun drenajıyla etkin konsolidasyon oturması görülebilir. Bu oturma büyüklüğü, yapıların dengesini etkileyebilir ve ek önlemler gerektirebilir.

2.1.4. Silt zeminlerde aşırı konsolidasyonun etkileri

Silt zeminler, yapıları gereği hem kumlara hem de killere göre ara geçiş özellikleri gösterdiğinden, aşırı konsolidasyon etkisi bu tip zeminlerde hem mekanik davranış hem de hidrolik davranış açısından özgün sonuçlar doğurmaktadır. Aşırı konsolidasyon, silt zeminlerde mühendislik davranışlarını belirgin şekilde etkiler. Bu zeminler, yeterince konsolide edildiğinde taşıma gücü artar, oturma miktarı azalır, sıvılaşma potansiyeli düşer ve daha kararlı zemin profilleri elde edilir. Ancak bu durumun mühendislik projelerinde doğru tespit edilmesi, deneysel olarak OCR değerinin tayini, üç eksenli (UU/CU/CD) deneyleri, CPT sonuçlarının yorumlanması gibi yöntemlerle mümkün olmaktadır. Adapazarı bölgesinde 1999 depreminde yapılan çalışmalar, $OCR > 2$ olan silt zeminlerin sıvılaşma göstermediğini; $OCR \approx 1$ olan siltli alanlarda ise ağır hasar oluştuğunu ortaya koymuştur (Sancio & Bray 2006).

- Kayma Direnci

Aşırı konsolide silt zeminlerde drenajsız kayma direnci (c_u) önemli ölçüde artar. Bunun nedeni, geçmişte daha yüksek gerilmelere maruz kalan zemin yapısının yeniden yoğunlaşarak daha dirençli hale gelmesidir. Özellikle laboratuvar üç eksenli testlerinde $OCR > 1$ olan siltlerde daha yüksek deviator gerilmeler gözlenir.

- Hacim Değişimi

OC silt zeminler yükleme altında hacim artırıcı davranış (dilation) gösterme eğilimindedir. Bu durum özellikle drenajlı yüklemelerde şev duraylılığı üzerinde olumlu etki yaratabilir çünkü hacim artışı nedeniyle kayma düzleminde negatif su basıncı meydana gelir ve bu da efektif gerilmeyi artırır.

- Deformasyon Modülü Artar

Aşırı konsolide silt zeminlerin deformasyon modülü (Young Modülü veya E) normal konsolide zeminlere göre yüksektir. Bu nedenle zemin oturması daha az olur ve rijitlik artar.

- Konsolidasyon Hızı

OC silt zeminler genellikle daha düşük oturma gösterir. Ancak ikincil oturma (creep) davranışı bazı durumlarda normal yüklenmiş (NL) zeminlere göre daha belirgindir.

- Boşluk Suyu Basıncı Gelişimi

OC silt zeminler yükleme sırasında pozitif yerine negatif boşluk suyu basıncı üretebilir. Bu durum efektif gerilmenin artmasına ve dayanımın yükselmesine neden olur. Gevşek/normal yüklenmiş non-plastik siltlerde ise tekrarlı gerilmeler altında aşırı pozitif boşluk suyu basıncı gelişerek sıvılaşma gelişebilir.

2.2. Kil

Killer, doğada bulunan ve başlıca hidratlı alüminyum ve magnezyum silikatlardan oluşan ikincil silikat mineralleri grubuna ait çok ince daneli zemin malzemeleridir. Bu mineraller, genellikle primer (birincil) minerallerin kimyasal ve fiziksel ayrışması sonucunda oluşur. Dane çapı genellikle 2 mikron (2 μm) veya daha küçüktür. Bu büyüklükteki mineraller arasında, killer su ile karıştırıldıklarında özgün bir davranış gösterir: yoğun plastisiteye sahip çamurumsu bir kıvam alırlar.

Killer, plastik kıvamda şekil verilebilir, ancak kurutulduğunda hacim kaybına uğrayarak çatlama eğilimi gösterir. Islatıldığında ise suyu absorbe eder ve belirgin hacim artışı (şişme) yaşanır. Bu davranış, killerin mineralojik yapısındaki su molekülleri ile iyon değişimine açık tabakalı yapıdan kaynaklanır. Özellikle smektit (montmorillonit) gibi mineraller içeren killer, yüksek şişme potansiyeline sahiptir. Killer pişirilme gibi yüksek sıcaklıklara maruz kaldığında kristal yapıdaki suyu kaybederek dayanımı yüksek seramik bir yapı kazanır. Bu özellik, yalnızca Geoteknik

Mühendisliği'nde değil; seramik endüstrisi, tıp, tarım, pigment üretimi ve su arıtma yöntemleri gibi birçok farklı sektörü barındıran alanlarda killerin endüstriyel önemini artırmaktadır. Başlıca kil mineralleri şunlardır:

Kaolinit: Düşük plastisiteli, az şişen, kararlı bir mineraldir.

İllit: Orta derecede plastisite gösterir, çoğu doğa kilinde yaygındır.

Montmorillonit (Smektit): Yüksek plastisiteli, aşırı şişme özelliğine sahip, mühendislik açısından problemli bir mineraldir.

Killer, kristal yapılarındaki su molekülleri nedeniyle hacimsel değişim gösteren mineraller içerdiklerinden hacim değişimi ve oturma potansiyeli oldukça yüksektir.

2.2.1. Zemin mekaniği'nde kilin tanımı ve kullanımı

Zeminlerin bileşimi çoğunlukla kuvars esaslı çakıl, kum ve silt gibi iri daneli bileşenlerden oluşurken; eğer bu karışımda ikincil silikatlar, yani killer %25'in üzerindeyse, bu zeminler "killi zemin" olarak tanımlanır, çünkü killer aktif ve dominant karakterdedir. Ancak bu sınır bazı standartlara (örneğin TS 1500, ASTM D2487) göre farklılık gösterebilir. Killer yalnızca zemin davranışı açısından değil, aynı zamanda doğal bariyer sistemlerinde ve Geoteknik uygulamalarda da önemli bir mühendislik malzemesi olarak değerlendirilir. Özellikle şu uygulamalarda tercih edilir:

- Dolgu barajlarda geçirimsiz gövde dolgusu
- Katı atık depolama sahalarında alt ve yan sızdırmazlık tabakası
- Göletlerde ve su rezervuarlarında su tutucu örtü
- Zayıf zeminlerde bulamaç hâlinde enjeksiyonla stabilite artırımı
- Yol ve temel dolgularında düşük oranlarda katkı maddesi olarak bağlayıcılık işlevi

Ancak kilin mühendislik kullanımı bazı önemli zorluklar ve riskleri de beraberinde getirir. Örneğin:

- Kuru-havalı dönemlerde çekme ve çatlama
- Islak durumda hacim artışı ile şişme ve taşıma gücü kaybı
- Uzun süren konsolidasyon ve oturma eğilimleri
- Drenaj güçlüğü ve boşluk suyu basıncı gelişimi
- Yüksek plastisite nedeniyle işlenebilirliğin zorlaşması

Bu nedenle, kil varlığı birçok mühendislik projesi için kararsızlık kaynağı olabilir ve zemin iyileştirme yöntemleri ile zemin mühendisliği açısından güvenli hâle getirilmesi gerekebilir.

2.2.2. Killerin Mühendislik Özellikleri

- Plastik Özellikleri

Atterberg limitleri (Likit limit - LL, Plastik limit - PL, Plastisite indeksi - PI) kilin sınıflandırılmasında ve davranışının anlaşılmasında temel kriterlerdir. PI değeri arttıkça kilin plastisitesi, yani şekil değiştirme kapasitesi artar.

- Geçirgenlik (Permeabilite)

Killer son derece düşük geçirgenliğe sahiptir. Bu nedenle suyu çok yavaş geçirirler ve drenaj gerektiren mühendislik yapılarında dikkatle değerlendirilmelidir.

- Konsolidasyon ve Oturma

Kil zeminler uzun süreli yüklemeler altında birincil ve ikincil konsolidasyon davranışı gösterir. Su, kilin boşluklarından zor çıktığı için konsolidasyon süreci uzun sürer ve zamanla ikincil konsolidasyon oturması (creep) meydana gelir.

- Kayma Direnci

Kil zeminlerin kayma dayanımı, kohezyon (c) ve kayma direnci açısı (ϕ) parametreleri ile tanımlanır. Doygun killer genellikle hızlı yükleme koşulları altında drenajsız davranış gösterir ve drenajsız kayma direnci (c_u) önem kazanır.

- Şişme ve Büzülme Davranışı

Montmorillonit içeren killer, su aldıklarında şişerek hacim artışı gösterirler. Kuruma sırasında ise önemli büzülme ve çatlama meydana gelir.

2.2.3. Kil Zeminlerin Sınıflandırılması

- USCS (Unified Soil Classification System)

İnce daneli zeminler içinde yer alır. Eğer plastikse;

CL: Düşük plastisiteli kil (Low plasticity clay)

CH: Yüksek plastisiteli kil (High plasticity clay)

- AASHTO Sistemine Göre

A-6 ve A-7 grubu içinde sınıflanır.

A-7-5: Düşük plastisiteli kil

A-7-6: Yüksek plastisiteli kil

- TS 1500 (Türkiye)

TSE'ye göre killeri; kıvam limitleri göz önüne alınarak düşük orta ve yüksek plastisiteli olarak sınıflandırılır.

2.2.4. Kil zeminlerin geoteknik davranışı

- Yamaç/Şev Duraylılığı

Killerin drenajı sınırlı olduğundan ani yüklemelerde kayma riski taşır. Özellikle eğimli kesitte yumuşak, suya doymuş killerde duraylılık büyük problem oluşturabilir.

- Temel Oturmaları

Killer altındaki temelerde zamanla artan oturmalar görülür. Yapılar için birincil ve ikincil konsolidasyon ve gecikmeli deformasyonlar risklidir.

- Deprem Davranışı

Yumuşak killeri deprem sırasında boşluk suyu basıncı artışı ile duraylılık kaybına uğrayabilir. Ancak tipik sıvılaşma kum ve non-plastik silt gibi kohezyonsuz zeminlerde daha yaygındır.



3. KAYMA DİRENCİ ÖLÇÜMÜ

3.1. Kayma Direnci Kavramı

Zeminlerin kayma direnci, bir zeminin kendi ağırlığının yanı sıra zemin üzerine gelen yük ve bu yükü taşıyabilecek yani dengede tutabilecek bir direncin olması gerekliliğinden yola çıkarak, karşılıklı kuvvetlerin dengesinin sağlanmasıyla zeminin yenilmeden taşıyabildiği en yüksek kuvvetin birim alana yansıttığı gerilmedir. Bir zeminin davranışı zeminin türü, kayma direnci açısı (ϕ), kohezyon (c), boşluk oranı (e), mevcut gerilme durumu, aşırı konsolidasyon geçmişi, geçirgenlik durumu gibi değişkenler ve bu değişkenlere göre değişkenlik gösteren yük alabilme hızı ve sıcaklık değerlerine bağlı olarak değişkenlik gösterir. Dolayısıyla zemine uygulanan yüke bağlı olarak zemin içerisinde gerilmeler oluşsa da zeminin şekil değiştirmesi bahsi geçen diğer değişkenlerden dolayı uygulanan yükle aynı oranda artmayabilir.

Zeminin kayma direnci teorisini ilk defa Charles-Augustin de Coulomb, 1776 yılında “Mimariyle İlgili Bazı Statik Problemlere Maksimum Ve Minimum Kurallarının Uygulanması Üzerine Bir Deneme” (Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture) başlıklı eserinde sunmuştur. Coulomb'un bu yaklaşımı, özellikle toprak dolgu yapılarının (duvarlar, barajlar vb.) stabilitesini analiz etmek amacıyla geliştirilmiştir. Coulomb'a göre, bir zeminin kaymaya karşı direnci iki ana bileşene bağlıdır. Bunlar:

$c \rightarrow$ Kohezyon

$\phi \rightarrow$ Kayma direnci açısı

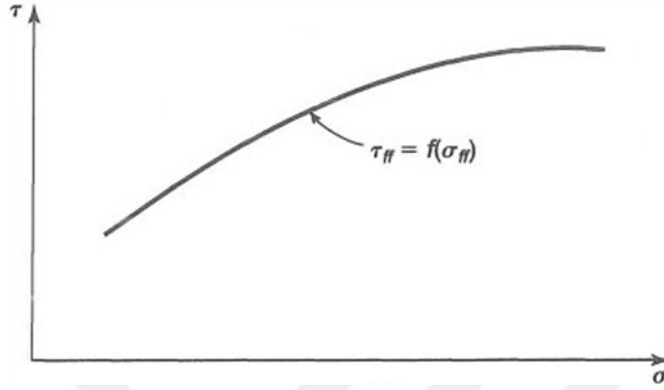
olup “ τ ” kayma gerilmesi ve “ σ ” normal gerilme arasındaki ilişki ise aşağıdaki gibi bir denklemle ifade edilir.(3.1)

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\phi) \quad (3.1)$$

Coulomb'a göre zeminlerin kayma direnci, kayma direnci açısı (ϕ) ve kohezyon (c) özelliğine göre değişmektedir. Coulomb, kayma direnci açısının gerilmelere göre değişen, kohezyonun ise gerilmelerden bağımsız olan bir değişken olduğu hipotezini ortaya koymuştur (Holtz vd., 1981). 1900'lerin başında Mohr tarafından geliştirilen

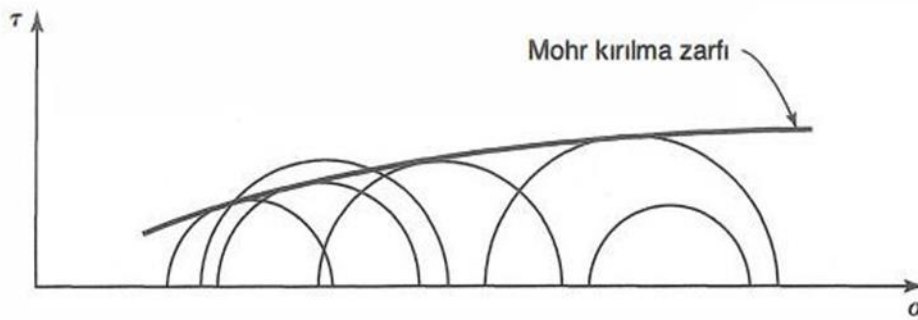
kırılma teorisine göre ise bir kırılma yüzeyde oluşan kayma gerilmesi (τ_f), normal gerilmenin (σ_f) bir fonksiyonu olarak ifade edilmiş ve kayma gerilmesinin normal gerilmeyle doğrusal bir bağlantısının olmadığı gösterilmiştir. (3.2)

$$s = \tau_f = f(\sigma_f) = k \sigma^n \quad (3.2)$$



Şekil 3.1. Mohr kırılma zarfı.

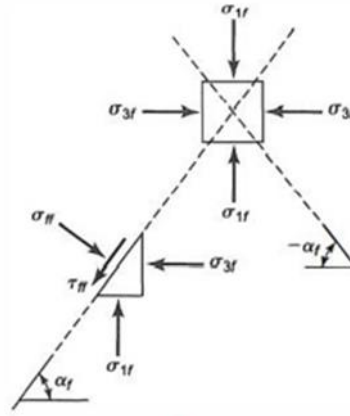
Mohr kırılma teorisi kabulüne göre her malzemenin olduğu gibi zeminlerin de bir kırılma yüzeyi vardır. Buna göre bir zemine uygulanan yüklemde asal gerilmeler belliye kayma gerilmesi normal gerilme grafiğinde Mohr daireleri oluşturulabilir. Bu şekilde Mohr dairelerine teğet geçecek şekilde çizen teğetle zeminin kırılma zarfını oluşturulur. Bu teğetin dairelerle temas ettiği noktalar zeminin yenildiği maksimum kayma gerilmesi değerini verirken teğetin altında kalan durumda zemin dengededir. Mohr dairesinin kırılma zarfı teğetini aştığı kısımlarda ise maksimum kayma gerilmesi eşiği aşıldığından zemin yenilmektedir. (Şekil 3.2).



Şekil 3.2. Yenilme esnasında Mohr daireleri ve kırılma zarfı

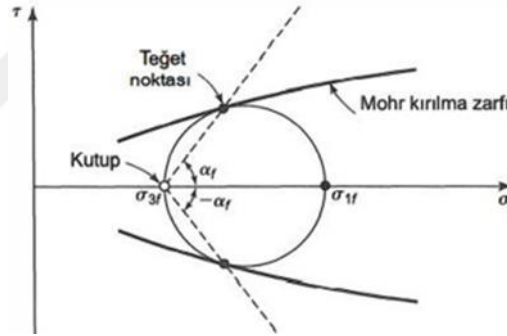
Mohr kırılma teorisi grafik olarak ifade edilirse, herhangi bir anda bir zemin noktasında oluşan asal gerilmeler düşeyde σ_1f ve yatayda σ_3f , kayma düzlemi yüzeyinde oluşan bileşke asal gerilme σ_{ff} ve kayma düzleminde oluşan kayma

gerilmesi ise τ_{ff} , kayma gerilmesinin düşey asal gerilmelerle oluşturduğu açı α_f olmak üzere Şekil 3.3'teki gibi gösterilebilir.



Şekil 3.3. Bir zemin noktasına etki eden kuvvetler

Zemin üzerine etki eden gerilmelere göre çizilen Mohr Dairesi ve bu daireye teğet kırılma zarfı Şekil 3.4 deki gibidir.



Şekil 3.4. Mohr dairesi ve kırılma zarfı (yenilme durumunda)

Eğrisel bir fonksiyon olan Mohr kırılma zarfının lineer varsayılması ve Coulomb kayma direnci değişkenleri olan kayma direnci_ açısı ve kohezyon faktörü birleştirilmesiyle Mohr-Columb Kırılma hipotezi ortaya konmuştur (Holtz vd., 1981).

$$s = \tau f = \sigma \tan \Phi + c \quad (3.3)$$

Ancak efektif gerilme kavramı Terzaghi tarafından 1920'lerde ortaya konduğundan bu hipotezde kullanılan gerilmelerin toplam gerilme cinsinden olduğuna, zeminin laboratuvar deneyleri sırasındaki zemine uygulanan yük sonucu oluşan kayma gerilmesine etki eden kohezyon ve kayma direnci_ açısı değişkenlerinin ise o zeminin deneysel çalışma altındaki özellikleri olduğuna dikkat çekilmiştir (Önalp, 2018).

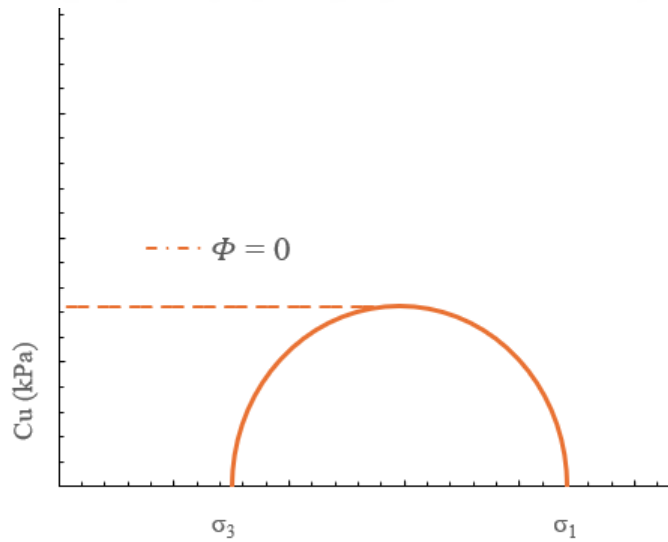
3.2. Drenajsız Kayma Direnci (c_u)

Drenajsız kayma direnci (c_u), doymun kohezyonlu zeminlerin (killi, siltli zeminler) hızlı yükleme altında, drenajsız koşullarda gösterdiği kayma direncini ifade eder. İnce daneli zeminlerin boşluk oranı dolayısıyla da geçirimsizlik özelliği düşük olduğundan, özellikle kısa süreli yükleme durumlarında zeminin içinde bulunan boşluk suyu yükleme sırasında dışarı çıkamadığından zemin tüm kayma davranışını mevcut su basıncıyla birlikte gösterir. Bu nedenle drenajsız durumlar için zemin davranışı toplam gerilmeler üzerinden incelenir. Bu koşul altında zeminin kayma direnci açısı sıfır olduğundan, Mohr-Coulomb kırılma kriteri sadeleşerek sadece kohezyon parametresine indirgenir. Bu koşul aşağıdaki gibi genel kayma direnci formülüyle aşağıdaki gibi ifade edilir (3.4)

$$s = \tau_f = \sigma \tan \Phi + c \quad (3.4)$$

ifadesinde genel kayma direnci formülünde yer alan $\tan \Phi$ yani $\tan(0)$ sıfır olduğundan Mohr dairesi grafiğinden de $c_u = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ olarak asal gerilmeler cinsinden ifade edilir. (3.5) (Şekil 3.5)

$$\tau_f = c_u \quad (3.5)$$



Şekil 3.5. Mohr dairesi grafiği(Drenajsız kayma direnci)

Drenajsız kayma direnci arazi deneyleri ya da laboratuvar deneyleri ile belirlenir. Laboratuvar deneylerinin yapılabilmesi için her ne kadar araziden alınan örselenmemiş zemin numuneleri kullanılacak olsa da zeminin doğal ortamındaki mevcut gerilme durumu, doğal su muhtevasının muhafazasının değişkenliği

dolayısıyla mevcut boşluk suyu basıncının değişimi gibi faktörlerden dolayı arazi deneylerinin tercih edilmesinde fayda bulunmaktadır. Arazi deneylerinde ise kayma direnci parametrelerinin belirlenebilmesi için zeminin cinsine göre yapılacak olan deney tipinin uygulanması gerekir. Bu konuda Tablo 3.1 rehber olabilir.

Tablo 3.1. Zemin cinsine göre deney öneri tablosu

Deney Adı	Zemin Türü	Zemin Koşulu / Özellik	Kayma Direncine Katkısı	Notlar / Avantajlar
Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)	Kum, silt, zayıf kil	Orta–katı kıvamlı kohezyonlu / kohezyonsuz zeminler	Ampirik korelasyonlarla drenajsız kayma direnci (c_u)	Pratik, ucuz ve yaygın; kohezyonlu zeminlerde güvenilirliği düşer
Koni Penetrasyon Deneyi (CPT/CPTu)	Kum, silt, yumuşak–orta sert kil	Homojen ve tabakalı zeminlerde	q_c ve u_2 ile efektif gerilmeye göre ϕ' ve c_u tahmini	Yüksek hassasiyet; kohezyonsuz zeminlerde çok başarılı
Presiyometre Deneyi (PMT)	Tüm zemin türleri	Özellikle yüksek plastisiteli killer ve yumuşak zeminler	E-modülü ve kayma direnci (c_u) doğrudan ölçülebilir	Derinlikle değişen dayanım ve deformasyon bilgisi sağlar
Kanath Kesici Deneyi (Vane)	Yumuşak kil	Doygun, kohezyonlu, düşük dirençli killer	Drenajsız kayma direnci (c_u) doğrudan ölçülür	Sadece yumuşak killerde kullanılabilir; drenajsız koşul varsayımı vardır
Dilatometre Test (DMT)	Silt, kil, kum	Yumuşak zeminler, orta sert killer	c_u , ϕ' , deformasyon modülü tahmin edilebilir	Bozulmamış zemin tepkisini ölçer; empirik bağıntılar gerekir
Sismik Testler	Tüm zeminler	Dalga yayılımı ile zemin rijitliği belirlenir	Dinamik kayma modülü ve ϕ' tahmini yapılabilir	Dolaylı yolla kayma direnci; zemin rijitliğiyle ilişkilidir

3.3. Üç Eksenli Hücre Kesme Deneyleri

3.4. Deneyin amacı

Zeminlerin kayma direnci parametrelerini ve gerilme–şekil değiştirme davranışlarını belirlemek amacıyla yaygın olarak kullanılan laboratuvar deneylerinden biri üç_eksenli_hücre kesme deneyidir. Bu deney, farklı zemin türlerine uygulanabilmesi, drenaj koşullarının deney sırasında kontrol edilebilmesi ve arazi gerilme koşullarına yakın gerilme durumlarının laboratuvar ortamında oluşturulabilmesi gibi önemli avantajlar sunmaktadır.

Üç eksenli deney, numunenin her yönden çevre basıncı (σ_3) etkisi altında eksenel yönde gerilmeye maruz bırakılması prensibine dayanır. Deney sırasında çevre basıncı sabit tutulurken, numune üzerine artan eksenel (deviatör gerilme σ_d) yükleme uygulanır ve numune maksimum normal gerilme (σ_1) seviyesine ulaştığında yenilme (shear failure) meydana gelir.

Deneyde kullanılan zemin numuneleri, araziden alınan örselenmemiş numuneler olabileceği gibi, laboratuvar ortamında standart boyut ve özelliklerde yeniden oluşturulmuş (reconstituted) numuneler de olabilir. Numuneler genellikle silindirik formda olup, çapları 50–100 mm aralığında seçilir ve uzunluğun çapa oranı (L/D) yaklaşık 2 olacak şekilde hazırlanır. Böylece deformasyon ve gerilme ölçümlerinde standardizasyon sağlanır.

Üç eksenli basınç deneyine ait düzeneğin genel görünümü ve ekipmanın ana bileşenleri Şekil 3.6 'da sunulmaktadır.



Şekil 3.6. Üç eksenli deney düzeneği.

Üç eksenli hücre kesme deneyinde, genelde su kullanılarak numune etrafına uygulanan hücre basıncı, asal gerilmelerin oluşmasını neden olur. Deney sırasında, hücre sıvısının numune içerisine sızmasını önlemek amacıyla, zemin numunesi etrafına elastik özellikte bir kauçuk membran geçirilir ve membranın uçları numune içerisine sıvı girişini engellemek amacıyla O-ring adı verilen halka biçimindeki lastik contalarla sabitlenir.

Deney süresince konsolidasyon, numuneye yatay ve düşey yönde uygulanan toplam gerilmeler altında gerçekleşir. Ancak, drenaja izin verilen koşullarda yapılan üç eksenli deneylerde, konsolidasyon sürecinde yanal gerilmeler sıfır olmayıp aşırı boşluk suyu basıncı, numunenin üst/alt yüzeylerine yerleştirilen gözenekli taşlar vasıtasıyla ölçülür ve boşaltılır. Hücre tabanında bulunan drenaj kanalları hem boşluk_suyu basıncının hem de drene olan su hacminin ölçümüne imkân tanır. Ölçümler yapılırken, drenaj sistemindeki su seviyesinin numunenin merkez yüksekliği ile aynı olduğu kabulü ile aşırı boşluk suyu basıncının referansı atmosfer basıncı olarak alınır.

Hızlı bir boşluk suyu basıncı dağılımı sağlamak amacıyla, gözenekli taşların yanı sıra, numunenin çevresine de filtre kağıtları yerleştirilmesi mümkündür. Bu şekilde düşeyde de yatayda da drenaj olanağı sağlanır ve konsolidasyon süresi kısaltılabilir.

Yükleme aşamasında, numuneye eksenel yük, üstten aşağı doğru hareket eden bir yük pistonu aracılığıyla uygulanır. Piston yardımıyla oluşturulan eksenel kuvvet, numunede deviatör gerilme (σ_d) meydana getirir. Aynı zamanda uygulanan hücre basıncı olan σ_3 ile birlikte, numunede büyük asal gerilme (σ_1) oluşur:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.6)$$

Deviatör gerilme, numunede kayma gerilmelerinin meydana gelmesine neden olur. Numunenin boy kısılması ise hücre içinde veya dışında yerleştirilen transdüserler yardımıyla hassas bir şekilde ölçülür. Yükleme işlemi, hız kontrollü veya gerilme kontrollü modda gerçekleştirilebilir.

Numunenin yenilme anındaki gerilme durumu, Mohr gerilme dairesi kullanılarak grafiksel olarak temsil edilir. Farklı çevre basınçları altında yapılan çoklu deneyler sayesinde, kırılma noktalarını birleştiren bir kırılma zarfı çizilebilir ve zeminin kayma direnci parametreleri olan kohezyon (c) ve kayma direnci açısı (Φ) belirlenir.

Deney sırasında deviatör gerilmenin doğru şekilde hesaplanabilmesi için, numunenin kesit alanının deformasyon nedeniyle sabit kalmadığı göz önünde bulundurulmalıdır. Deney boyunca numunenin enine genişlemesi nedeniyle kesit alanı artış gösterir ve hesaplamalarda bu değişim dikkate alınmalıdır. A numunenin orijinal kesit alanını, E_z eksenel birim boy değişimi, drenajsız deneylerde sıfır olan E_v birim hacimsel değişimi, E_r birim yanal genişleme veya daralma olmak üzere aşağıdaki denklemlerle ifade edilir.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_z + 2\varepsilon_r \quad (3.7)$$

$$A = A_0 \frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_z} \quad (3.8)$$

3.4.1. Üç Eksenli Hücre Kesme Deneyi Türleri

Üç eksenli deneyler genel olarak üç türde uygulanmaktadır:

3.4.1.1. Konsolidasyonsuz-Drenajsız UU (Unconsolidated Undrained)

Doygun veya doygunluğu yüksek zeminin drenaj yapılmadan, ön konsolidasyon uygulanmaksızın eksenel yüklemeye tabi tutulduğu deneyidir. Bu yöntem, özellikle zeminlerin kısa süreli ve ani yüklemeler altındaki davranışını değerlendirmek için tercih edilir (Das, B. M. 2010). UU deneyi, boşluk suyu basıncı ölçülmeksizin toplam gerilme üzerinden analiz yapma imkânı sunduğundan, efektif gerilme dağılımı hakkında doğrudan bilgi vermez ancak drenajsız kayma dayanımı hakkında güvenilir bir ilk tahmin sunar (Holtz ve Kovacs, 1981).

Bu deneyde, numune doğrudan üç eksenli deney cihazına yerleştirilir, çevre basıncı (σ_3) uygulanır, drenaj kapalı tutulur ve eksenel yönde yükleme yapılarak numune yenilene kadar test sürdürülür. Numune boyunca oluşan deviatör gerilme ($\sigma_1 - \sigma_3$) analiz edilerek drenajsız kayma dayanımı (c_u) hesaplanır. Bu yöntem, özellikle kohezyonlu zeminlerin davranışlarının incelenmesinde hızlı ve pratik bir çözüm sağlar. Numune herhangi bir konsolidasyon işlemi görmeden doğrudan deney aşamasına geçilir ve drenaj imkânı sağlanmaz.

Deneyin Uygulanışı

- Numune Hazırlığı ve Cihaza Yerleştirme

Numuneler genellikle silindirik şekilde hazırlanır. ASTM D2850 standardına göre tipik boyutlar 100 mm yüksekliğinde ve 50 mm çapında olur. Membran içerisine alınan numune, poroz taşlar ve üst/alt plakalar arasına titizce yerleştirilir. Numune üç eksenli hücreye monte edilirken membran kılıfın zarar görmemesi gerekir.

- Deneyin Yapılışı

Deney üç ana aşamadan oluşur:

- Çevre basıncı uygulama aşaması: Numuneye çevre basıncı (σ_3) uygulanır. Bu tez çalışmasında sabit olarak 100 kPa çevre basıncı uygulanmıştır.

- Yükleme aşaması: Drenaj vanaları kapalı tutulur ve numuneye eksenel yükleme (σ_1) sabit bir hızla uygulanır.
- Sonlandırma : Numune deformasyona uğrar, yenilme yada %20 boy kısalması gerçekleşene kadar yükleme devam eder.

Bu süreç boyunca boşluk suyu basıncı ölçülmez. Test süresi kısa ve drenaj vanaları kapalı olduğu için boşluk suyu dışarı çıkma imkânı bulamaz ve uygulanan gerilmenin tamamı kadar boşluk suyu basıncı gelişir.

- Veri Analizi ve Kayma Direnci Hesabı

UU deneyinde elde edilen temel veri, deviator gerilmedir: $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$. Bu değer yenilme anında maksimuma ulaştığında, zemin örneğinin drenajsız_kayma_direnci olarak kabul edilir. Tipik olarak: $c_u = \sigma_{dmax}/2$. Uygulanan koşullar toplam gerilme analizine işaret eder, boşluk suyu basıncı ölçülmez ancak teorik olarak efektif gerilme değişmeyecektir. Mohr dairesi ile zemin davranışı görselleştirilebilir.

Doygun ince daneli numunelerde kırılma zarfı yatay çizilerek drenajsız kayma direnci açısı (Φ_u) ≈ 0 kabul edilir. Bu varsayım, numunenin yenilme yüzeyinde kohezyonel olarak davrandığını ve sürtünme bileşeninin ihmal edilebileceğini öngörür. Bu nedenle analizde genellikle aşağıdaki sadeleştirilmiş denklem (3.5) kullanılır:

- Yorum ve Kullanım Alanları

UU deneyleri özellikle aşağıdaki durumlarda tercih edilir:

- Deprem etkisinin anlık olarak uygulandığı zeminlerde duraylılık analizi
- Kısa süreli şev duraylılığı değerlendirmesi
- Yeraltı yapılarında geçici destek sistemlerinin boyutlandırılması
- Kohezyonel zeminlerin ilk mühendislik sınıflandırmaları

Bu deney yöntemi, zeminlerin boşluk suyu drenajına vakit bulamayacağı ani yüklemeler altında nasıl davranacağını anlamaya yardımcı olur. Ayrıca, temel mühendislik kararlarının verilmesinde hızlı ve pratik bir yöntemdir. Ancak bu yöntemin sınırlamaları da mevcuttur. Özellikle boşluk suyu basıncının ölçülmemesi nedeniyle uzun vadeli davranışlar veya efektif gerilmeye bağlı duraylılık analizleri için uygun olmayacaktır.

3.4.1.2. Konsolidasyonlu-drenajsız cu (unconsolidated undrained)

Konsolidasyonlu – drenajsız üç eksenli hücre kesme deneyi (CU), zeminin öncelikle drenaj mümkün iken konsolide edilmesini, ardından drenajın kapatılarak eksenel yüklemenin uygulanmasını içeren bir test yöntemidir. Bu deney, boşluk suyu basınçlarının ölçülmesi sayesinde toplam ve efektif gerilme analizlerinin aynı anda yapılabilmesine olanak sağlar. CU deneyi, özellikle konsolidasyon geçmişli olan zeminlerin davranışlarının anlaşılması açısından kritik öneme sahiptir.

Bu deneyde zemin doygun hale getirilir, hücre basıncı uygulanırken drenaj açık bırakılır. Konsolidasyon süreci tamamlandıktan sonra drenaj vanaları kapatılır ve eksenel yükleme başlatılır. Bu sırada boşluk suyu basıncı ölçüldüğünden hem toplam hem efektif gerilme kayma direnci parametreleri (c , ϕ , c' , ϕ') belirlenir.

- Doyurma ve Hazırlık

Numune öncelikle doygun hale getirilmelidir. Doygunluk, genellikle Skempton boşluk suyu basıncı parametresi B 'nin en az 0.95 değerine ulaşması ile sağlanır. Bu oran, numune içerisindeki boşlukların su ile dolu olduğunu ve boşluk suyu basıncı artışına doğru tepki verdiğini gösterir.

- Numune üç eksenli hücreye yerleştirilerek membran kılıf geçirilir..
- Boşluk suyu hatları ve boşluk suyu basıncı ölçerler bağlanır.
- Doyurma aşaması genellikle düşük gerilme artışları altında adım adım uygulanır.

- Konsolidasyon Aşaması

- Çevre basıncı uygulanır.
- Drenaj vanaları açık bırakılır.
- Numune, uygulanan gerilme altında gözeneklerindeki suyu serbestçe boşaltarak, boşluk suyu basıncı sönümlenerek konsolide olur.

- Konsolidasyon süreci, hacim değişiminin durmasıyla tamamlanmış sayılır.

- Yükleme Aşaması

- Konsolidasyon tamamlandıktan sonra drenaj vanaları kapatılır.
- Numuneye eksenel yönde sabit hızla yükleme yapılır.
- Boşluk suyu basıncı (u_w) bu esnada ölçülür.

- Yenilme gerçekleşinceye kadar yükleme devam eder.
- Elde edilen toplam ve boşluk suyu basıncı verilerinden toplam ve efektif kayma direnci parametreleri hesaplanır.
- Veri Analizi ve Kayma Dayanımı Hesabı

CU deneyinde elde edilen üç temel gerilme değeri:

- Toplam çevre basıncı: σ_3
- Deviator gerilme: $\sigma_1 - \sigma_3$
- Boşluk suyu basıncı: u

Efektif gerilmeler şu şekilde hesaplanır: $\sigma_3' = \sigma_3 - u_w$, $\sigma_1' = \sigma_1 - u_w$

- Yorum ve Kullanım Alanları

CU tipi deneyler, aşırı konsolide killeri, sıkışabilir siltler ve geçici yüklemeye maruz kalan zeminlerin mühendislik özelliklerinin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılır.

Tipik uygulama alanları:

- Yamaç duraylılığı analizleri
- Baraj dolgusu altındaki temel analizleri
- Kazı destek sistemleri
- Tünel portal bölgeleri

CU deneyinin temel avantajı, boşluk suyu basınçlarının ölçülebilmesi ve efektif parametrelerin belirlenmesine olanak sağlamasıdır. Bu nedenle geoteknik tasarımlarda sıklıkla tercih edilir. Ancak numunenin doyurma ve konsolidasyon sürecinin tamamlanması zaman alıcı olabilir.

3.4.1.3. Konsolidasyonlu-drenajlı cd (consolidated drained)

Konsolidasyonlu – drenajlı üç eksenli deney (CD), zeminin drenaj açıkken hem konsolide edildiği hem de eksenel yükleme sırasında boşluk suyu çıkışına izin verildiği deney türüdür. Bu yöntem, kesme aşamasında boşluk suyu basıncı gelişiminin hiç olmaması prensibi üzerine kurulu olduğu için zemin davranışını doğrudan efektif gerilmelere göre değerlendirme imkânı sunar. Yavaş uygulanan bir testtir ve genellikle yüksek plastisiteli killeri ve düşük geçirgenlikli siltlerde çok uzun sürebilir. Yapı temelleri, baraj dolguları gibi yapıların oturma ve stabilite analizlerinde kullanılır.



4. KONSOLİDASYON TEORİSİ VE AŞIRI KONSOLİDASYON ORANI (OCR)

Konsolidasyon, yükleme sonucu zemin içerisinde bulunan boşluk suyunun basınç artışı yaşaması sonucu kısmen drene olmasıyla meydana gelen hacim küçülmesi sürecidir. Terzaghi (1925) tek boyutlu konsolidasyon teorisinde, drenaj koşulları altında zamana bağlı sıkışma davranışını açıklamıştır. Bu teoriye göre, zeminde yükleme sonrası ani boşluk suyu basıncı artışı oluşur ve zamanla drenaj ile bu basınç azalırken zemin daneleri birbirine yaklaşarak hacim azalımı gerçekleşir. Özellikle ince daneli zeminlerde geçirgenliğin düşük olması konsolidasyon sürecinin daha da yavaşlamasına neden olduğundan mühendislik projelerinde oturma analizlerinin uzun vadeli değerlendirilmesi gerekmektedir.

4.1. Terzaghi Efektif Gerilme Prensibi

Karl Von Terzaghi 1925 yılında İ.T.Ü.'de ve bugünkü Boğaziçi Üniversitesi kampüsünde yer alan Robert Kolej'de yapmış olduğu çalışmalarda boşluk suyu basıncının zemindeki gerilmeleri etkilediğini ortaya koymuştur. Zemin mekaniğinin ana prensiplerinden olan Terzaghi efektif gerilme prensibine göre doygun zeminlerin direnci, hacim değişimi davranışı ve buna bağlı olarak zeminin duraylılığı boşluk suyu basıncının dikkate alınmasıyla anlaşılabilir.

Terzaghi, zemin kesiti içindeki herhangi bir noktada zeminin kendi ağırlığı ve varsa dış yükten dolayı oluşan toplam gerilmenin (σ), zemin daneleri arasındaki boşlukları dolduran sudaki boşluk suyu basıncı (u_w) ile zemin daneleri arasında aktarılan efektif gerilmenin (σ') toplamı olduğunu ortaya koymuştur.(4.1)

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (4.1)$$

Dolayısıyla toplam gerilme ile boşluk suyu basıncı arasındaki fark olarak ifade edilebilen efektif gerilme, doygun zemin davranışını yöneten hakim parametredir.

4.2. Terzaghi Tek Boyutlu Konsolidasyon Teorisi

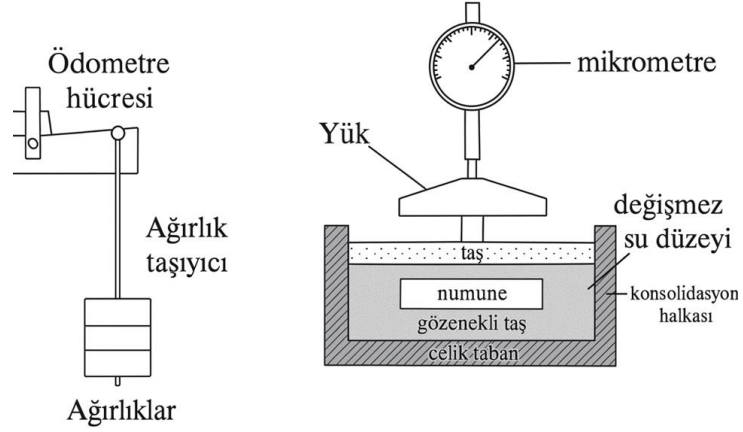
Kil gibi geçirimsizliği düşük zeminlerin suya doymuş durumda zeminin yüklenme hızına bağlı olarak zaman içerisindeki hacim değişimi davranışı Terzaghi'nin Tek Boyutlu Konsolidasyon Teorisi ile açıklanır. Teorinin temel prensibi zemin daneleri arasındaki boşlukları tamamen kaplayan suyun zemin üzerine uygulanan gerilme artışı neticesinde zamanla drene olup hacim kaybı oluşturmaktır. Zemin danelerinin ve boşluk suyunun sıkışmasının konsolidasyon sıkışmasına göre ihmal eden Terzaghi “z” derinliğinde bir zemin elemanı için boşluk suyu basıncının zamanla değişimini bir diferansiyel denklemle açıklamıştır; (4.2)

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.2)$$

Buna göre boşluk suyunun zamanla değişimi zemin geçirgenliği ve sıkışabilirliğine bağlı olan c_v Konsolidasyon katsayısı (m^2/s) ile drenaj yoluna bağlıdır. Burada konsolidasyon katsayısı, birim alandan suyun dışarı çıkma hızını ifade eder. Bu katsayı, laboratuvar ortamında yapılan konsolidasyon testleriyle belirlenir. Bunlardan en basiti ve en çok kullanılanı olan ödometre cihazıyla yürütülen tek boyutlu konsolidasyon deneyi, gerilme artışına maruz bırakılan zemin numunesinde zamana bağlı oturma miktarı ölçümüyle gerçekleştirilir.

4.3. Ödometre (Konsolidasyon) Deneyi

Ödometre (konsolidasyon) deneyinin temeli, Fransız mühendis Jean Frontard ın 1910 yılında yapmış olduğu konsolidasyon deneylerine dayanmaktadır. Frontard deneylerinde 2 inç kalınlığında ve 14 inç çapındaki kil numunesini tabanı delikli bir kaba yerleştirmiş ve bu numuneyi yüklemeye tabi tutmuştur. Her yüklemede numunenin içerisinde su çıkışına istinaden zemindeki hareketin dengeye gelmesini bekleyerek zeminin zamanla konsolidasyonunu gözlemlemiştir (Theory to Practice in Soil Mechanics. (p44) John Wiley & Sons, Inc.) Ancak, bu gözlemler günümüzde de halen kullanılmakta olan ödometre deneyinin Terzaghi tarafından geliştirilen ödometre cihazı ile standartlaşmıştır. Ödometre cihazı (Şekil 4.1), gerilme uygulanan zemindeki oturmaların zamanla değişimini doğal olarak da bu değişim sonucunda zeminin sıkışabilirliğinin tespitini sağlar.



Şekil 4.1 Ödometre Cihazının Şematik Gösterimi

4.4. Konsolide Olmamış Killer (UC)

Geoteknik uygulamalarında karşılaşılan en riskli ve mühendislik açısından problemli zemin türlerinden biri olup henüz konsolidasyon sürecini tamamlamamış, yani efektif gerilme büyüklüğü altında dengeye gelmemiş konsolide olmamış killerdir. Bu killler genellikle:

- Yeni çökelmiş (jeolojik yaşı $10-10^3$ yıl arası),
- Hidrolik dolgu veya insan yapımı atık dolgular içinde oluşmuş,
- Yeraltı suyu basıncının henüz sönmelenmediği zeminlerdir.

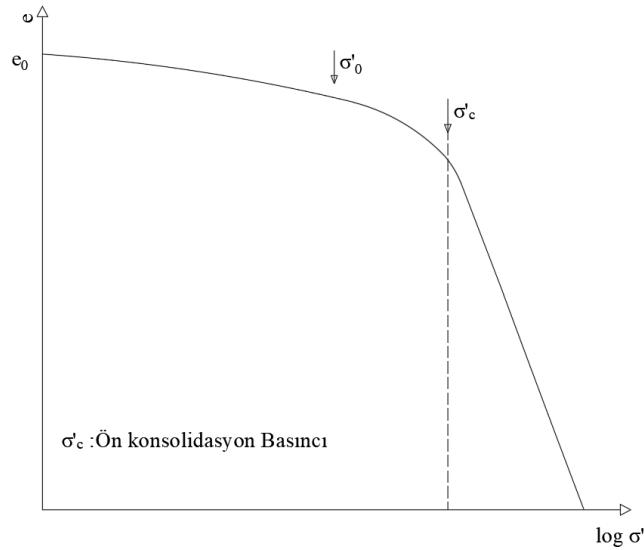
Bu tür killerde, uygulanan herhangi bir ek gerilme, boşluksuyu basıncında ani artış oluşturur. Bu artış, hidrostatik denge seviyesinin çok üzerinde değerlere ulaşabilir. Bu nedenle, bu killer yüksek sıkışma ve oturma potansiyeline sahiptir. Bu zeminlerde konsolidasyon eğrisinin eğimi çok büyük olacaktır. Yapı yükleri altında oluşacak sıkışma, hem zeminin kendi ağırlığı altında devam eden konsolidasyon süreci hem de yeni ek gerilmeden gelen toplam deformasyon bileşenlerinin sonucu olarak değerlendirilmelidir. Bu ortamlara örnek olarak Terzaghi'nin dikkatini çekerek konsolidasyon teorisinin ortaya çıkmasına vesile olan Haliç çökelleridir.

4.5. Normal Yüklenmiş (NL) Zeminler ($OCR = 1$)

Bir zeminin güncel efektif gerilme değerinin daha önce maruz kaldığı en yüksek gerilme değerine eşit olan zeminler "Normal Yüklenmiş (NL)" zeminlerdir. Dolayısıyla aşırı konsolidasyon oranı (OCR) değeri 1 olan zeminlerdir. Normal yüklenmiş zeminlerin gerilme artışına maruz kalması sonucu konsolidasyon süreci

başlar. Zemin daneleri arasında kalan boşlukları dolduran su, artan boşluk suyu basıncı etkisiyle drene olmaya başlar. Bu şekilde zemin daneleri sıkışarak konsolide olur. Bu durum, hacimce azalan zeminde oturmalarla sebebiyet verir ve bu da konsolidasyon oturması olarak adlandırılır. Özellikle geçirimsizliği düşük ince daneli zeminlerde zamanla gerçekleşen bu oturmalar sonucu yapı statik açıdan etkilenebilir.

Boşluk oranı (e) ile efektif gerilme (σ') arasındaki ilişki logaritmik eksenle değerlendirilir ve Şekil 4.5 deki gibi bir konsolidasyon eğrisi ile gösterilir. Bu eğri üzerinde, zeminin daha önce maruz kaldığı en yüksek efektif gerilme seviyesi, ön konsolidasyon basıncı (σ'_p) olarak adlandırılır. Normal yüklenmiş zeminlerde, mevcut efektif gerilme seviyesi bu değere eşittir.



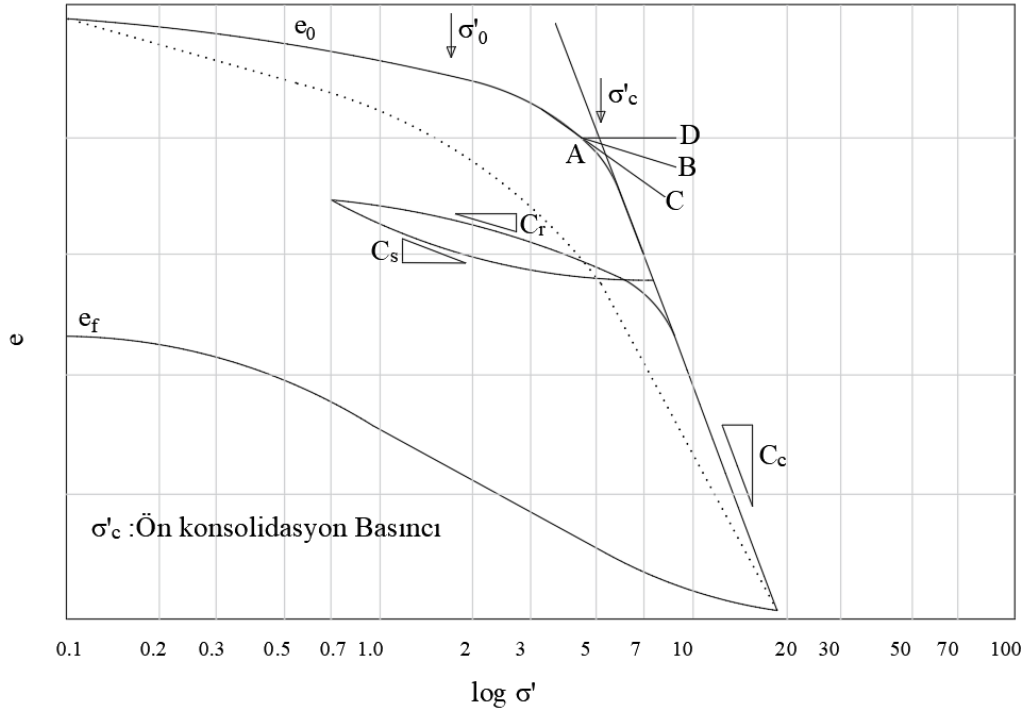
Şekil 4.2 Konsolidasyon Eğrisi

4.6. Aşırı Konsolide (OC) Zeminler ($OCR > 1$)

Zeminin geçmişinde üzerinde bulunan en büyük efektif gerilme değerinin güncel efektif gerilme değerinden büyük olması halinde o zemin için aşırı konsolide zemin ifadesi kullanılır. Ön konsolidasyon basıncı yani zeminin geçmişinde maruz kaldığı en büyük efektif gerilmenin şimdiki efektif gerilme değerine oranı ise zeminin aşırı konsolidasyon oranını vermekte olup İngilizce “Over Consalidation Ratio” kelimelerinin baş harfleri olan OCR kısaltması ile ifade edilir. Buna göre aşırı konsolide bir zeminin aşırı konsolidasyon oranı her zaman $OCR > 1$ dir. Aşırı konsolide zeminler bugünkünden daha büyük gerilme değerinde sıkışmış olduğundan normal yüklenmiş zeminlere nispeten sert kıvamda, yüksek kayma direnci, düşük sıkışabilirlik özelliği gösteren zeminlerdir.

4.6.1. Casagrande yöntemi ile ön konsolidasyon basıncının belirlenmesi

Doğrudan ölçülmesi mümkün olmayan ön konsolidasyon basıncını belirlemek için farklı yöntemler bulunsa da Casagrande yöntemi günümüzde çokça başvurulanan bir yöntemdir. Bu yöntemde konsolidasyon deneyinden elde edilen veri kullanılarak boşluk oranı (aritmetik), efektif gerilme (logaritmik) eksenlerde olmak üzere sıkışma eğrisi çizilir.



Şekil 4.3. Casagrande yöntemi ile σ'_c 'nin bulunuşu

Eğrilik yarıçapının minimum olduğu A noktası işaretlenir. İşaretlenen A noktasından geçecek şekilde C teğeti ve x eksenine paralel D yatayı çizilir. B, C ve D doğrularının oluşturduğu açının açıortayıdır. Sıkışma eğrisinin doğrusal kısmı uzatılarak B açıortayı ile kesiştirildiğinde yatay eksen üzerinde bulunan gerilme değeri " σ'_c " zeminin ön konsolidasyon basıncını verir.



5. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

5.1. Kullanılan Zemin ve Malzeme Özellikleri

Deneysel çalışmalarda kullanılan doğal siltli zemin Adapazarı N40.728935 ve E030.432957 koordinatlarındaki araziden temin edilmiştir. Zemin üzerinde yapılan pipet deneyine göre %10.11, hidrometre deneyine göre ise %15.95 kil içeriği bulunmakta olup kil oranı laboratuvar ortamında Önalp ve arkadaşları (2010 tarafından yürütülen TÜBİTAK 106M042 projesinde de benzer bir silt numunesi kullanılmış ve kil miktarı çöktürme yöntemi ile %4'e kadar düşürülmüş ve sıfır numunesi elde edilmiştir (Bol vd., 2024). Sıfır numunesine değişik oranlarla bentonit kili eklenmesiyle oluşan farklı fiziksel özelliklere sahip numuneler farklı ön konsolidasyonlara tabi tutulduktan sonra drenajsız- konsolidasyonsuz üç eksenli (UU) deneylerine tabi tutulmuştur. Adapazarı doğal siltli zemininin fiziksel özellikleri Tablo 5.1'de verilmektedir.

Tablo 5.1. Doğal siltli zemin fiziksel özellikleri (Bol vd., 2024)

LL (Casagrande) %	LL (Koni Penetrasyon) (%)	PL (%)	p (%)	Kil (Hidrometre) (%)	Kil (Pipet) (%)	Özgül ağırlık (Gs)	Sınıf (TS1500)
34	37	NP	NP	15.95	10.11	2.67	ML

Karışımlarda kullanılan yüksek su emme ve şişme özelliği olan montmorillonit minerallerinden olan bentonit kilinin fiziksel özellikleri ise Tablo 5.2'de ki gibidir.

Tablo 5.2. Bentonit kilinin fiziksel özellikleri. (Bol vd., 2024)

LL (Casagrande) %	LL (Koni Penetrasyon) (%)	PL (%)	Ip (%)	Kil (Hidrometre) (%)	Kil (Pipet) (%)	Özgül ağırlık (Gs)	Sınıf (TS1500)
119	122	32	87	79.37	73.94	2.70	CH

Sıfır numunesi ve buna bentonit kili karıştırılmasıyla elde edilen karışımların fiziksel özellikleri ise Tablo 5.3'te verilmektedir.

Tablo 5.3. Karışımların fiziksel özellikleri. (Bol vd., 2024)

Numune No	plastik (sagrande) (%)	LL(Koni Penetrasyon) (%)	PL (%)	Ip (%)	Kil (Hidrometre) (%)	Kil (Pipet) (%)	Özgül ağırlık (GS)	Sınıf (TS1500)
00	NP	NP	NP	NP	7.6	3.7	2.65	ML
02	NP	NP	NP	NP	9.2	5.1	2.65	ML
08	33	38	29	4	13.4	10.1	2.66	ML
10	34	40	29	5	15.1	11.3	2.66	ML
15	37	42	28	9	17.0	15.2	2.67	MI
20	39	43	27	12	20.3	16.8	2.67	CI
40	61	63	21	40	32.7	31.3	2.69	CH

5.2. Numune Hazırlama

Tübitak 221M166 projesi kapsamında kullanılan Adapazarı silti SAÜ Geoteknik Laboratuvarında içindeki kaba malzeme, toprak ve organik kalıntılardan arındırılması amacıyla elenmiş sonrasında laboratuvar koşullarında çöktürme yöntemi uygulanarak içerisindeki kil oranı mümkün olduğunca azaltılarak 00 no ile gösterilen silt numunesi elde edilmiştir. Elde edilen bu sıfır numunesine ağırlıkça %2, 4, 8, 10, 15, 30 ve 40 oranlarında bentonit kili katılarak farklı kil yüzdelere sahip Adapazarı silti numuneleri oluşturulmuştur. Bu tez kapsamında laboratuvar koşullarında oluşturulan bu farklı kil oranlarına sahip Adapazarı silti numuneleri kullanılmıştır. Aynı kil yüzdelere sahip numunelerde farklı ön konsolidasyon basınçlarında yapılan deneylerde tutarlı ve güvenilir sonuçlar elde edilebilmesi için numunelerin homojen olması gerekliliği göz önüne alınarak SAÜ Geoteknik Çalışma Grubu'nun önerdiği bulamaçtan konsolidasyon yöntemi tercih edilerek yeniden oluşturulmuş (re-constituted) numuneler elde edilmiştir. Bulamaç yönteminde farklı kil oranlarına sahip siltli numuneler likit limit değerleri dikkate alınarak (~1.5 LL) 350 gr numuneye ağırlıkça %42 oranında (150 ml) su katılarak bir kap içerisinde önce elle sonrasında da karıştırıcı ile karıştırılmıştır. Elde edilen karışım karıştırma sırasında içerisinde

hava boşluklarının da oluşacağı göz önüne alınarak desikatör içinde kabarcıklanma tamamlanana kadar vakum uygulamasına maruz bırakılmıştır.



Şekil 5.1. Bulamaç yöntemiyle numune hazırlanması ve desikatörde hava boşluklarının alınması

Bulamaç kıvamda olan zemin numunesi tek eksenli konsolidasyona tabi tutabilmek için iç çapı 5cm olan şeffaf hücreye (su tahliyesi bulunan metal taban üzerinde) taban kısmına filtre kağıdı konularak doldurulmuştur. Şeffaf hücreye doldurma işlemi sırasında numune içerisinde boşluk kalmasını önlemek amacıyla şişleme işlemi yapılmış ve bu şekilde boşluksuz numunenin kabı tam olarak doldurması sağlanmıştır. Bu noktada düzenek içerisinde numunenin konsolidasyon sonrası boy kısalması nedeniyle minimum 9,5 cm yüksekliğe kadar düşebileceği göz önüne alınarak, dolu numunenin yüksekliğinin 11-12 cm civarında olmasına dikkat edilmiş ve ön yüklemeye tabi tutulacak olan numuneler hazırlanmıştır.



Şekil 5.2. Numunenin hücre içerisine konulması

5.3. Tek Eksenli Konsolidasyon Yüklemeleri

Bu tez kapsamında her farklı kil yüzdesine sahip (ağırlıkça %0, %2, %8, %10, %15, %20 ve %40 oranında) Adapazarı silti numunesi için 200, 300, 400 kPa ön konsolidasyon basıncı olacak şekilde ayrı ayrı deney numuneleri hazırlanmıştır.

Yükleme sırasında göz ardı edilmemesi gereken husus şeffaf hücre içerisinde, üzerinde yükleme başlığı olsa da başlangıçta bulamaçtan haldeki numunenin kıvamı göz önüne alınarak yapılan yüklemelerinin yükleme başlığının numune içerisine batmayacak biçimde, azar azar, numuneden su çıkışı dolayısıyla numunenin konsolide oluşu gözlenerek yapılması gerektiridir. Her ayrı numune için su çıkışı ve mikro deformasyon ölçerler ile takip edilen numunelerin konsolidasyonu tamamlanıncaya kadar okumalar alınarak yüklemeler sürdürülmüştür. Konsolidasyonun tamamlanmasıyla düzenekte bağlı olan ağırlıklar kaldırılıp şeffaf hücre içerisindeki numune hücreyle birlikte düzenekten çözülmüştür.



Şekil 5.3. Ön konsolidasyona tabi tutulan numunenin mikroölçerle eksenel boy kısalması takibi

5.4. Üç Eksenli (UU) Hücre Kesme Deneyleri

Konsolide olmuş silt numune mevcut fiziksel koşullarıyla üç eksenli deney düzeneğinde silindirik bir şekilde stabil olarak duramayacağından, içerisinde bulunduğu şeffaf hücre ile beraber derin dondurucuya konularak numuneler dondurulmuştur. Numuneler 3-4 saat derin dondurucuda muhafaza edilip dondurulduktan sonra dışarıya alınmış, şeffaf hücre içerisindeki numuneler pistonlu krika ile dışarıya çıkarılmıştır. Çıkan numunelerin öncelikle boy ve yaş ağırlık ölçümleri yapılmış, üç eksenli deney cihazında taban ve üst başlık arasına konarak etrafına kauçuk kılıf geçirilmiştir. Kauçuk kılıfın alt ve üst başlık kısımlarından “O ring” olarak da isimlendirilen lastik contalar takılmış ve üç eksenli deney hücresi cihazda yerine sabitlenmiştir. Hücre yerleştirildikten sonra deney drenajsız yapılacağı için hücre alt tarafında bulunan drenaj vanasının kapalı olduğu kontrol edilip hücre üst

hava tahliye kısmı açık bırakılarak hücre hava tahliye kısmından su çıkana kadar hücre içerisi su ile doldurulmuştur. Su çıkışı gözleendiği anda sisteme su verme işlemi sonlanmış ve hava tahliye vidası sıkılarak hücrenin hem alttan hem üstten su çıkışı engellenmiştir. Hücreye su verilen hortum hücre vanası kapalı konumdayken basınç sağlar yardımıyla bu deney kapsamında uygulanan 100 kPa çevre basıncı ayarlanmıştır. Basınç sisteme verilmeden önce üç eksenli deney alatenin yükleme koluna bağlanan yük halkası numuneye basar basmaz şekilde sabitlenmiş ve kuvvet halkası üzerinde mikrometre saati sıfırlanmıştır. Deformasyonları takip etmek amacıyla da numunenin üst tarafına bir deformasyon ölçer sabitlenmiş ve sıfırlanmıştır. Bu işlemler tamamlandıktan sonra önce hücre tarafındaki vanalar açılarak hücre içerisine 100 kPa hücre basıncı verilmiştir. Hücre içerisine hücre basıncı verildikten sonra halen tam olarak çözünmemiş ve kısmen donuk olan numunenin ortam sıcaklığında çözünmesi için 30-40 dakika beklendikten sonra çevre basıncı ile stabil bir şekilde ayakta durabilen numunenin çözünmüş olduğundan emin olunmuş, gerilme ve deformasyon ölçer saatler sıfırlanarak kesme aşamasına geçilmiştir. Deney 0,8 mm/sn hız ile %20 boy kısalmasına değin yürütölmüştür.



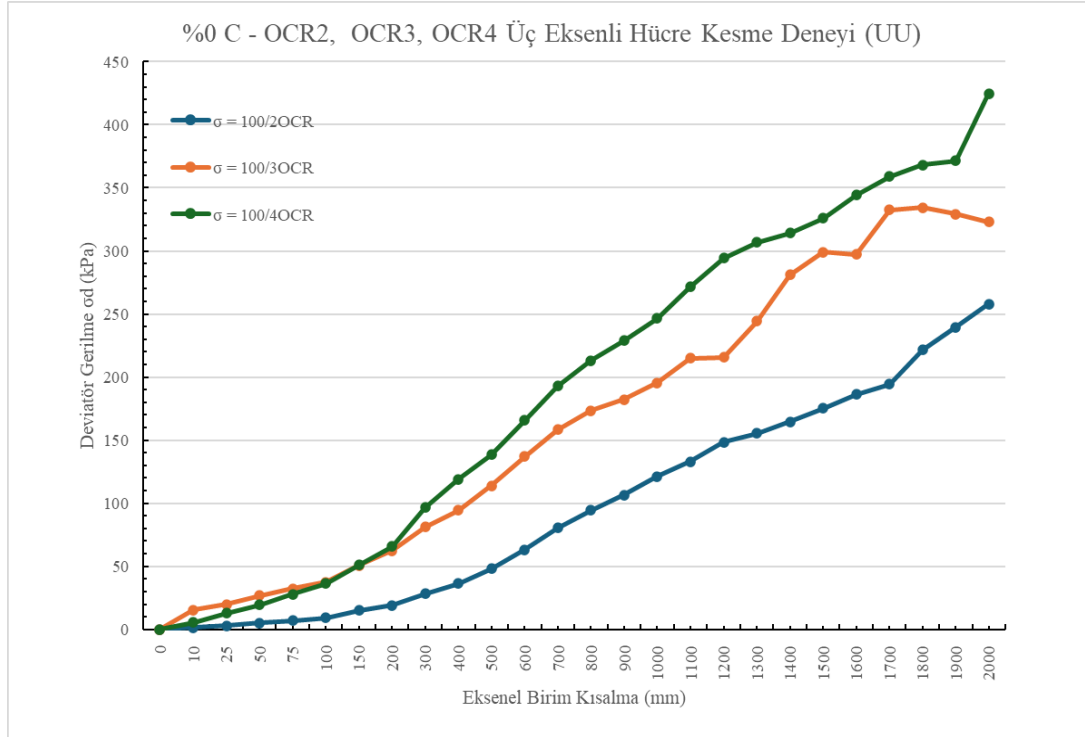
Şekil 5.4. Numunenin üç eksenli deney düzeneğine konması ve deney sonrası deformasyonu

5.5. Deney Sonuçları

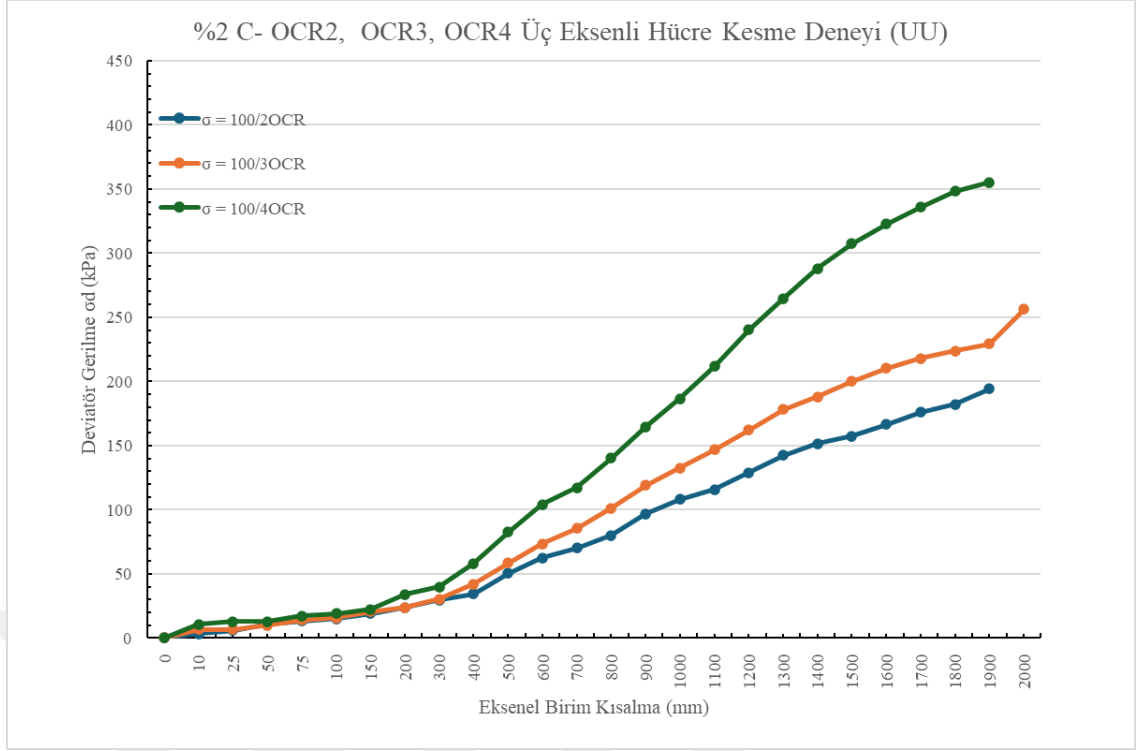
5.5.1. Aşırı konsolidasyon oranı ile kayma direnci ilişkisi

Bu tez kapsamında bulamaç yöntemiyle hazırlanan, farklı kil oranları ve farklı ön konsolidasyon basınçlarına sahip numuneler sabit 100 kPa çevre basıncıyla konsolidasyonsuz ve drenajsız (UU) üç eksenli hücre kesme deneylerine tabi tutulmuştur. 100 kPa olan çevre basıncı minimum asal gerilme olup deney sırasında numunenin yenildiği ya da %20 boy kısalmasına karşılık gelen deviator gerilmenin minimum asal gerilmeye eklenmesiyle bulunan maksimum asal gerilme değeri ile

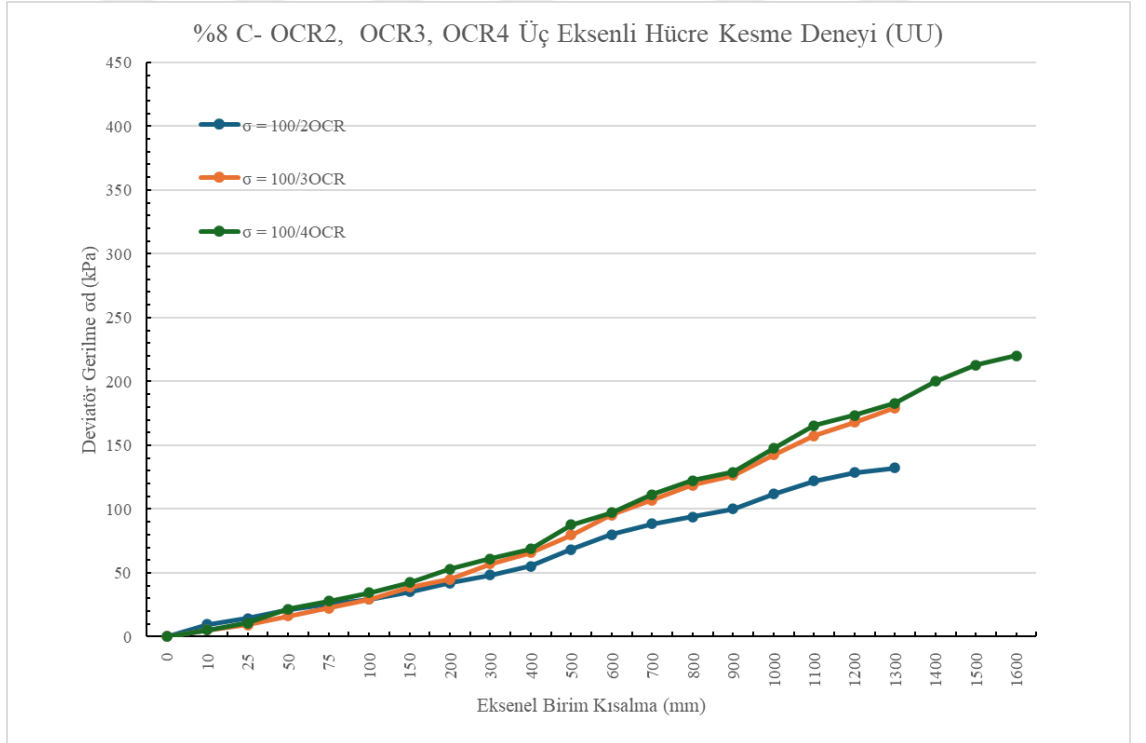
Mohr daireleri ve deviatör gerilme-deformasyon eğrileri sunulmaktadır (Şekil 5.1-17). Grafiklerde aynı kil oranındaki zeminlerin farklı aşırı konsolidasyon oranı değerleri için gerilme-deformasyon eğrileri ile plastik denge durumunu gösteren Mohr daireleri yer almaktadır. Deviatör gerilme-eksenel boy kısalması eğrilerinden de anlaşılacağı gibi, aynı kil oranına sahip silt numuneleri ön konsolidasyon basınçları arttıkça daha dirençli bir davranış göstermekte olup aynı şekilde Mohr dairelerinden de görüleceği üzere kayma dayanımları artmaktadır.



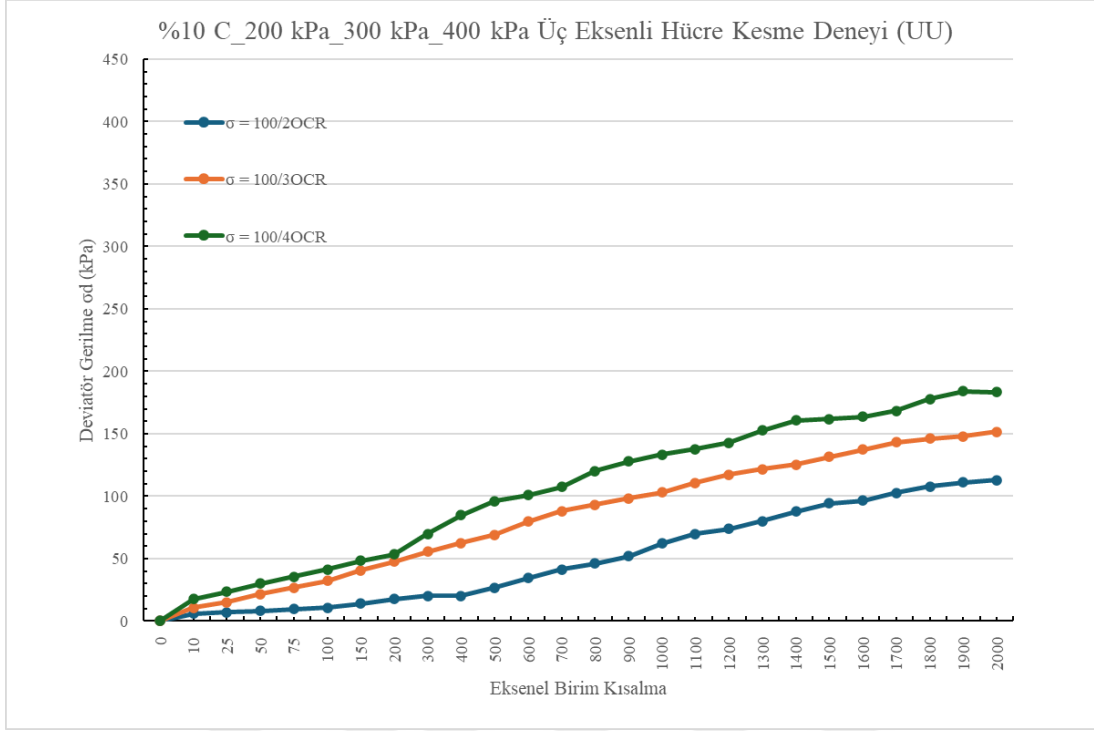
Şekil 5.5. % 0 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).



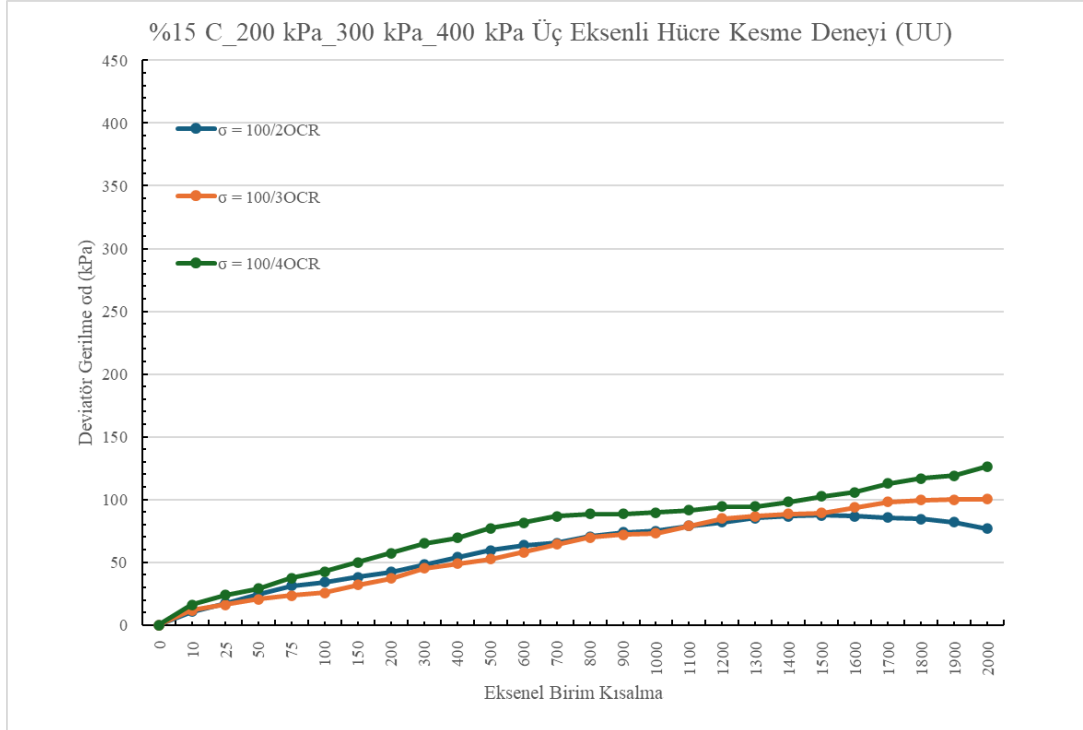
Şekil 5.6. % 2 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).



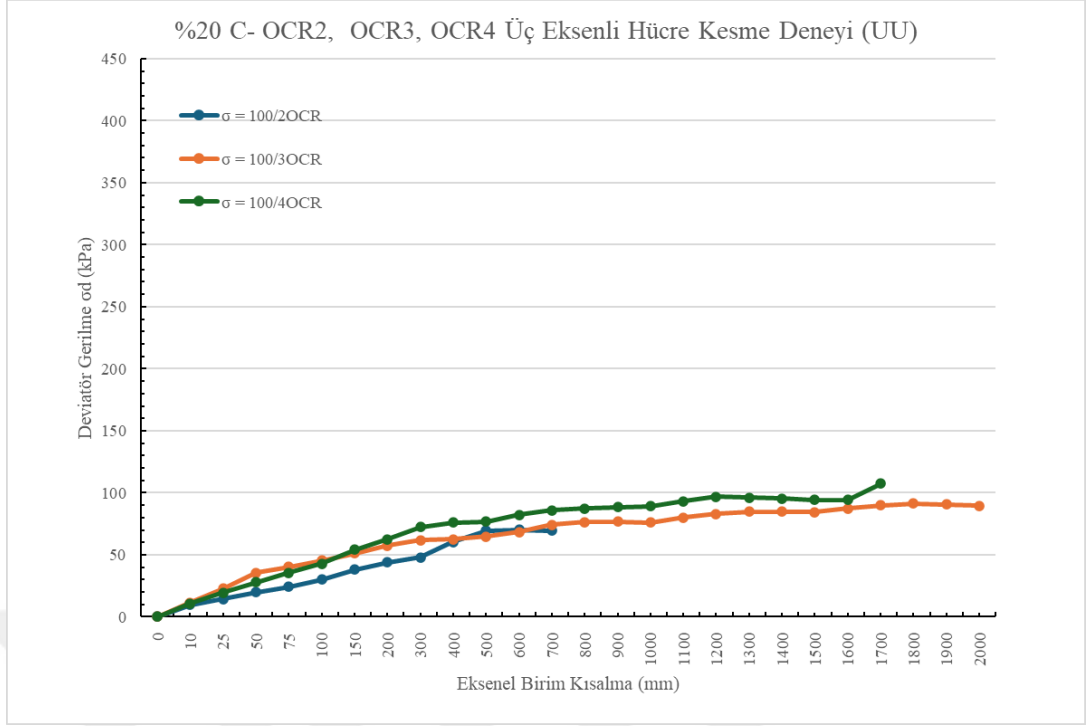
Şekil 5.7. % 8 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).



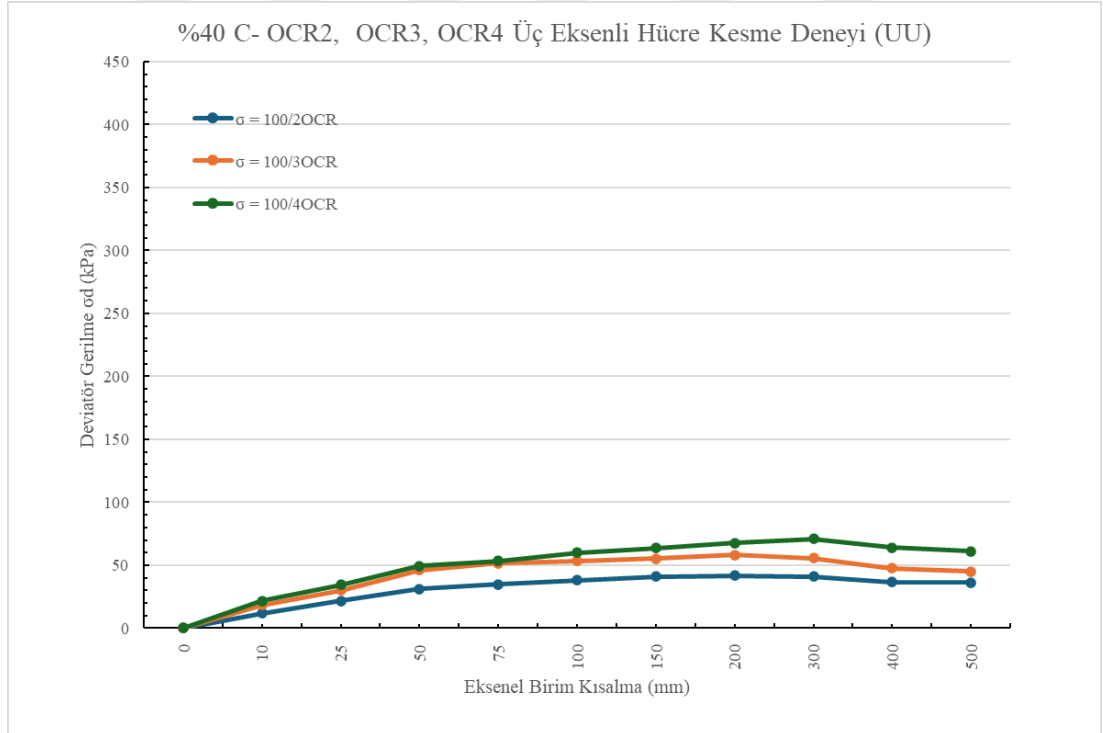
Şekil 5.8. % 10 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).



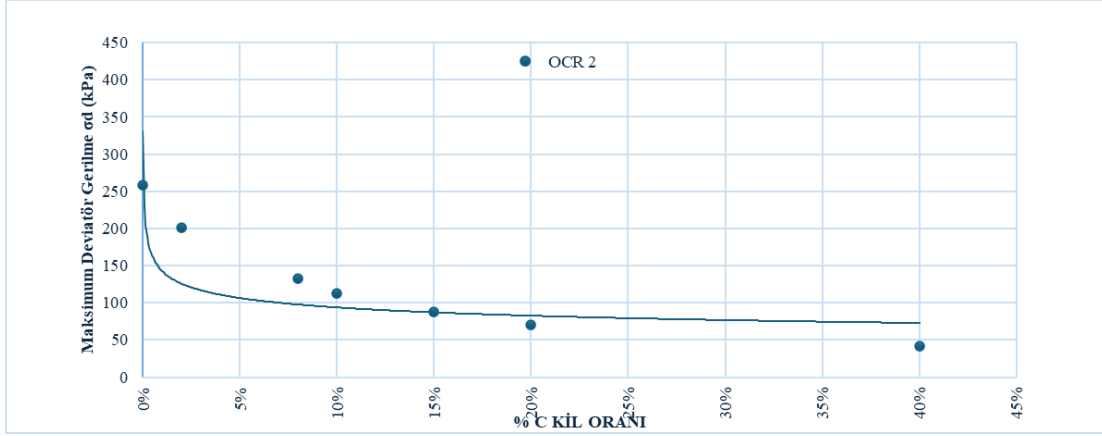
Şekil 5.9. % 15 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).



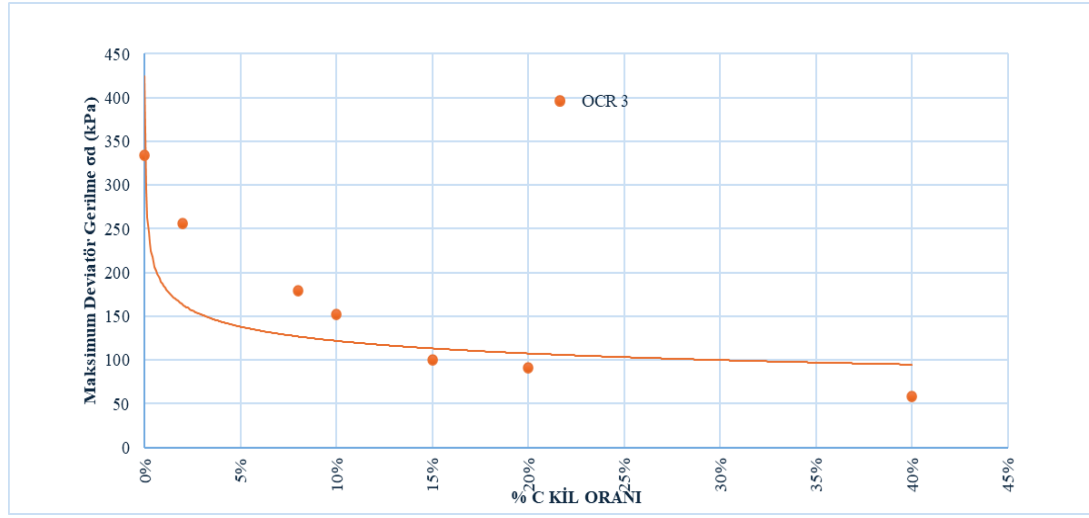
Şekil 5.10. % 20 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).



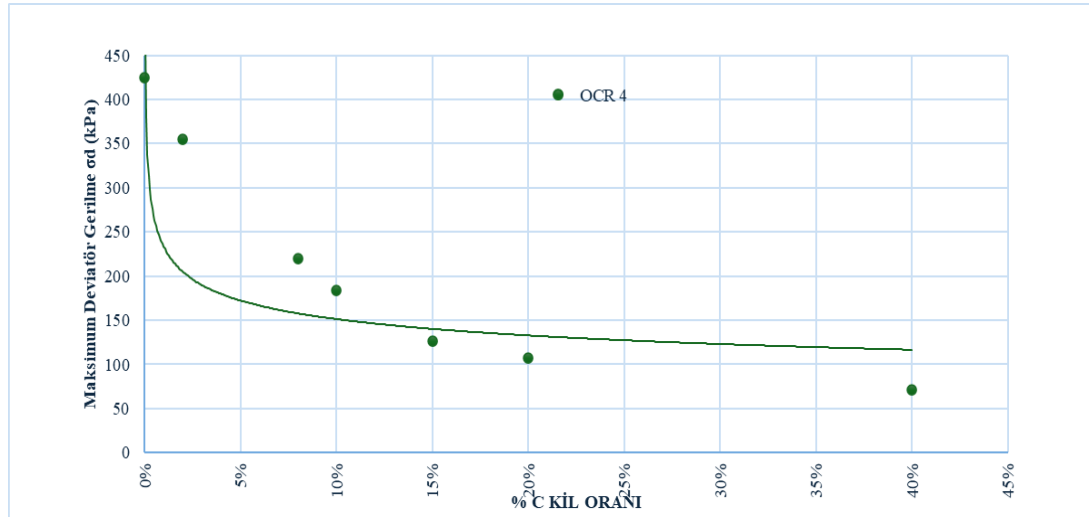
Şekil 5.11. % 40 Bentonit katkılı numune için OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için gerilme-şekil değiştirme eğrileri ($\sigma_3 = 100$ kPa).



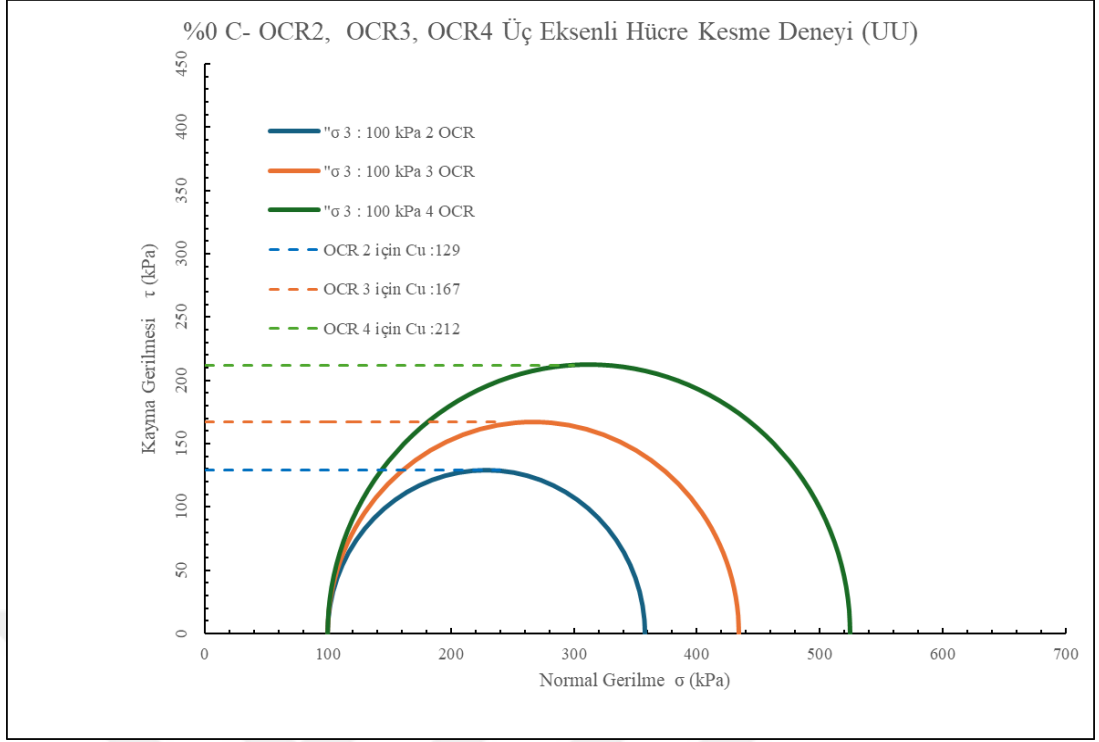
Şekil 5.12. OCR=2 için Maksimum Deviator gerilme-Kil Oranı Değişimi



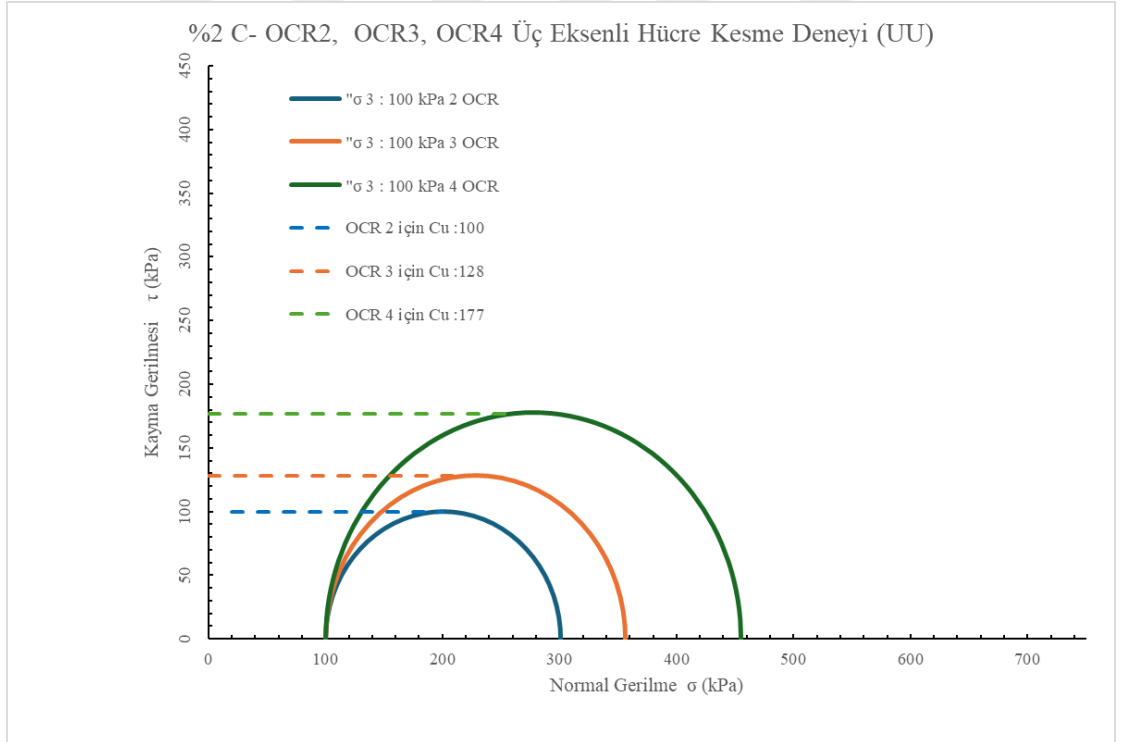
Şekil 5.13. OCR=3 için Maksimum Deviator gerilme-Kil Oranı Değişimi



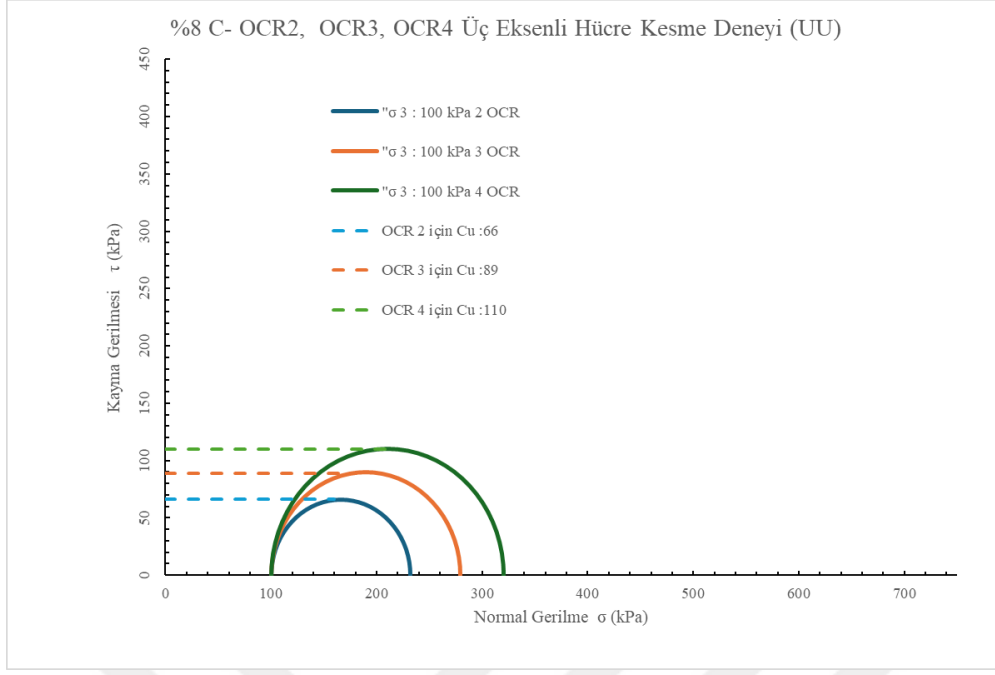
Şekil 5.14. OCR=4 için Maksimum Deviator gerilme-Kil Oranı Değişimi



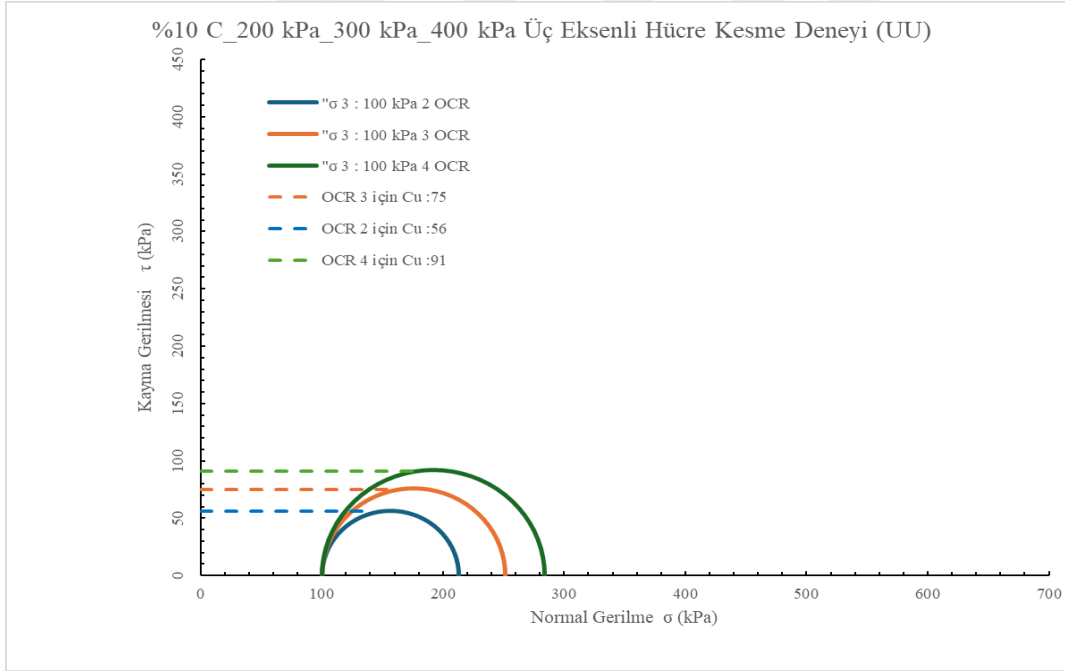
Şekil 5.15. %0 kil katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).



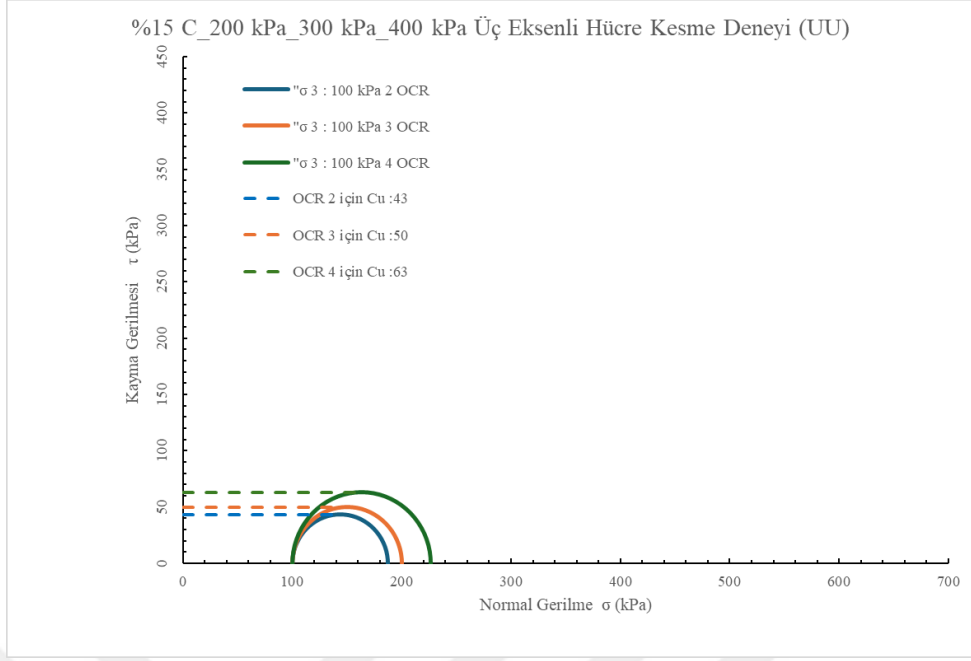
Şekil 5.16. %2 katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).



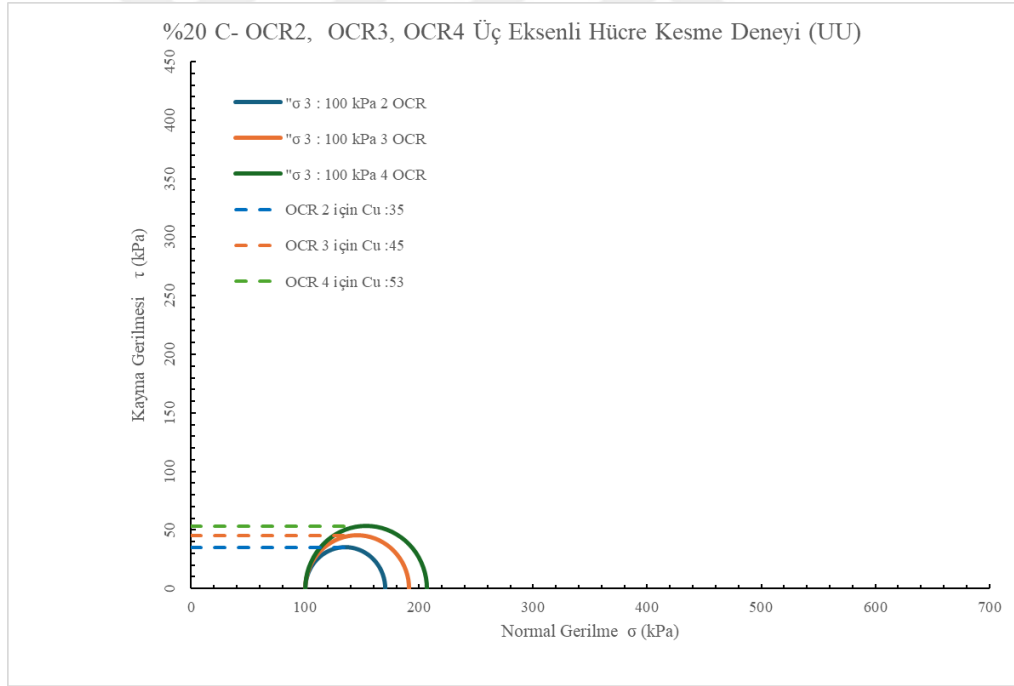
Şekil 5.17. %8 katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).



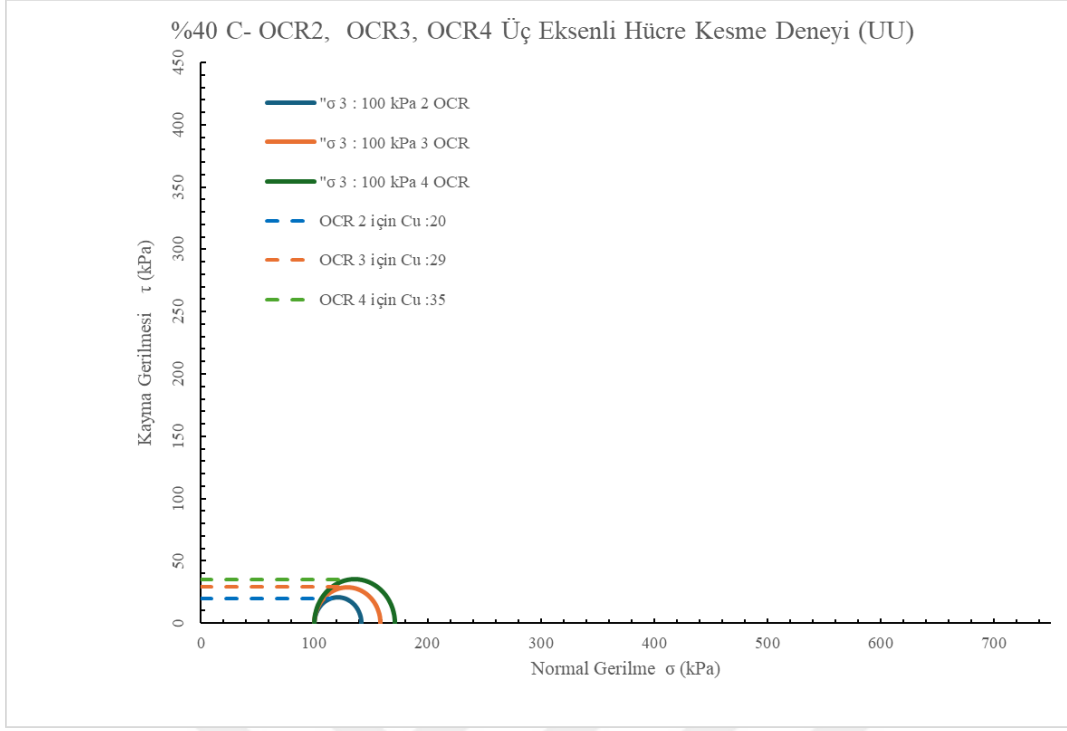
Şekil 5.18. %10 katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).



Şekil 5.19. %15 katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).



Şekil 5.20. %20 katkılı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).



Şekil 5.21. %40 katkı, OCR=2, OCR=3, OCR=4 aşırı konsolidasyon oranları için Mohr Daireleri ($\sigma_c = 100$ kPa).

Şekil 5.11-17’de yer alan grafiklerdeki veri Tablo 5.4’te ayrıca sayısal olarak verilmiştir.

Tablo 5.4. Karışımlara göre deviatör gerilme ve kayma direnci değerleri

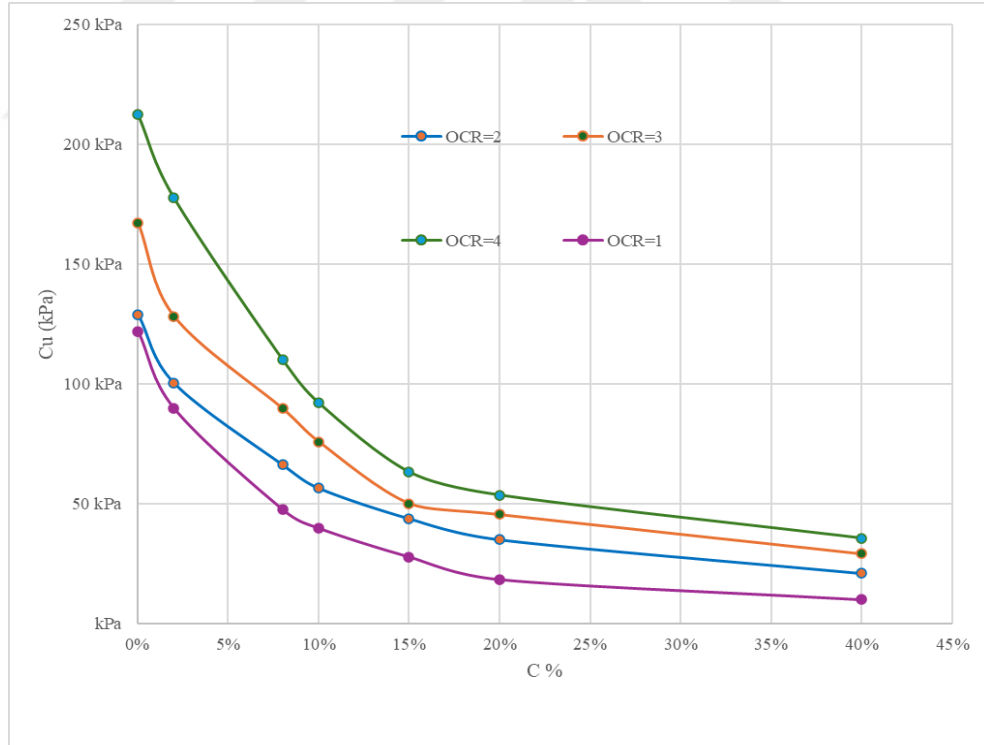
OCR	2		3		4	
%C (bentonit)	σ_d (kPa)	c_u (kPa)	σ_d (kPa)	c_u (kPa)	σ_d (kPa)	c_u (kPa)
0%	258	129	334	167	425	212
2%	201	100	256	128	355	178
8%	132	66	179	90	220	110
10%	113	56	152	76	184	92
15%	88	44	100	50	126	63
20%	70	35	91	46	107	54
40%	42	21	58	29	71	35

5.6. Drenajsız Kayma Direnci (c_u) ve OCR İlişkisi

Drenajsız kayma dayanımı (c_u) ile aşırı konsolidasyon oranı (OCR) arasındaki ilişki, yapılan deneyler sonucunda net bir şekilde ortaya konmuştur. OCR=2, OCR=3 ve OCR=4 olarak ön konsolidasyona tabi tutulan zeminlerin içerdikleri kil oranlarına göre kayma dayanımları Tablo 5.5'teki gibidir.

Tablo 5.5. Kil Oranına Göre Drenajsız Kayma Direnci Değerleri

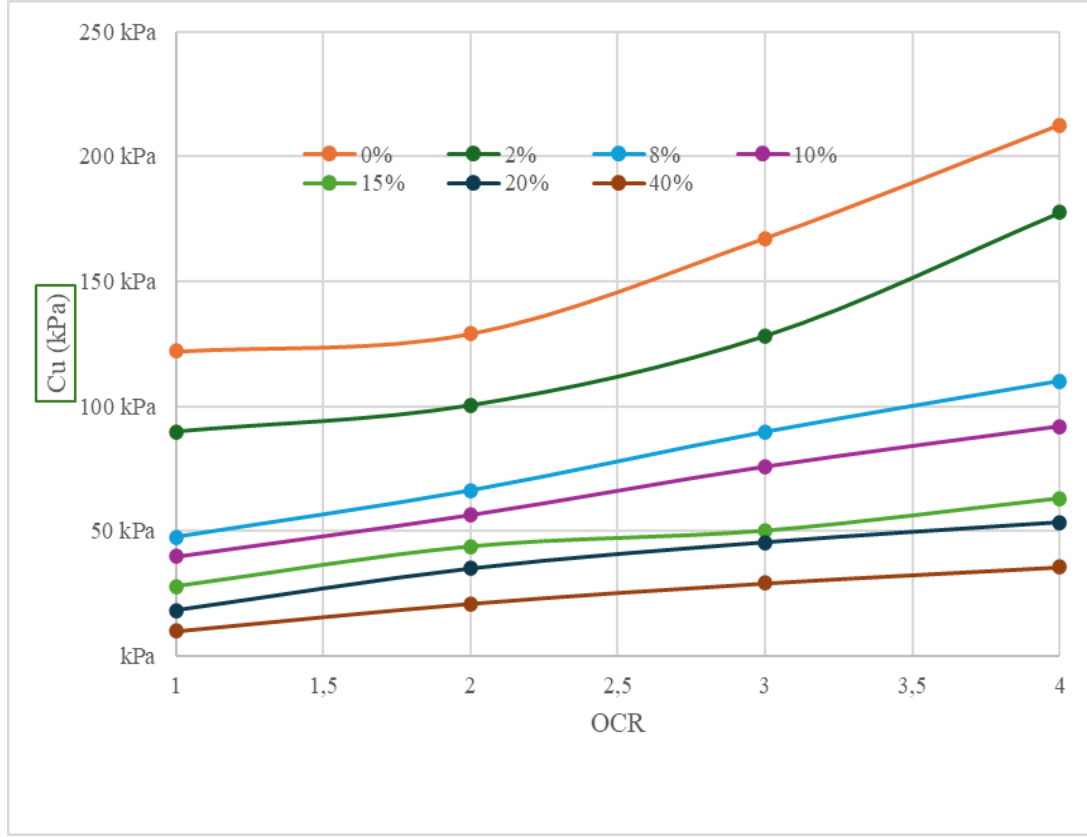
C (%)	c_u (kPa)			
	OCR=1	OCR=2	OCR=3	OCR=4
0	122	129	167	212
2	90	97	118	178
8	48	71	90	110
10	40	56	76	92
15	28	44	50	63
20	18	35	46	54
40	10	21	29	35



Şekil 5.22. Drenajsız Kayma Direnci – Kil Oranı İlişkisi

Aşırı konsolidasyon oranındaki artış, zeminin konsolidasyon geçmişinin kayma dayanımını doğrudan etkilediğini ve mühendislik analizlerinde dikkate alınması

gerektiğini göstermektedir. Şekil 5.19’da farklı kil yüzdelerine göre çizilen eğriler aşırı konsolidasyon oranı etkisini net olarak göstermektedir. Örneğin %8 kil katkısı içeren bir zeminin $OCR=1$ değeri için drenajsız kayma direnci değeri yaklaşık 50 kPa olup aynı değeri %20 kil katkılı bir zeminde yakalayabilmek zeminin $OCR=4$ oranında aşırı konsolidasyona tabi tutulması gerektiği anlaşılmaktadır.



Şekil 5.23. Drenajsız Kayma Direnci-OCR İlişkisi

6. SONUÇ

6.1. Genel Değerlendirme ve Sonuçlar

Yürütülen bu çalışmada, farklı aşırı konsolidasyon oranlarına (OCR) sahip, bentonit katkılı doğal siltli zemin numuneleri üzerinde drenajsız (UU) üç eksenli kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Edinilen sonuçlar, zemin davranışının içerdiği kil miktarına bağlı olduğunu göstermiştir. Bunun yanında aşırı konsolidasyon oranının artmasıyla zeminin kayma direncinin arttığı da ortaya konulmuştur. Sıfır numunesinde aşırı konsolidasyon ile kayma direnci artışı doğrusal olarak gerçekleşmiştir. Kil içeren numunelerin içerdikleri kil oranı arttıkça artan aşırı konsolidasyonla kayma direncinde artış gözlenirse de bu artışın düşük oranda kil içeren zeminlere göre sınırlı bir değerde olduğu görülmüştür. Bu durum, geoteknik açıdan yorumlanmak istenirse; aşırı konsolidasyonun kil içeriği ne olursa olsun zeminin kayma direncini artırdığı net bir şekilde görülse de artan kil oranı ile drenajsız kayma direncinin azaldığını ortaya koymaktadır. %10 kil içeren 200 kPa ön konsolidasyona tabi tutulan bir zeminin 400 kPa ön konsolidasyona tabi tutulan % 40 kil içerikli bir zeminden daha yüksek kayma direncine sahip olduğu göz önüne alındığında (%10 ve OCR:2 için kayma direnci 56 kPa, %40 ve OCR:4 için kayma direnci 36 kPa) aşırı konsolidasyonun kil oranı değişmedikçe kayma direncini artırdığı ancak zeminin kil oranı artışının kayma direncini bariz bir şekilde aşağı çektiği dikkate alınmalıdır. Zeminlerin ön konsolidasyona maruz kalması kayma direncini artırmak için önemli bir etkidir. Ancak, zeminin içerdiği kil miktarının zemin davranışında çok daha etkin bir parametre olduğu söylenebilir.

Bu tez çalışmasında, Adapazarı bölgesine özgü siltli zeminlerin aşırı konsolidasyon oranına (OCR) bağlı olarak drenajsız kayma dayanımlarındaki değişim incelenmiştir. Farklı OCR değerlerine sahip doğal silt ve bentonit katkılı numuneler üzerinde uygulanan üç eksenli UU deneyleri sonucunda aşağıdaki temel bulgulara ulaşılmıştır:

OCR değerinin artması drenajsız kayma direncinde artış meydana getirmektedir. Bu durum, zeminlerin konsolidasyon geçmişinin mühendislik projelerinde kritik rol oynadığını göstermektedir.

OCR değerinin artışı drenajsız kayma direncini artırırsa da zemin içerisindeki kil oranı arttıkça kayma direncindeki aşırı konsolidasyona bağlı artış sınırlı olmakta olup, zemin içerisindeki kil oranı artışı kayma direnci değerini dūşürmektedir.

Adapazarı siltleri, normal konsolide durumda görece dūşük dayanım sergilerken, ön konsolidasyon uygulaması ile mühendislik açısından daha elverişli hale getirilebilir.



KAYNAKLAR

- Arel, E., Önalp, A. (2012). Geotechnical properties of Adapazari silt. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71, 709-720. <https://doi.org/10.1007/s10064-012-0443-6>
- ASTM D2850-95 (1999), Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer, West Conshohocken, USA.
- ASTM D3441-16 (2016). Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration. West Conshohocken, USA.
- ASTM D4318-10 (2010). Standard Test Methods for Liquid Limit Plastic Limit and Plasticity Index of Soils. West Conshohocken, USA.
- Bol, E. (2003). Adapazari Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri [Doktora Tezi] Sakarya Üniversitesi.
- Bol, E., Önalp, A., Arel, E., Sert, S., & Özocak, A. (2010). Liquefaction of silts: the Adapazari criteria. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 859-873. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9174-x>
- Budhu, M. (2010). *Soil mechanics and foundations* (3). John Wiley and Sons.
- Casagrande, A. (1976). Liquefaction and cyclic deformation of sands-a critical review.
- Craig, R. F. (2004). *Craig's Soil Mechanics*, 7th Ed., Spon Press.
- Coulomb, C.A. (1776). Essai sur une Application des Regles de Maximis et Minimis a Quelques Problemes de Statique. Ralatifs a l'Architecture'' *Memories de Mathematique et de Physique*, Presentes, a l'Academie Royale des Sciences. 3(38), 343.
- Das, B. M. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering*, 7th Ed., Cengage Learning.
- Holtz, R. D., Kovacs, W. D., Sheahan, T. C. (1981). *An introduction to geotechnical engineering* (2nd ed.). Englewood Cliffs: Prentice-Hall.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*
- Komazawa, M., Morikawa, H., Nakamura, K., Akamatsu, J., Nishimura, K., Sawada, S., Erken, A. ve Onalp, A. , (2002). Bedrock structure in Adapazari, Turkey-a possible cause of severe damage by the 1999 Kocaeli earthquake, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 9, 829-836.
- Önalp, A. ve Arel, E. (2018). *Geoteknik Bilgisi 1 Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği* (5. Baskı). Birsen Yayınevi.

- Önalp, A., Arel, E., Bol, E., Özocak, A., Sert, S., Ural, N. (2010). The effect of dynamic tests on recognition of failure of fine grained soils in seismic conditions by using Adapazari Criteria (in Turkish). Project No: 106M042; The Scientific and Technological Research Council of Turkey- TÜBİTAK, Ankara, Turkey.
- Terzaghi, K. (1936). The Shearing Resistance of Saturated Soils. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 54-56.
- Terzaghi, K. ve Peck, R.D. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice (2nd ed.). John Wiley.
- Tresca, H. (1869). Memoire sur poinçonnage et la theorie mecanique de la deformationdes metaux. Comptes Rendus Acad. De Sciences, 68, 1197.



ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Yunus Emre GÜN

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2002, Kocaeli Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
- **Yükseklisans** : Mezuniyet yılı, Üniversite, Anabilim Dalı, Program

MESLEKİ DENEYİM:

- 2003 yılı Özyapı A.Ş. Sakarya Camili Kalıcı Konutları Zemin Laboratuvarı Sorumlusu
- 2004 yılı MSB Sivas İnşaat Emlak Başkanlığı Kontrol Mühendisi
- 2005 yılı PMC Moskova Hastane Şantiyesi Saha Mühendisi
- 2006 yılı Medikal Park Hastanesi Bursa Şantiyesi İnce İşler Şefi
- 2007 yılı arası Sanat Yapı A.Ş. Şantiye şefi
- 2008 yılı Austrac Co. Sydney/Australia Saha Formeni
- 2009-2010 yılları arası Ilgaz İnşaat A.Ş. Proje Md. Yardımcısı
- 2011 yılı Mado Gıda A.Ş. Mimari Departman Sorumlusu
- 2012-2014 yılları arası SBT Mimarlık Şantiye Şefi
- 2014- güncel BRMT Yapı Ltd.Şti, Emre Gün Yapı Müh. Şirket sahibi

TEZDEN TÜRETİLEN ESERLER:

Gün, Y.E., Özocak A., Bol E., Sert S, Özsağır M., Akmaz E., Kocaman K., Arslan E. (2025) The effect over-consolidation ratio on different clay contents on undrained shear strength of adapazarı silt, 21th International Istanbul Scientific Research Congress on Life, Engineering, Architecture, and Mathematical Sciences