

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BENTONİT KATKILI SİTLİ NUMUNELERİN ÜÇ EKSENLİ
CİHAZDA HACİMSEL DAVRANIŞI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Cemre MUHİKANCI

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

HAZİRAN 2025

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BENTONİT KATKILI SİLTİLİ NUMUNELERİN ÜÇ EKSENLİ
CİHAZDA HACİMSEL DAVRANIŞI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Cemre MUHİKANCI

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Ertan Bol

HAZİRAN 2025

Cemre MUHIKANCİ tarafından hazırlanan “Bentonit Katkılı Siltli Numunelerin Üç Eksenli Cihazda Hacimsel Davranışı” adlı tez çalışması 18.06.2025 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği 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. Ertan BOL**

Sakarya Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Prof. Dr. Aşkın ÖZOCAK**

Sakarya Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Doç Dr. İsa VURAL**

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 “Bentonit Katkılı Siltli Numunelerin Üç Eksenli Cihazda Hacimsel Davranışı ” 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.

(18/06/2025).

(imza)

Cemre MUHİKANCİ



TEŞEKKÜR

Öncelikle hayatımın her alanında maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen, tüm hayatım boyunca her zaman elleri üzerimde olan ve sonsuz fedakarlık yapan canım aileme teşekkürlerimi sunarım.

Yüksek lisans eğitimim ve tez çalışmam sürecinde benimle her konuda bilgi ve deneyimlerini paylaşan, deneylerimde her türlü olanağı sağlayan, geoteknik alanında yüksek lisans yapmaya teşvik eden ve tamamlanmasında en büyük yer sahibi olan değerli hocam Prof. Dr. Ertan BOL'a teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmalarım boyunca bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım Prof. Dr. Aşkın ÖZOCAK, Prof. Dr. Sedat SERT hocalarıma, Arş. Gör. Eylem ASLAN'a, laboratuvar çalışmalarımında yardımcı olan Tekniker Recep EYÜPLER ve Tekniker Sebahattin İŞ'e teşekkürlerimi sunarım.

Bana tüm imkânlarını sağlayan, maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen İnş. Müh. İlknur TURHAN, İnş. Müh. Kadir ÇELİK ve Mim. Sena KILIÇ'a teşekkürlerimi sunarım.

Cemre MUHİKANCİ



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	v
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
SİMGELER	xiii
TABLO LİSTESİ	xv
ŞEKİL LİSTESİ	xvii
ÖZET	xix
SUMMARY	xxi
1. GİRİŞ	1
1.1. Tezin Kapsamı	1
1.2. Tezin Amacı	3
1.3. Literatür Araştırması	3
2. ZEMİNLERİN KAYMA DİRENCİ.....	7
2.1. İnce Daneli Zeminlerin Kayma Direnci.....	8
2.1.1. İnce daneli zeminlerin drenajsız kayma direnci	9
2.2. Drenajsız Kayma Direnci Testleri ve Ölçüm Yöntemleri.....	9
2.2.1. Arazi deneyleri.....	9
2.2.2. Laboratuvar deneyleri	11
3. MATERYAL VE METOD.....	19
3.1. Giriş.....	19
3.2. Malzemeler.....	19
3.2.1. Doğal siltli zemin	19
3.2.2. Bentonit kili.....	19
3.3. Karışımların Fiziksel Özellikleri.....	20
3.3.1. Kıvam limitleri.....	20
3.3.2. Casagrande deneyi ile likit limit tayini	21
3.3.3. Likit limit ölçümleri ve değerlendirmesi	22
3.3.4. Plastik limit ölçümleri ve değerlendirmesi	23
3.3.5. Numunelerin zemin sınıflarının tayini	24
3.3.6. Hidrometre deneyi	25
3.3.7. Piknometre yöntemi kullanılarak özgül ağırlık deneyi	28
4. ÜÇ EKSENLİ DENEYDE KONSOLİDASYON SONU NUMUNENİN HACİM DEĞİŞİMİNİN BELİRLENMESİ	31
4.1. Test Numunelerinin Hazırlanması	31
4.2. Konsolidasyonlu-Drenajsız Üç Eksenli Deney (CU) Süreci.....	32
5. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRMESİ	33
5.1. Fotoğraflama Tekniği İle Hacim Tahmini	37
5.2. Fotoğraflama Yöntemi ile Örnek Hacim Hesaplama Çalışması	44
5.3. Fotoğraflama Yöntemi İle Çap ve Boydaki Değişim Mukayesesi.....	46
6. SONUÇLAR	63

KAYNAKLAR.....	65
ÖZGEÇMİŞ.....	69



KISALTMALAR

ASTM	: Amerikan test ve malzeme kurumu
CD	: Consolidated Drained (Konsolide olmuş, drenajlı deney)
CD	: Drenajlı kayma direnci
CPT	: Konik Penetrasyon Testi
CU	: Consolidated Undrained (Konsolide olmuş, drenajsız deney)
CU	: Drenajsız kayma direnci
D7181	: ASTM D7181-20 Standardı (Üç eksenli kesme deneyi standardı)
FVT	: Arazi Kanatlı Kesici Deneyi
kPa	: Kilopaskal (basınç birimi)
MTA	: Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü
OCR	: Aşırı konsolidasyon oranı
Piksel	: Görüntü birimi (resim işleme yöntemi)
PMT	: Presiyometre Deneyi
SCPTu	: Kayma dalgası hızını içeren CPTu testi
SGB	: Sayısal Görüntü Bağını Yöntemi
SU	: Saturasyon (doygunluk)
TS	: Türk Standardı
TX	: Üç eksenli basınç deneyi
UCS	: Serbest Basınç Deneyi
UU	: Unconsolidated Undrained (Konsolide olmamış, drenajsız deney)
VT	: Laboratuvar Kanatlı Kesici Deneyi



SİMGELER

%	: Yüzde
A_0	: Numunenin başlangıç kesit alanı
B	: Boşluk suyu katsayısı
c	: Kohezyon (kPa)
c'	: Efektif kohezyon (kPa)
e	: Boşluk oranı
ϵ_r	: Radyal birim şekil değişimi (yanal genişleme veya daralma)
ϵ_v	: Birim hacimsel şekil değişimi (hacim değişimi)
ϵ_z	: Eksenel birim boy değişimi (dikey yöndeki şekil değiştirme)
f_s	: Çevre sürtünmesi
G	: Özgül ağırlık
G_s	: Zemin danelerinin özgül ağırlığı
H	: Numune boyu/uzunluğu (cm)
k	: Geçirgenlik katsayısı (m/s)
LL	: Likit limit (%)
n	: Porozite (%)
P	: Mohr dairesi kutup noktası
PI	: Plastik indeks (%)
PL	: Plastik limit (%)
q_c	: Konik uç direnci
R	: Numune çapı (cm)
R_f	: Sürtünme oranı
t_{50}	: Konsolidasyonun %50'sinin gerçekleşme süresi
w	: Su içeriği (nem oranı, %)
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı (kN/m ³)
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı (kN/m ³)
γ_d	: Kuru birim hacim ağırlık (kN/m ³)
ΔH	: Numune boyundaki değişim (cm)
Δh	: Yükseklik değişimi (cm veya mm)
$\Delta R / \Delta H$: Yatay deformasyonun düşey deformasyona oranı

ΔR	: Numune çapındaki değişim (cm)
Δu_w	: Boşluk suyu basıncındaki artış
$\Delta \sigma$: Gerilme artışı (kPa)
$\Delta \sigma_3$: Minimum normal gerilmedeki artış
ε	: Birim Şekil değiştirme
σ	: Toplam normal gerilme (kPa)
σ'	: Efektif gerilme (kPa)
σ_1	: Buyk asal gerilme (kN/m ²)
σ_2	: Orta asal gerilme (kN/m ²)
σ_3	: Küçük asal gerilme (kN/m ²)
σ_f	: Kırılma anındaki normal gerilme (kPa)
τ'	: Efektif kayma gerilmesi (kPa)
τ_f	: Kırılma anındaki kayma gerilmesi (kPa)
τ_{max}	: Maksimum kayma gerilmesi
ϕ	: Toplam kayma direnci açısı (°)
ϕ'	: Efektif kayma direnci açısı (°)

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 2.1. Yenilme türleri	12
Tablo 3.1. Doğal siltli zeminin temel fiziksel karakteristikleri	19
Tablo 3.2. Bentonit kili fiziksel özellikleri.....	20
Tablo 3.3. Karışım malzemelerinin fiziksel özellikleri	20
Tablo 5.1. Fotoğraflama yöntemi ile hacim hesabı	45
Tablo 5.2. %2 Bentonit katkısı numune – çap ve boy değişim oranları.....	46
Tablo 5.3. %8 Bentonit katkısı numune – çap ve boy değişim oranları.....	47
Tablo 5.4. %15 Bentonit katkısı numune – çap ve boy değişim oranları.....	47
Tablo 5.5. %30 Bentonit katkısı numune – çap ve boy değişim oranları.....	47
Tablo 5.6. %40 Bentonit katkısı numune – çap ve boy değişim oranları.....	47
Tablo 5.7. Numunelerdeki bentonit miktarına karşılık kil oranları.....	50
Tablo 5.8. Hesap yöntemlerine ait c'/ϕ mukayese tablosu.....	53



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1. 3B-DIC sisteminin deney düzeneği şematik gösterimi	4
Şekil 1.2. Triaxial deneyinde hedef yoğunluğunun deformasyon aşamalarına göre değişimi	5
Şekil 1.3. Torsiyon kesme testinde kullanılan optik izleme düzeneği ve görüntüleme alanı	5
Şekil 1.4. SfM yöntemiyle kuruma sırasında izlenen kil numunesi ve ekipmanları. ..	6
Şekil 2.1. Mohr dairesi ve kırılma zarfı.	8
Şekil 2.2. Üç eksenli hücre deneyi düzeneği	14
Şekil 2.3. Üç eksenli hücre kesme deneyi düzeneği	17
Şekil 3.1. Atterberg kıvam limitleri ile hacim değişimi arasındaki ilişki.	21
Şekil 3.2. Casagrande deneyinin uygulama aşamaları	22
Şekil 3.3. Casagrande yöntemine göre likit limitin (LL veya wL) bentonit katkısı ile değişimi.	23
Şekil 3.4. Casagrande yöntemine göre likit limitin (LL veya wL) kil yüzdesi ile değişimi.	23
Şekil 3.5. Plastik limir deneyinin aşamaları	24
Şekil 3.6. Numunelerin ASTM D2487-11'e göre plastisite kartındaki yerleşimi. ...	25
Şekil 3.7. Hidrometre deneyi aşamaları	26
Şekil 3.8. Hidrometre deneyi aşamaları	26
Şekil 3.9. Karışımların hidrometre deneyi ile bulunan dane dağılım eğrileri	27
Şekil 3.10. Hidrometre deneyi sonucuna göre kil yüzdesinin bentonit katkısına göre değişimi.	27
Şekil 3.11. Karışımların ASTM D2478-11 plastisite kartına yerleştirilmesi.	28
Şekil 3.12. Özgül ağırlık deneyi aşamaları.	29
Şekil 4.1. Üç eksenli hücre kesme deneyi numune hazırlanması.	31
Şekil 4.2. Üç eksenli hücre kesme deneyi aşamaları (CU).	32
Şekil 5.1. Konsolidasyon öncesi ve sonrası şekil değişimi	34
Şekil 5.2. Fotoğraflama Yöntemi İle Hacim Değişimi Düzeneği	37
Şekil 5.3. %2/100 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	38
Şekil 5.4. %2/200 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	38
Şekil 5.5. %2/300 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	39
Şekil 5.6. %8/100 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	39
Şekil 5.7. %8/200 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	40
Şekil 5.8. %8/300 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	40
Şekil 5.9. %15/100 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	41
Şekil 5.10. %15/200 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	41
Şekil 5.11. %15/300 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	41
Şekil 5.12. %30/100 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	42
Şekil 5.13. %30/200 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	42
Şekil 5.14. %30/300 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	43
Şekil 5.15. %40/100 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri	43

Şekil 5.16. %40/200 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.....	44
Şekil 5.17. %40/300 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.....	44
Şekil 5.18. Konsolidasyon öncesi ve sonrası hacim hesabı.	45
Şekil 5.19. Konsolidasyon öncesi ve sonrasında hacim miktarları.....	46
Şekil 5.20. ΔR – Kil oranı değişimi.	48
Şekil 5.21. ΔH – Kil oranı değişimi.....	49
Şekil 5.22. Farklı çevre basınçları altında $\delta r / \delta h$ oranı ve kil oranı.	49
Şekil 5.23. %30 numunesi Bardet (1997) yöntemi Mohr dairesi.....	51
Şekil 5.24. %30 numunesi Das ve Sivakugan (2008) yöntemi Mohr dairesi.	52
Şekil 5.25. %30 numunesi ASTM D7181-20 yöntemi Mohr dairesi.....	52
Şekil 5.26. %30 numunesi fotoğraf ile ölçüm yöntemi Mohr dairesi.	53
Şekil 5.27. Ölçüm yöntemlerine göre c' mukayese grafiği.....	55
Şekil 5.28. Ölçüm yöntemlerine göre ϕ' mukayese grafiği.	56
Şekil 5.29. Fotoğraf yöntemi – klasik yöntemler oranı.....	57
Şekil 5.30. Kesme kutusu ve çalışma yöntemleri ile kohenzyon (c') mukayese grafiği.	59
Şekil 5.31. Kesme kutusu ve çalışma yöntemleri ile kayma direnci açısı (ϕ') mukayese grafliği.	60

BENTONİT KATKILI SİLTİLİ NUMUNELERİN ÜÇ EKSENLİ CİHAZDA HACİMSEL DAVRANIŞI

ÖZET

Zeminin kayma direnci, kohezyon (c) ve kayma direnci açısı (ϕ) olmak üzere iki temel parametreye dayanmaktadır. Ayrıca, zeminin hacim değişim davranışı; yükleme hızına bağlı olarak drenajsız (toplam gerilme esaslı) ya da drenajlı (efektif gerilme esaslı) koşullarda farklılık göstermektedir. Bu çalışma, Sakarya Nehri tarafından Adapazarı Ovası'na taşınan alüvyon kökenli Adapazarı siltinin bentonit katkısıyla modifiye edilmesi sonucunda, drenajsız kayma direnci üzerindeki değişimleri inceleyen deneysel bir araştırmanın parçasıdır.

Çalışma kapsamında, %2, %8, %15, %30 ve %40 oranlarında bentonit katkısı içeren siltli zeminler üzerinde konsolidasyonlu-drenajsız (CU) üç eksenli basınçlı kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda, konsolidasyon sonrası hacim değişimleri dört farklı yöntemle değerlendirilmiştir: Bardet (1997), Das ve Sivakugan (2008), ASTM D7181-20 ve fotoğraflama tekniği. Çalışmanın temel amacı, ince daneli zeminlerde artan kil içeriğine bağlı hacim değişimlerini bu yöntemlerle karşılaştırmak ve özellikle fotoğraflama tekniğinin geçerliliğini sorgulamaktır.

Deneysel süreçte, bentonit ilavesiyle birlikte zemin sınıfı ML (düşük plastisiteli silt) grubundan CH (yüksek plastisiteli kil) grubuna doğru bir geçiş göstermiştir. CU deneyleri için bulamaç yöntemiyle hazırlanan numuneler 100 kPa'lık bir ön konsolidasyon basıncı altında sıkıştırılmış ve sonrasında 100, 200 ve 300 kPa çevre basınçları altında kesme işlemine tabi tutulmuştur. Konsolidasyon sonrası oluşan hacim değişimleri, dört farklı ölçüm yöntemiyle hesaplanmış ve karşılaştırılmıştır.

Deneysel bulgular, bentonit katkısının zemin dayanım parametreleri üzerinde belirgin etkiler yarattığını ortaya koymuştur. Bentonit oranı arttıkça kohezyon (c) değerlerinde sürekli ve anlamlı bir artış gözlenmiş, buna karşılık, kayma direnci açısı (ϕ) bentonit miktarının artmasıyla azalma eğilimi göstermiştir. Sonuçta daneler arasındaki temasın artan kil oranı sebebi ile kesildiği, böylece daneler arası sürtünmenin azaldığı ve zemin yapısının daha çok kilsel hâle ile ilişkilendirilmiştir.

Çalışmanın öne çıkan yönlerinden biri, özellikle konsolidasyon sonu numune hacminin fotoğraflama temelli görüntü analizi tekniğinin kullanılmasıdır. Konsolidasyon sürecinde numunelerin çap ve boylarındaki değişimler doğrudan görseller üzerinden ölçülerek dijital ortamda hassas biçimde takip edilmiştir. Bu yöntem, deformasyonun zamana bağlı olarak izlenmesini sağlamakla kalmamış, aynı zamanda hacimsel davranışın daha ayrıntılı ve görsel olarak analiz edilmesine olanak tanımıştır. Sonuçlar, fotoğraflama yönteminin özellikle hacim değişimi analizlerinde güvenilir ve etkin bir alternatif sunduğunu ortaya koymuştur.



VOLUMETRIC BEHAVIOR OF BENTONITE-ADDED SILTY SAMPLES IN TRIAXIAL DEVICE

SUMMARY

The shear strength of soils is one of the most fundamental and extensively studied concepts in the field of geotechnical engineering, since it directly governs the stability, deformation characteristics, and overall performance of a wide variety of civil engineering structures. These include, but are not limited to, embankments, shallow and deep foundations, retaining structures, slopes, earth dams, and soil improvement systems. The stability of such structures is often assessed through the balance of shear resistance against driving stresses, and therefore, the precise evaluation of shear strength parameters forms the basis of safe and economical geotechnical design. Without an accurate determination of shear strength, engineers face significant uncertainty, which may result in either overly conservative designs with increased costs or, conversely, underestimation of strength leading to unsafe conditions and potential structural failure.

Shear strength in soils is generally expressed through two principal parameters: cohesion (c) and the internal friction angle (ϕ). Cohesion can be defined as the apparent bonding force that holds soil particles together, independent of the applied normal stress. This parameter often reflects physico-chemical bonding, cementation, or electrostatic forces between fine particles, and is particularly relevant in clay-rich soils where interparticle attraction is significant. The internal friction angle, on the other hand, is a measure of the resistance generated by interparticle friction and interlocking when soil particles attempt to slide past each other under shear loading. It reflects the purely mechanical interaction between grains and is typically dominant in coarse-grained soils such as sands and gravels. The combined effect of cohesion and friction angle describes the overall shear strength of soil as represented in the Mohr–Coulomb failure criterion. Both parameters, however, are strongly influenced by the soil's intrinsic composition (grain size distribution, mineralogy, plasticity), its structure (fabric, density, cementation), and the moisture state or degree of saturation. Hence, their determination is not a fixed material constant but rather a condition-dependent characteristic that must be assessed carefully under relevant loading and boundary conditions.

In addition to shear strength, the volumetric behavior of soils plays an equally critical role in geotechnical engineering because it governs settlement, deformation compatibility, and pore pressure development. The stress–strain–volume relationship in soils dictates how a soil body deforms under applied stresses and how it interacts with water within its pores. Soils may exhibit contrasting responses depending on drainage conditions. Under undrained conditions, which are typical of short-term or rapid loading scenarios, the volume change of the soil mass is negligible, but pore water pressure variations play a decisive role in controlling effective stress and, consequently, the mobilized shear strength. In contrast, under drained conditions, pore water is allowed to escape from the soil voids during loading, leading to measurable

volumetric changes in the soil skeleton as the particles rearrange. These contrasting behaviors underscore the necessity of not only assessing strength but also carefully evaluating volumetric response, especially in soils with high compressibility or sensitivity to changes in effective stress.

Bentonite, a naturally occurring clay mineral predominantly composed of montmorillonite, has attracted considerable attention in geotechnical practice because of its unique physico-chemical and mechanical properties. Its platelet-shaped particles, high surface area, and ability to adsorb water molecules confer exceptional swelling capacity and very low permeability. Bentonite is therefore widely used in various civil engineering applications such as landfill liners, slurry trench cutoff walls, drilling muds, and grouting materials, where impermeability and sealing capacity are required. When bentonite is introduced into low-plasticity silts or sands, it profoundly alters their plasticity characteristics, microstructure, and mechanical behavior. From a geotechnical perspective, the inclusion of bentonite often increases the cohesion of the mixture due to the enhanced physico-chemical bonding, formation of diffuse double layers, and the development of a continuous clay matrix surrounding coarser grains. At the same time, however, the frictional resistance characterized by the internal friction angle tends to decrease, because the direct grain-to-grain contacts among silt or sand particles are disrupted. Instead of interparticle friction and interlocking, plastic deformation mechanisms associated with the clay fraction begin to dominate the shear response.

The present research investigates this transformation in the context of Adapazarı silt, a fine-grained alluvial deposit carried by the Sakarya River into the Adapazarı Plain, located in northwestern Turkey. This soil is classified as ML (low-plasticity silt) in its natural state according to the Unified Soil Classification System (USCS). Adapazarı silt has gained particular engineering significance because of its poor performance during past earthquakes, where widespread liquefaction and large deformations were observed. The low plasticity and loose fabric of this soil render it highly susceptible to cyclic or seismic loading, making it a critical case study material in Turkish geotechnical engineering practice. By modifying this problematic soil with varying amounts of bentonite, this study aims to systematically investigate how bentonite addition affects undrained shear strength and post-consolidation volumetric behavior. A particular focus is placed on evaluating a photographic image analysis method for volume measurement, which is compared with conventional approaches.

The experimental program was carefully designed to cover a broad range of bentonite contents, specifically 2%, 8%, 15%, 30%, and 40% by dry weight. These values were chosen to represent soils with low, medium, and high plasticity levels, thereby allowing the study to capture the progressive evolution of soil behavior across the classification spectrum. Specimen preparation was performed using the slurry deposition method, which offers significant advantages in terms of ensuring uniform distribution of bentonite particles throughout the soil matrix. This method also reduces structural heterogeneity and sample disturbance compared to dry mixing techniques, thereby improving repeatability and reliability of test results. Following specimen preparation, full saturation was achieved to reach a Skempton B value greater than 0.95, ensuring accurate undrained testing conditions. Subsequently, isotropic consolidation was applied under a pre-consolidation pressure of 100 kPa to establish a consistent stress history before shear loading.

Consolidated–undrained (CU) triaxial compression tests were then conducted under confining pressures of 100, 200, and 300 kPa. These confining stress levels were selected to simulate a representative range of overburden conditions encountered in geotechnical practice and to evaluate the stress dependency of shear strength and volumetric response. After consolidation, the volumetric change of each specimen was determined using four different approaches: (i) the Bardet (1997) analytical method based on strain relationships, (ii) the Das and Sivakugan (2008) empirical correlation derived from experimental observations, (iii) the calculation method prescribed by ASTM D7181-20 standard for triaxial testing, and (iv) a photographic image analysis technique developed within the scope of this study.

The photographic method involved capturing high-resolution images of the specimen during different stages of consolidation using a fixed camera system mounted outside the triaxial cell. The images were subsequently analyzed with calibrated software to measure diameter and height changes with high precision. This non-contact method provided not only accurate post-consolidation volumetric measurements but also enabled continuous, time-dependent monitoring of specimen deformations without physically disturbing the soil. Such an approach represents a methodological advancement over traditional methods, which typically rely on water level measurements, empirical correlations, or assumptions about uniform deformation.

The results of the experimental program revealed several important findings. First, increasing bentonite content induced a clear shift in soil classification from ML (low-plasticity silt) toward CH (high-plasticity clay), which was reflected in substantial increases in the liquid and plastic limits of the soil. Second, the cohesion parameter exhibited a steady and significant increase as bentonite content rose, confirming the strong influence of clay mineralogy on the bonding capacity of soil. Conversely, the internal friction angle demonstrated a consistent decreasing trend with higher bentonite contents, indicating that clay coatings between grains reduce frictional resistance and interparticle interlocking. These observations are in line with the expected microstructural changes caused by the progressive replacement of silt-silt contacts with clay-dominated matrices.

In terms of volumetric behavior, all four measurement methods exhibited generally similar overall trends. However, the photographic image analysis technique consistently provided superior precision and sensitivity, especially in specimens with higher bentonite contents where deformation patterns were more complex. The Bardet (1997) strain-based method and the ASTM D7181-20 standard procedure were found adequate for low-plasticity soils but tended to underestimate volume changes in samples with greater plasticity. The Das and Sivakugan (2008) empirical correlation provided intermediate accuracy, but its predictive capability was limited by its empirical nature and the specific soil database from which it was derived. By contrast, the photographic method offered distinct advantages by directly capturing real-time geometrical changes of the specimen, independent of empirical assumptions.

Overall, the addition of bentonite to Adapazarı silt significantly modifies both the classification and mechanical characteristics of the soil. The mixture exhibited increased cohesion, reduced internal friction angle, and greater post-consolidation volumetric strain as clay content increased. The photographic image analysis method demonstrated clear benefits over conventional volumetric measurement techniques by providing non-contact, high-resolution, and time-continuous monitoring capabilities. These attributes make it a valuable alternative for detailed volumetric studies in fine-

grained soils. The findings of this research not only contribute to a better understanding of the mechanical behavior of soil–bentonite mixtures but also introduce a practical methodological advancement in laboratory testing. Such developments hold potential applicability to a wide range of geotechnical investigations where precise assessment of volumetric change is critical, including settlement analysis, liquefaction studies, and evaluation of soil improvement strategies.



1. GİRİŞ

Bu tez çalışması, %2, %8, %15, %30 ve %40 oranlarında bentonit katkısı içeren siltli zemin numunelerinin üç eksenli deney cihazında hacimsel davranışlarını fotoğraflama yöntemiyle incelemektedir. Araştırmanın temel amacı, bentonit katkısının siltli zeminlerin mekanik ve hacimsel özellikleri üzerindeki etkilerini, özellikle görüntü tabanlı ölçüm teknikleri kullanılarak analiz etmektir.

Çalışmada, farklı bentonit katkı oranlarına sahip numuneler hazırlanarak üç eksenli kesme deneyine tabi tutulmuş; konsolidasyon süreci boyunca numunelerin çap ve boyutlarındaki değişimler fotoğraflama yöntemi ile kaydedilmiştir. Bu sayede, deformasyon süreci dijital olarak izlenmiş ve hacimsel değişim verileri yüksek hassasiyetle elde edilmiştir.

Araştırmanın hedefleri arasında; bentonit katkısının siltli zeminlerin dayanım, deformasyon ve gevşeme özellikleri üzerindeki etkilerini ortaya koymak, üç eksenli deneylerle elde edilen verileri istatistiksel olarak değerlendirmek ve tüm bu analizleri geleneksel yöntemlerle birlikte fotoğraflama temelli ölçümlerle karşılaştırmalı olarak sunmak yer almaktadır.

Çalışma laboratuvar ortamında gerçekleştirilmiş olup, tüm deneysel süreç boyunca fotoğraflama yöntemi etkin bir şekilde kullanılmıştır. Görsel veriler aracılığıyla zamana bağlı hacim değişimleri izlenmiş ve geleneksel ölçüm tekniklerine alternatif olarak fotoğraflama yönteminin güvenilirliği değerlendirilmiştir.

Bu araştırma, fotoğraflama tabanlı hacim ölçümünün zemin mekaniği uygulamalarında kullanılabilirliğini göstermeyi ve bentonit katkılı siltli zeminlerin davranışlarını daha ayrıntılı biçimde yorumlamayı amaçlamaktadır. Elde edilen bulgular, geoteknik mühendislik uygulamalarında zemin iyileştirme ve stabilizasyon çalışmalarına katkı sağlayabilecek niteliktedir.

1.1. Tezin Kapsamı

Adapazarı, Sakarya Nehri'nin taşıdığı alüvyal malzemelerle kaplı bir ova üzerinde yer almaktadır.

Bu bölgedeki zeminler çoğunlukla ince daneli (kil, silt) zeminlerden oluşur. Özellikle, ince daneli zeminler, deprem sırasında sıvılaşma gibi tehlikeli zemin davranışlarına yatkındır. Adapazarı bölgesindeki zeminlerin deprem esnasında sergilediği davranışlar, özellikle ince daneli zemin türlerinin deprem güvenliği açısından belirleyici bir faktör olduğunu gözler önüne sermiştir. Bu durum, deprem riski taşıyan bölgelerde zemin sınıflandırması ile zemin iyileştirme uygulamalarının önemini bir kez daha vurgulamaktadır.

Bu tez çalışmasında, Adapazarı siltinin bentonit kili ile yapılan karışımlarının mekanik özellikleri incelenecektir. Bentonit kili, saf silte sırasıyla %2, %8, %15, %30 ve %40 oranlarında ilave edilecek ve bu katkı oranlarının kayma direnci parametreleri üzerindeki etkisi araştırılacaktır. Kayma direnci parametreleri, laboratuvar ortamında Konsolidasyonlu Drenajsız Üç Eksenli Hücre Deneyi (CU) ile belirlenecektir.

Numuneler, başlangıç doygunluk koşulunu sağlamak ve benzer özellikte örnekler elde etmek için bulamaç yöntemiyle hazırlanmıştır. Sonrasında, saha koşullarını yansıtmak amacıyla numuneler, sırasıyla 100, 200 ve 300 kPa ön konsolidasyon basınçlarına tabi tutularak 0,2 mm/dak hızı ile 15 adet Üç Eksenli Hücre Deneyi yapılmıştır. Elde edilen numuneler üzerinde yapılan CU deneyleriyle kayma dayanımı ölçülmüştür. Bu deneylerin sonucunda, kil oranının kohezyon (c), sürtünme açısı (ϕ) ve hacimsel davranış değişikliği üzerindeki etkisi incelenerek, bu parametrelerin nasıl değiştiği ortaya konulacaktır.

Bu kapsamda, sadece dayanım parametrelerinin belirlenmesiyle sınırlı kalınmamış; aynı zamanda konsolidasyon sürecindeki hacimsel deformasyon davranışı da detaylı biçimde incelenmiştir. Bu doğrultuda, dört farklı ölçüm yöntemi ((Bardet, 1997), (Das ve Sivakugan, 2008), (ASTM D7181-20) ve fotoğraflama tekniği kullanılarak konsolidasyon öncesi ve sonrası çap-boy değişimleri hesaplanmıştır. Özellikle fotoğraflama yöntemiyle elde edilen görüntüler üzerinden yapılan analizler sayesinde, deformasyon davranışı yüksek doğrulukla izlenmiş ve zamana bağlı hacim değişimi hesapları dijital ortamda gerçekleştirilmiştir. Böylece, bentonit katkısının yalnızca mekanik değil, aynı zamanda hacimsel etkileri de karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiş ve görüntü temelli tekniklerin mühendislik uygulamalarındaki güvenilirliği tartışılmıştır.

1.2. Tezin Amacı

Bu çalışmanın amacı, %2, %8, %15, %30 ve %40 oranlarında bentonit katkısı yapılmış, kil oranı azaltılmış siltli zemin numunelerinin konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli hücre deneyleri ile hacimsel davranışlarını fotoğraflama yöntemi ile incelemektir. Çalışmada, farklı bentonit katkı seviyelerinin siltli zeminlerin hacimsel değişimleri, özellikle konsolidasyon ve deformasyon süreçleri üzerindeki etkileri belirlenmeye çalışılmıştır. Ayrıca, bentonit katkısının zeminlerin dayanım parametreleri ve deformasyon karakteristiklerine etkileri araştırılarak, siltli zeminlerin mühendislik özelliklerinin daha detaylı değerlendirilmesi hedeflenmiştir. Bu bağlamda, deneysel veriler ışığında zemin davranışındaki değişikliklerin mühendislik uygulamalarında güvenilir ve etkin biçimde kullanılabilirliğine dair çıkarımlar yapılması amaçlanmaktadır.

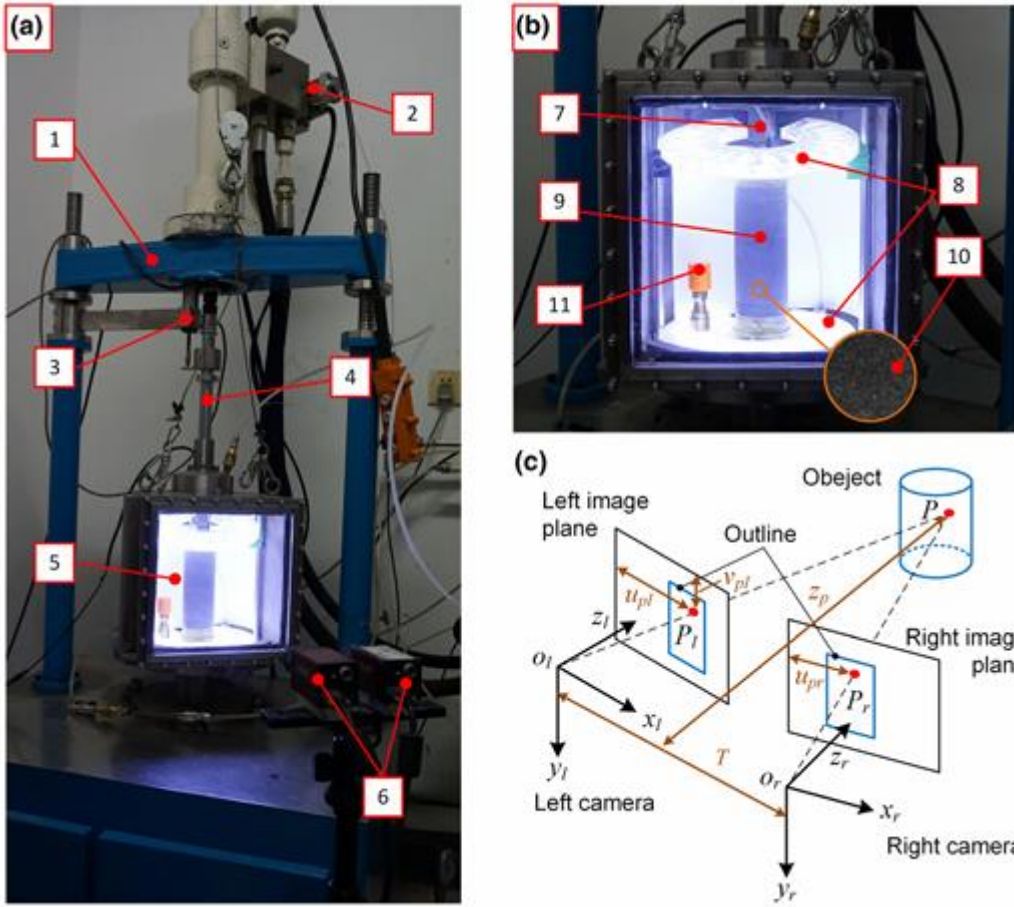
1.3. Literatür Araştırması

Siltli zeminlerin kayma direnci; su içeriği, daneler arası bağlar, konsolidasyon durumu ve özellikle hacimsel değişim gibi faktörlere bağlı olarak değişkenlik gösterir (Das ve Sivakugan, 2008). Doygun koşullarda drenajsız kayma deneylerinde teorik olarak kayma direnci açısının (ϕ) sıfır olması beklenir (Bishop ve Eldin, 1950). Ancak yapılan deneylerde siltlerde bu değer sıfırdan büyük olduğu gözlemlenmiştir (Nash, 1953). Bu durum, hacimsel değişim sonucu oluşan kaviteyle açıklanmakta ve deney sonuçlarını etkileyebilmektedir.

Arel ve Önalp (2012), Adapazarı siltlerinde yaptıkları çalışmada, kabarma eğiliminin drenajsız kayma direncinde sapsmalara yol açtığını ve geri basınç uygulanmayan UU deneylerinde kaviteyle görüldüğünü belirtmiştir. Hacimsel davranışın kontrolü, güvenilir kayma direnci değerleri için kritik öneme sahiptir.

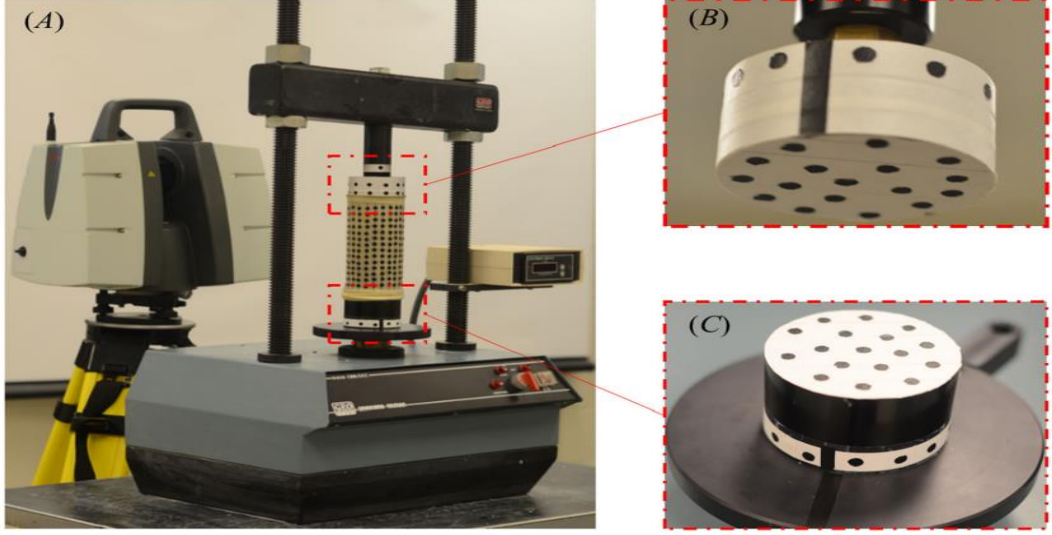
Geleneksel üç eksenli deney sistemlerinde genellikle yalnızca toplam hacim değişimi ve düşey şekil değiştirme ölçülmekte, buna karşın yerel deformasyonlar, kayma bandı oluşumu ve şekil değiştirme dağılımı gibi kritik parametreler göz ardı edilebilmektedir (Laloui, Di Donna ve Vulliet, 2006). Bu eksiklikleri gidermek amacıyla geliştirilen optik tabanlı görüntüleme sistemleri, zemin mekaniği uygulamalarında daha hassas ve temassız ölçüm imkânı sunmaktadır.

Şekil 1.1’ de görseli bulunan ve Wang, Guo, Sang, Shao, Yin ve Wang, 2020 tarafından geliştirilen üç boyutlu dijital görüntü korelasyonu (3B-DIC) sistemi, stereovizyon kameralar ve alt-piksel kenar tespit algoritmaları yardımıyla numune yüzeyinde tam alan deformasyon ölçümüne olanak tanımaktadır. Bu yöntem, uç bölgelerdeki kısıtlayıcı etkilerden arındırılmış orta bölgeden veri alarak, daha gerçekçi gerilme-şekil değiştirme ilişkileri sunar. Ayrıca radyal deformasyonlar da hassas bir biçimde ölçülerek hacimsel şekil değiştirme güvenilir şekilde hesaplanabilir.



Şekil 1.1. 3B-DIC sisteminin deney düzeneği şematik gösterimi, (Wang, 2020).

Fayek ve ark. (2023), görüntüleme sistemlerinde hedef yoğunluğunun deformasyon ilerledikçe artırılması gerektiğini, aksi takdirde ölçüm doğruluğunun düştüğünü vurgulamıştır. Özellikle silt ve bentonit gibi karmaşık yapı gösteren zeminlerde, deformasyon tipine uygun hedef yerleşimi ve yoğunluğu belirleyici faktörlerdendir. Şekil 1.2’de kullanılan düzenek, noktasal hesaplama görseli incelenmektedir.



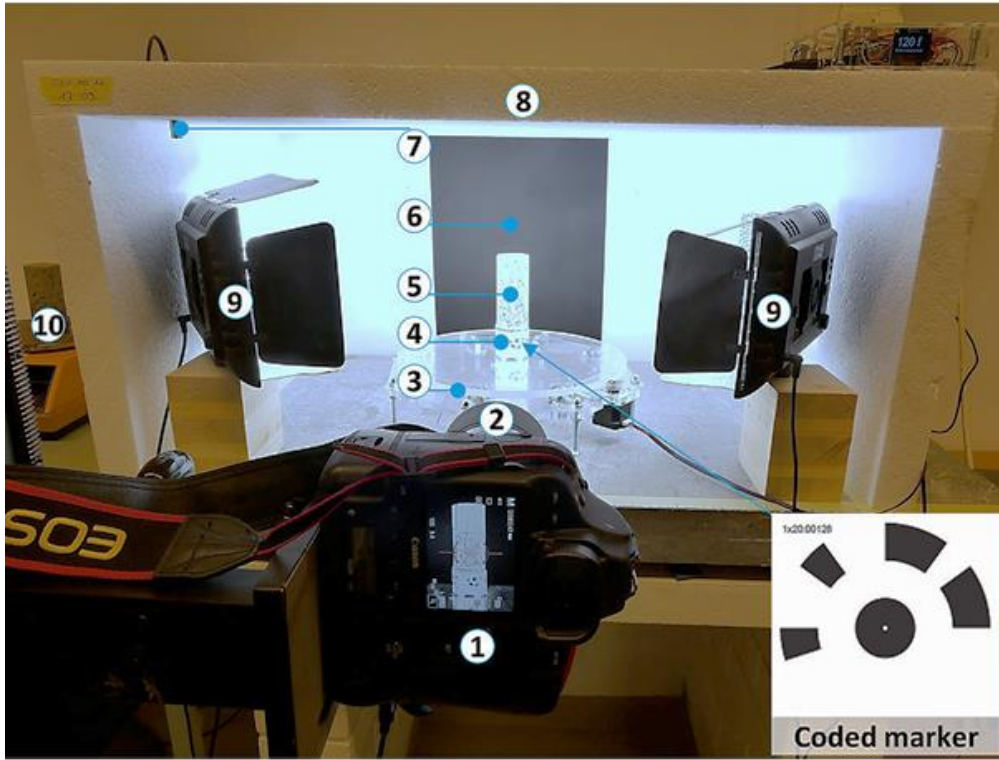
Şekil 1.2. Triaxial deneyinde hedef yoğunluğunun deformasyon aşamalarına göre değişimi, (Fayek ve ark. 2023).

Srokosz ve ark. (2021), optik akış ve PIV yöntemiyle yapılan torsiyon kesme testlerinde, küçük şekil değiştirmelerin doğrusal olmadığını ve klasik ölçüm tekniklerinin zemin rijitliğini olduğundan farklı tahmin edebileceğini göstermiştir. Bu durum, özellikle düşük deformasyon seviyelerinde görüntüleme tekniklerinin avantajını ortaya koymaktadır. Bu avantaj, Şekil 1.3'te görülen optik izleme düzeneği ve görüntüleme alanı kullanılarak yapılan deneysel düzeneğe açıkça ortaya konmuştur.



Şekil 1.3. Torsiyon kesme testinde kullanılan optik izleme düzeneği ve görüntüleme alanı, (Srokosz ve ark., 2021).

Li ve ark. (2023), SfM (Structure from Motion) fotogrametri yöntemiyle kuruyan yumuşak kil numunelerinde oluşan üç boyutlu büzülme deformasyonlarını analiz etmiş ve geleneksel yöntemlere kıyasla düşük hata oranlarıyla hacim ölçümünün mümkün olduğunu göstermiştir. Yüzey işaretleyicilerine ihtiyaç duymadan yoğun nokta bulutları oluşturabilen bu yöntem, özellikle çatlak oluşumu ve büzülme dağılımı gibi yüzey deformasyonlarının izlenmesinde büyük avantaj sağlamaktadır. Bu çalışmada kullanılan ekipman ve SfM ile izlenen kil numunesi Şekil 1.4'te gösterilmektedir.



Şekil 1.4. SfM yöntemiyle kuruma sırasında izlenen kil numunesi ve ekipmanları, (Li ve ark., 2023).

Sonuç olarak, görüntü tabanlı sistemler; deformasyonun zamansal ve uzamsal dağılımını yüksek hassasiyetle izleme kapasitesiyle, siltli zeminlerde hacim değişimi analizinde geleneksel yöntemlerin sınırlamalarını aşmakta ve mühendislik tasarımlarına daha doğru veri sağlamaktadır.

2. ZEMİNLERİN KAYMA DİRENCİ

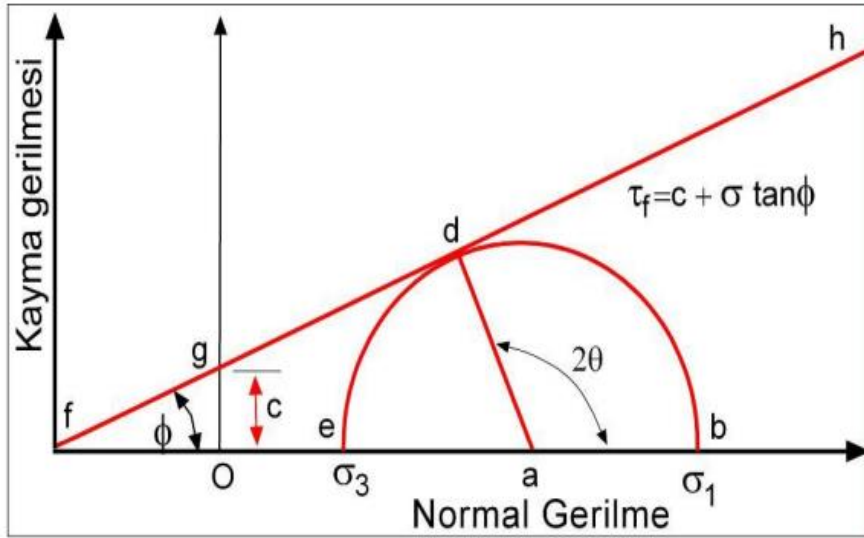
Zemin tabakalarında, mevcut ağırlıklar ile yüzeye uygulanan yüklerin etkisiyle gerilmeler ve bu gerilmelere bağlı şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Zeminlerin yük altındaki davranışları, gerilme durumu, yükleme hızı, gerilme geçmişi ve geçirgenlik gibi çeşitli parametrelere bağlı olarak değişiklik göstermektedir. Uygulanan yük ve şekil değiştirme arasındaki ilişki her zaman doğrusal olmayabilir; yük kaldırıldığında şekil değiştirmeler kalıcı olabilir. Zeminde yenilme, kırılma veya kayma, ortamın uygulanan gerilmelere karşı direnç gösterme yeteneğinin kaybolması anlamına gelir (Scott, 1987).

Zeminlerin kayma direnci ise, bir zemin tabakasının üzerine etki eden yük veya kuvvetlere karşı kaymaya karşı gösterdiği direnç olarak tanımlanır. Başka bir deyişle, kayma direnci belirli bir sınır değer olup, bu değer aşılması durumunda zemin plastik denge durumuna ulaşır (Görgün ve Ural, 2018).

Zamanla Mohr'un gerilme dairesi teorisi, Coulomb'un doğrusal sürtünme modeliyle birleştirilerek 'Mohr-Coulomb kırılma hipotezi' olarak bilinen analitik bir model geliştirilmiştir. Bu modelde, kayma gerilmesi ile normal gerilme arasındaki ilişki doğrusal bir eğri ile temsil edilir. Söz konusu doğru, dikey eksen kohezyon (c) değerinde keserken, yatay eksenle yaptığı açı zeminin kayma direnci açısı (ϕ) olarak tanımlanır. (Şekil 2.1).

Bu doğrusal ilişki aşağıdaki matematiksel bağıntı ile ifade edilir:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$



Şekil 2.1. Mohr dairesi ve kırılma zarfı.

2.1. İnce Daneli Zeminlerin Kayma Direnci

İnce daneli zeminler, özellikle kil ve silt gibi çok küçük boyutlu daneciklerden oluşur. Bu zeminlerin kayma direnci, mühendislik uygulamalarında taşıma gücü, stabilite ve sıvılaşma analizleri açısından kritik öneme sahiptir.

Kil ve silt zeminler; su içeriği, plastikite ve geçirgenlik gibi özelliklerine bağlı olarak farklı mühendislik davranışları sergiler. Özellikle bentonit gibi şişme potansiyeli yüksek killi mineraller, su ile etkileşime girdiklerinde kayma direncini önemli ölçüde azaltabilir.

Drenaj koşullarının sağlanamadığı durumlarda boşluk suyu basıncı artmakta, bu da efektif gerilmenin azalmasına ve zemin dayanımının zayıflamasına neden olmaktadır. Kohezyonlu zeminlerde düşük geçirgenlik nedeniyle drenajın gerçekleşmesi uzun zaman almakta, bu durum da konsolidasyon sürecini uzatmaktadır.

Kayma direncini değerlendirmek için iki temel yaklaşım kullanılır:

- Toplam Gerilme Yaklaşımı: Drenajın engellendiği ve kısa süreli yüklemelerde kullanılır.
- Efektif Gerilme Yaklaşımı: Drenaja izin verilen, uzun vadeli davranışın analizinde kullanılır.

Triaxial (üç eksenli) deneyler, bu parametreleri kontrol altına alarak, özellikle yumuşak kil zeminlerde kayma direncinin belirlenmesinde yaygın olarak tercih edilir.

2.1.1. İnce daneli zeminlerin drenajsız kayma direnci

Zeminde yükleme, suyun drene olamayacağı kadar kısa sürede uygulanırsa, drenajsız (anlık) koşullar oluşur ve bu durumda zemin kayma dayanımı toplam gerilme esas alınarak değerlendirilir. Bu koşul, özellikle suya doymuş ve düşük geçirgenliğe sahip ince daneli (kohezyonlu) zeminlerde görülür. Kısa vadeli yüklemelerde drenaj gerçekleşmediğinden, boşluk suyu basıncı artar ve drenajsız kayma dayanımı (c_u) kullanılır.

Drenajsız kayma dayanımı yalnızca kısa vadede geçerlidir; uzun vadeli hesaplamalarda ise efektif gerilme dikkate alınmalıdır. Çünkü zamanla boşluk suyu basıncı dengeye gelir ve dayanım daha doğru yansıtılır. Suya doymuş kohezyonlu zeminlerde boşluk suyu katsayısı (B) ≈ 1 kabul edilir; yani çevre basıncı değişimi doğrudan boşluk suyu basıncına yansır ($\Delta\sigma_3 = \Delta u_p$).

Kayma (kesme) aşamasında drenaj olmadığından, deviatör gerilme artışları tamamen boşluk suyu basıncındaki değişimlerle dengelenir. Böylece, efektif gerilme sabit kalır. Bu, Terzaghi'nin efektif gerilme teorisi (1936) ile uyumludur: Efektif gerilme değişmedikçe, zeminin dayanımı da değişmez.

Toplam gerilmeler açısından Mohr daireleri yalnızca ötelenir; ancak çapları, yani maksimum ve minimum normal gerilmeler arasındaki fark, sabit kalır. Bu durum, efektif gerilme sabitken zemin dayanımının da sabit kaldığını gösterir. Toplam gerilmelere göre oluşturulan drenajsız yenilme zarfı, kayma direnci açısı (ϕ) sıfır kabul edilerek çizilir ve düşey eksenini kestiği noktada c_u (drenajsız kayma dayanımı) bulunur.

Efektif Mohr daireleri, yükleme süresince çakışır ve tek bir daireyle temsil edilir. Bu daireye çizilen yenilme zarfının eğimi, efektif kayma direnci açısını (ϕ) verir (Bishop ve Eldin, 1950). Drenajsız koşullarda efektif gerilmeler değişmediğinden, boşluk suyu basıncının ölçümü çoğu zaman gerekli görülmez.

2.2. Drenajsız Kayma Direnci Testleri ve Ölçüm Yöntemleri

2.2.1. Arazi deneyleri

Zeminlerin drenajsız kayma dayanımı, hem saha koşullarında hem de laboratuvar ortamında farklı deneysel yöntemlerle belirlenebilmektedir. Arazide yapılan testler, örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde çalışılmasını sağlayarak zeminlerin doğal

koşullarda nasıl davrandığını gözlemlemeye imkan verir. Bu sayede, zeminin kayma dayanımını yerinde ölçmek mümkün olur.

Laboratuvar ortamında, arazi koşullarını simüle eden deneyler sayesinde zemin kayma dayanım parametreleri olan kohezyon (c) ve kayma direnci açısı (ϕ) daha hassas bir şekilde tespit edilebilir. Bu tür deneyler, zeminlerin kayma dayanımını belirlemek için daha kontrollü ve hassas bir ortam sunar, böylece parametrelerin doğru bir biçimde saptanmasına olanak tanır.

Sonuç olarak, arazi deneyleri, doğal zemin koşullarını simüle ederken, laboratuvar testleri ise bu koşulları daha kontrollü bir ortamda gözlemleyerek kayma dayanımını belirlemeyi mümkün kılar. Bu iki yaklaşım bir arada kullanıldığında, drenajsız kayma dayanımı doğru bir şekilde hesaplanabilir.

a) Arazi kanatlı kesici deneyi (FVT)

Kanatlı kesici (vane shear) deneyi, numune almanın güç olduğu doymuş yumuşak killer ve siltli killerde drenajsız kayma direncini hızlıca belirlemek için kullanılan pratik bir arazi deneyidir. Bu yöntem, sadece drenajsız dayanımı 100 kN/m^2 'den az olan yumuşak killerde güvenilir sonuçlar verirken; kum, silt veya farklı zemin tabakaları içeren sahalarda doğruluğu azalabilir. Deney, çap/yükseklik oranı genellikle 0.5 olan çelik kanatlı kesicinin zemine itilmesi ve çubuğa uygulanan burulma momentiyle zeminin kesilmesi esasına dayanır. Döndürme hızı belirli sınırlar içinde tutulur ve maksimum moment ölçülerek zemin kayma direnci hesaplanır. Deney, uygulama kolaylığı ve örselenmiş numune gerektirmemesi nedeniyle yumuşak zeminlerde tercih edilir.

b) Arazi presiyometre deneyi (PMT)

Presiyometre testi, kohezyonlu zeminler, sıkı kumlar ve dolgu alanları gibi yumuşak ve orta sertlikteki zeminlerde, zeminin taşıma kapasitesi, deformasyon karakteristikleri ve yerleşim davranışının değerlendirilmesinde sıkça tercih edilen bir arazi deneyidir. Louis Menard tarafından 1950'lerde geliştirilen bu testte, silindirik bir prob yardımıyla zemine basınç uygulanır ve zemin deformasyonu ölçülerek mühendislik parametreleri elde edilir. Test sırasında basınç-deformasyon ilişkisi kaydedilir ve bu veriler, zeminin kayma modülü (G), yatay gerilmesi (p_0), drenajsız kayma direnci (c_u) gibi değerlerin hesaplanmasını sağlar. Deney süresi kısa olduğundan, killi zeminlerde drenajsız, iri daneli zeminlerde ise drenajlı kabul edilir.

Ancak, çok sert kayalar ve gevşek kumlar gibi zemin türlerinde güvenilir sonuçlar vermediği için uygulanmaz (Bağca, 2024).

c) Koni penetrasyon deneyi

Koni Penetrasyon Testi (CPT), özellikle kil, kum ve silt gibi zemin türlerinde uygulanan, zemin tabakalarının fiziksel özelliklerini, taşıma kapasitesini, yeraltı suyu seviyesini ve sıvılaşma potansiyelini belirlemede kullanılan etkili bir zemin araştırma yöntemidir. Sabit hızla zemine itilen konik uç yardımıyla uç direnci (q_c), sürtünme oranı (R_f), çevre sürtünmesi (f_s), boşluk suyu basıncı (CPTu) ve kayma dalgası hızı (SCPTu) gibi parametreler ölçülür. CPT, sondajlar ile mukayese edildiğinde daha hızlı ve düşük maliyetli olup, sürtünme kazıkları gibi temel tasarımlarında doğrudan kullanılabilir. Sürekli veri üretmesi sayesinde zemin profili ayrıntılı şekilde ortaya konur, ancak numune alınamaması ve özel ekipman ihtiyacı gibi sınırlamaları vardır. (Tonyalı, 2011). Sivrikaya ve Toğrol (2009), özellikle kumlu zeminlerde yeraltı suyu seviyesi, testin önemli bir verisi olabileceğini belirtip Zemin iyileştirme çalışmaları sonrasında CPT testi, uygulamanın etkinliğini kontrol etmek için kullanılabileceğini ifade etmiştir.

2.2.2. Laboratuvar deneyleri

Zeminlerin kayma direncinin belirlenmesinde kullanılan laboratuvar deneyleri, genellikle zemin materyallerinin kayma özelliklerini anlamaya yönelik yapılan testlerdir. Bu testler, zeminlerin stabilite analizlerini yapmak, statik projelerde temel tasarımını yapmak ve zeminlerin güvenliğini değerlendirmek amacıyla kritik öneme sahiptir.

Zeminlerin kayma direncinin laboratuvar ortamında belirlenmesi, hem sahadan doğrudan alınan hem de laboratuvarda hazırlanmış numuneler üzerinde gerçekleştirilebilir. Bu aşama, güvenilir sonuçlara ulaşmak için büyük bir titizlik ve özen gerektirir. Numune alma ve koruma işlemleri, zeminin sahadaki gerçek yapısını mümkün olan en iyi biçimde yansıtabilmek açısından hayati öneme sahiptir (Bağca, 2024)

Bir zeminin yenilmesi için, Tablo 2.1’de belirtilen iki temel koşul ve bunlara bağlı alt başlıklar dikkate alınabilir (Önalp ve Arel, 2018).

Tablo 2.1. Yenilme türleri (Önalp ve Arel, 2018).

1) Basınçla Yenilme	2) Çekmeyle Yenilme
a) Düşey gerilmede artış, çevre basıncı değişmez	1) Düşey gerilmede azalma, çevre basıncı değişmez
b) Düşey gerilme sabit, çevre basıncında azalma	2) Düşey gerilme sabit, çevre basıncında artış
c) Ortalama asal gerilme değişmez, çevre basıncında düşme	3) Ortalama asal gerilme değişmez, çevre basıncında düşme

Laboratuvarda bir zeminin drenajsız kayma direncini belirlemek amacıyla sıklıkla uygulanan deneyler arasında serbest basınç deneyi (UCS), laboratuvar kanatlı kesici deneyi (VT), üç eksenli kesme deneyi (TX) ve kesme kutusu deneyi yer almaktadır.

a) Kanatlı kesici deneyi (VT)

Normal konsolide killerde kayma direnci oldukça düşük olduğundan, numune almak çoğu zaman zemini örselemeden mümkün olmaz. Bu durumda arazi kanatlı kesici deneyinden elde edilen başarılı sonuçlar, laboratuvar ortamında benzer bir yöntemin geliştirilmesine zemin hazırlamış ve bu amaçla Torvane adı verilen el tipi kanatlı kesici geliştirilmiştir. Torvane, tamamen doymuş kohezyonlu zeminlerde, 0–1 kg/cm² gerilim aralığında çalışan üç farklı boyutta kanatla, drenajsız kayma direncinin hızlı bir şekilde ölçülmesini sağlar. Zemin türüne göre uygun kanat seçilip, numune üzerine sabit kuvvetle uygulanarak, dönme sırasında maksimum kayma direnci belirlenir. Bu deney özellikle yumuşak kil ve siltler için güvenilir olup, kumlu zeminlerde ve aşırı konsolide killerde uygun değildir.

b) Kesme kutusu deneyi

Kesme Kutusu Deneyi, zemin mekaniği alanında en yaygın kullanılan ve tarihsel olarak en eski uygulamalardan biri olup, kohezyonlu ve kohezyonsuz zemin numunelerinin kayma direnç parametrelerini belirlemek amacıyla geliştirilmiştir. Her iki zemin türünde uygulanabilmekle birlikte, özellikle kum zeminlerde güvenilir sonuçlar vermesi nedeniyle tercih edilmektedir (İspiroğlu, 2016).

Deneyde, zemin numunesi dikdörtgen kesitli, birbirine geçen iki sert parçadan oluşan bir kutu içerisine yerleştirilir. Numunenin üst kısmı sabit tutulurken alt kısmı yatay düzlemde hareket ettirilir. Bu hareketle, numunenin ortasında bulunan yatay düzlem boyunca kayma meydana gelir. Öncelikle numune üzerine normal gerilme uygulanarak konsolidasyon sağlanır ve kesme işlemi sırasında normal gerilmenin sabit

kalması temin edilir. Bu sayede, zeminin kesme sırasında gösterdiği mekanik davranış daha güvenilir biçimde gözlemlenir.

Kesme Kutusu Deneyi, şev stabilitesi, yamaç güvenliği ve temel tasarımı gibi mühendislik problemlerinde, özellikle kumların kayma direnci açısının ve kohezyon değerinin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Ancak yöntemin bazı sınırlamaları bulunmaktadır. Deney sırasında boşluk suyu basıncı ölçülemediği için, özellikle suya doygun ve düşük geçirgenlikteki zeminlerde drenaj koşullarının kayma direncine etkisi tam olarak belirlenememektedir. Ayrıca, kesmeye zorlanan yüzeyin zeminin doğal zayıf kayma yüzeyine karşılık gelmeme olasılığı yüksektir. Bu durum, saha koşullarının tam olarak temsil edilememesine ve deney sonuçlarının güvenilirliğinin sınırlanmasına neden olabilmektedir (Önalp, 2007).

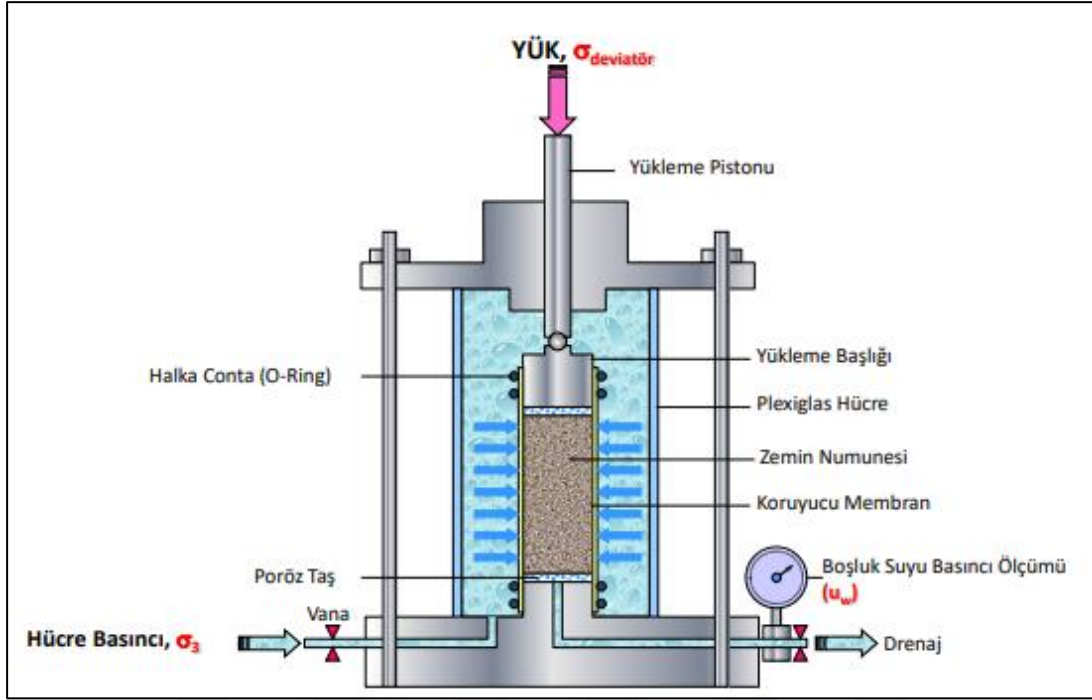
Bunun yanında, kesme kutusu deneyinde gerilme dağılımı genellikle üniform değildir. Bu durum karmaşık zemin davranışlarının doğru şekilde modellenmesini güçleştirir. Kalıcı kayma mukavemetinin belirlenebilmesi için numunenin belirli bir deformasyon seviyesine ulaşması gerekir. Bu ise deneyin durdurularak çevrimler halinde tekrarlanmasını gerektirir ve operasyonel açıdan zorluklar oluşturabilir.

c) Üç Eksenli kesme deneyi (CTX)

Üç eksenli kesme deneyi, zeminlerin kayma direnç parametrelerini ve gerilme–şekil değiştirme davranışlarını belirlemek amacıyla yaygın olarak kullanılan bir laboratuvar yöntemidir. Neredeyse tüm zemin tiplerine uygulanabilmesi, drenaj koşullarının kontrolünün kolay olması ve arazi koşullarına yakın gerilme durumlarının oluşturulabilmesi, yöntemin tercih edilmesinde başlıca etkenlerdir. Bu avantajlar, zeminlerin mühendislik özelliklerinin güvenilir şekilde analiz edilmesine olanak tanımaktadır.

Deney prensibi, numunenin çevresine her yönden uygulanan çevre basıncı (σ_3) altında eksenel yükleme yapılarak, maksimum normal gerilme (σ_1) seviyesine ulaşana kadar kesilmesi esasına dayanır. Deneylerde, sahadan alınmış örselenmemiş numuneler veya laboratuvarda yeniden hazırlanmış silindirik numuneler kullanılmaktadır. Genellikle uzunluk/çap oranı 2 olacak şekilde hazırlanan numunelerin çapı 38–150 mm arasında değişmektedir (Bağca, 2024).

Üç Eksenli Hücre Deneyinin genel görünümü Şekil 2.2’de gösterilmiştir.



Şekil 2.2. Üç eksenli hücre deneyi düzeneği (Bol, 2023-Zemin Mekanikliği Ders Notları, Sakarya Üniversitesi).

Hücreye verilen basınçlı sıvı (çoğunlukla su), küçük ve orta büyüklükte asal gerilmelerin oluşmasını sağlar. Numunenin etrafına kauçuk bir membran yerleştirilerek, hücre sıvısının zemin numunesinin boşluklarına girmesi önlenir; ayrıca, sızıntıların engellenmesi için yuvarlak halkalarla conta yapılır. Kum numunelerinde, numune, deney cihazının tabanına yerleştirilen sert bir şekillendirici içinde hazırlanan membranla yerleştirilir. Üç eksenli deneyde konsolidasyon, numuneye yatay ve düşey gerilmelerin eşit oranlarda artırılmasıyla gerçekleştirilir. Drenaja izin verilen deneylerde, konsolidasyon süresince numunedeki yanal gerilme sıfırdan farklıdır. Aşırı boşluk suyu basıncının sönmülmesi, numunenin üst ve alt kısmındaki gözenekli taşlar aracılığıyla sağlanır ve hücrenin alt tabanında hem drenaj hem de boşluk suyu basıncı ölçülür. Drenaj esnasında numuneden çıkan su hacmi ölçülerek, boşluk suyu basıncının azalım hızı değerlendirilir. Test sırasında yük pistonu ile aksel yük uygulanarak numunede kesme gerilmeleri oluşturulur. Aksel kuvvet sonucu oluşan büyük asal gerilme (σ_1) ile hücre basıncı (σ_3) arasındaki fark, yani deviatör gerilme ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$), numunedeki kesme gerilmelerini ifade eder. Boy kısalması, hücre içindeki veya dışındaki transdüserlerle ölçülür. Deney, hız kontrollü veya gerilme kontrollü olarak yürütülebilir ve kırılma anındaki gerilme koşulları Mohr dairesi ile gösterilebilir. Farklı çevre basınçları altında yapılan testler sonucunda

kırılma zarfı oluşturulabilir ve zemin için kayma mukavemeti parametreleri belirlenebilir. Deviatör gerilme hesaplanırken, numunenin kesit alanının (A) zamanla değişebileceği dikkate alınmalıdır.

$$A = A_0 \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_z} \quad (2.2)$$

A : Numunenin orijinal kesit alanı

ε_z : Eksenel birim boy değişim

ε_v : Birim hacimsel değişim

Drenajsız bir deneyde ε_v sıfır olacaktır. Drenajlı deneylerde, orta ve küçük asal gerilmeler birbirine eşittir ve ε_r birimi, yanal genişleme ya da daralmayı ifade eder.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v + 2\varepsilon_r \quad (2.3)$$

Arazi koşullarına bağlı olarak, deneyler konsolidasyonlu-drenajlı (CID, CAD), konsolidasyonlu-drenajsız (CIU, CAU) veya konsolide edilmemiş-drenajsız (UU) biçiminde uygulanabilir.

d) Konsolidasyonlu drenajlı üç eksenli hücre deneyi (CD)

Drenaja izin verilen deneyde, konsolidasyon sırasında numunedeki yanal gerilme sıfırdan farklı olur. Aşırı boşluk suyu basıncının sönmelenmesi, numunenin alt ve üst kısmındaki gözenekli taşlar aracılığıyla yapılır ve hücrenin alt tabanında drenaj ve boşluk suyu basıncının ölçülmesi sağlanır. Chen ve ark., (2023) makalesinde ASTM-D7181 standardına göre, konsolidasyonlu drenajlı (CD) bir deneyde, numune konsolide edilip ve kesme sırasında boşluk suyu basıncının dağılmasına olanak tanıyacak şekilde yavaşça kesmeye tabi tutulduğundan bahsederler. Drenaj sürecinde, numuneden çıkan suyun hacmi ölçülerek aşırı boşluk suyu basıncının azalım hızı analiz edilir. Test boyunca yük pistonu aracılığıyla eksenel yük uygulanır ve numune üzerinde kesme gerilmeleri oluşturulur. Bu gerilmeler, eksenel kuvvet sonucu ortaya çıkan büyük asal gerilme (σ_1) ile hücre basıncı (σ_3) arasındaki fark olan deviatör gerilme ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) tarafından sağlanır. Numunenin boy kısalması ise hücre içi veya dışındaki transdüserlerle kaydedilir. Deney, hız kontrollü ya da gerilme kontrollü olarak yürütülebilir ve kırılma anındaki gerilme durumu Mohr dairesiyle gösterilebilir. Farklı çevre basınçlarında gerçekleştirilen testler yardımıyla kırılma zarfı oluşturulabilir ve zemin kayma mukavemeti parametreleri hesaplanabilir. Deviatör

gerilme hesabında, numunenin kesit alanının (A) zamanla değişebileceği dikkate alınmalıdır.

$$A = A_0 \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_z} \quad (2.4)$$

A : Numunenin orijinal kesit alanı

A_0 : Numunenin başlangıç kesit alanı

ε_z : Eksenel birim boy değişim

ε_v : Birim hacimsel değişim

Drenajsız deneylerde, hacim değişimi (ε_v) sıfır kabul edilir. Buna karşın drenajlı deneylerde, orta ve küçük asal gerilmeler eşit olur ve ε_r birim yanal genişleme ya da daralmayı ifade eder.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v + 2\varepsilon_r \quad (2.5)$$

e) Konsolidasyonlu – drenajsız üç eksenli hücre deneyi (CU)

Budhu (2011) konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli deneyinin (CU) zeminlerin kısa vadeli dayanım parametrelerini belirlemek amacıyla kullanılan ve yükleme sırasında drenaja izin verilmeyen bir laboratuvar testi olduğunu ifade etmiştir. Bu deney, özellikle kohezyonlu zeminlerin mühendislik özelliklerini değerlendirmede temel bir araçtır. Bu yöntem, zeminlerin özellikle kısa süreli yüklemelere karşı davranışlarının belirlenmesinde önemli bilgiler sağlar (Das ve Sphan, 2014). Deney boyunca zemin konsolide olurken boşluk suyu boşaltılabilir; ancak kesme sırasında drenaj engellenir, böylece oluşan boşluk suyu basıncı ölçülerek efektif gerilmeler analiz edilebilir. Head (1986) CU deneyinin hem kohezyonlu hem de kohezyonsuz zeminlerde uygulanabilir ve özellikle zeminlerin geçirgenliğinin düşük olduğu durumlarda güvenilir sonuçlar verdiğini ifade etmiştir.

Deneyin uygulanmasında öncelikle doymun hale getirilmiş silindirik numune üç eksenli hücreye yerleştirilir. Doymunluk işlemi genellikle geri basınç altında gerçekleştirilmekte olup zemin tam doymun hale getirilir. Ardından numune, çevre basıncı (σ_3) altında drenaj açık tutularak konsolide edilir. Konsolidasyonun tamamlanması sonrası, drenaj kapatılır ve numune eksenel yüklemeye tabi tutulur. Bu aşamada boşluk suyu basıncı ve eksenel yükleme ile ilgili deformasyonlar kayıt altına alınır. Elde edilen verilerle Mohr-Coulomb kayma zarfı çizilerek zeminlerin efektif

kohezyonu (c') ve kayma direnci açısı (ϕ) hesaplanabilir. CU testleri, zemin mühendisliğinde temel tasarımı, şev stabilitesi ve zemin iyileştirme çalışmalarında yaygın olarak kullanılmaktadır (Craig, 2004). Üç eksenli hücre kesme deneyinin uygulandığı deney düzeneği Şekil 2.3'te gösterilmektedir.

Deviatör Gerilmesi:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.6)$$

σ_1 : Büyük asal gerilme (yük altında numuneye uygulanan büyük gerilme)

σ_3 : Hücre basıncı (çevresel basınç)

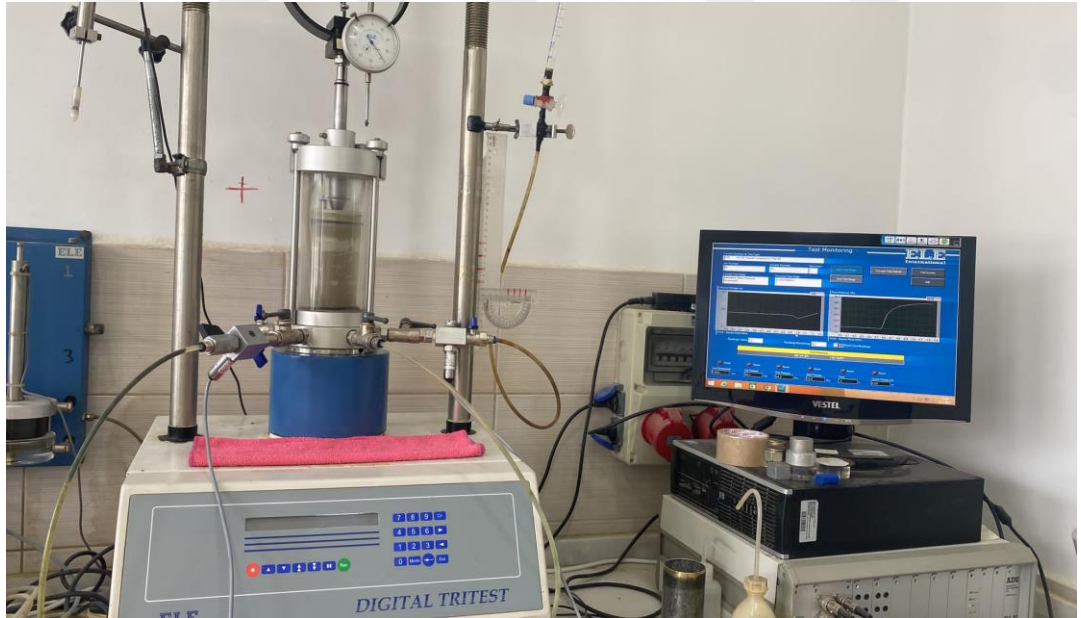
$$A = A_0 \frac{1 - \epsilon_v}{1 - \epsilon_z} \quad (2.7)$$

A : Numunenin orijinal kesit alanı

A_0 : Numunenin başlangıç kesit alanı

ϵ_z : Eksenel birim boy değişim

ϵ_v : Birim hacimsel değişim



Şekil 2.3. Üç eksenli hücre kesme deneyi düzeneği (SAÜ).

f) Konsolidasyonsuz – Drenajsız Üç Eksenli Hücre Deneyi (UU)

Konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli deney, suya doymun kohezyonlu zeminlerin basınç dayanımını belirlemek amacıyla uygulanan temel laboratuvar

testlerinden biridir. Bu deneyde, numune herhangi bir konsolidasyon işlemine tabi tutulmadan doğrudan üç eksenli hücreye yerleştirilir ve drenaj çıkışları kapatılarak yükleme boyunca suyun dışarı çıkmasına izin verilmez (Budhu, 2011). Böylece, zemin yükleme süresince sabit su içeriğiyle davranır ve boşluk suyu basıncı artışları toplam gerilmelere yansır.

Genellikle silindirik numuneler (çap yaklaşık 38 mm, boy yaklaşık 76 mm) kullanılır. Numune, üç eksenli hücreye yerleştirildikten sonra üzerine belirli bir hücre basıncı (σ_3) uygulanır ve ardından eksenel yönde kırılmaya kadar yüklenir. Drenaj yapılmadığından dolayı etkin gerilme analizi mümkün değildir; sonuçlar yalnızca toplam gerilme esas alınarak değerlendirilir (Das ve Sopher, 2014). Head (1986), UU deneyinin özellikle kısa vadeli mühendislik uygulamalarında, örneğin geçici kazılar ve şev stabilitesi analizlerinde tercih edildiğini belirtmiştir.

UU deneyinin en önemli avantajı, konsolidasyon aşaması olmaması nedeniyle hızlı ve pratik bir şekilde uygulanabilmesidir. Ancak, konsolidasyonun göz ardı edilmesi, deney sonuçlarının uzun vadeli zemin davranışlarını yansıtmaması anlamına gelir. Bu nedenle, UU deney verilerinin drenajın gerçekleşmediği ve yüklemenin kısa sürede tamamlandığı mühendislik problemleri ile sınırlandırılması gerektiği vurgulanmaktadır (Craig, 2004). Ayrıca, boşluk suyu basıncı ölçülmediği için etkin gerilmeye dayalı dayanım parametreleri elde edilememektedir.

Sonuç olarak, UU üç eksenli deney, doymuş kohezyonlu zeminlerin toplam gerilme altındaki kısa süreli davranışlarını incelemeye etkili bir yöntem olup, verilerin yorumlanmasında deneyin kısıtlamalarının dikkate alınması önemlidir.

UU Deneyinde analiz toplam gerilmelere göre yapılır:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma \quad (2.8)$$

σ_1 : Ana eksenel (dikey) gerilme (en büyük ana gerilme)

σ_3 : Hücre basıncı (en küçük ana gerilme)

$\Delta\sigma$: Deviasyon (eksenel) gerilme = σ_d

Maksimum kayma gerilmesi τ_{\max} :

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.9)$$

3. MATERYAL VE METOD

3.1. Giriş

Bu araştırmada, ince daneli (silt ve kil) zeminlerde kil oranının drenajsız kayma dayanımı üzerindeki etkisi ile birlikte hacim değişimi incelenmiştir. Kil oranı azaltılmış doğal siltli zemin, bu çalışmada ‘sıfır numunesi’ olarak %0 oranıyla tanımlanmıştır. Sıfır numunesine farklı oranlarda bentonit eklenmesiyle hazırlanmış farklı fiziksel özelliklere sahip numunelerde konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli hücre deneyinde (CU) hacimsel davranışı incelenmek üzere çalışma yapılmıştır. Deneylerde bentonit katkılı siltli zemin oranları %2, %8, %15, %30 ve %40 olarak kullanılmıştır.

3.2. Malzemeler

3.2.1. Doğal siltli zemin

Bu tez çalışmasında kullanılan doğal siltli zemin, Sakarya Nehri tarafından Adapazarı Ovası’na taşınmış ve burada biriken flüviyal (akarsu kökenli) bir malzemedir (Bol, 2003). Tez çalışması için Sakarya Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarına getirilen doğal siltli zemin numunesine laboratuvarında, içerisinde bulunan zemin dışı maddelerden arındırmak için ön eleme işlemi yapılmıştır. Yapılan ön eleme işleminden sonra numuneler üzerinde hidrometre, özgül ağırlık ve Atterberg deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu zemine ait fiziksel özellikler tablosu Tablo 3.1’de sunulmuştur.

Tablo 3.1. Doğal siltli zeminin temel fiziksel karakteristikleri (Bağca, 2024).

LL (Casagrande) (%)	LL (Koni Penetrasyon) (%)	PL (%)	PI (%)	KİL (Hidrometre)	KİL (Pipet)	Özgül Ağırlık (Gs)	Sınıf (TS1500)
34,53	40,68	NP	NP	15,95	13,12	2,69	ML

3.2.2. Bentonit kili

Bentonit, genellikle volkanik kökenli bir alüminyum silikat minerali olan montmorillonitin başlıca bileşenini oluşturduğu, ince daneli bir katkı kilidir. Su ile temas ettiğinde önemli ölçüde şişme özelliği gösteren bentonit, bu sayede jel benzeri bir yapı oluşturur.

Bu özelliği nedeniyle çeşitli mühendislik uygulamalarında sızdırmazlık ve stabilite sağlamak amacıyla yaygın olarak kullanılmaktadır. Bentonit, çeşitli mineral çeşitleri içerir, ancak genellikle montmorillonit adlı bir mineralin yüksek oranda bulunduğu bir kil türüdür. Bentonit, esas olarak montmorillonit minerallerinden oluşan küçük kristalli bir kil türüdür. Bu nedenle, çalışma kapsamında kullanılacak kil tipi olarak bentonit seçilmiştir. Bentonit kiline ait fiziksel özellikler Tablo 3.2’de sunulmuştur.

Tablo 3.2. Bentonit kili fiziksel özellikleri (Bağca,2024).

LL (Casagrande) (%)	LL (Koni Penetrasyon) (%)	PL (%)	PI (%)	KİL (Hidrometre)	KİL (Pipet)	Özgül Ağırlık (Gs)	Sınıf (TS1500)
119	122	32	87	79,37	73,94	2,7	CH

3.3. Karışımların Fiziksel Özellikleri

Bölüm 3.2’de belirtilen malzemelerden hazırlanan beş farklı numune üzerinde TS1900-1 (2006), TS1500 (2000), İnşaat Mühendisliğinde Zeminlerin Sınıflandırılması, British Standard ve ASTM standartlarına uygun olarak Atterberg kıvam limitleri, elek analizi, özgül ağırlık ve hidrometre deneyleri gerçekleştirilmiştir. Zemin sınıflandırması TS1500 (2000) standardına göre yapılmış olup, beş numuneden üçü silt (M), diğer ikisi ise kil (C) sınıfında yer almaktadır. Deney sonuçları Tablo 3.3’te sunulmuştur.

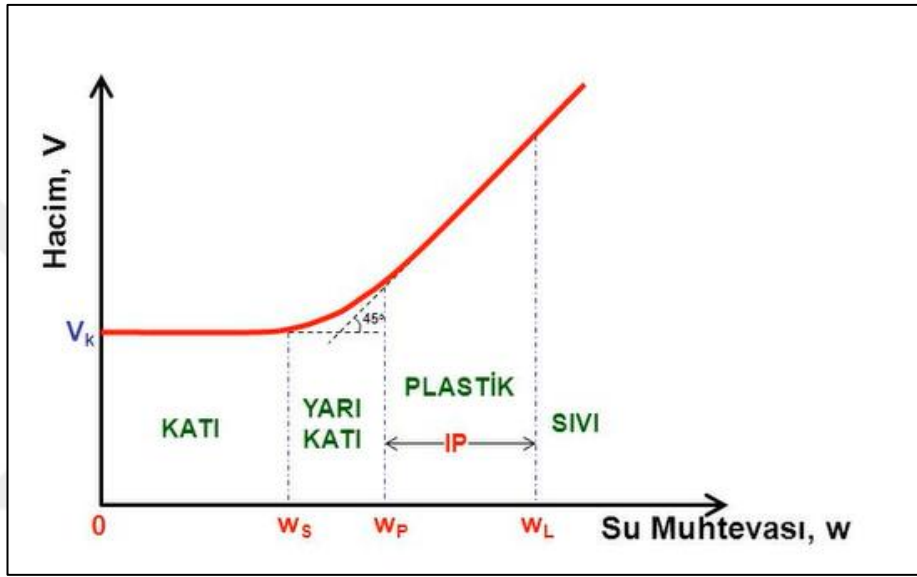
Tablo 3.3. Karışım malzemelerinin fiziksel özellikleri.

Numune No	LL(Casagrande) (%)	PL (%)	Ip (%)	Kil (Hidrometre) (%)	Özgül ağırlık (GS)	Sınıf (TS1500)
02	NP	NP	NP	9,16	2,65	ML
08	32,15	29,96	2,19	13,00	2,66	ML
15	34,20	27,87	6,33	16,96	2,68	MI
30	46,70	22,48	24,22	28,50	2,69	CI
40	59,50	21,93	37,57	34,22	2,69	CH

3.3.1. Kıvam limitleri

Albert Atterberg, 1911 yılında ince daneli zeminlerin mühendislik özelliklerini belirlemeye yardımcı olacak su muhtevası değerlerini tanımlamıştır. Bu su muhtevası değerleri, zemin daneleri ile su arasındaki etkileşimleri ve su oranındaki değişimlere bağlı olarak zeminin durumunu açıklayan kıvam limitleri olarak bilinir. Zeminin belirli bir su içeriğindeki fiziksel davranışı ‘kıvam’ olarak adlandırılır. Atterberg, viskoz

akmanın başlangıcı olarak likit limit (LL veya w_L) değerini, zeminin plastisite özelliklerini kaybederek daha katı hale gelmeye başladığı noktayı ise plastik limit olarak tanımlamıştır. Kısacası, toprak fazla su ile karıştırıldığında akıcı hale gelmektedir ve kesme direnci ortadan kaybolur. Su miktarı azalırken ise toprak katılaşıp kesme mukavemeti kazanır. Bu iki durum arasındaki su muhtevasına likit limit (LL veya w_L) denir. Plastik limit (PL veya w_p) ise, toprakların plastik ve katı durumlar arasında geçiş yaptığı su içeriğini ifade eder (plastik veya PL olarak gösterilir). Şekil 3.1’de bu limit değerlerin hacim ile ilişkisi sunulmuştur.



Şekil 3.1. Atterberg kıvam limitleri ile hacim değişimi arasındaki ilişki.

Likit limit (LL veya w_L), zeminin sıvı halden plastik kıvama geçtiği su muhtevası seviyesini ifade eder. Likit limitin ölçümünde yaygın olarak Casagrande yöntemi ve düşen koni yöntemi kullanılır. Bu çalışmada, ASTM D4318-10 standardına uygun olarak Casagrande yöntemiyle likit limit (LL veya w_L) değerleri belirlenmiştir.

3.3.2. Casagrande deneyi ile likit limit tayini

Yaklaşık 200 gram etüv kurusu numune, 40 no’lu elekten geçirilerek uygun bir kaba alınır ve üzerine kademeli olarak damıtık su ilave edilir. Numune, homojen bir hamur kıvamına gelene kadar iyice karıştırılır. Ardından, bir miktar numune spatula yardımıyla Casagrande cihazının tabanına yerleştirilir ve yüzeyle paralel olacak şekilde düzleştirilir. Numunenin ortasına, standart oyuk açma bıçağı ile bir yarık açılır.

Casagrande cihazının kolu saniyede 2 devir hızında döndürülür. Yarık açıldıktan sonra, yarığın tabanındaki kapanma yaklaşık 13 mm'ye ulaştığında kolun dönüşü durdurulur ve bu noktada yapılan darbe sayısı kaydedilir. Kapanan bölgeden yeterli miktarda numune alınarak su muhtevası belirlenmek üzere hassas terazi ile tartılır ve etüve gönderilir.

Deney, numuneye artan miktarlarda su eklenerek ve yukarıdaki işlemler tekrarlanarak toplamda dört farklı su içeriğinde gerçekleştirilir. Elde edilen her bir su içeriği için darbe sayıları ve su muhtevaları kaydedilir. Bu veriler kullanılarak, y eksenine su muhtevaları, x eksenine ise darbe sayılarının logaritması işlenerek grafik oluşturulur.

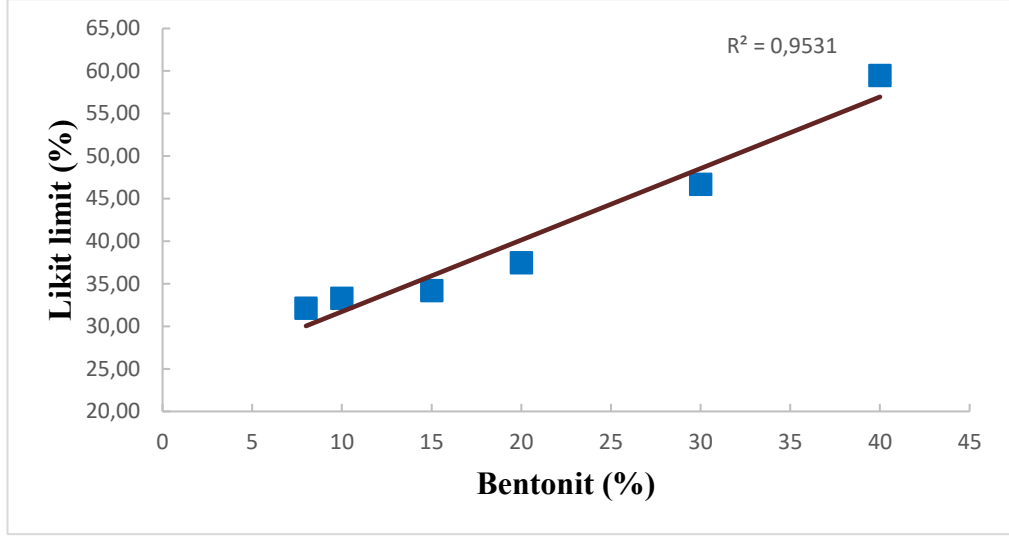
Grafikte çizilen doğru üzerinden, 25 darbe sayısına karşılık gelen su muhtevası, sıvı limit (likit limit, LL veya w_L) olarak belirlenir.



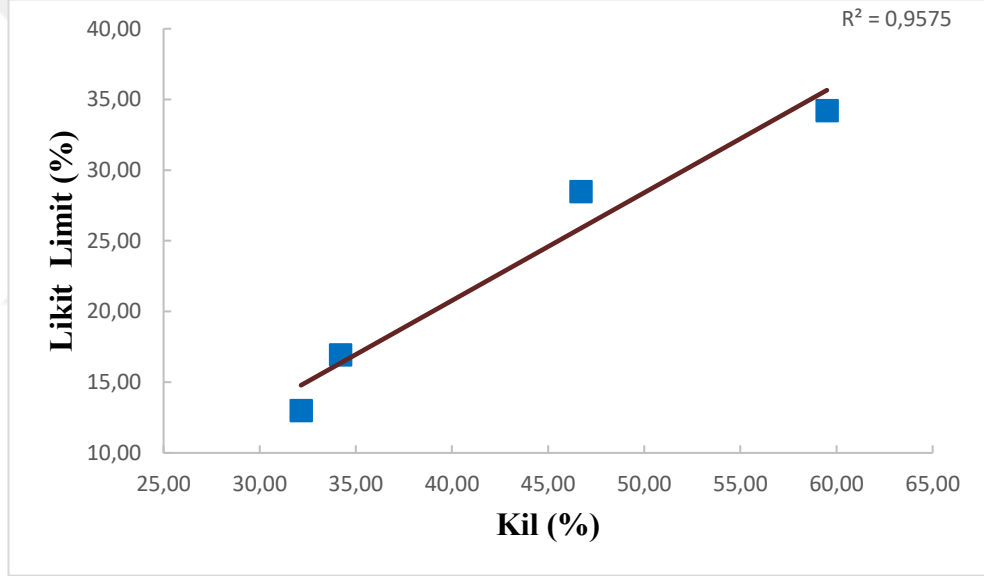
Şekil 3.2. Casagrande deneyinin uygulama aşamaları.

3.3.3. Likit limit ölçümleri ve değerlendirilmesi

Bentonit katkı oranı %2 toplam kil içeriği %7,56 olan numunelerde likit limit (LL veya w_L) değerleri belirlenememiştir. Casagrande deneyine göre bulunan likit limitler Tablo 3.3'te sunulmuştur. Şekil 3.3 ve Şekil 3.4'te, Casagrande yöntemine göre belirlenen likit limit (LL veya w_L) değerinin, hem bentonit katkı oranlarına hem de toplam kil içeriğine bağlı değişimi grafiksel olarak sunulmuştur.



Şekil 3.3. Casagrande yöntemine göre likit limitin (LL veya wL) bentonit katkısı ile değişimi.



Şekil 3.4. Casagrande yöntemine göre likit limitin (LL veya wL) kil yüzdesi ile değişimi.

3.3.4. Plastik limit ölçümleri ve değerlendirmesi

Bu deneyin amacı, zeminin plastik kıvamda bulunduğu en düşük su muhtevasını, yani plastik limiti (PL veya w_p) belirlemektir. İlk olarak, likit limit (LL veya w_L) testinde olduğu gibi, damıtık su eklenerek homojen bir karışım haline getirilen numune, buzlu cam yüzeye yayılır ve bir süre kuruması sağlanır.

Daha sonra, yeterli miktarda numune alınarak yuvarlak bir forma getirilir ve buzlu cam üzerinde el yardımıyla yaklaşık 3 mm çapında bir silindire kadar yuvarlanır.

Numunede çatlama veya kopma gözlenmediği sürece, yoğurma ve yuvarlama işlemi tekrarlanır.

Numune çapı 3 mm'ye ulaştığında ve çatlama ya da kopma belirtileri görülmeye başladığında yuvarlama işlemi sonlandırılır. Çatlayan ve kopan numuneler dikkatlice bir kaba alınarak ağırlıkları ölçülür ve kuruması için etüve gönderilir.

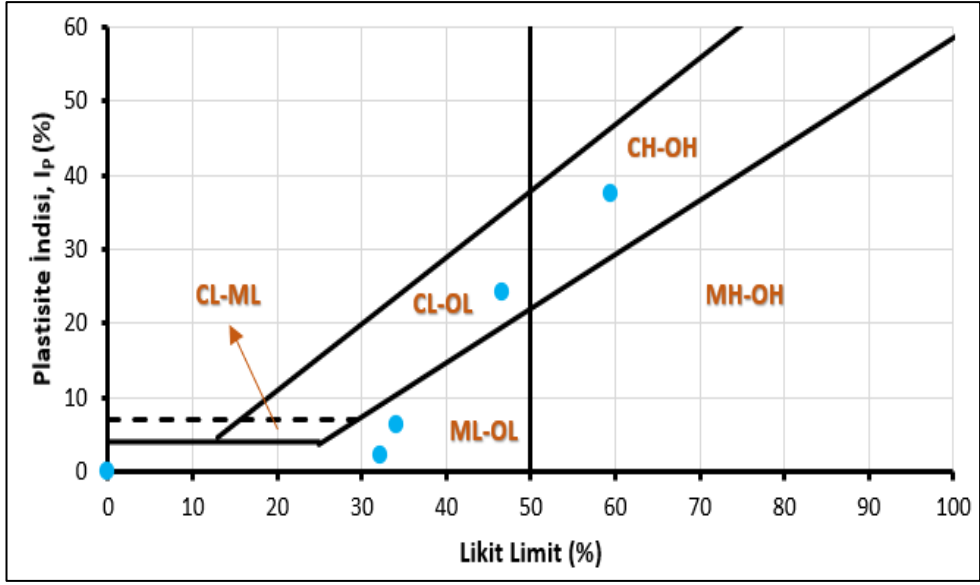
Etüvde kurutulduktan sonra numunenin kuru ağırlığı tartılır. Bu işlem sonucunda, zeminin plastik kıvama geçtiği en düşük su muhtevası, yani plastik limit (PL veya w_p) değeri hesaplanır. Plastik limit deneyinin aşamaları Şekil 3.5'te sunulmuştur.



Şekil 3.5. Plastik limit deneyinin aşamaları.

3.3.5. Numunelerin zemin sınıflarının tayini

Likit (LL veya w_L) ve plastik limit (PL veya w_p) değerleri tespit edildikten sonra, ASTM D2487-11 standardı doğrultusunda karışımların zemin sınıflandırmaları Tablo 3.3'te verilmiş olup, plastisite diyagramındaki konumları Şekil 3.6'da gösterilmiştir. Analiz sonuçlarına göre, %2, %8 ve %15 bentonit katkılı karışımlar düşük plastisiteli silt (ML) kategorisinde yer alırken, %30 ve %40 bentonit katkılı numuneler yüksek plastisiteli kil (CH) sınıfında sınıflandırılmıştır.



Şekil 3.6. Numunelerin ASTM D2487-11'e göre plastisite kartındaki yerleşimi.

3.3.6. Hidrometre deneyi

0,075 mm'den daha küçük danecik boyutlarının belirlenmesi amacıyla hidrometre analizi gerçekleştirilir. Bu yöntemde, zemin partikülleri su ile doldurulmuş silindirik bir kabın içerisinde yerçekimi etkisi altında çökmeye bırakılır. Çökme sürecinde belirli zaman aralıklarında camdan imal edilmiş hidrometre ile karışımın yoğunluğu ölçülerek daneciklerin süspansiyondaki konsantrasyonu ve dolayısıyla dane boyu dağılımı tayin edilir.

Siltli ve killi zeminler için, No. 200 (0,075 mm) elekten geçen yaklaşık 50 gram numune hazırlanır. Numune hassas terazide tartıldıktan sonra geniş ağızlı bir kaba konur. Organik maddeleri ayrıştırmak amacıyla üzerine 150 ml hidrojen peroksit çözeltisi eklenir (Şekil 3.7). Karışım, cam çubuk yardımıyla birkaç dakika hafifçe karıştırılır ve kabın ağzı kapatılarak bir gece bekletilir.

Ertesi gün, kabın içeriği etüve konularak kurutulur. Kurutulan numuneye sodyum heksametafosfat çözeltisi eklenir ve belirli bir süre bekletildikten sonra karıştırıcı yardımıyla homojen bir karışım sağlanır. Karışım, 1000 ml hacmindeki silindirik mezür içerisine alınır ve hacmi 1000 ml olacak şekilde damıtık su ile tamamlanır.

Elde edilen homojen karışım, sabit sıcaklıktaki bir su banyosuna yerleştirilir ve hidrometre okumaları başlatılır (Şekil 3.8). Okumalar, 0,5, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240 ve 1440 dakika zamanlarında yapılır.

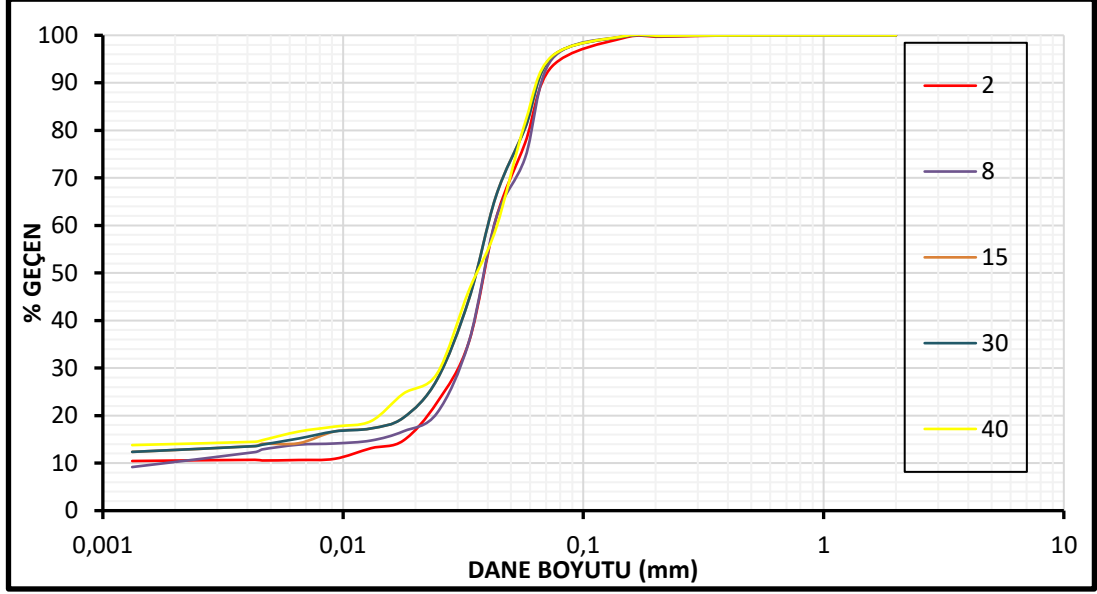


Şekil 3.7. Hidrometre deneyi aşamaları.

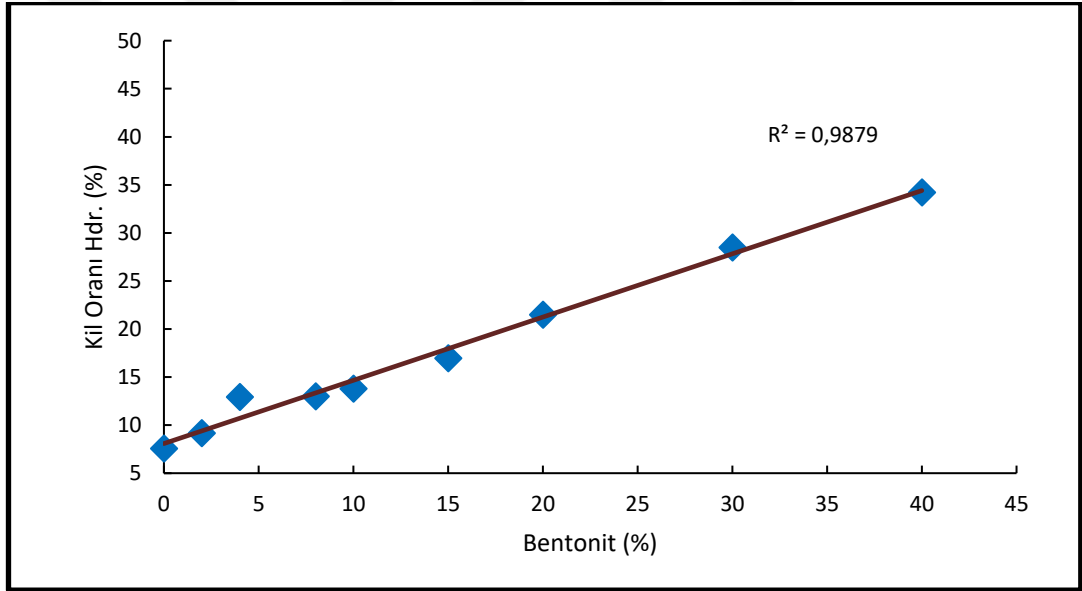


Şekil 3.8. Hidrometre deneyi aşamaları.

Zeminlerin dane dağılım eğrilerini elde edebilmek için çakıl, kum, silt ve kil yüzdeleri belirlenmelidir. Bu ayrışımı yapabilmek için yıkamalı elek yöntemi kullanılmaktadır. Hidrometre deneyi sonunda malzeme 0.075 mm gözlü elekte yıkanarak silt ve kilin ayrışması sağlanır. Elek üzerinde kalan numune etüve konularak kuruması beklenir. Etüvden çıkarılan malzeme kuru elek yöntemi ile ayrıştırılıp tartılarak kum ve çakıl yüzdeleri hesaplanmış olur. Hidrometre ve yıkamalı elek analizi deneyleri sonunda dane dağılım eğrileri elde edilir. Veriler Şekil 3.9'de gösterilmiştir. Ayrıca Şekil 3.10'de hidrometre deneyi sonucuna göre kil yüzdesinin bentonit katkısına oranı gösterilmiştir.

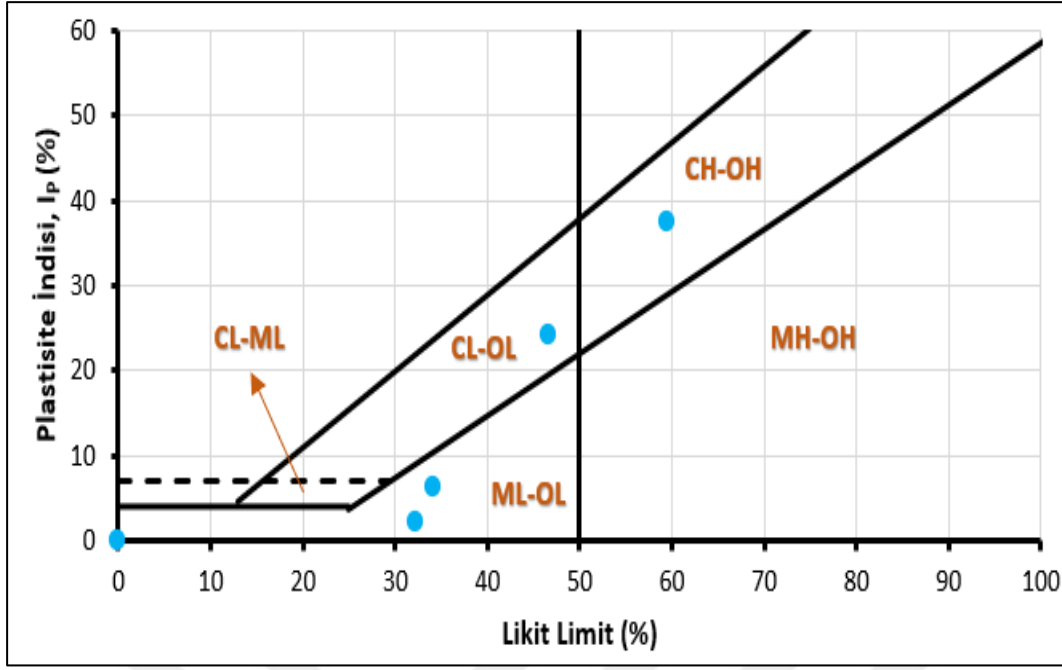


Şekil 3.9. Karışımların hidrometre deneyi ile bulunan dane dağılım eğrileri.



Şekil 3.10. Hidrometre deneyi sonucuna göre kil yüzdesinin bentonit katkısına göre değişimi.

Deneysel sonuçta elde edilen likit limit (LL veya w_L) ve plastik limit (PL veya w_p) verileri kullanılarak hazırlanan karışımlar, ASTM D2487-11 standardına uygun plastisite kartı üzerinde konumlandırılmıştır. Karışımların plastisite özelliklerine göre sınıflandırılması ve karşılaştırılması amacıyla yapılan bu değerlendirme Şekil 3.11'de sunulmaktadır.

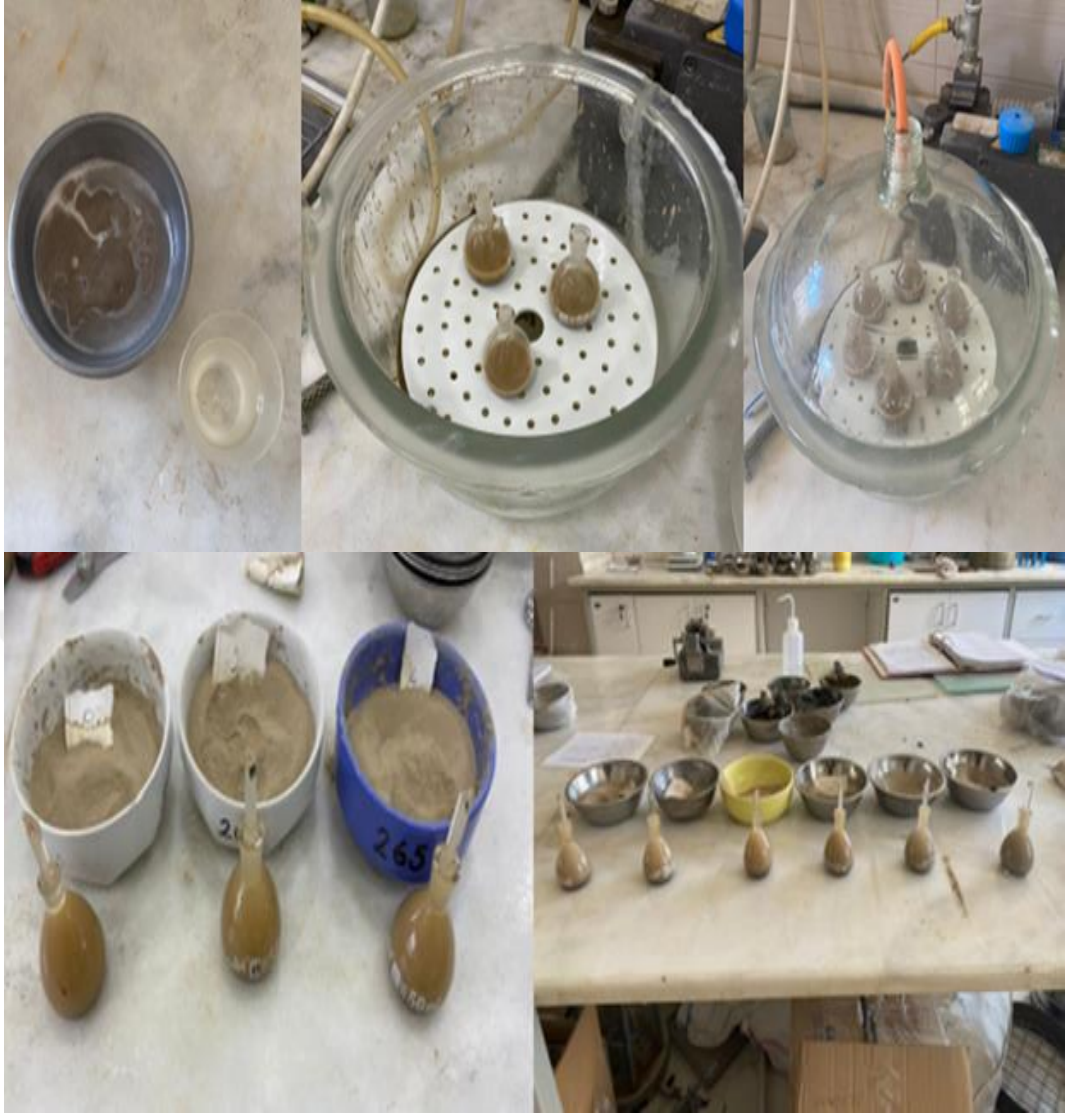


Şekil 3.11. Karışımların ASTM D2478-11 plastisite kartına yerleştirilmesi.

3.3.7. Piknometre yöntemi kullanılarak özgül ağırlık deneyi

Piknometre deneyi çalışmada kullanılan malzemelerin özgül ağırlığını elde edebilmek amacıyla yapılmaktadır. Öncelikle etüvde kurutulan ve daha sonra soğutulan piknometre şişesi tartılarak M_1 değeri bulunur ve not edilir. Sonrasında yine etüvde kurutulmuş olan yaklaşık 10 gr numune piknometre şişesine konularak ağırlığı tartılır ve M_2 değeri elde edilir. Ağırlık ölçümü yapılmış numune üzerine piset yardımıyla damıtılmış su eklenir. Su seviyesi numuneyi ancak örtecek kadar olmalıdır. Şişenin kapağı açık şekilde vakum desikatörüne konular ve hava kabarcıkları sönmöleninceye kadar bekletilir. Desikatörden çıkarılan piknometre şişesinin kalan hacmi, piset yardımıyla havası alınmış damıtık su ile doldurularak tartılır ve ağırlık (M_3) kaydedilir. Daha sonra, şişe içerisindeki numune boşaltılıp yıkanır, tekrar havası alınmış damıtık su ile doldurularak yeniden tartılır (M_4). Bu işlemlerin ardından, aşağıda verilen formül kullanılarak özgül ağırlık hesaplaması gerçekleştirilir. Piknometre deneyi aşamaları Şekil 3.12’de sunulmaktadır.

$$GS = \frac{(M_2 - M_1)}{(M_4 - M_1) - (M_3 - M_2)} \quad (3.1)$$



Şekil 3.12. Özgül ağırlık deneyi aşamaları.



4. ÜÇ EKSENLİ DENEYDE KONSOLİDASYON SONU NUMUNENİN HACİM DEĞİŞİMİNİN BELİRLENMESİ

4.1. Test Numunelerinin Hazırlanması

Üç eksenli hücre deneylerinde kullanılacak numunelerin homojen ve özdeş olması, elde edilen test sonuçlarının güvenilirliği açısından kritik bir öneme sahiptir. Bu nedenle, numune hazırlama yönteminin, benzer özellikte numuneler elde edilmesinde belirleyici bir etkisi bulunmaktadır. Literatürde, zemin parametrelerine göre farklı numune hazırlama teknikleri yer almakta olup, üç eksenli hücre deneylerinde genellikle kuru yağmurlama, ıslak tokmaklama ve bulamaç (slurry) yöntemleri tercih edilmektedir. İlgili çalışmada bulamaç yöntemi (slurry) ile numune hazırlama tercih edilmiştir. Bunun önemli sebeplerinden biri yağmurlama yöntemleri ile hazırlamada daneler arası segregasyon oluşmasıdır. (Vaid ve ark., 1988)

Bulamaç yöntemiyle hazırlanan numunelerde, zeminin sıvı limit değerinin yaklaşık 1.5 katı kadar su eklenir ve homojen bir karışım sağlanana kadar karıştırma işlemi devam ettirilir. Elde edilen karışımda hava boşluğu kalmaması amacıyla belirli bir süre desikatörde bekletilir ve vakum uygulanarak içerisindeki hava uzaklaştırılmış olur. Bulamaç yöntemiyle numune hazırlama aşamaları Şekil 4.1’de sunulmaktadır. Toplamda 5 set ve 15 numune üzerinde CU deneyi gerçekleştirilmiştir.



Şekil 4.1. Üç eksenli hücre kesme deneyi numune hazırlanması.

4.2. Konsolidasyonlu-Drenajsız Üç Eksenli Deney (CU) Süreci

Bulamaç yöntemi ile hazırlanmam ve içerisindeki hava alınan numune plexiglass tüpünün içerisine yerleştirilir. 5 cm çap ve 10 cm boy ölçülerinin korunmasına dikkat edilir. Tüpe yerleştirilen numune 100 kPa ön konsolidasyon işlemine tabi tutulur. Ön konsolidasyon sonrasında numune deney düzeneğindeki hücre içerisine yerleştirilir ve kondolidasyon başlangıcında fotoğraflaması yapılır. 100 kPa ön konsolidasyon basıncına sahip tüm karışımlar için 100, 200, 300 kPa çevre basıncıyla 3 ayrı deney yapılmıştır. Konsolidasyon sonrası numunenin fotoğraflaması yapılarak kesme işlemine başlanmıştır. Kesme hızı 0,2 mm/dak olarak belirlenmiş olup yükleme işlemi, numunenin aksel birim deformasyonu %20 seviyesine ulaşana kadar sürdürülmüştür. Deney bu deformasyon seviyesinde sonlandırılmış olup %20 aksel gerinim değeri zemin davranışının karakteristik özelliklerini değerlendirmede esas alınmıştır. Deney yapılırken düşey şekil değiştirme, kuvvet halkası okumaları ve boşluk suyu basıncı parametreleri ölçülmüştür. Bu ölçümler sonucunda toplam gerilme ve efektif gerilme cinsinden hesaplamalar yapılarak Mohr daireleri oluşturulmuş ve kayma direnci parametreleri (c , ϕ) hesaplanmıştır. Üç eksenli hücre kesme deneyi aşamaları Şekil 4.2’de gösterilmiştir.



Şekil 4.2. Üç eksenli hücre kesme deneyi aşamaları (CU).

5. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRMESİ

Bu çalışma kapsamında, farklı oranlarda bentonit katkısı içeren zemin numunelerinin üç eksenli hücre kesme deneyindeki hacimsel davranışı, sabit bir noktaya yerleştirilen yüksek çözünürlüklü fotoğraf makinesi ile konsolidasyon sonunda meydana gelen küçülme ölçülerek incelenmiştir.

Yüksek çözünürlüklü fotoğraf makinesi, tripod üzerine yerleştirilmiş ve mümkün olduğunca açısı sabit tutularak konumlandırılmıştır. Numunelerin konsolidasyon öncesi, konsolidasyon sonrası ve kesme aşamalarındaki görüntüleri aynı açıdan çekilerek deneysel süreklilik sağlanmıştır. Fotoğraflarda oluşabilecek milimetrik düzeydeki açısal sapmaların sonuçları etkileyebileceği göz önünde bulundurularak, her görüntüde referans noktaları belirlenmiş ve tüm fotoğrafların aynı ölçek ve açıda olması sağlanmıştır.

Görsel eşitleme işlemleri sonrasında, numunenin hücreye yerleştirilmeden önce ölçülen çap ve boy uzunlukları, fotoğraflardaki piksel değerleriyle orantılanmıştır. Böylece su altı görüntülerinde ışığın kırılması nedeniyle oluşabilecek ölçüm sapmalarının önüne geçilmiştir. Piksel–santimetre oranı belirlendikten sonra, numuneler iki boyutlu olarak belirli bölgelere ayrılarak hacimsel hesaplamalar gerçekleştirilmiştir.

Bu tez çalışmasının temel amacı, konsolidasyon öncesi ve sonrasında numunede meydana gelen hacim değişiminin boy ve çap üzerindeki etkilerini doğru ve hassas şekilde ortaya koymaktır. Konsolidasyon sonunda numunede mevcut olan alan tam olarak tespit edilmezse, kuvvet halkasından elde edilen gerilme değerlerinin hesaplanmasında önemli hatalar oluşabilir.

Son yıllarda, zeminlerde meydana gelen deformasyonların hassas takibi amacıyla dijital görüntü işleme teknikleri yaygın şekilde kullanılmaktadır. White ve ark. (2003), Hall ve ark. (2005) ile Sutton ve ark. (2009) gibi çalışmalar, fotoğrafı temelli yöntemlerin hem laboratuvar hem de modelleme çalışmalarında güvenilir ve detaylı veri sağladığını göstermiştir.

Bu tezde kullanılan fotoğraflama yöntemi de benzer yaklaşımlar doğrultusunda hacimsel değişimleri izlemeyi amaçlamaktadır.

Fotoğraflama ile elde edilen veriler, Bardet (1997), Das ve Sivakugan (2008) ve ASTM D7181-20 standartlarında önerilen hesaplama yöntemleriyle değerlendirilmiş ve karşılaştırılmıştır. Çalışma kapsamında toplam beş set ve on beş adet numune üzerinde konsolide-drenajsız (CU) deneyler uygulanmıştır.

Bahsi geçen ölçüm ve hesaplama yöntemleri aşağıda sunulmuştur.

1) (Bardet, 1997) yöntemi ile hesaplama;

Bardet (1997) yöntemi ile Üç Eksenli Deneyde konsolidasyon sonrası hacim buradan belirlenmektedir;

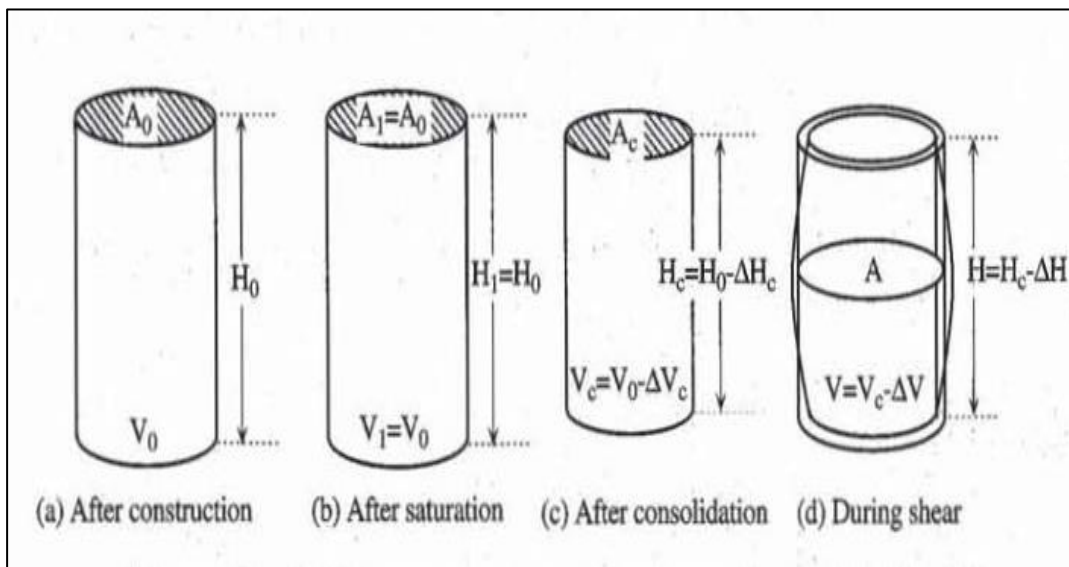
$$V_c = V_0 - \Delta V_c \quad (5.1)$$

V_c = Konsolidasyon sonrasındaki hacim

V_0 = Başlangıç hacmi (inşa edildikten hemen sonra)

ΔV_c = Konsolidasyon sırasında kaybedilen hacim

Bu yöntemde konsolidasyon sonrası hacim (V_c) başlangıç hacmi (V_0) ile konsolidasyon sırasında kaybedilen hacim (ΔV_c) farkı ile hesaplanmaktadır. Şekil 5.1'de Bardet (1997) yöntemi ile konsolidasyon öncesi ve sonrası şekil değişimi görsel olarak ifade edilmiştir.



Şekil 5.1. Konsolidasyon öncesi ve sonrası şekil değişimi.

Alan;

$$A_c = A_0 * \left[1 - \frac{2}{3} \frac{V_c}{V_0} \right] \quad (5.2)$$

A_0 = Başlangıç alanı

A_c = Konsolidasyon sonrası taban alanı

Konsolidasyon sonrası taban alanı (A_c) hesaplanırken başlangıç hacmi (A_0) değeri ile l değerinden çıkarılan konsolidasyon sonrasındaki hacim (V_c) ile başlangıç hacminin oranının (V_0) 2/3 katının çarpımı ile hesaplanmaktadır.

Uzunluk;

$$L_c = L_0 * \left[1 - \frac{1}{3} \frac{V_c}{V_0} \right] \quad (5.3)$$

L_0 = İlk uzunluk

L_c = Konsolidasyon sonrası uzunluk

Konsolidasyon sonrası uzunluk (L_c) hesaplanırken başlangıç hacmi (L_0) değeri ile l değerinden çıkarılan konsolidasyon sonrasındaki hacim (V_c) ile başlangıç hacminin oranının (V_0) 1/3 katının çarpımı ile hesaplanmaktadır.

2) Das ve Sivakugan (2008) yöntemi ile hesaplama;

Das ve Sivakugan (2008) yöntemi ile Üç Eksenli Deneyde konsolidasyon sonrası hacim buradan belirlenmektedir;

Das ve Sivakugan (2008), yöntemi denklem 5.1'e göre hacim hesaplaması yapılmaktadır.

Alan;

$$A_c = A_0 * \left(\frac{V_c}{V_0} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (5.4)$$

A_0 = Başlangıç alanı

A_c = Konsolidasyon sonrası taban alanı

Uzunluk;

Bu yöntem Bardet (1997) yöntemi ile hesaplama ile benzerlik göstermektedir. Hesaplama yapılırken Bardet (1997)'den farklı olarak üstel gösterim ile formüllemiştir.

Konsolidasyon sonrası hacim numunenin başlangıç alanının (A_0) konsolidasyon sonrasındaki hacim (V_c) ile başlangıç hacminin oranının (V_0) 2/3 kuvveti olan değer ile çarpımı ile hesaplanmaktadır.

$$L_c = L_0 * \left(\frac{V_c}{V_0}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (5.5)$$

L_0 = İlk uzunluk

L_c = Konsolidasyon sonrası uzunluk

Konsolidasyon sonrası uzunluk numunenin başlangıç boyu (L_0) konsolidasyon sonrasındaki hacim (V_c) ile başlangıç hacminin oranının (V_0) 1/3 kuvveti olan değer ile çarpımı ile hesaplanmaktadır.

3) ASTM D7181-20 yöntemi ile hesaplama;

$$A_c = \frac{V_{wf} + V_s}{H_c} \quad (5.6)$$

ASTM D7181-20 yönteminde konsolidasyon sonrası hacim hesaplaması için numune içerisindeki su hacmi (V_{wf}) hesaplanmaktadır (yaş numune ağırlığı – kuru numune ağırlığı). Bu değer numunenin katı hacmi (V_s) ile toplanarak numunenin konsolidasyon sonrası yüksekliğine (H_c) bölüldüğünde hacim hesaplanmaktadır. Katı hacmi hesabı denklem 5.7'de gösterilmiştir.

$$V_s = \frac{w_s}{G_s * p_w} \quad (5.7)$$

Katı hacmi hesaplamada numunenin kuru kütlesi (w_s) numunenin özgül ağırlığının (G_s) suyun yoğunluğuna (p_w) bölünerek hesaplanmaktadır.

V_{wf} = Suyun son hacmi

V_s = Katı hacmi

w_s = Numune kuru kütlesi

G_s = Katının özgül ağırlığı

p_w = Suyun yoğunluğu

5.1. Fotoğraflama Tekniği İle Hacim Tahmini

Bu çalışma kapsamında, sabit bir noktaya yerleştirilen yüksek çözünürlüklü bir fotoğraf makinesi yardımıyla, konsolidasyon sonunda meydana gelen hacimsel küçülmenin ölçülmesi hedeflenmiştir. Zemin numuneleri, laboratuvar ortamında hazırlanan standart silindirik formlarda şekillendirilmiş, her biri farklı oranlarda bentonit katkısı içerecek şekilde karıştırılmış ve ön konsolidasyon işlemlerine tabi tutulmuştur.

Hazırlanan numuneler daha sonra üç eksenli hücre kesme (*triaxial compression test*) deneyine tabi tutulmuştur. Deney sürecinde, her numunenin konsolidasyon başlangıcı ve konsolidasyon bitişi olmak üzere iki kritik anda yüksek çözünürlüklü fotoğrafları dijital kamera ile çekilmiştir. Kullanılan düzenek Şekil 5.2’de sunulmuştur. Elde edilen görsel veriler, numunelerin hacimsel davranışlarının görsel olarak izlenmesine ve değerlendirilmesine olanak sağlamıştır.

Çekilen fotoğraflar, Adobe Photoshop yazılımı kullanılarak aynı ölçek ve bakış açısında olacak şekilde hizalanmış ve düzenlenmiştir. Böylece farklı zamanlarda çekilen fotoğraflar arasında gerçekçi iki boyutlu alan karşılaştırmaları yapılabilmektedir.

Fotoğraflar üzerinden yapılan ölçümlerde;

- Numunelerin en ve boy oranları,
- Yüzey alanlarındaki değişimler

analiz edilerek, numunelerin hacimsel küçülme veya genişleme eğilimleri belirlenmiştir. Bu analizlerde başlangıçta bilinen numune boyutları referans alınarak, deformasyon sonucu oluşan hacim farkları yaklaşık olarak hesaplanmıştır.

Zemin davranışlarının görsel izlenmesi, White ve ark. (2003) tarafından da ifade edildiği gibi, yüzey deformasyonlarının sayısal analizine imkan vermektedir.

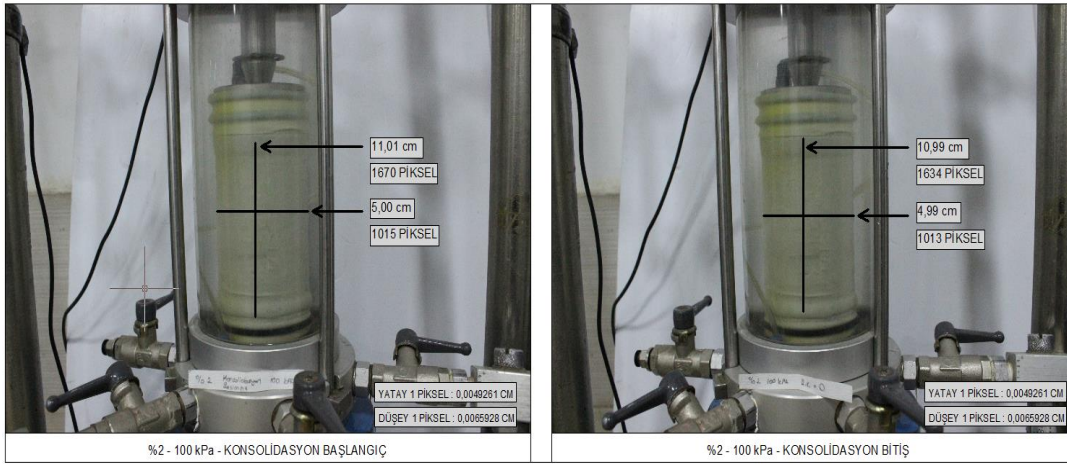


Şekil 5.2. Fotoğraflama Yöntemi İle Hacim Değişimi Düzenegi.

a) %2 Bentonit oranına sahip numuneler için hacimsel değişim hesapları

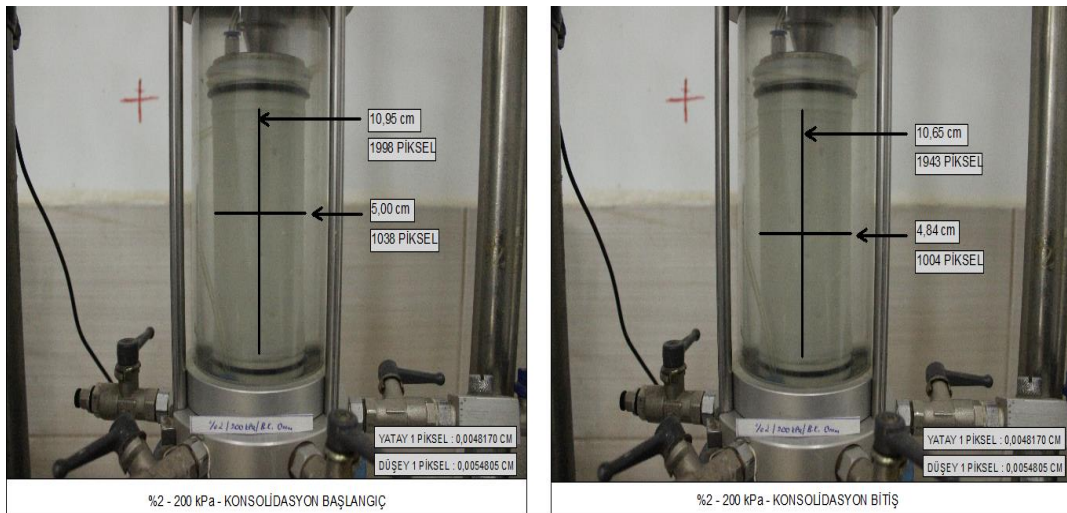
Bu kısımda %2 bentonit oranlı 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa çevre basınçlarına sahip numunelerde yapılan konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli hücre deneyi için hacimsel değişim hesaplamaları yapılacaktır. Şekil 5.3, Şekil 5.4 ve Şekil 5.5'te %2 Bentonit oranına sahip numuneler için 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa çevre basıncına tabi tutulma durumlarına göre hacimsel değişim hesapları sunulmuştur.

b) %2 Bentonit oranlı numune için 100 kpa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları



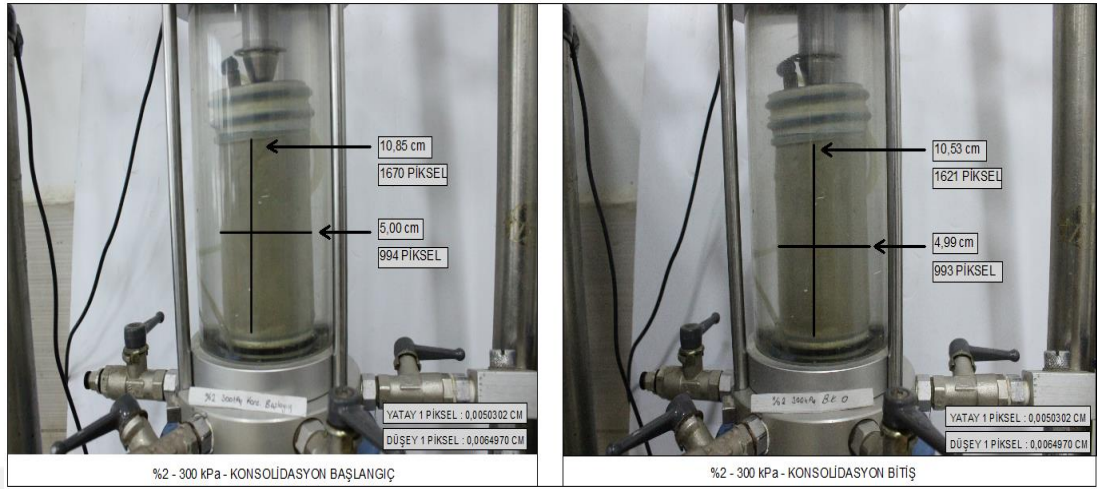
Şekil 5.3. %2/100 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

c) %2 Bentonit oranlı numune için 200 kpa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları



Şekil 5.4. %2/200 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

d) %2 Bentonit oranlı numune için 300 kPa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları

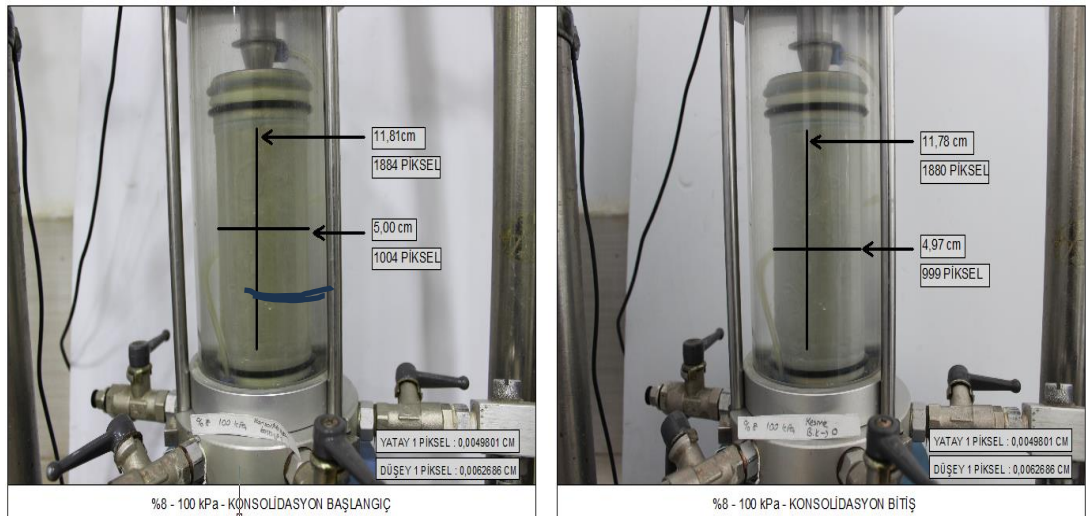


Şekil 5.5. %2/300 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

e) %8 Bentonit oranına sahip numuneler için hacimsel değişim hesapları

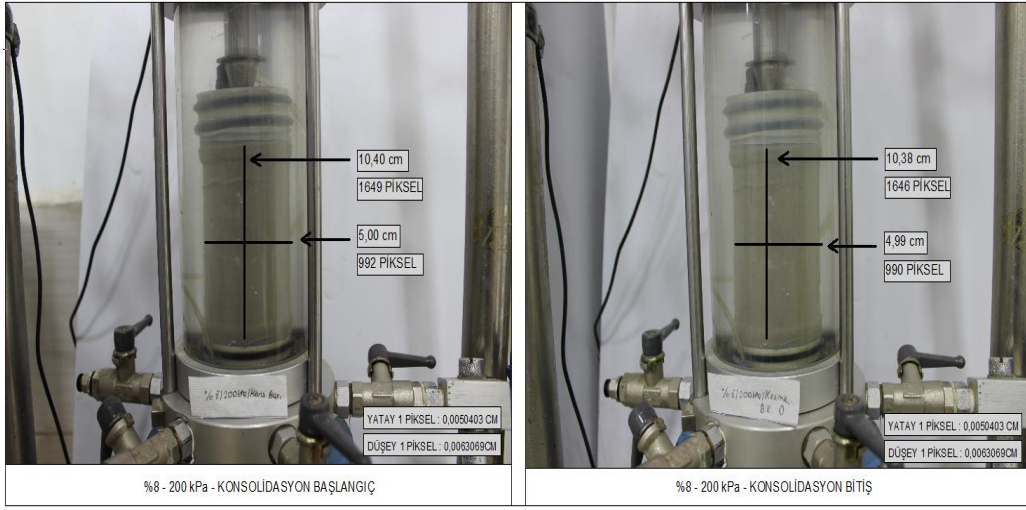
Bu kısımda %8 bentonit oranlı 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa çevre basınçlarına sahip numunelerde yapılan konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli hücre deneyi için hacimsel değişim hesaplamaları yapılacaktır. Şekil 5.6, Şekil 5.7 ve Şekil 5.8'te %8 Bentonit oranına sahip numuneler için 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa çevre basıncına tabi tutulma durumlarına göre hacimsel değişim hesapları sunulmuştur.

f) %8 Bentonit oranlı numune için 100 kPa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları

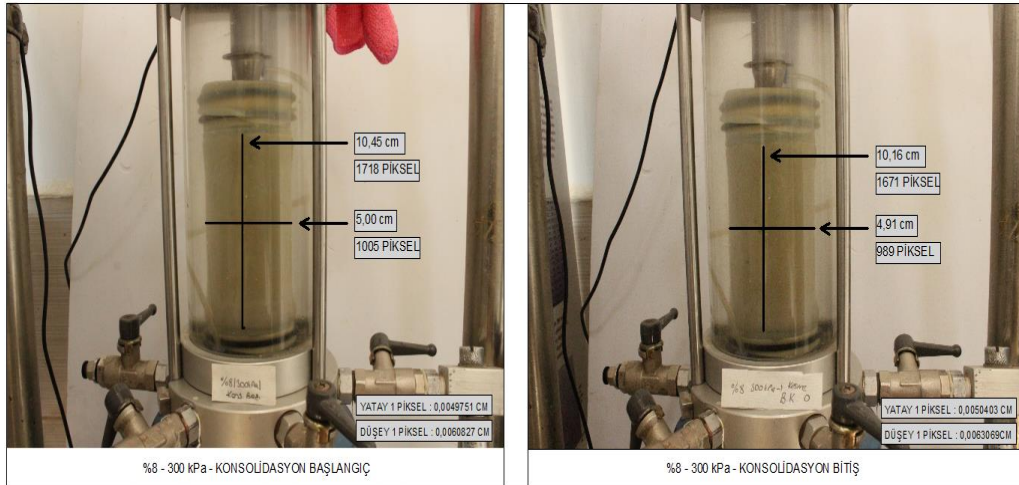


Şekil 5.6. %8/100 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

g) %8 Bentonit oranlı numune için 200 kPa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları



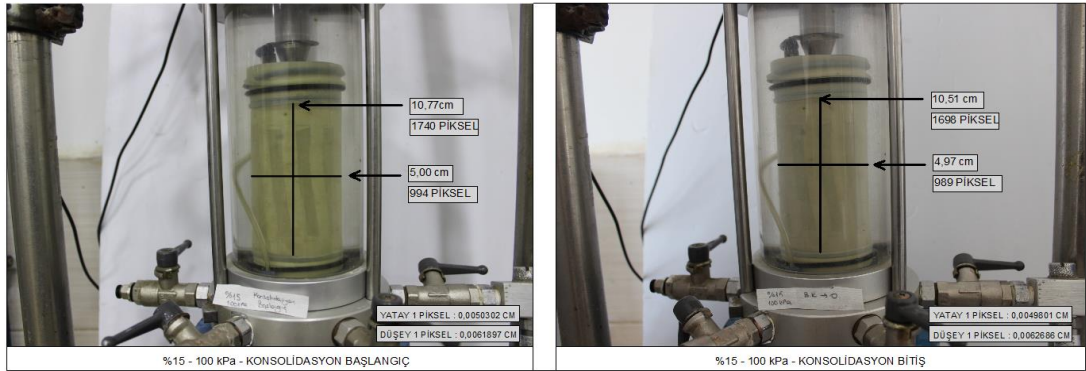
h) %8 Bentonit oranlı numune için 300 kPa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları



i) %15 Bentonit oranına sahip numuneler için hacimsel değişim hesapları

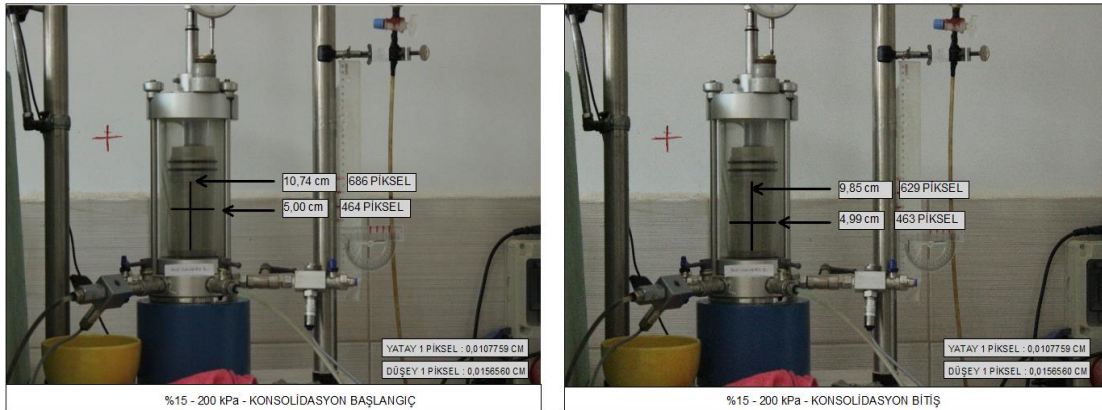
Bu kısımda %15 bentonit oranlı 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa çevre basınçlarına sahip numunelerde yapılan konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli hücre deneyi için hacimsel değişim hesaplamaları yapılacaktır. Şekil 5.9, Şekil 5.10 ve Şekil 5.11'te %15 Bentonit oranına sahip numuneler için 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa çevre basıncına tabi tutulma durumlarına göre hacimsel değişim hesapları sunulmuştur.

j) %15 Bentonit oranlı numune için 100 kpa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları



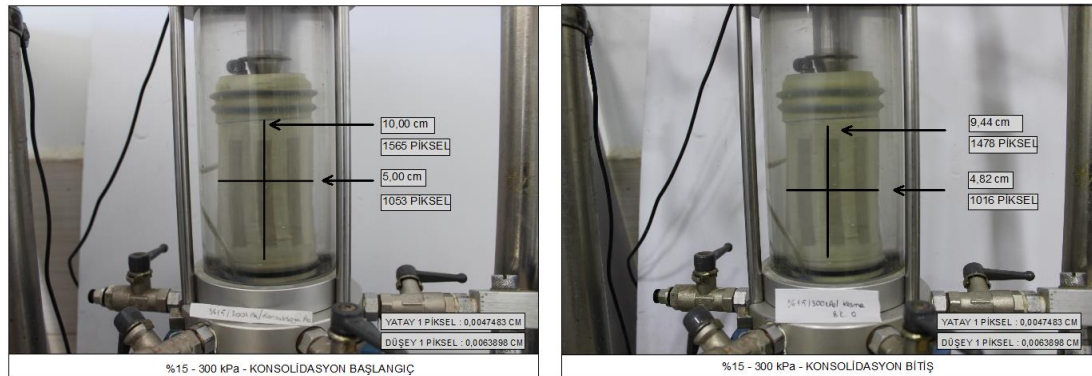
Şekil 5.9. %15/100 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

k) %15 Bentonit oranlı numune için 200 kpa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları



Şekil 5.10. %15/200 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

l) %15 Bentonit oranlı numune için 300 kpa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları

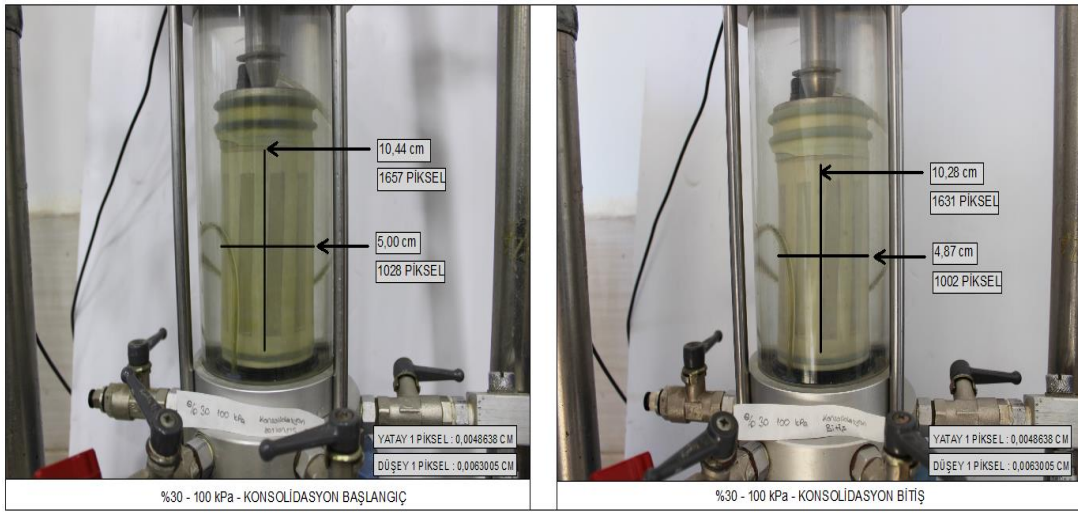


Şekil 5.11. %15/300 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

m) %30 Bentonit oranına sahip numuneler için hacimsel değişim hesapları

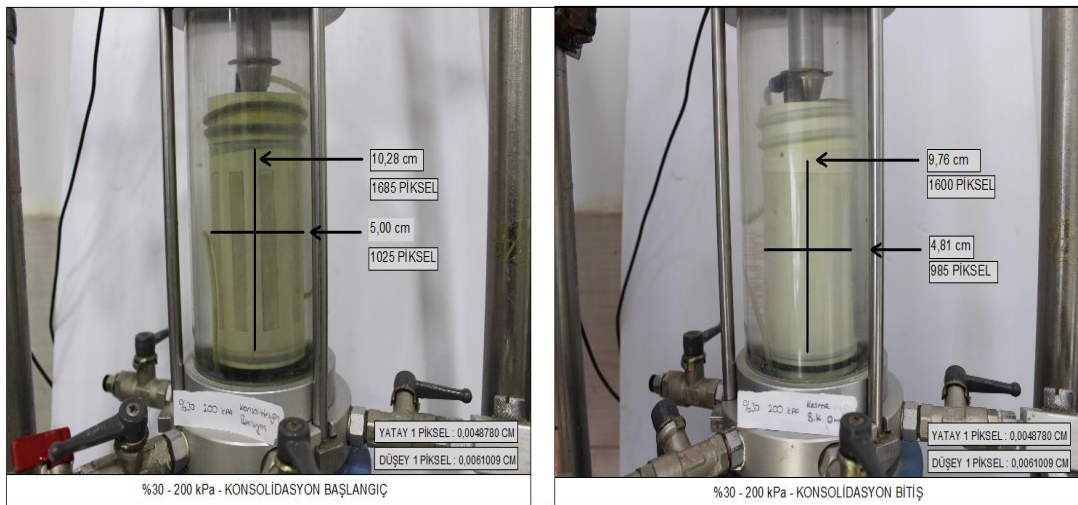
Bu kısımda %30 bentonit oranlı 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa çevre basınçlarına sahip numunelerde yapılan konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli hücre deneyi için hacimsel değişim hesaplamaları yapılacaktır. Şekil 5.12, Şekil 5.13 ve Şekil 5.14'te %30 Bentonit oranına sahip numuneler için 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa çevre basıncına tabi tutulma durumlarına göre hacimsel değişim hesapları sunulmuştur.

n) %30 Bentonit oranlı numune için 100 kpa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları



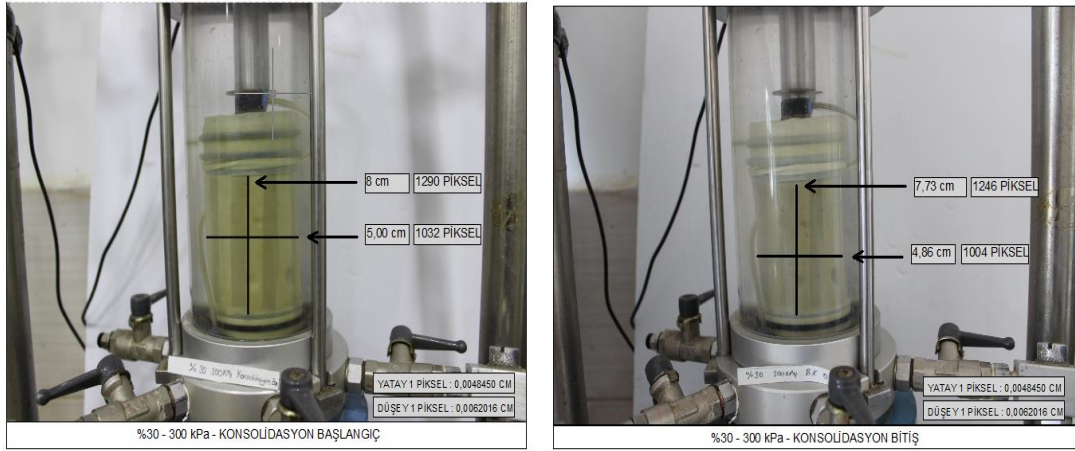
Şekil 5.12. %30/100 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

o) %30 Bentonit oranlı numune için 200 kpa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları



Şekil 5.13. %30/200 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

p) %30 Bentonit oranlı numune için 300 kPa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları

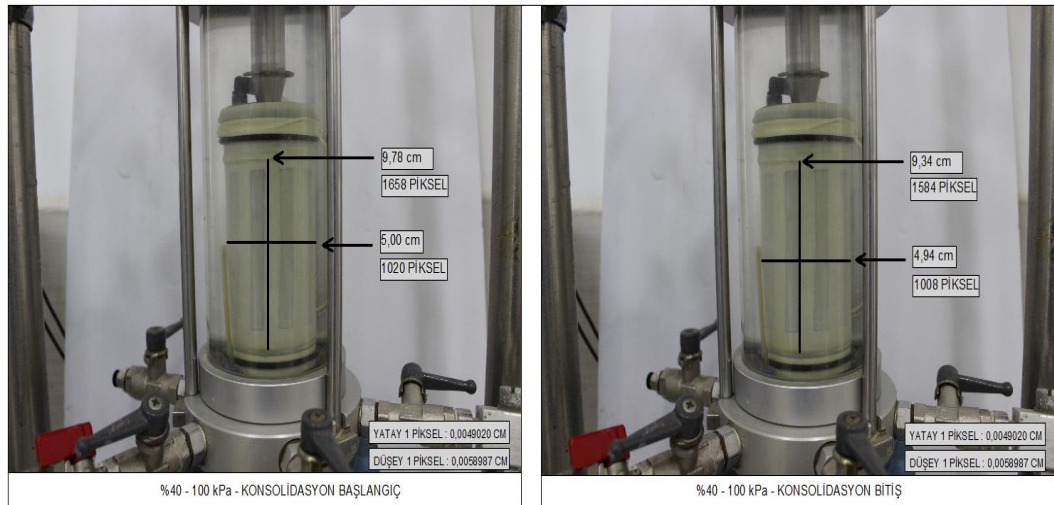


Şekil 5.14. %30/300 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

q) %40 Bentonit oranına sahip numuneler için hacimsel değişim hesapları

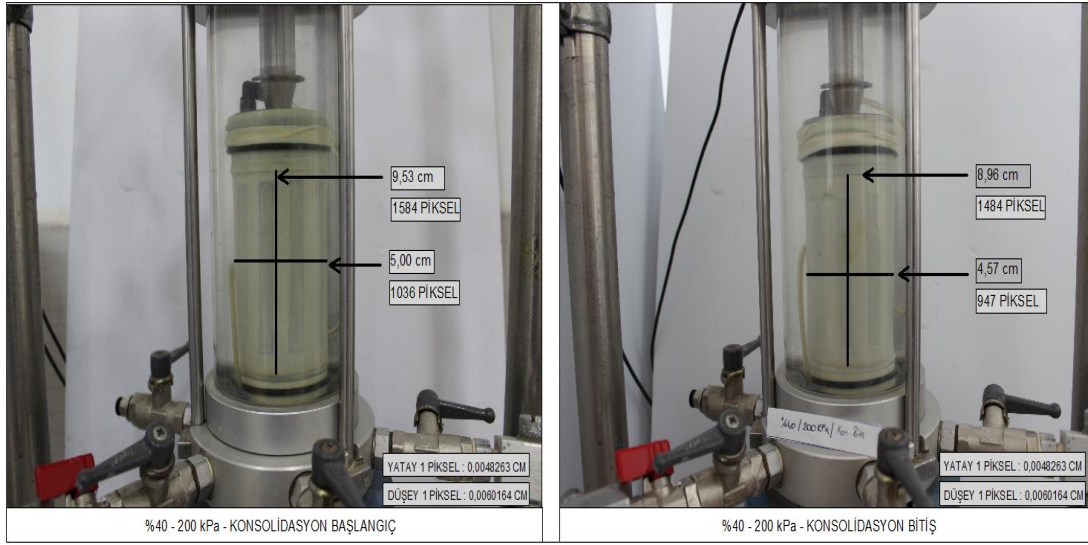
Bu kısımda %40 bentonit oranlı 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa çevre basınçlarına sahip numunelerde yapılan konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli hücre deneyi için hacimsel değişim hesaplamaları yapılacaktır. Şekil 5.15, Şekil 5.16 ve Şekil 5.17’te %40 Bentonit oranına sahip numuneler için 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa çevre basıncına tabi tutulma durumlarına göre hacimsel değişim hesapları sunulmuştur.

r) %40 Bentonit oranlı numune için 100 kPa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları



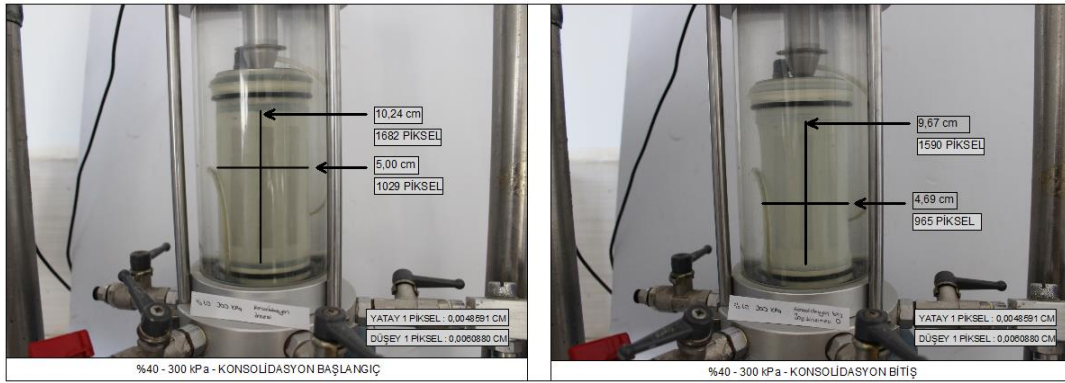
Şekil 5.15. %40/100 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

s) %40 Bentonit oranlı numune için 200 kpa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları



Şekil 5.16. %40/200 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

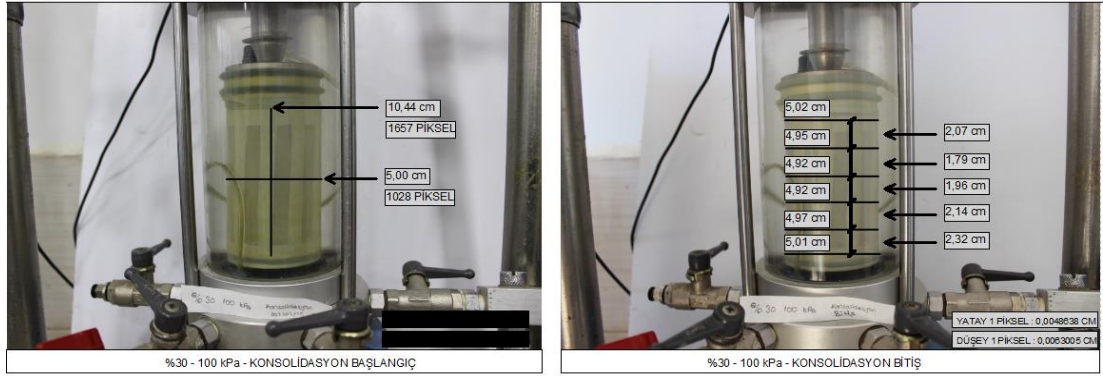
t) %40 Bentonit oranlı numune için 300 kpa çevre basıncı ile hacimsel değişim hesapları



Şekil 5.17. %40/300 kPa/konsolidasyon başlangıç ve bitiş ölçümleri.

5.2. Fotoğraflama Yöntemi ile Örnek Hacim Hesaplama Çalışması

Çalışmanın bu kısmında %30 bentonit katkılı siltli numune örneğinde fotoğraflama tekniği ile yapılan hacim hesabı sunulmuştur. Yöntemde; konsolidasyon başlangıcındaki numune hacmi klasik yöntemle hesaplanarak piksel eşitlemesi yapılmış ve konsolidasyon sonrası hacmi için numune beş farklı bölgeye ayrılarak hacim hesabı yapılmıştır. Hesap yönteminde kullanılan alan ayrımları Şekil 5.18'de sunulmaktadır.



Şekil 5.18. Konsolidasyon öncesi ve sonrası hacim hesabı.

Konsolidasyon öncesi:

- Çap : 5 cm
- Yükseklik : 10,44 cm
- Hacim : 204,99 cm³

Konsolidasyon öncesi verileri bilinen numunenin konsolidasyon sonrası fotoğraflama yöntemi ile alan ve hacim hesaplamaları Tablo 5.1’de gösterilmektedir.

Konsolidasyon sonrası:

Tablo 5.1. Fotoğraflama yöntemi ile hacim hesabı

	Uygulama Değerleri	Görsel Değerleri-Konsolidasyon Başlangıç	Uygulama-Görsel Oranı	Pixel-Cm Oranı		
Deney No	1					
Oran	30%	30%				
σ_3	100	100				
Bk	0	0				
Çap (Cm) (İlk)	5	1028	205,60	0,0048638		
Yükseklik (Cm) (İlk)	10,44	1657	158,72	0,0063005		
		Görsel Değerleri (Piksel)	Uygulama Değerleri Oranı (Cm)	Alan (Cm ²)	Hacim (Cm ³)	
Bk-0	1 Bölüm	Üst Taban	1033	5,02	10,31 Cm ²	40,38
		Alt Taban	1018	4,95		
		Yükseklik	328	2,07		
	2 Bölüm	Üst Taban	1018	4,95	8,83 Cm ²	34,22
		Alt Taban	1011	4,92		
		Yükseklik	284	1,79		
	3 Bölüm	Üst Taban	1011	4,92	9,64 Cm ²	37,21
		Alt Taban	1011	4,92		
		Yükseklik	311	1,96		
	4 Bölüm	Üst Taban	1011	4,92	10,56 Cm ²	41,00
Alt Taban		1022	4,97			
Yükseklik		339	2,14			
5 Bölüm	Üst Taban	1022	4,97	11,57 Cm ²	45,35	
	Alt Taban	1030	5,01			
	Yükseklik	368	2,32			
					198,16 Cm³	

Örnekte belirtilen hesaplama yöntemi tüm numelerde uygulanmıştır. Hesaplanan hacim değerlerine ait veriler Şekil 5.19’ da sunulmuştur.

KONSOLIDASYON ÖNCESİ VE SONRASI HACİM MİKTARLARI				
KATKI ORANI	ÖLÇÜM TİPİ	100 KPA	200 KPA	300 KPA
2%	KONSOLIDASYON BAŞLANGIÇ HACİM	216,18 cm ³	215,00 cm ³	213,04 cm ³
	KONSOLIDASYON SONRASI ÖLÇÜM HACİM	215,61 cm ³	211,68 cm ³	206,29 cm ³
8%	KONSOLIDASYON BAŞLANGIÇ HACİM	231,89 cm ³	204,20 cm ³	205,19 cm ³
	KONSOLIDASYON SONRASI ÖLÇÜM HACİM	228,43 cm ³	198,59 cm ³	192,96 cm ³
15%	KONSOLIDASYON BAŞLANGIÇ HACİM	211,47 cm ³	210,88 cm ³	196,35 cm ³
	KONSOLIDASYON SONRASI ÖLÇÜM HACİM	209,15 cm ³	202,78 cm ³	180,37 cm ³
30%	KONSOLIDASYON BAŞLANGIÇ HACİM	204,99 cm ³	201,85 cm ³	157,08 cm ³
	KONSOLIDASYON SONRASI ÖLÇÜM HACİM	198,16 cm ³	184,42 cm ³	135,89 cm ³
40%	KONSOLIDASYON BAŞLANGIÇ HACİM	192,03 cm ³	187,12 cm ³	201,06 cm ³
	KONSOLIDASYON SONRASI ÖLÇÜM HACİM	190,24 cm ³	155,08 cm ³	171,63 cm ³

Şekil 5.19. Konsolidasyon öncesi ve sonrasında hacim miktarları.

5.3. Fotoğraflama Yöntemi Ile Çap ve Boydaki Değişim Mukayesesi

Deney düzeneğine yerleştirilen numunenin ilk boyu ve çapı ölçülmüştür. Konsolidasyon sonrasında ise ölçümler, fotoğraf yöntemi kullanılarak tekrar gerçekleştirilmiş ve numunenin çap ile boyundaki değişim miktarları (ΔR ve ΔH) hesaplanmıştır. Burada, ΔR numunenin çapındaki (yatay yöndeki) deformasyonu, ΔH ise numunenin boyundaki (düşey yöndeki) deformasyonu ifade etmektedir.

Hesaplanan bu değerlerin oranı ($\Delta R / \Delta H$) alınarak, farklı bentonit katkı oranlarına sahip numunelerin deformasyon miktarları karşılaştırılmıştır.

%2 bentonit katkılı numune için hesaplamalar Tablo 5.2’de, %8 için Tablo 5.3’te, %15 için Tablo 5.4’te, %30 için Tablo 5.5’de ve %40 için Tablo 5.6’da sunulmuştur. Bu tablolar üzerinden hazırlanan grafikler yorumlanmıştır.

Tablo 5.2. %2 Bentonit katkısı numune – çap ve boy değişim oranları.

	%2 - ÇAP VE BOY DEĞİŞİM ORANLARI					
	Orijinal	100 kPa	Orijinal	200 kPa	Orijinal	300 kPa
Çap (R)	5,000	4,990	5,000	4,836	5,000	4,990
Uzunluk (H)	11,010	10,770	10,950	9,355	10,850	10,733
ΔR		0,197		3,276		0,201
ΔH		2,180		14,565		1,078
$\Delta R / \Delta H$		0,090		0,225		0,187

Tablo 5.3. %8 Bentonit katkısı numune – çap ve boy değişim oranları.

%8 - ÇAP VE BOY DEĞİŞİM ORANLARI						
	Orijinal	100 kPa	Orijinal	200 kPa	Orijinal	300 kPa
Çap (R)	5,000	4,995	5,000	4,990	5,000	4,995
Uzunluk (H)	11,810	11,797	10,400	10,381	10,450	10,061
ΔR		0,100		0,202		0,100
ΔH		0,106		0,182		3,725
$\Delta R / \Delta H$		0,938		1,108		0,027

Tablo 5.4. %15 Bentonit katkısı numune – çap ve boy değişim oranları.

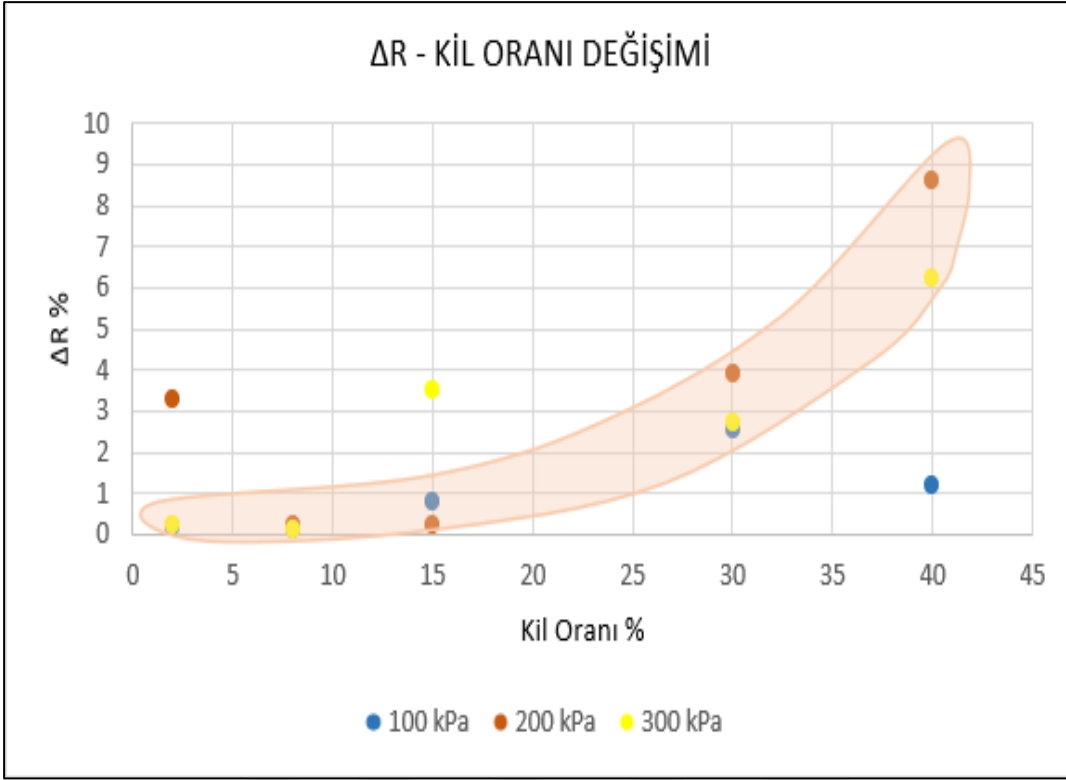
%15 - ÇAP VE BOY DEĞİŞİM ORANLARI						
	Orijinal	100 kPa	Orijinal	200 kPa	Orijinal	300 kPa
Çap (R)	5,000	4,960	5,000	4,989	5,000	4,824
Uzunluk (H)	10,770	10,727	10,740	10,536	10,000	9,808
ΔR		0,805		0,216		3,514
ΔH		0,402		1,895		1,917
$\Delta R / \Delta H$		2,001		0,114		1,833

Tablo 5.5. %30 Bentonit katkısı numune – çap ve boy değişim oranları.

%30 - ÇAP VE BOY DEĞİŞİM ORANLARI						
	Orijinal	100 kPa	Orijinal	200 kPa	Orijinal	300 kPa
Çap (R)	5,000	4,874	5,000	4,805	5,000	4,864
Uzunluk (H)	10,440	10,276	10,280	9,761	8,000	7,727
ΔR		2,529		3,902		2,713
ΔH		1,569		5,045		3,411
$\Delta R / \Delta H$		1,612		0,774		0,795

Tablo 5.6. %40 Bentonit katkısı numune – çap ve boy değişim oranları.

%40 - ÇAP VE BOY DEĞİŞİM ORANLARI						
	Orijinal	100 kPa	Orijinal	200 kPa	Orijinal	300 kPa
Çap (R)	5,000	4,941	5,000	4,570	5,000	4,689
Uzunluk (H)	9,780	9,343	9,530	8,946	10,240	9,680
ΔR		1,176		8,591		6,220
ΔH		4,463		6,124		5,470
$\Delta R / \Delta H$		0,264		1,403		1,137

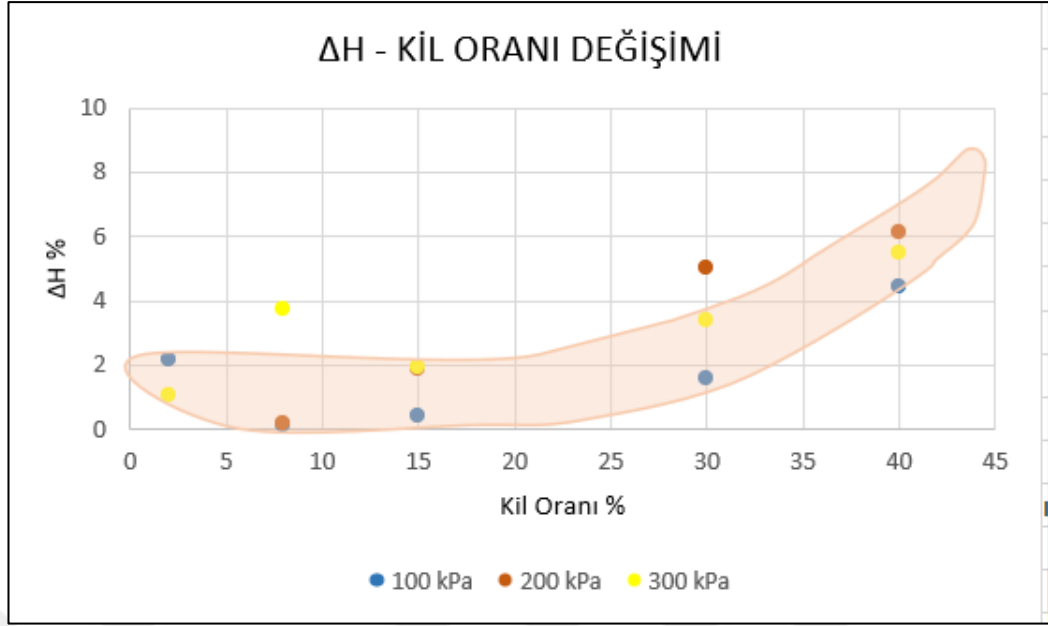


Şekil 5.20. ΔR – Kil oranı değişimi.

DeneySEL bulgular, kil oranı ile radyal deformasyon (ΔR) arasında doğrudan bir ilişki olduğunu göstermektedir (Şekil 5.20). Kil oranı arttıkça, özellikle 200 ve 300 kPa çevre basınçlarında, ΔR değerlerinde belirgin bir artış gözlemlenmiştir. Bu durum, yüksek kil içeriğinin zeminin plastisite özelliğini artırarak daha fazla radyal şekil değişimine olanak tanıdığını göstermektedir.

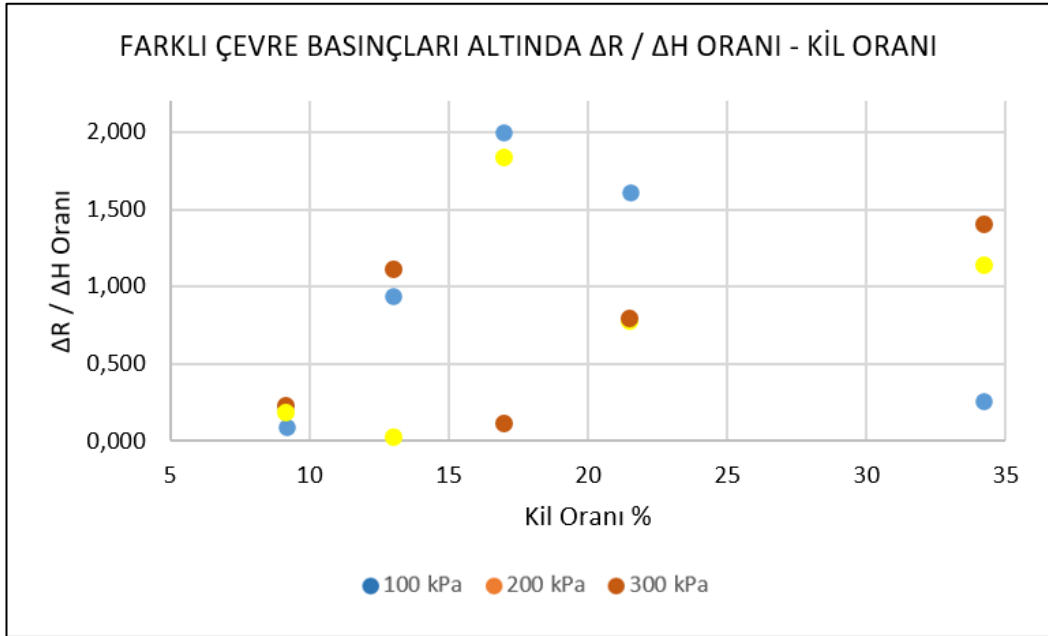
Düşük çevre basıncında (100 kPa) ΔR değerleri daha sınırlı kalmış ve bu da çevre basıncının deformasyon davranışında belirleyici bir faktör olduğunu ortaya koymuştur. Özellikle %30–40 kil oranlarında ΔR değerlerinin yüksek çıkması, yüksek plastisiteli karışımların yük altında daha fazla hacimsel yayılma eğiliminde olduğunu göstermektedir.

Sonuç olarak, kil oranı ve çevre basıncı birlikte değerlendirildiğinde, zemin karışımının deformasyon potansiyelinin daha isabetli ve güvenilir şekilde tahmin edilebileceği anlaşılmaktadır.



Şekil 5.21. ΔH – Kil oranı değişimi.

Şekil 5.21 ise artan kil oranı ile ΔH 'nin belirgin şekilde arttığını göstermektedir. Özellikle %30 ve üzeri kil içeren numunelerde deformasyon kabiliyeti çevre basıncına bağlı olarak daha da artmaktadır. Düşük kil oranlarında ise deformasyon oldukça sınırlıdır. Bu durum, bentonit katkısının zeminin hacimsel davranışını belirgin şekilde etkilediğini göstermektedir.



Şekil 5.22. Farklı çevre basınçları altında $\Delta R / \Delta H$ oranı ve kil oranı.

Şekil 5.22’ de x eksenine numune içerisindeki %kil oranını, y eksenine ise deformasyon oranını ($\Delta R / \Delta H$) göstermektedir. Y ekseninde yüksek değerler daha fazla yanall genişlemeyi gösterirken düşük değerler daha fazla düşey sıkışmayı göstermektedir. Numunelerde bulunan kil oranları Tablo 5.7’ de sunulmuştur.

Tablo 5.7. Numunelerdeki bentonit miktarına karşılık kil oranları.

BENTONİT MİKTARI	KİL MİKTARI %
2%	9,16
8%	13
15%	16,96
30%	21,5
40%	34,22

Deformasyon Davranışındaki Değişkenlik:

- $\Delta R / \Delta H$ oranı, özellikle 10–20% kil oranı aralığında çevre basıncına göre belirgin farklılıklar göstermektedir.
- Örneğin 15% kil oranında, 100 ve 300 kPa çevre basınçlarında $\Delta R / \Delta H$ oldukça yüksek (~2 civarında), ancak 200 kPa için düşüktür.
- Bu durum, orta kil oranlarında şekil değiştirmenin çevre basıncına çok daha duyarlı olduğunu gösterir.

Kil Oranı Arttıkça Deformasyon Rejimi:

- %30 üzeri kil içeriğinde, $\Delta R / \Delta H$ oranları çevre basıncına rağmen daha dengeye yakın ve daha düşük seviyelerde seyretmektedir.
- Bu durum, yüksek kil oranlarının zemin karışımını daha kohezif ve yapısal olarak daha stabil hale getirdiğini gösterir.
- Yüksek plastisite, radyal deformasyonun sınırlandığı ancak düşey deformasyonun devam ettiği bir duruma işaret edebilir.

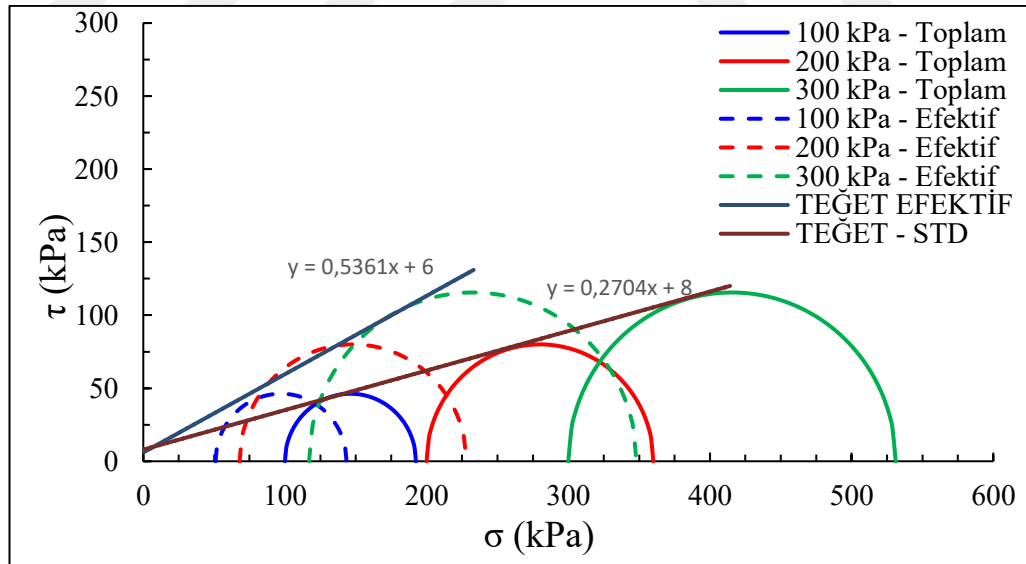
Çevre Basıncının Etkisi:

- 100 kPa basınç altında genellikle daha yüksek $\Delta R / \Delta H$ değerleri görülür. Bu, düşük çevre basıncında numunenin daha serbestçe şekil değiştirdiğini, özellikle radyal yönde genişlemeye eğilimli olduğunu gösterir.
- 300 kPa çevre basıncında ise değerler genel olarak daha düşüktür, bu da çevre basıncının numuneyi sıkıştırıcı etkisini açıkça ortaya koyar.

Deneysel veriler, farklı çevre basınçlarında $\Delta R / \Delta H$ oranının, kil oranına bağlı olarak değişkenlik gösterdiğini ortaya koymuştur. Özellikle %10–20 kil oranı aralığında çevre basıncı etkisi belirginleşmiş; düşük çevre basınçlarında numune daha fazla radyal deformasyon göstermiştir. Bu durum, zemin karışımının çevre basıncına karşı duyarlılığını ve plastisite artışının şekil değiştirme davranışını ne ölçüde etkilediğini göstermektedir.

Yüksek kil oranlarında ($\geq\%30$), $\Delta R / \Delta H$ oranları çevre basıncı farkına rağmen daha dengeli seyretmiş; bu da kilin deformasyon direnci ve yapısal kararlılığı artırıcı etkisini desteklemiştir. Bu bulgular, zeminlerin çevresel koşullara göre davranış tahminlerinin yapılmasında $\Delta R / \Delta H$ oranının önemli bir gösterge olabileceğini ortaya koymaktadır.

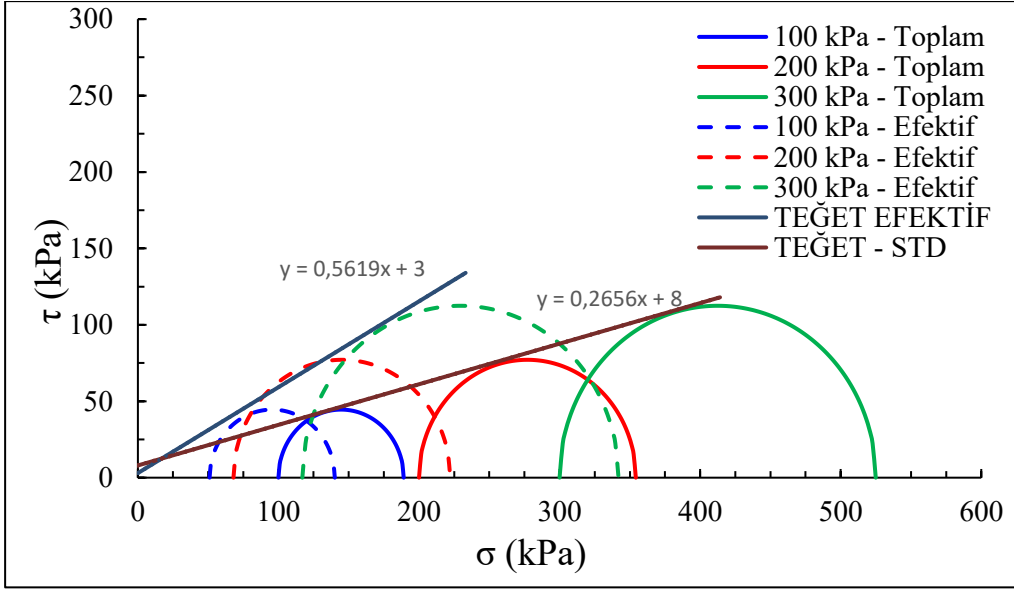
Elde edilen deney verileri ve fotoğraflama yöntemi (Şekil 5.26) ile ölçüm sonuçları göz önünde bulundurularak tüm numuneler için Mohr daireleri oluşturulmuş ve $c-\phi$ değerleri elde edilmiştir. Aynı çalışma Bardet (1997) (Şekil 5.23), Das ve Sivakugan (2008) (Şekil .24), ASTM D7181-20 (Şekil 5.25) hesap yöntemleri ile bulunan verilere göre de uygulanarak $c-\phi$ değerleri elde edilmiş ve kıyaslama tablosu oluşturulmuştur. Kıyaslama tablosu Tablo 5.8’de sunulmaktadır.



Şekil 5.23. %30 numunesi Bardet (1997) yöntemi Mohr dairesi.

Sonuçlar;

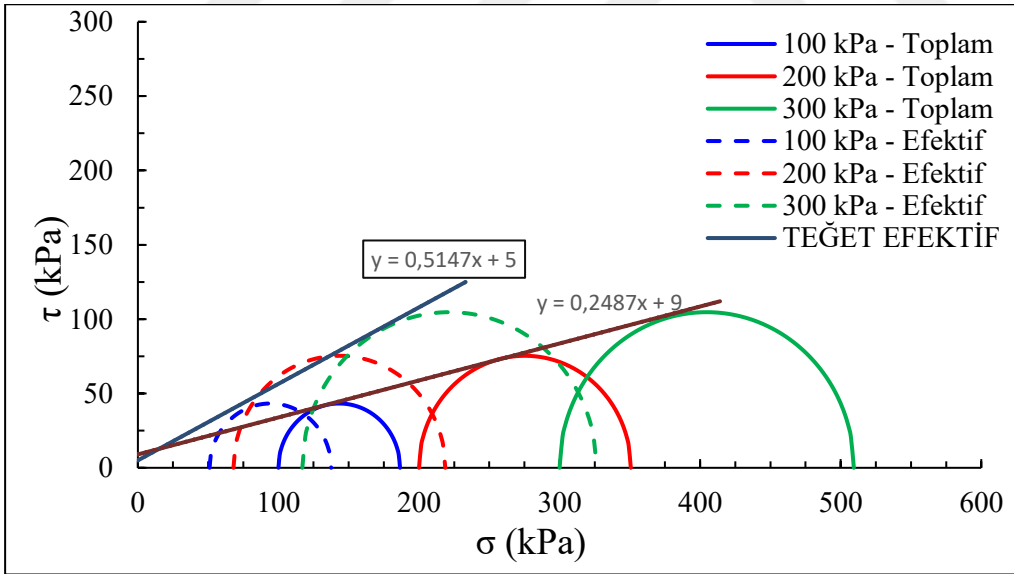
c	8
ϕ	15,1294
c'	6
ϕ'	28,1929



Şekil 5.24. %30 numunesi Das ve Sivakugan (2008) yöntemi Mohr dairesi.

Sonuçlar;

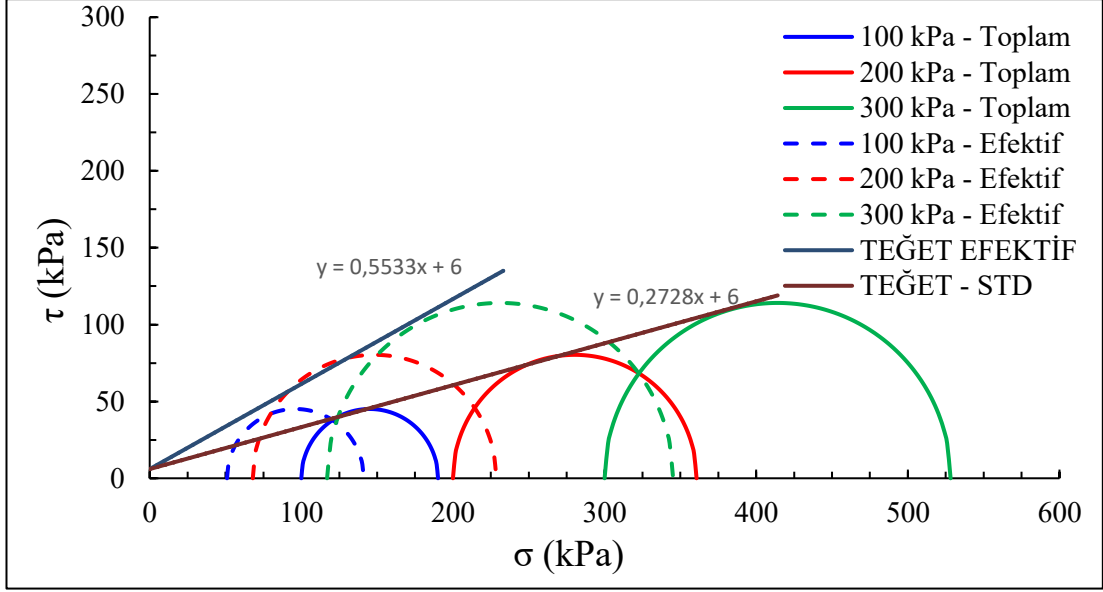
c	8
∅	14,8728
c'	3
∅'	29,3287



Şekil 5.25. %30 numunesi ASTM D7181-20 yöntemi Mohr dairesi.

Sonuçlar

c	9
∅	13,9647
c'	5
∅'	27,2321



Şekil 5.26. %30 numunesi fotoğraf ile ölçüm yöntemi Mohr dairesi.

Sonuçlar

c 6
 ϕ 15,2575
c' 6
 ϕ' 28,9528

Tablo 5.8. Hesap yöntemlerine ait c'/ ϕ ' mukayese tablosu.

C'/ ϕ ' MUKAYESE TABLOSU									
SIRA NO	NUMUNE BENTONİT ORANI	HACİM FARKI ORANI - BARDET		HACİM FARKI ORANI - DAS		HACİM FARKI ORANI - D7181		HACİM FARKI ORANI - Deney	
		C'	ϕ'	C'	ϕ'	C'	ϕ'	C'	ϕ'
1	2,00	0,00	33,86	0,00	33,86	0,00	34,38	0,00	33,86
2	8,00	0,00	30,23	0,00	30,11	0,00	29,49	0,00	29,99
3	15,00	3,00	32,23	3,00	31,87	3,00	31,52	3,00	32,63
4	30,00	6,00	28,19	3,00	29,33	5,00	27,23	6,00	28,95
5	40,00	11,00	20,89	11,00	20,89	14,00	11,86	20,00	21,74

Bardet (1997) ve Das ve Sivakugan (2008) yöntemlerine göre yapılan hesaplamalarda, drenajlı kohezyon (c') değerleri yalnızca yüksek bentonit katkı oranlarında artış göstermektedir. Bu durum, klasik yöntemlerin kohezyona etkilerini ancak belirli bir bentonit katkı eşiği aşıldıktan sonra algılayabildiğini göstermektedir.

Fotoğraflama yöntemiyle hesaplanan kohezyon (c) değerlerinde ise düşük katkı oranlarında dalgalanmalar gözlenmiştir. Bu durum, numunedeki kohezyon (c)

değerlerinin homojen dağılmadığını ve deneysel olarak yerel farklılıklar bulunduğunu ortaya koymaktadır.

Tüm yöntemlerde, bentonit katkısı arttıkça zemin yapısının daha plastisite kazandığı ve daneler arası sürtünmenin azaldığı gözlenmiştir. Bu, bentonitin boşlukları doldurma ve yüksek su tutma kapasitesi ile doğrudan ilişkilidir. Nitekim kayma direnci açısı (ϕ') tüm yöntemlerde düşme eğilimi gösterirken, c' bazı yöntemlerde artış göstermiştir. Bu durum, zeminin daha kohezyonel hale gelerek kesme direncinin parçacıklar arası sürtünmeden çok kohezyon etkisiyle taşındığını göstermektedir. Şekil 5.4.9'da, fotoğraflama yöntemi ile elde edilen c'/ϕ' değerleri, literatürde yer alan klasik yöntemlerle oranlanarak karşılaştırılmıştır. Bu analiz sonucunda, %15 bentonit katkısı içeren numunelerde fotoğraf yöntemi ile Das ve Sivakugan (2008) ve Bardet (1997) yöntemleri arasında yüksek düzeyde uyum olduğu, buna karşın ASTM D7181-20 yöntemi ile özellikle yüksek katkı oranlarında belirgin sapmalar gözlemlendiği belirlenmiştir.

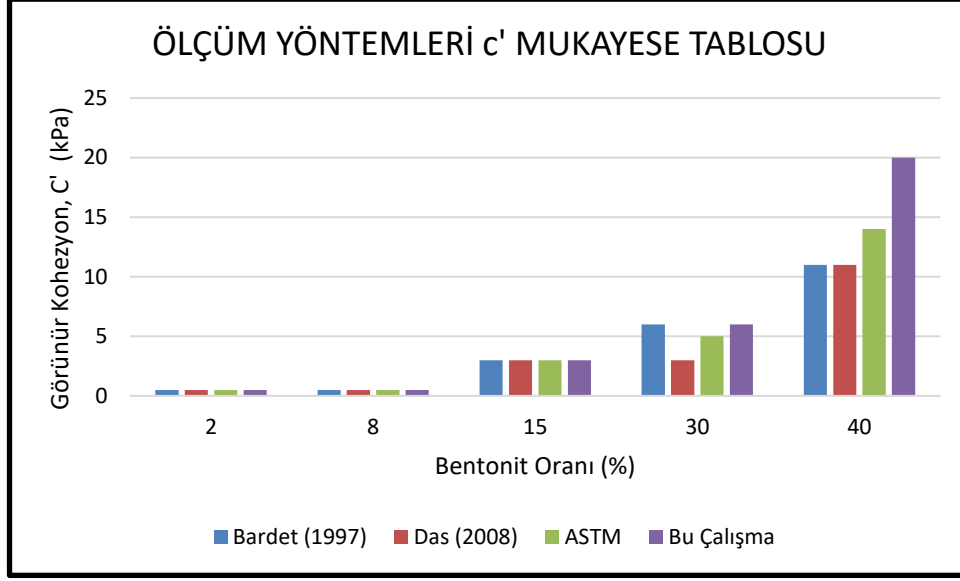
Das ve Sivakugan (2008) yöntemi, fotoğraflama yöntemiyle %0,95 sapma payı ile en yüksek uyumu sağlayan yöntem olmuştur.

Bardet (1997) yöntemi ile %1,44 sapma payı elde edilmiş ve bu değer Das yöntemine göre biraz daha fazla farklılık göstermiştir.

ASTM D7181-20 yöntemi ise %18,66 sapma oranı ile en düşük uyumu gösteren yöntem olmuştur.

Bu bulgular, yüksek plastisiteli ve su tutucu özellikli zeminlerde ASTM D7181-20 yönteminin sınırlı güvenilirliğe sahip olabileceğini düşündürmektedir.

Benzer bir karşılaştırma TÜBİTAK (2017) tarafından yapılan bir çalışmada da sunulmuştur. Bu çalışmada, sayısal görüntü bağıntı (SGB) yöntemi kullanılarak kompozit yapıların eğilme-burulma etkileşimi analiz edilmiş ve sapma oranının %5'ten az olduğu belirtilmiştir. Bu bağlamda, fotoğraflama yönteminin Bardet ve Das yöntemleriyle gösterdiği uyum, literatürde kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalmaktadır. Özellikle Das ve Sivakugan (2008) yöntemi ile gösterilen yüksek düzeyde uyum, fotoğraflama tabanlı deformasyon analizlerinin güvenilir bir alternatif hesap yöntemi olarak değerlendirilebileceğini ortaya koymaktadır.



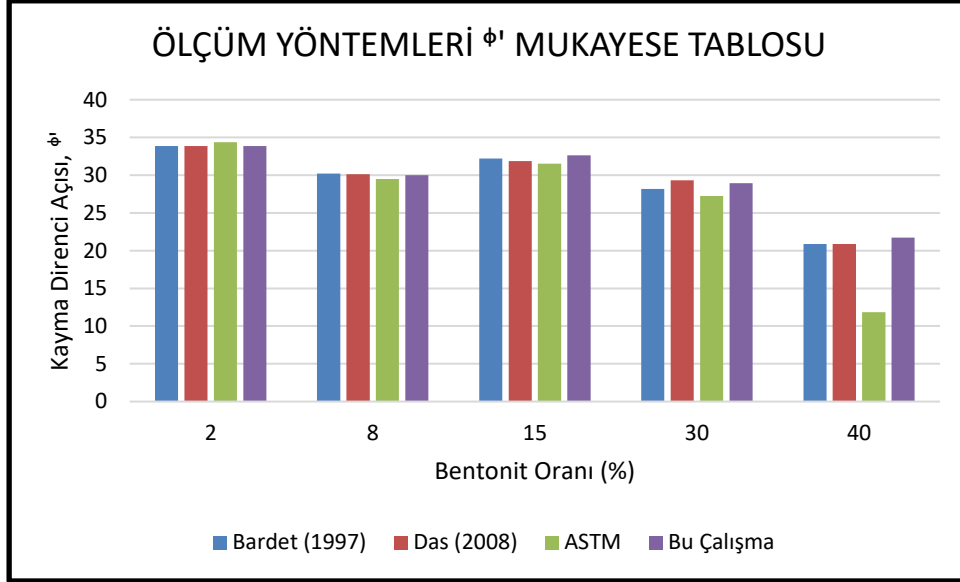
Şekil 5.27. Ölçüm yöntemlerine göre c' mukayese grafiği.

Şekil 5.27 incelendiğinde tüm yöntemlerde bentonit oranı arttıkça görünür kohezyon c' değerinin yükseldiği açıkça görülmektedir. Özellikle 30% ve 40% oranlarında kohezyonun (c) ciddi şekilde arttığı dikkat çekmektedir. Bu, bentonitin siltli zeminlerde kohezyon (c) artırıcı etkisini güçlü şekilde doğrulamaktadır. Düşük bentonit oranlarında (2%, 8%) tüm yöntemler birbirine oldukça yakın sonuçlar vermektedir. Bu, katkının sınırlı etkisi olduğu bu aralıklarda ölçüm yöntemlerinin benzer çıktılar ürettiğini göstermektedir. Yüksek bentonit oranlarında (30% ve özellikle 40%), Bu Çalışma verileri diğerlerinden belirgin şekilde yüksek sonuçlar vermiştir. Bu durum, kullanılan yöntemlerin hacimsel davranışa karşı daha duyarlı olduğunu veya laboratuvar koşullarının daha etkili olduğunu göstermektedir. 40% bentonit oranında, Bu Çalışma sonuçları yaklaşık 20 kPa civarına ulaşarak diğer kaynakların üzerinde yer almaktadır. Bu farklılık, çalışmada kullanılan triaxial test yönteminin, özellikle fotoğrafla hacimsel ölçüm yapma yaklaşımının, kohezyon (c) artışını daha hassas ölçtüğünü şeklinde yorumlanmaktadır.

Artan bentonit oranlarıyla birlikte kohezyon (c) değerlerinde doğrusal olmayan, fakat belirgin bir artış gözlenmiştir. Bu artış özellikle %30 ve %40 bentonit oranlarında keskinleşmektedir.

Literatürde yer alan Bardet (1997), Das ve Sivakugan (2008) ve ASTM D7181-20 standart yöntemleriyle elde edilen verilerle yapılan karşılaştırmalar sonucunda, bu çalışmada kullanılan yöntemle ölçülen kohezyon (c) değerlerinin daha yüksek çıktığı gözlenmiştir.

Elde edilen sonuçlar, kullanılan görüntü tabanlı hacimsel ölçüm yönteminin özellikle yüksek bentonit içeriğine sahip numunelerde daha hassas kohezyon (c) tayini yapılmasına olanak tanıdığını göstermektedir.



Şekil 5.28. Ölçüm yöntemlerine göre ϕ' mukayese grafiği.

Şekil 5.28 incelendiğinde bentonit oranı arttıkça tüm yöntemlerde kayma direnci açısında (ϕ) genel olarak azalma olduğu görülmektedir. Bu durum, bentonitin zemin yapısına katmış olduğu plastisite ve kayma esnasında kohezyonel davranışının artmasıyla açıklanabilmektedir.

Düşük bentonit oranlarında (özellikle %2), ϕ değerleri tüm kaynaklarda birbirine oldukça yakın olup yaklaşık 34° – 35° aralığında seyretmektedir. Bu durum, katkı miktarının sınırlı olması nedeniyle zemin matrisinin orijinal kayma özelliklerini koruduğunu göstermektedir.

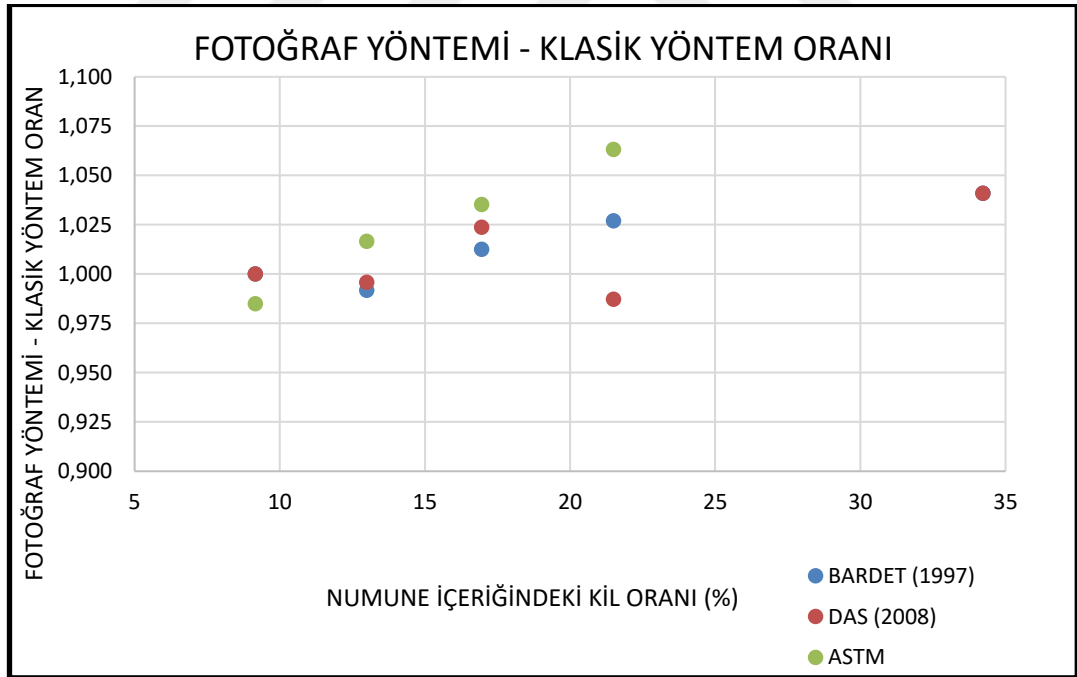
%8 bentonit oranında, kayma direnci açısında hafif bir azalma gözlenmiştir. Ancak bu azalma, tüm kaynaklarda paralel şekilde gerçekleşmiş ve ölçüm yöntemlerine göre farklılık göstermemiştir.

%15 bentonit oranında, ϕ' açısında geçici bir toparlanma veya yükselme eğilimi dikkat çekicidir. Bu durum, bentonitin zemine homojen şekilde dağılması ve matris yapıyı geçici olarak güçlendirmesi ile açıklanabilir. Bu çalışmada elde edilen ϕ' değeri, bu noktada diğer yöntemlerden biraz daha yüksek çıkmıştır.

%30 ve %40 bentonit oranlarında, tüm yöntemlerde ϕ' değerleri belirgin şekilde düşmüştür. Bu düşüş, bentonit miktarının artmasıyla birlikte zeminin iç yapısının daha plastik hale gelmesi ve parçacıklar arası sürtünmenin azalması ile ilişkilendirilebilir.

Bu çalışmanın özgün yöntemi, özellikle %15 oranında ϕ' değerini daha yüksek ölçmüştür; bu durum, kullanılan görüntü tabanlı hacim değişim analizinin, deformasyonla ilişkili direnç kayıplarını daha doğru yansıtmasından kaynaklanıyor olabilir.

Bentonit katkısı, görünür kohezyonda (c) artış sağlarken; kayma direnci açısı üzerinde genel olarak azaltıcı bir etki yaratmıştır. Yüksek bentonit oranlarında ϕ' değerlerindeki düşüş, zemin dayanım parametrelerinin sadece kohezyon (c) üzerinden değil, aynı zamanda iç yapıdan kaynaklanan sürtünme özellikleriyle birlikte ele alınması gerektiğini göstermektedir. Bu çalışmada kullanılan yöntem, bentonit katkılı zeminlerin kayma direnci davranışını belirlemede güvenilir ve duyarlı bir yaklaşım sunmaktadır. Bentonit oranı %40 olan numunenin ASTM yöntemiyle elde edilen sonucu, grafik ölçeğinin dışında kaldığı için grafikte gösterilememiştir. Ayrıca bu noktada Bardet ve DAS verileri üst üste geldiğinden, tek bir nokta gibi görünmektedir.



Şekil 5.29. Fotoğraf yöntemi – klasik yöntemler oranı.

Bu çalışma kapsamında, farklı oranlarda bentonit katkısı içeren siltli zeminlerin üç eksenli konsolidasyonlu-drenajlı (CU) deneyleri sırasında gösterdikleri hacimsel deformasyon davranışı, klasik ölçüm tekniklerine alternatif olarak geliştirilen fotoğraf

temelli analiz yöntemi ile incelenmiştir. Elde edilen bulgular, literatürde yaygın kabul gören Bardet (1997), Das ve Sivakugan (2008) ve ASTM D7181-20 yöntemleri ile karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir. Değerlendirme Şekil 5.29’da sunulmaktadır.

Grafikteki yatay eksen numunelerin kil içeriğini, dikey eksen ise “fotoğraf yöntemi / klasik yöntem” oranını göstermektedir.

Oran değeri 1,000 olan kırmızı referans çizgisi, iki yöntemin aynı sonucu verdiği durumu temsil eder. Verilere genel olarak bakıldığında:

%10–15 kil oranına kadar klasik yöntemler ile fotoğraf yöntemi arasında önemli bir fark bulunmamaktadır. Ölçüm sonuçları birbirine çok yakındır ve oran genellikle 0,98–1,02 aralığında kalmaktadır. Ancak kil oranı %20 ve üzerine çıktığında, fotoğraf yöntemi ile klasik yöntem arasındaki fark artmaktadır. Oran değerleri çoğunlukla 1,02’nin üzerinde çıkmakta, bazı durumlarda bu fark %5’e kadar ulaşmaktadır. Bu durum özellikle ASTM D7181-20 verilerinde belirgin olup, yöntemler arası sapma daha net görülmektedir.

Bu bulgular, özellikle yüksek plastisiteli zeminlerde hacimsel deformasyonun izlenmesinde kullanılan yöntemin, ölçüm doğruluğu üzerinde belirleyici olduğunu göstermektedir.

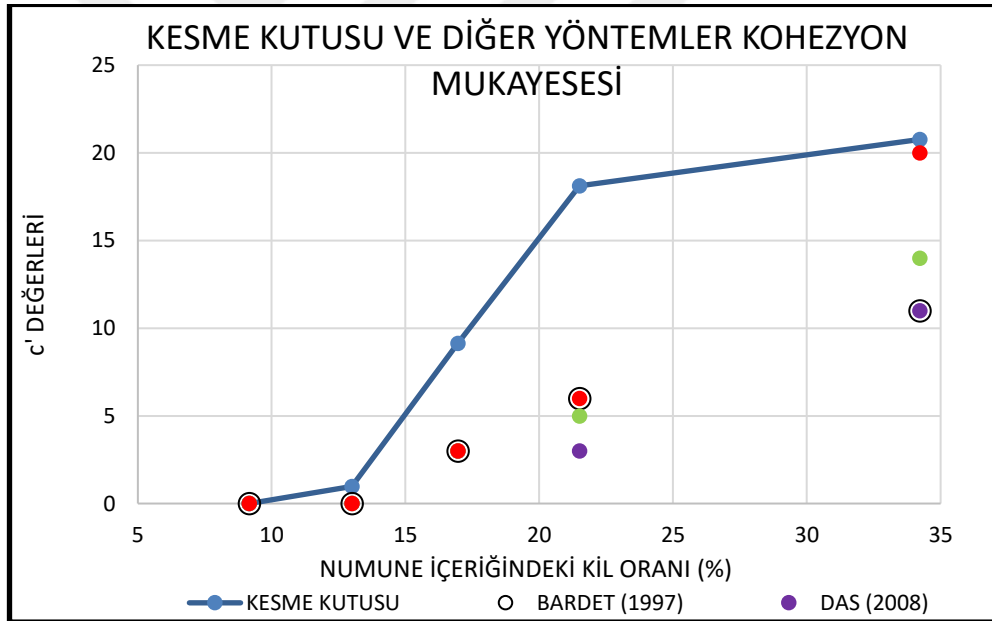
Bardet ve Das yöntemleri, düşük kil oranlarında fotoğraf yöntemiyle uyumlu sonuçlar üretmiş, ancak ASTM D7181-20 yöntemi önemli ölçüde hacim değişimini eksik ölçmüştür. ASTM D7181-20 yönteminde %18,66’lık fark, klasik sistemin yüksek plastisiteli numunelerde deformasyonu algılamada yetersiz kaldığını ortaya koymaktadır.

Fotoğraf yöntemi ise, deformasyonun üç boyutlu yüzey hareketlerini izleyerek, hacim değişimini yerel deformasyonlara duyarlı ve sürekli biçimde hesaplayabilmektedir. Bu da yöntemin özellikle kil oranı yüksek numunelerde daha doğru sonuçlar ürettiğini göstermektedir.

Bozarslan, İ. (2025), Bentonit Katkılı Siltli Numunelerin Kesme Kutusu Davranışı. Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi (Hazırlanmakta) verilerinde aynı numuneler üzerinde kesme kutusu deneyi yapılmıştır.

Bozarslan, İ. (2025), söz konusu söz konusu deneyleri direkt kesme kutusu aletinde drenajlı koşullar altında gerçekleştirmiştir. Araştırmacı her bir farklı kil oranına sahip

numuneyi gerekli konsolidasyon basınçlarında konsolide etmiş, düşey deformasyona karşılık yatay deformasyon grafikleri elde etmiş ve buradan bulunduğu konsolidasyonun %50'sinin tamamlanması için gerekli süre (t_{50}) tayin edilmiş ve bu zamanlar göz önüne alınarak kesme kutusunda tam drenajın sağlanması için gerekli kesme hızı bulunmuştur. Dolayısıyla Bozarslan (2025)'in bulunduğu parametreler drenaj sağladığı için efektif parametrelerdir (c'/ϕ). Bu tez kapsamında yapılan CU deneylerinde toplam gerilmeler cinsinden kayma direnci parametreleri bulunabileceği gibi (c'/ϕ) deney sırasında kesme anında boşluk suyu basınçları da ölçüldüğünden, ölçülen boşluk suyu basınçları göz önüne alınarak efektif parametreler kolaylıkla tayin edilebilir (c'/ϕ). Bu sebeple karşılaştırmalarda her iki deneyin (kesme kutusu – CU) efektif parametreleri mukayese edilmiştir. Şekil 5.30'da tüm yöntemlere göre bulunan kohezyon (c') ve Şekil 5.31'de tüm yöntemlere göre bulunan kayma direnci açısı (ϕ) değerlerine ait kıyaslamalar yapılmıştır.



Şekil 5.30. Kesme kutusu ve çalışma yöntemleri ile kohezyon (c') mukayese grafiği.

Şekil 5.29 incelendiğinde, %2 ve %8 bentonit katkılarında kesme kutusu yöntemi ile elde edilen kohezyon (c') değerleri oldukça düşük (yaklaşık 0–1 kPa) olup, literatür verileriyle de uyumlu bir seyir izlemektedir. Bu oranlarda farklı yöntemlerle elde edilen veriler arasında önemli bir fark gözlenmemektedir.

%15 katkı oranından sonra kesme kutusu yöntemiyle elde edilen kohezyon (c') değerlerinde belirgin bir artış gözlenmektedir. Özellikle %30 ve %40 katkı oranlarında

bu artış daha da hızlanarak 18 ve 21 kPa seviyelerine ulaşmıştır. Bu artış, bentonitin kohezyona (c) katkısının yoğunlaştığını göstermektedir.

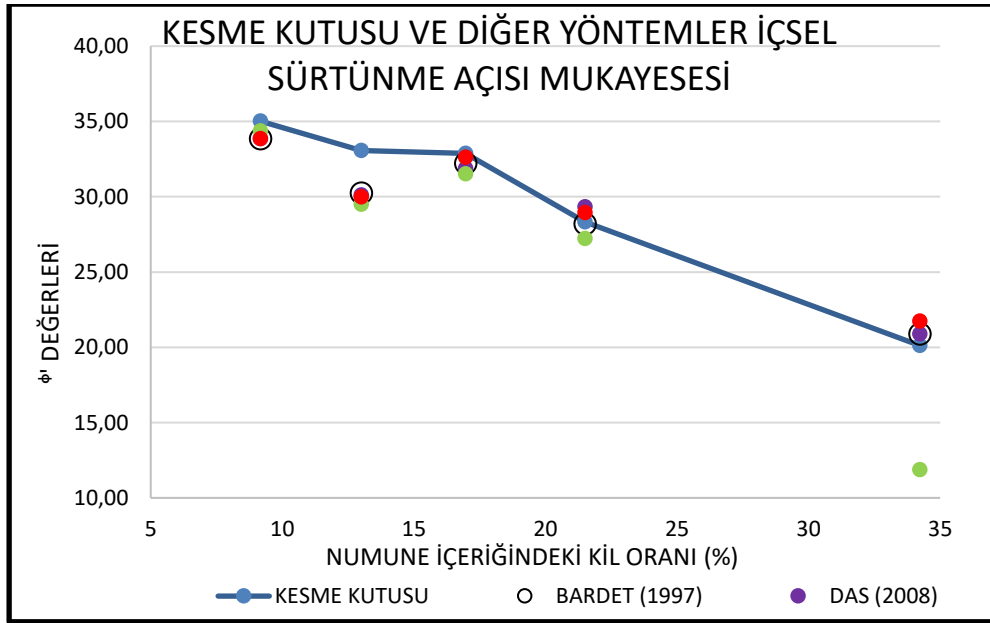
Buna karşılık, aynı katkı oranlarında Bardet (1997), Das ve Sivakugan (2008), ASTM D7181-20 kaynaklı literatür verileri kesme kutusu sonuçlarına göre daha düşük kalmaktadır. Örneğin:

%30 katkı oranında ASTM D7181-20 ve Das ve Sivakugan (2008) verileri yaklaşık 5–6 kPa civarındadır.

%40 katkı oranında tüm yöntemlerin sonuçları birbiriyle yakınlaşsa da, kesme kutusu yöntemi en yüksek değeri vermeye devam etmektedir.

Bu durum, hesaplama temelli yöntemlerin özellikle %15 katkı oranından sonra kohezyon (c) değerini düşük tahmin etme eğiliminde olduğunu göstermektedir. Ayrıca düşük katkı oranlarında (özellikle %0–10 aralığında), yöntemler arası farklar az olsa da ASTM D7181-20 ve Das ve Sivakugan (2008) yöntemlerinin bazı sapmalara yol açabileceği de dikkat çekmektedir.

Bu çalışmanın deneysel yöntemi ile kesme kutusu yöntemi arasında iyi bir uyum gözlenmiştir. Her iki yöntem de, hesaplama temelli literatür verilerine kıyasla kohezyonu (c) daha yüksek tahmin ederek, özellikle yüksek bentonit oranlarında zemin dayanımını daha doğru yansıtmaktadır.



Şekil 5.31. Kesme kutusu ve çalışma yöntemleri ile kayma direnci açısı (ϕ) mukayese grafiği.

Şekil 5.31 incelendiğinde ise düşük bentonit oranlarında (%2–8), tüm yöntemler (kesme kutusu, bu çalışma ve literatür verileri) birbirine oldukça yakın f değerleri üretmiştir (yaklaşık 32–35°). Bu da düşük katkılarda yöntemler arasında iyi bir tutarlılık olduğunu gösterir.

%15 ve %30 katkı oranlarında, kayma direnci açısı (ϕ) kesme kutusu verilerinde kademeli olarak azalmıştır. Bu düşüş, bentonitin zemindeki kayma direncini sınırlamaya başlamasıyla ilişkilidir.

Bu çalışmanın verileri, genellikle kesme kutusu değerlerine çok yakın seyretmekte, bazı katkı oranlarında ise biraz daha yüksek f değerleri vermektedir. Bu durum, kullanılan yöntemin kesme davranışını yakalama konusunda başarılı olduğunu göstermektedir.

%40 katkı oranında, ASTM D7181-20 verisi dışındaki tüm yöntemler yaklaşık 20–22° civarındaki değerlerde buluşurken, ASTM D7181-20 belirgin şekilde düşük bir sonuç (yaklaşık 14°) vermiştir. Bu sapma, ASTM D7181-20 yönteminin yüksek katkı oranlarında kayma direnci açısını (ϕ) düşük tahmin etme eğilimini ortaya koymaktadır.

Bu çalışmanın verileri ile kesme kutusu yöntemi arasında yüksek düzeyde uyum gözlenmiştir. Düşük katkı oranlarında tüm yöntemler birbirine yakın sonuçlar verirken, yüksek katkılarda ASTM D7181-20 yöntemi dışındaki tüm yöntemler benzer eğilimler göstermektedir. Bu da, hem bu çalışmada kullanılan yöntemin hem de kesme kutusu deneylerinin, zemin davranışını güvenilir şekilde temsil ettiğini göstermektedir.

Sonuç olarak, fotoğraflama yöntemi hem kayma direnci açısı (ϕ) hem de kohezyon (c) değerlerinde, klasik yöntemlerle genel olarak uyumlu sonuçlar vermekte ve özellikle deformasyon takibi açısından sağladığı doğrudan gözlem avantajıyla deneysel analizlerde destekleyici bir araç olarak öne çıkmaktadır.



6. SONUÇLAR

Bu çalışmada, üç eksenli hücre kesme deneylerinde silt numunelerin hacimsel davranışları fotoğraflama yöntemi ile hesaplanmış ve bu yöntem Bardet (1997), Das ve Sivakugan, (2008), ASTM D7181-20 hesaplama yaklaşımları ile karşılaştırılmıştır. Yapılan analizler neticesinde, farklı bentonit oranlarına sahip numuneler üzerinde elde edilen hacim değişimi verileri üzerinden fotoğraf yöntemi ile elde edilen sonuçların, klasik yöntemlere göre uyum düzeyleri belirlenmiştir.

Das ve Sivakugan, (2008) yöntemi, %0.95' lik sapma oranı ile fotoğraflama yöntemiyle en yüksek uyum sağlayan yaklaşım olmuştur. Bu durum, Das ve Sivakugan, (2008) yönteminin hacim değişimini hesaplarken fotoğraflama yöntemi ile benzer eğilimler göstermesi açısından önemlidir. Bardet (1997) yöntemi ile %1.44 sapma oranı elde edilmiş olup, bu değer Das ve Sivakugan, (2008) yöntemine göre biraz daha fazla farklılık gösterse de fotoğraflama yöntemiyle oldukça yüksek bir uyum göstermiştir. ASTM D7181-20 yöntemi ise %18.66 sapma oranı ile fotoğraflama yöntemi ile en düşük uyumu gösteren yöntem olarak öne çıkmıştır. Bu durum, ASTM D7181-20 yönteminin daha farklı varsayımlara dayandığını ve numunenin deformasyonunu fotoğraflama tekniğiyle tam olarak temsil edemediğini göstermektedir.

Ayrıca yapılan üç eksenli kesme deneyleri sonucunda elde edilen kohezyon (c') ve kayma direnci açısı (ϕ) parametreleri, kullanılan yöntemlere göre değişiklik göstermiştir. Bentonit oranı arttıkça hacimsel deformasyonun daha belirgin hale geldiği ve bu durumun özellikle yüksek bentonit içerikli numunelerde farklı yöntemlerin sonuçlarını daha da ayrıştırdığı gözlemlenmiştir.

Sonuç olarak, hacimsel deformasyonun tespitinde fotoğraflama yöntemi, özellikle Das ve Sivakugan, (2008) ve Bardet (1997) yöntemleri ile yüksek oranda uyum göstermiştir. Bu da fotoğraflama yönteminin, geleneksel yöntemlere kıyasla en azından eşdeğer güvenilirlikte bir alternatif olabileceğini ortaya koymaktadır. Özellikle sayısal görüntü işleme ve dijital analiz tekniklerinin gelişmesiyle birlikte, bu yöntemin daha da hassaslaştırılarak yaygınlaşabileceği değerlendirilmektedir.

Genel değerlendirme sonucunda, fotoğraf yöntemi özellikle Das ve Sivakugan, (2008) yöntemi ile yüksek düzeyde bir tutarlılık sergileyerek, hacimsel deformasyon analizlerinde uygulanabilir ve geğerli bir alternatif yöntem olarak öne çıkmaktadır. Sonuçlar yöntemin, düşük maliyetli, hızlı ve tekrarlanabilir nitelikleri, zemin mekaniği laboratuvarlarında klasik yöntemlere ek olarak faydalı bir ölçüm aracı olarak kullanılabileceğini göstermektedir. Bununla birlikte, fotoğraflama yöntemi her iki parametrede de hem Şekil değişimini takip edebilmesi hem de yapısal dayanım davranışlarını görselleŐtirmesi nedeniyle, özellikle zemin deformasyonunu izleme açısından değerli ve tamamlayıcı bir yöntem olarak değerlendirilmektedir.



KAYNAKLAR

- Amar, S. (1972). *Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents: Comparaison des résultats*. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées.
- Arel, E., & Önalp, A. (2012). Geotechnical properties of Adapazari silt. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(4), 709-720. <https://doi.org/10.1007/s10064-012-0443-6>.
- Bağca, İ. (2024). *İnce daneli zeminlerde kil içeriğinin kayma direncine etkisi* [Yüksek lisans tezi]. Sakarya Üniversitesi.
- Bardet, J.P. (1997). *Experimental Soil Mechanics*. Pearson.
- Bishop, A. W., & Eldin, G. (1950). *The measurements of soil properties in triaxial test*. Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Bol, E. (2003). *Adapazari zeminlerinin geoteknik özellikleri*. Sakarya Üniversitesi Yayını.
- Bol, E., Özocak, A., & Sert, S. (2014). Koni penetrasyon deneyi ile zeminlerin karakterizasyonu. *Academic Platform-Journal of Engineering and Science*, 2(2), 22-33. <https://dergipark.org.tr/tr/download/article-file/25211>.
- Brandon, T. L., Rose, A. T., & Duncan, J. M. (2006). Drained and undrained strength interpretation for low-plasticity silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(2), 250-257.
- Budhu, M. (2010). *Soil mechanics and foundations* (3rd ed.). John Wiley & Sons.
- Chen, C.L. (2023). Consolidated drained triaxial test on treated coastal soil and its application in foundation design. *International Journal of Geomechanics*, 23.
- Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *Mémoires de l'Académie Royale des Sciences*, 3(37), 343.
- Craig, R. F. (2004). *Craig's soil mechanics* (7th ed.). Spon Press.
- D4318-10, A. (2010). *Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils*. ASTM International. doi:<https://doi.org/10.1520/D4318-10>.
- D7181, A. (2020). *Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test on saturated cohesive soils (ASTM D7181-20)*. ASTM International. doi:<https://doi.org/10.1520/D7181-20>
- Das, B. M. (2002). *Soil mechanics laboratory manual* (6th ed.). University Press.
- Das, B. M. (2008). *Advanced soil mechanics*. Taylor & Francis.
- Das, B. M. (2014). *Principles of geotechnical engineering* (8th ed.). Cengage Learning.

- Deniz, A. T. (2014). Bentonit katkılı zeminlerin mekanik özellikleri üzerine deneysel bir çalışma. *Jeoteknik Dergisi*, 12, doi:<https://doi.org/xx.xxx/yyyy>
- Fayek, S., Zhang, X., Galinmoghadam, J., & Cawlfild, J. (2023). Point density for soil specimen volume measurements in image-based methods during triaxial testing. *Acta Geotechnica*, 18(11), 5661-5679.
- Golder, H. Q., & Skempton, A. W. (1948). The angle of shearing resistance in cohesive soils for tests at constant water content. In *Proc., 2nd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 1, pp. 185-192).
- Görgün, B., & Ural, N. (2018). Veyn kesme deneyi ile siltli zeminlerin kayma dayanımına kil yüzdesinin etkisinin incelenmesi. *Engineering Sciences*, 13(4), 334-343. <http://dx.doi.org/10.12739/NWSA.2018.13.4.1A0424>.
- Hall, S. A. (2005). *Digital image correlation for analyzing soil deformation: Laboratory applications*. ASTM International.
- Head, K. H. (1986). *Manual of soil laboratory testing, volume 3: Effective stress tests* (1st ed.). Pentech Press.
- Holtz, R. D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering* (2nd ed.). Prentice-Hall.
- International, A. (2011). *ASTM D7181-11: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*. ASTM International D7181-11.
- International, A. (2011). *ASTM D7181-11: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*. ASTM International.
- International, A. (2011). *tandard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System) (ASTM D2487-11)*. doi:<https://doi.org/10.1520/D2487-11>.
- İspiroğlu, M. (2016). *İnce daneli zeminlerde drenajlı kayma direnci parametrelerinin tayini* [Yüksek lisans tezi]. Sakarya Üniversitesi.
- Kuerbis, R., & Vaid, Y.P. (1988). Sand sample preparation-the slurry deposition method. *Soils and Foundations*, 28(4), 107-118.
- Laloui, L. D. (2006). Experimental and numerical investigations of thermo-mechanical behaviour of clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(11). doi:<https://doi.org/10.1002/nag.536>
- Li, Z.S., Korkiala-Tanttu, L., & Sołowski, W. (2023). Measurement of three-dimensional shrinkage deformations and volumes of stabilised soft clay during drying with Structure from Motion photogrammetry. *Acta Geotechnica*, 18(10), 5319-5339. doi:<https://doi.org/10.1007/s11440-023-01898-1>
- Nash, K.L. (1953). *The shearing resistance of a fine closely graded sand*. Proceedings.
- Önalp, A. (2018). *Geoteknik bilgisi 1: Zeminler ve mekaniği - Çözümlü problemlerle*. Birsen Yayınevi.
- Önalp, A. (2007). *Geoteknik bilgisi 1: Zeminler ve mekaniği*. Birsen Yayınevi.
- Özaydın, K. (2010). *Zemin mekaniği*. Birsen Yayınevi.

- Penman, A. (1953). *Shear characteristics of a saturated silt measured in triaxial*. Geotechnique.
- Scott, R.F. (1987). Failure. *Géotechnique*, 37(4), 423-466. <https://doi.org/10.1680/geot.1987.37.4.423>.
- Sivrikaya, O. (2009). *Arazi deneyleri ve geoteknik tasarımda kullanımları*. Birsen Yayınevi.
- Srokosz, P.E., Bujko, M., Bocheńska, M., & Ossowski, R. (2021). Optical flow method for measuring deformation of soil specimen subjected to torsional shearing. *Measurement*, 174, 109064. doi:<https://doi.org/10.1234/jgr.2023.045>.
- Sutton, M.A. (2009). *Digital image correlation for shape and deformation measurements*. Springer Handbook of Experimental Solid Mechanics.
- Terzaghi, K. V. (1936). The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. In *First international conference on soil Mechanics, 1936* (Vol. 1, pp. 54-59).
- Tonyalı, İ. (2011). *Laboratuvar, arazi ve jeofizik deney sonuçlarını kullanan zemin taşıma gücü hesap yöntemlerinin incelenmesi ve karşılaştırılması* [Yüksek lisans tezi]. İstanbul Teknik Üniversitesi.
- Tresca, H. (1869). Mémoire sur l'écoulement des corps solides soumis à de fortes pressions. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences*, 69, 754-758.
- TÜBİTAK. (2017). *Kompozit yapılarda eğilme-burulma etkileşiminin sayısal görüntü bağıntı (SGB) yöntemi ile belirlenmesi ve türbin kanatlarında eğilme-burulma etkileşimini kullanarak yatay eksen rüzgar türbinlerinde yük azaltılması*. <https://app.trdizin.gov.tr/publication/project/detail/TVRneU5qazUhttps://hdl.handle.net/11511/50022>.
- Wang, P., Guo, X., Sang, Y., Shao, L., Yin, Z., & Wang, Y. (2020). Measurement of local and volumetric deformation in geotechnical triaxial testing using 3D-digital image correlation and a subpixel edge detection algorithm. *Acta Geotechnica*, 15(10), 2891-2904. doi:<https://doi.org/10.1007/s11440-020-00944-7>.
- White, D. J., Take, W.A., & Bolton, M.D. (2003). Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. *Geotechnique*, 53(7), 619-631. doi:<https://doi.org/10.1680/geot.2003.53.7.619>.



ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Cemre MUHİKANCI

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Ön lisans** : 2017, Erzurum Atatürk Üniversitesi, Açıköğretim Fakültesi, İş Sağlığı ve Güvenliği
- **Lisans** : 2018, Bülent Ecevit Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
- **Yüksek lisans** : 2025, Sakarya Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programı

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- GLK Proje Yönetimi, Saha Kontrol ve Koordinasyon, 2018-2019
- EPAS Proje ve Müşavirlik, Saha Kontrol ve Müşavirlik, 2019-2022
- EPAS Proje ve Müşavirlik, Proje Koordinatörü, 2022-Günümüz

TEZDEN ÜRETİLEN ESERLER:

- Comparison Of Post-Consolidation Dimensions Obtained By Photographic And Conventional Methods Under Consolidated Undrained Conditions In Bentonite-Amended Silts, <https://doi.org/10.30546/19023.978-9952-8566-2-0.2025.6310>.