

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

**BENTONİT KATKILI SİLTİLİ NUMUNELERİN  
KONSOLİDASYONLU-DRENAJSIZ ÜÇ EKSENLİ (CU)  
DAVRANIŞI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Yunus CANTÜRK**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Geoteknik Bilim Dalı**

**HAZİRAN 2025**



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

**BENTONİT KATKILI SİLTİLİ NUMUNELERİN  
KONSOLİDASYONLU-DRENAJSIZ ÜÇ EKSENLİ (CU)  
DAVRANIŞI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Yunus CANTÜRK**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Geoteknik Bilim Dalı**

**Tez Danışmanı: Prof. Dr. Ertan BOL**

**HAZİRAN 2025**



Yunus CANTÜRK tarafından hazırlanan “BENTONİT KATKILI SİTLİ NUMUNELERİN KONSOLİDASYONLU-DRENAJSIZ ÜÇ EKSENLİ (CU) DAVRANIŞI” adlı tez çalışması 18.06.2025 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği/oy çokluğu ile Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Bilim Dalı’nda Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

### Tez Jürisi

**Jüri Başkanı :** **Prof. Dr. Ertan BOL (Danışman)** .....  
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 “**BENTONİT KATKILI SİLTİLİ NUMUNELERİN KONSOLİDASYONLU-DRENAJSIZ ÜÇ EKSENLİ (CU) DAVRANIŞI**” 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).

Yunus CANTÜRK





## TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim boyunca bilgi ve birikimlerinden faydalandığım, geoteknik alanında merak uyandırıp kendimi geliştirmemde tüm içtenliğiyle bana yardım eden çok değerli danışman hocam Prof. Dr. Ertan BOL'a teşekkürlerimi sunarım.

Yine Sakarya Üniversitesi geoteknik çalışma grubu çatısı altında danışman hocam kadar bana yardımcı olan Prof. Dr. Aşkın ÖZOCAK, Prof Dr. Sedat SERT, Dr. Emre AKMAZ, Arş. Gör. Eylem ASLAN hocalarıma ve laboratuvar çalışmalarındaki yardımlarından dolayı tekniker Recep EYÜPLER ve tekniker Sebahattin İŞ'e teşekkürlerimi sunarım..

Yüksek lisans eğitimim boyunca desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen İlknur TURHAN'a, ayrıca katkılarından dolayı Abdullah FİLİZ ve Fatih KÜÇÜK'e teşekkür ederim.



## İÇİNDEKİLER

### Sayfa

|                                                                             |           |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----------|
| ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ .....                           | v         |
| TEŞEKKÜR .....                                                              | vii       |
| İÇİNDEKİLER .....                                                           | ix        |
| SİMGELER .....                                                              | xi        |
| KISALTMALAR .....                                                           | xiii      |
| TABLO LİSTESİ .....                                                         | xv        |
| ŞEKİL LİSTESİ .....                                                         | xvii      |
| ÖZET .....                                                                  | xix       |
| ABSTRACT .....                                                              | xxi       |
| <b>1. GİRİŞ .....</b>                                                       | <b>1</b>  |
| 1.1. Tezin Kapsamı .....                                                    | 2         |
| 1.2. Tezin Amacı .....                                                      | 2         |
| <b>2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI .....</b>                                       | <b>5</b>  |
| 2.1. Zeminlerin Kayma Direnci .....                                         | 5         |
| 2.2. Mohr-Coulomb Kırılma Hipotezi .....                                    | 7         |
| 2.3. Drenajlı Kayma Direnci .....                                           | 10        |
| 2.4. Drenajsız Koşullarda Kayma Direncinin Tespiti .....                    | 11        |
| 2.4.1. Arazi deneyleri .....                                                | 12        |
| 2.4.2. Laboratuvar deneyleri .....                                          | 13        |
| <b>3. MATERYAL VE METOD .....</b>                                           | <b>19</b> |
| 3.1. Malzemeler .....                                                       | 19        |
| 3.2. Yeniden Oluşturulmuş Deney Numunelerinin Fiziksel Özellik Tayini ..... | 20        |
| 3.2.1. Piknometre (özkül ağırlık) deneyi .....                              | 20        |
| 3.2.2. Atterberg kıvam limitleri .....                                      | 21        |
| <b>4. KONSOLİDASYONLU-DRENAJSIZ (CU) ÜÇ EKSENLİ HÜCRE DENEYİ .....</b>      | <b>27</b> |
| 4.1. Numunelerin Bulamaç (Slurry) Yöntemiyle Hazırlanması .....             | 28        |
| 4.2. Konsolidasyonlu-Drenajlı CU Deneyinin Yapılması .....                  | 29        |
| <b>5. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ .....</b>                        | <b>31</b> |
| 5.1. Konsolidasyon Sonrası Numune Boyutlarının Hesaplanması .....           | 31        |
| 5.2. CU Deney Sonuçları .....                                               | 31        |
| 5.2.1. Tüm Numuneler için Gerilme-Deformasyon İlişkileri .....              | 31        |
| 5.2.2. Mohr Daireleri ve Yenilme Zarfları .....                             | 32        |
| <b>6. SONUÇ VE ÖNERİLER .....</b>                                           | <b>39</b> |
| <b>KAYNAKÇA .....</b>                                                       | <b>41</b> |
| <b>ÖZGEÇMİŞ .....</b>                                                       | <b>43</b> |



## SİMGELER

|          |                                               |
|----------|-----------------------------------------------|
| $c$      | : Toplam Kohezyon (kPa)                       |
| $c'$     | : Efektif Kohezyon (kPa)                      |
| $\phi$   | : Toplam İçsel Sürtünme Açısı ( $^{\circ}$ )  |
| $\phi'$  | : Efektif İçsel Sürtünme Açısı ( $^{\circ}$ ) |
| $\sigma$ | : Normal Gerilme (kPa)                        |
| $\tau$   | : Kayma Gerilmesi (kPa)                       |



## KISALTMALAR

|                      |                                                       |
|----------------------|-------------------------------------------------------|
| <b>CD</b>            | : Konsolidasyonlu-Drenajlı Üç Eksenli Basınç Deneyi   |
| <b>CH</b>            | : Yüksek Plastisiteli Kil                             |
| <b>CL</b>            | : Düşük Plastisiteli Kil                              |
| <b>CPT</b>           | : Koni Penetrasyon Deneyi                             |
| <b>CU</b>            | : Konsolidasyonlu-Drenajsız Üç Eksenli Basınç Deneyi  |
| <b>G<sub>s</sub></b> | : Özgöl Ağırlık                                       |
| <b>LL</b>            | : Likit Limit (%)                                     |
| <b>ML</b>            | : Düşük Plastisiteli Silt                             |
| <b>PI</b>            | : Plastisite İndeksi (%)                              |
| <b>PL</b>            | : Plastik Limit (%)                                   |
| <b>SPT</b>           | : Standart Penetrasyon Deneyi                         |
| <b>UU</b>            | : Konsolidasyonsuz-Drenajsız Üç Eksenli Basınç Deneyi |
| <b>U<sub>w</sub></b> | : Boşluk Suyu Basıncı (kPa)                           |





## TABLO LİSTESİ

|                                                                                                                                       |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Tablo 2.1.</b> Farklı kırılma teorileri analizi, (Budhu, 2011) .....                                                               | 6  |
| <b>Tablo 2.2.</b> Farklı kırılma-yenilme kriterleri, (Önalp, 2018).....                                                               | 10 |
| <b>Tablo 3.1.</b> Adapazarı'ndan alınan doğal silt zemin ve karışımlardaki bentonit kilinin fiziksel özellikleri, (Bağca, 2024) ..... | 19 |
| <b>Tablo 3.2.</b> Deney numunelerinin tanımlanması, (Bağca, 2024).....                                                                | 20 |
| <b>Tablo 3.3.</b> Deney numunelerinin fiziksel özellikleri .....                                                                      | 25 |
| <b>Tablo 5.1.</b> Efektik kayma direnci parametlerinin karşılaştırma tablosu.....                                                     | 35 |
| <b>Tablo 5.2.</b> Toplam gerilmeler esas alınarak hesaplanan kayma direnci parametreleri .....                                        | 37 |



## ŞEKİL LİSTESİ

|                                                                                                                 |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Şekil 2.1. Coulomb kriterine göre sürtünme mekanizması, (Das, 2010).....                                        | 7  |
| Şekil 2.2. Mohr-Coulomb kırılma zarf .....                                                                      | 8  |
| Şekil 2.3. Drenajlı ve drenajsız koşullarda gerilme daireleri ve yenilme zarfları.....                          | 11 |
| Şekil 2.4. Üç Eksenli Basınç Deney Sistemi .....                                                                | 15 |
| Şekil 2.5. Kesme kutusu deney düzeneği .....                                                                    | 17 |
| Şekil 3.1. Piknometre deney aşamalarının şeması .....                                                           | 21 |
| Şekil 3.2. Numune hazırlama ve Casagrande kabı .....                                                            | 22 |
| Şekil 3.3. Numune yerleştirme ve yarık açma işlemi .....                                                        | 23 |
| Şekil 3.4. Likit limit tayini.....                                                                              | 23 |
| Şekil 3.5. Plastik limit deney aşamaları .....                                                                  | 24 |
| Şekil 3.6. Dane dağılım eğrisi.....                                                                             | 25 |
| Şekil 4.1. Üç eksenli hücre deney düzeneği .....                                                                | 27 |
| Şekil 4.2. Bulamaç (slurry) yöntemi ile numune hazırlama .....                                                  | 28 |
| Şekil 4.3. Numunenin metal hücreye yerleştirilmesi ve ön konsolidasyon süreci.....                              | 28 |
| Şekil 4.4. Numunenin düzeneğe yerleştirilme süreci.....                                                         | 29 |
| Şekil 4.5. Numunelerin konsolidasyon ve kesme aşamaları.....                                                    | 30 |
| Şekil 5.1. Tüm numuneler için farklı hücre basınçları altında gerilme-deformasyon ilişkileri .....              | 32 |
| Şekil 5.2. $\Delta\sigma_{max}$ 'a karşılık $U_w$ hesabı ile mohr daireleri ve yenilme zarfları .....           | 33 |
| Şekil 5.3. $U_{max}$ 'a karşılık $U_w$ hesabı ile mohr daireleri ve yenilme zarfları .....                      | 34 |
| Şekil 5.4. Bozarslan (2025) ile CU deneyleri içsel sürtünme açısı ( $\phi'$ ) değerleri karşılaştırılması ..... | 35 |
| Şekil 5.5. Bozarslan (2025) ile CU deneyleri kohezyon (c) değerleri karşılaştırılması .....                     | 36 |



## **BENTONİT KATKILI SİLTİLİ NUMUNELERİN KONSOLİDASYONLU-DRENAJSIZ ÜÇ EKSENLİ (CU) DAVRANIŞI**

### **ÖZET**

Zeminlerin mühendislik davranışlarının anlaşılmasında, zeminlerin kayma dayanımını belirlemeye yönelik laboratuvar deneyleri büyük önem taşımaktadır. Bu deneyler arasında yer alan üç eksenli hücre kesme deneyi, zemin numunelerinin farklı gerilme koşulları altında davranışlarını incelemek ve özellikle kayma dayanımı parametrelerini (kohezyon ve içsel sürtünme açısı) belirlemek amacıyla yaygın olarak başvurulmuş bir yöntemdir. Söz konusu parametreler, drenaj koşullarına bağlı olarak toplam gerilmeler (drenajsız) veya efektif gerilmeler (drenajlı) cinsinden değerlendirilebilir. Drenajın gerçekleşip gerçekleşmediğine göre zeminlerin davranışı önemli ölçüde değişmekte olup, geoteknik mühendisliğinde yapılacak analiz ve tasarımlar açısından bu farklılıklar dikkate alınmalıdır.

Geoteknik yapıların güvenli ve ekonomik şekilde tasarlanabilmesi için, özellikle ince taneli zeminlerin kısa ve uzun süreli yükleme altındaki davranışlarının doğru şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Bu bağlamda, drenajsız (UU veya CU) koşullarda gerçekleştirilen üç eksenli deneyler, özellikle suya doymuş kil ve silt zeminlerin ani yükleme durumlarındaki tepkilerini anlamak açısından büyük önem taşır. Zeminlerin drenajsız durumdaki kayma direnci, yapının taşıma gücü ve stabilitesi üzerinde doğrudan etkili olduğundan, bu parametrenin hassas biçimde tayin edilmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada, Adapazarı bölgesinden temin edilen siltli zemin üzerine farklı oranlarda bentonit kili ilavesiyle hazırlanan karışım numunelerinin mekanik davranışlarındaki değişim araştırılmıştır. Bentonit katkısı, sırasıyla %2, %8, %15, %30 ve %40 oranlarında saf silte ilave edilerek homojen karışımlar elde edilmiş ve bu karışımlar laboratuvar ortamında hazırlanarak konsolidasyonlu-drenajsız (CU) üç eksenli hücre kesme deneyine tabi tutulmuştur. Numuneler, bulamaç yöntemiyle hazırlanmış ve 100 kPa konsolidasyon gerilmesi altında ön sıkıştırmaya tabi tutulmuştur. Deneyler, 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa olmak üzere üç farklı hücre basıncı altında gerçekleştirilmiştir.

Elde edilen deneysel sonuçlar, bentonit katkı oranı arttıkça içsel sürtünme açısında ( $\phi$ ) belirgin bir azalma olduğunu, buna karşılık kohezyon (c) değerlerinde anlamlı bir artış meydana geldiğini göstermiştir. Bu durum, bentonitin yüksek plastisiteli yapısına ve su tutma kapasitesine bağlı olarak zemin yapısında daha fazla kohezyonel bağlanma sağladığını, ancak daneler arası sürtünmeyi azalttığını göstermektedir. Böylece, bentonit katkısı ile değiştirilen siltli zeminlerin daha kil benzeri ve sünek bir davranış sergilediği sonucuna ulaşılmıştır.



## **SHEAR TEST BEHAVIOR OF SILTY SAMPLES WITH BENTONITE ADDITIVE**

### **ABSTRACT**

Laboratory experiments aimed at determining the shear strength of soils play a crucial role in understanding their geotechnical behavior. Among these tests, the triaxial shear test is a widely preferred method for evaluating the mechanical response of soil specimens under various stress conditions and determining key strength parameters such as cohesion ( $c$ ) and internal friction angle ( $\phi$ ). These parameters are essential for understanding how soils will perform under different loading and environmental conditions. Depending on the drainage conditions applied during testing, these parameters can be assessed in terms of total (undrained) or effective (drained) stresses. Whether or not drainage occurs during loading has a substantial effect on the stress-strain behavior of soils, and these differences must be carefully accounted for in geotechnical analysis and design processes.

Accurate assessment of the short- and long-term behavior of fine-grained soils is essential for the safe, stable, and cost-effective design of geotechnical structures such as retaining walls, embankments, foundations, and earth dams. In this context, triaxial tests performed under undrained conditions (UU or CU) are especially valuable for evaluating the response of saturated clay and silt soils under rapid loading scenarios, such as those occurring during earthquakes, rapid construction, or sudden changes in load. The undrained shear strength of a soil, in particular, is a fundamental parameter that directly affects the bearing capacity and overall stability of structures. Hence, precise determination of this variable is critical for ensuring engineering reliability, especially when designing for infrastructure in seismically active or flood-prone areas.

In this study, the mechanical behavior of silt soil samples obtained from the Adapazari region was investigated by mixing them with different proportions of bentonite clay, a highly plastic and swelling type of clay that is widely used in geotechnical and environmental engineering applications. Bentonite is known for its high cation exchange capacity, colloidal nature, and exceptional water absorption ability, which significantly influence the overall performance of soil systems. Homogeneous mixtures were prepared by adding bentonite to pure silt at ratios of 2%, 8%, 15%, 30%, and 40%, by dry weight. These mixtures were prepared using the slurry method, a process that ensures a consistent and uniform distribution of bentonite particles throughout the soil matrix and facilitates repeatability of the test results.

The specimens were subjected to consolidated undrained (CU) triaxial shear tests under controlled laboratory conditions to evaluate the changes in shear strength parameters. A pre-consolidation pressure of 100 kPa was applied to all specimens prior to shearing, and the tests were conducted at three different cell pressures: 100 kPa, 200 kPa, and 300 kPa, in order to simulate varying confining stress environments and observe the effect of increased bentonite content on stress-strain response. Parameters such as deviator stress, pore water pressure, and axial strain were monitored

throughout the tests, and stress paths were plotted to analyze the failure envelopes of each mixture. The observed data were then statistically analyzed to identify correlations between bentonite content and strength behavior.

Experimental findings revealed that as the proportion of bentonite increased in the mixtures, there was a consistent and noticeable reduction in the internal friction angle ( $\phi$ ), accompanied by a gradual and significant increase in the cohesion ( $c$ ) values. This inverse relationship between  $\phi$  and  $c$  can be explained by the physical and chemical properties of bentonite, particularly its high surface area and tendency to form flocculated structures that promote cohesion. The gel-like matrix formed by bentonite under saturated conditions enhances interparticle bonding and reduces particle mobility, which contributes to higher cohesion. However, this same structure impairs granular interlocking and frictional resistance, leading to a decline in internal friction.

Consequently, the modified silt samples began to exhibit behavioral characteristics more typical of clay-rich soils, such as increased plasticity, reduced peak strength, and greater deformation capacity under shear stress. These changes in mechanical properties have direct implications for construction activities, slope stability analysis, and foundation design in regions dominated by silt deposits. In practical terms, understanding how the addition of bentonite affects the stress-strain behavior of silty soils helps engineers optimize soil improvement techniques and assess the suitability of modified soils for different engineering purposes. In particular, when structures are to be built on or with such treated soils, knowledge of these strength parameters ensures long-term safety and performance.

The results of this study emphasize the significance of understanding the influence of clay additives like bentonite on the mechanical properties of fine-grained soils. Such modifications are particularly relevant in areas where natural soil conditions do not meet the required strength or stability criteria for construction, necessitating improvement techniques to enhance bearing capacity, reduce settlement, or increase impermeability. The findings also provide valuable insights for the design of earth structures in regions with silt-dominated soil profiles, as they highlight the potential benefits and trade-offs associated with increasing clay content. Ultimately, the incorporation of bentonite into silty soils can be considered a viable method for enhancing soil performance, provided that its impact on shear strength parameters is thoroughly evaluated and integrated into geotechnical design practices.

Furthermore, the study underlines the importance of conducting laboratory experiments that replicate field conditions as closely as possible to ensure that the obtained data are both reliable and applicable in real-world scenarios. The use of representative soil samples, realistic loading rates, and appropriate boundary conditions are all crucial for translating laboratory results into effective design decisions. Future research could focus on the long-term effects of bentonite addition, such as durability under cyclic or repeated loading, swelling behavior over extended periods, freeze-thaw resistance, and the soil's response to environmental changes like moisture fluctuations or chemical exposure. Moreover, field-scale validation of laboratory results would provide additional confidence in the applicability of bentonite-modified silts for use in critical infrastructure projects.

Such investigations would contribute to the broader understanding of soil stabilization and treatment technologies, supporting the development of more resilient and sustainable geotechnical systems in diverse environmental settings. As climate change and urban expansion put additional pressure on soil resources and construction safety,



innovative approaches like bentonite modification become increasingly important. Cross-disciplinary research combining geotechnics, materials science, and environmental engineering will further enhance our ability to engineer soils to meet the growing demands of modern infrastructure. Integrating such findings into civil engineering education and practice will pave the way for improved design guidelines, better risk assessments, and long-term geotechnical resilience in infrastructure projects around the world.





## 1. GİRİŞ

Zeminin kayma direnci, geoteknik mühendisliğinde yapı-zemin etkileşimini anlamada ve güvenli mühendislik tasarımı yapmada temel parametrelerden biri olarak kabul edilmektedir. Scott (1987), zeminin kırılması veya göçmesinin, uygulanan kesme gerilmelerinin zeminin taşıma kapasitesini aşması sonucu oluştuğunu belirtmiştir. Bu bağlamda, kayma direnci bir zeminin kesme kuvvetine karşı koyabilme kapasitesi olarak tanımlanmakta ve genellikle kohezyon ( $c$ ) ile içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) parametreleri ile ifade edilmektedir.

Zeminlerin kayma direnci özelliklerini belirlemek amacıyla hem arazi hem de laboratuvar ortamında çeşitli deney yöntemleri geliştirilmiştir. Laboratuvar deneyleri arasında en yaygın kullanılan yöntemler üç eksenli basınç deneyi, doğrudan kesme (kesme kutusu) deneyi ve serbest basma testidir. Özellikle üç eksenli basınç deneyleri, konsolidasyonlu-drenajlı (CD), konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) ve konsolidasyonlu-drenajsız (CU) olmak üzere farklı prosedürlerde uygulanabilmekte ve boşluk suyu basıncının ölçülmesi sayesinde efektif gerilme esaslı dayanım parametrelerinin belirlenmesine olanak tanımaktadır. Kesme kutusu deneyinde ise numune genellikle drenajlı koşullarda kesilir ve boşluk suyu basıncı ölçülmez. Bu nedenle, özellikle doygun ve düşük geçirgenlikli zeminlerde sonuçların yorumlanması dikkat gerektirir.

Zemin türüne göre drenaj koşullarının belirlenmesi de önemlidir. İnce daneli zeminler, düşük geçirgenlikleri nedeniyle kısa süreli yüklemelerde drenajsız davranış sergilemekte; bu nedenle drenajsız kayma dayanımı parametreleri kullanılmaktadır. Öte yandan, iri daneli ve geçirgen zeminlerde drenaj daha kolay sağlandığı için drenajlı dayanım parametreleri tercih edilmektedir. Önalp (2018), gevşek kumların sıvılaşma riski altında drenajsız davranış gösterebileceğini ve bu nedenle bazı kum türleri için drenajsız deneylerin uygulanmasının anlamlı olabileceğini savunmuştur. Bu durum, sadece kil ve silt zeminlerde değil, aynı zamanda geçici olarak drenajsız davranış sergileyen granüler zeminlerde de drenaj koşullarının dikkatle değerlendirilmesi gerektiğini göstermektedir.

Ayrıca, silt zeminlerin hem kum hem de kil benzeri davranışlar sergileyebilmesi, bu zemin türleri üzerinde yapılan deneysel çalışmaların yorumlanmasını daha karmaşık hale getirmiştir. Yüzey kuvvetleri, tane bağları ve mineralojik yapı gibi mikroskobik etkenler, bu karmaşıklığın temel nedenleri arasında yer almaktadır. Bu nedenle, siltli ve killi zeminlerde yapılan laboratuvar deneylerinin, zeminin gerçek davranışını yansıtabilmesi için dikkatle planlanması ve drenaj koşullarının doğru şekilde temsil edilmesi gerekmektedir.

Sonuç olarak, literatürde kayma direnci parametrelerinin belirlenmesine yönelik çok sayıda araştırma yer almakta olup, bu çalışmalar drenaj koşulları, zemin türü ve yükleme süresi gibi değişkenlerin deney sonuçları üzerindeki etkilerini ortaya koymaktadır. Bu bağlamda yapılan karşılaştırmalı deneysel çalışmalar, geoteknik mühendisliğinde güvenli tasarım için önemli bir referans niteliği taşımaktadır.

### **1.1. Tezin Kapsamı**

Bu tez çalışmasında, Adapazarı siltinin bentonit kili ile karıştırılarak mekanik özelliklerinin nasıl değiştiği incelenecektir. Bentonit kili, saf siltin çeşitli oranlarına (%2, %8, %15, %30 ve %40) ilave edilerek karıştırılacak ve bu karışımların kayma direnci parametreleri belirlenecektir. Kayma direnci parametreleri, laboratuvar ortamında gerçekleştirilen konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli (CU) deneylerle ölçülecektir. Üç eksenli testler öncesinde, numunelerin başlangıç doygunluk koşulunun sağlanabilmesi için bulamaç yöntemi kullanılarak hazırlık yapılacaktır. 100 kPa ön konsolidasyon ve sırasıyla her numuneye 100,200,300 kPa çevre basıncı uygulanarak uygulanarak 0,20 mm/dak kesme hızında, 15 adet konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli (CU) deneyi yapılacaktır. Çalışmanın temel hedefi, ince taneli zeminlerdeki kil oranının, drenajsız koşullarda belirlenen kayma direnci parametreleri üzerindeki etkisini ortaya koymak ve bu parametrelerde meydana gelen değişimleri sistematik olarak incelemektir.

### **1.2. Tezin Amacı**

Bu tez çalışmasının temel hedeflerinden biri, konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli kesme deneyleri (CU) aracılığıyla, ince taneli zeminlerde bentonit katkısının kayma dayanımı üzerindeki etkilerini ortaya koymaktır. Bununla birlikte, silt zeminlerin hangi koşullarda kum-benzeri ya da kil-benzeri davranış göstermeye başladığını

belirlemek ve kil oranı ile indeks özellikler arasındaki kritik geçiş noktalarını tanımlamak da çalışmanın öncelikli amaçları arasındadır. Bu kapsamda, belirlenen eşik değerlerin öncesinde ve sonrasında zeminlerin sergilediği davranış biçimleri detaylı biçimde değerlendirilerek, ince daneli zeminlerin drenajsız kayma mukavemetine ilişkin hızlı ve güvenilir bir ön tahmin yöntemi geliştirilmesi hedeflenmiştir.





## 2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

### 2.1. Zeminlerin Kayma Direnci

Zeminlerin kayma direnci, zemin mekaniği disiplininde en temel mühendislik parametrelerinden biri olarak kabul edilmektedir. Zemin ortamında meydana gelen kırılma, göçme, yenilme ya da kayma gibi davranışlar, çoğunlukla zeminin uygulanan gerilmelere karşı gösterdiği direncin yetersiz hale gelmesiyle ilişkilidir. Bir zemin kütlesi üzerine gelen dış yükler, iç yapıda gerilme oluşturur; bu gerilmeler belirli bir eşik değerin üzerine çıktığında, tıpkı diğer mühendislik malzemelerinde olduğu gibi zeminlerde de deformasyon ya da göçme meydana gelir. Zeminin her noktasında meydana gelen bu davranış, göçme düzeyine ulaşan kesitlerde geri dönüşü olmayan deformasyonların olduğu anlamına gelir ve bu durum plastik denge koşulu olarak tanımlanır. Bu bağlamda, zeminin kayma direnci, göçme oluşmadan dayanabileceği en yüksek kesme gerilmesi olarak ifade edilir (Das, 2010). Diğer bir ifadeyle, zemin kütlesi içinde oluşan olası bir kayma düzlemi boyunca, zeminin harekete karşı koyma kapasitesi, yani direnç seviyesi olarak tanımlanabilir.

Kayma direnci, genellikle iki temel parametre olan kohezyon ( $c$ ) ve içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) ile ifade edilir. Bu iki parametre Coulomb-Mohr kırılma teorisinin temelini oluşturur. İçsel sürtünme açısı, özellikle taneseli ve kohezyonlu zeminlerin kayma davranışının belirlenmesinde kritik öneme sahiptir. Zeminlerin kayma direncine ilişkin ilk sistematik inceleme, 18. yüzyılda Coulomb (1776) tarafından gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalarda, özellikle killi zeminlerin kesme davranışı ele alınmış ve zeminin kayma direncinin temel olarak tek bir parametre olan kohezyon ( $c$ ) ile tanımlanabileceği öne sürülmüştür. Bu yaklaşım, zemin mekaniği biliminin başlangıç noktalarından biri olmuş ve sonraki araştırmalara yön vermiştir.

Zeminlerin kayma direnci, günümüzde daha karmaşık bir şekilde ele alınmakta ve sadece kohezyon değil, aynı zamanda boşluk oranı ( $e$ ), zemin türü, uygulanan gerilme düzeyi ( $\sigma$ ) ve zeminin iç yapısal dokusu gibi bir dizi parametreye bağlı olarak değerlendirilmektedir (Önalp, 2007). İlk dönemlerde "kohezyon" kavramı yalnızca

killi zeminlerin bağlanma kapasitesini temsil ederken, daha sonraki çalışmalar bu direncin kaynaklarını fiziksel ve jeolojik bağlamda çeşitlendirmiştir.

Zemin mekaniği literatüründe en çok bilinen kırılma zarfı hipotezleri arasında Coulomb, Mohr-Coulomb, Tresca ve Taylor hipotezleri yer almaktadır. Bu modeller, zeminlerin kayma direnci parametrelerini (kohezyon ve içsel sürtünme açısı) esas alarak farklı gerilme durumları altında göçme koşullarını tahmin etmeye çalışır.

Budhu (2011), bu kırılma teorilerinin temel aldığı kriterleri, uygulama alanlarını ve geçerli oldukları koşulları karşılaştırmalı olarak analiz etmiş ve aşağıda örnek olarak sunulan tabloda bu özellikleri özetlemiştir (Tablo 2.1).

**Tablo 2.1.** Farklı kırılma teorileri analizi, (Budhu, 2011)

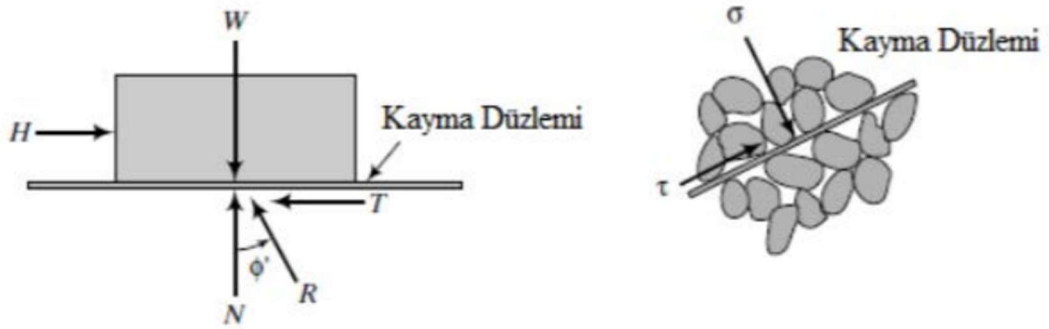
| <b>Kriter / Hipotez</b>    | <b>Kırılma Kriteri</b>                                                           | <b>Malzeme Tanımı</b>                 | <b>Kullanım Alanı</b>                                                                   | <b>Geçerlilik Durumu</b>       |
|----------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|
| <b>Coulomb (1776)</b>      | Kayma düzleminde sürtünmeden dolayı oluşan kayma                                 | Rijit ve sürtünmeli malzeme           | Tabakalı halde bulunan veya aşırı konsolide zeminler                                    | Tarihsel ilk model             |
| <b>Mohr-Coulomb (1911)</b> | Kayma düzleminde sürtünmeden ve max efektif gerilmenden dolayı oluşan kayma      | Rijit ve sürtünmeli malzeme           | Drenajlı koşullarda aşırı konsolide ince daneli zeminler veya sıkı kaba daneli zeminler | En yaygın mühendislik modeli   |
| <b>Tresca (1869)</b>       | Max gerilmenin yarısında oluşan kayma                                            | Homojen-katı malzeme                  | Drenajsız koşullarda ince daneli zeminler                                               | Drenajsız koşullarda uygun     |
| <b>Taylor (1948)</b>       | Tanelerin kenetlenmesinden dolayı oluşan, sürtünme etkisinde meydana gelen kayma | Şekil değiştirebilir, sürtünmeli katı | Drenajlı veya drenajsız koşullarda homojen özellik gösteren zeminler                    | Yaklaşık çözümlerde kullanılır |



## 2.2. Mohr-Coulomb Kırılma Hipotezi

Zeminlerin göçme davranışını açıklamaya yönelik olarak geliştirilen ilk teorik model, Mohr-Coulomb kırılma hipotezi olmuştur. Bu hipotez, kayma direncinin yalnızca malzemenin iç özelliklerine değil, aynı zamanda üzerine uygulanan normal ve kesme gerilmelerinin birleşik etkisine bağlı olduğunu öne sürmektedir. Bu yaklaşım, Coulomb'un sürtünme yasasına dayandırılmış ve geoteknik mühendisliğinde kayma direncinin temelini oluşturmuştur.

Mohr-Coulomb teorisine göre, bir zeminin göçme durumuna ulaşabilmesi için, kesme düzlemi boyunca gelişen kayma gerilmesinin, zeminin içsel direnç mekanizmalarını aşması gerekmektedir. Bu yaklaşım, katı cisimler arasında meydana gelen sürtünme olaylarıyla benzer şekilde açıklanabilir. Örneğin, Şekil 2.1'de temsil edildiği üzere, birbirine temas eden iki bloktan üstteki bloğun harekete geçebilmesi için uygulanan yatay kuvvetin ( $H$ ), iki yüzey arasında oluşan sürtünme kuvvetinden daha büyük olması gerekir. Bu sürtünme kuvveti, yüzeyler arasındaki normal kuvvet ile sürtünme katsayısının çarpımı şeklinde tanımlanır (Bardet, 1997).



**Şekil 2.1.** Coulomb kriterine göre sürtünme mekanizması, (Das, 2010)

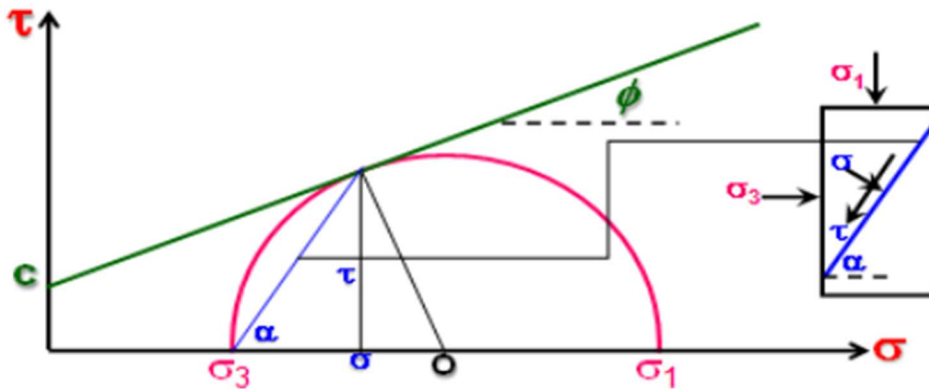
Coulomb'un 1776'daki öncü çalışmasının ardından, 1900 yılında Alman matematikçi Christian Otto Mohr, zeminlerin kırılma ve kayma davranışını tanımlayan daha gelişmiş bir hipotez geliştirmiştir. Mohr, Coulomb'un sürtünme esaslı yaklaşımını bir adım öteye taşıyarak, kırılmanın yalnızca sürtünme kuvvetiyle değil, aynı zamanda gerilme durumları arasındaki etkileşimle ilişkili olduğunu öne sürmüştür. Bu nedenle geliştirdiği model, belirli bir düzlemde uygulanan normal gerilme ( $\sigma$ ) ile ortaya çıkan kesme gerilmesi ( $\tau$ ) arasındaki ilişkiye dayanır.

Mohr'un hipotezine göre, bir zemin kütlesi içerisindeki herhangi bir düzlemde, kesme gerilmesi belirli bir maksimum değere ulaştığında ki bu değer zeminin kayma direnci ( $\tau_f$ ) olarak tanımlanır zemin göçme davranışı sergiler. Bu yaklaşıma göre kırılma, sadece kesme kuvvetinin mutlak büyüklüğüne değil, aynı zamanda o düzlemdeki normal gerilme miktarına da bağlıdır.

Zaman içinde Mohr'un bu teorisi, Coulomb'un doğrusal sürtünme modeliyle birleştirilmiş ve Mohr-Coulomb kırılma hipotezi olarak bilinen analitik bir model ortaya çıkmıştır. Bu modelde, kayma gerilmesi–normal gerilme ilişkisi doğrusal bir eğri ile gösterilir. Bu doğru, dikey eksen kohezyon ( $c$ ) noktasında keserken, yatay eksenle yaptığı açı zeminin içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) olarak tanımlanır (Şekil 2.1).

Bu doğrusal ilişki aşağıdaki matematiksel bağıntı ile ifade edilir:

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



Şekil 2.2. Mohr-Coulomb kırılma zarf

Bu teorilerin dikkate almadığı en önemli unsurlardan biri efektif gerilme kavramıdır. Bu eksikliği gidermek amacıyla Terzaghi, 20. yüzyılın başlarında geliştirdiği efektif gerilme ilkesi ile zemin mekaniğine devrim niteliğinde bir katkı sağlamıştır. Böylece zeminlerin mekanik davranışı, yalnızca toplam gerilmelerle değil, aynı zamanda boşluk suyu basıncının etkisi göz önüne alınarak daha gerçekçi şekilde analiz edilebilmiştir. Günümüzde geoteknik mühendisliğinde kullanılan kayma direnci parametreleri, toplam (drenajsız) ve efektif (drenajlı) gerilmeler cinsinden iki farklı şekilde ifade edilmektedir.

Yumuşak ve düşük geçirgenlikli kil zeminlerde, özellikle kısa süreli mühendislik problemleri (örneğin geçici kazılar, ani yüklemeler) sırasında drenaj

gerçekleşemeyecek kadar yavaş olacağı için, zeminin drenajsız kayma direnci ( $c_u$ ) mühendislik tasarımı için yeterli kabul edilmektedir. Ancak aynı zemin, uzun süre boyunca yüke maruz kaldığında (örneğin bir yarmada, baraj altında veya kalıcı yapı yüklemesinde), zeminden suyun süzülmesi ve boşluk suyu basıncının sönümlenmesi mümkün hale gelir. Bu durumda, drenajlı koşullarda elde edilen efektif gerilme parametreleri olan efektif kohezyon ( $c'$ ) ve efektif içsel sürtünme açısı ( $\phi'$ ) kullanılmalıdır.

Öte yandan, iri daneli zeminlerde (kum, çakıl gibi) boşluk suyu basıncının yükleme sırasında hızla dağılması mümkün olduğundan, bu tip zeminlerin bulunduğu mühendislik problemlerinde genellikle drenajlı analiz yapılır. Bu analizlerde Mohr-Coulomb kırılma hipotezi temel alınarak kayma direnci şu şekilde ifade edilir:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.2)$$

Zeminlerin kayma davranışlarını açıklamak için geliştirilen Mohr hipotezi, uzun yıllar boyunca geçerliliğini koruyan temel modellerden biri olmuştur. Ancak, zeminlerin mühendislik ortamlarında genellikle gevrek değil sünek bir davranış sergilediği kabul edildiğinden, zamanla Mohr hipotezinin yetersiz kaldığı durumlar için çeşitli alternatif kırılma teorileri geliştirilmiştir. Bu teoriler, zemin gibi sünek malzemelerin gerilme-deformasyon ilişkisini daha gerçekçi şekilde tanımlamayı amaçlamaktadır.

Bu teoriler, Mohr-Coulomb modelinden farklı olarak genellikle gerilme bileşenleri arasındaki ilişkileri doğrudan esas alır ve sünek malzemeler için daha uygun gerilme kriterleri sunar. Örneğin, Tresca hipotezi, maksimum kayma gerilmesine dayalı olup kırılma koşulunu bir düzlem üzerinde sabit bir değerle ifade ederken; Mohr-Coulomb teorisi, normal gerilmeyle birlikte artan bir kesme gerilmesini kabul eder ve bu ilişkiyi eğimli bir doğrusal bağıntı ile tanımlar.

Bu teorilerin karşılaştırmalı olarak sunulması amacıyla oluşturulan Tablo 2.2'de, farklı kırılma kriterlerinin temel dayanakları ve matematiksel ifadeleri özetlenmiştir. Tablo aynı zamanda, sünek zemin davranışıyla kıyaslama yapılabilmesi için bir gevrek kırılma teorisine ait bağıntıyı da içermektedir. Çizelgedeki denklemlerde kullanılan  $\sigma_1$  ifadesi, malzemenin çekme dayanımını,  $k$  ise denkleme ait sabit katsayıyı temsil etmektedir. Görüldüğü üzere, Tresca-Coulomb hipotezi kırılma zarfını yatay bir doğru ile, Mohr-Coulomb hipotezi ise eğimli bir doğru ile tanımlamaktadır. Bu fark, gerilme

ortamındaki normal gerilmenin kayma mukavemeti üzerindeki etkisini ortaya koymak açısından oldukça anlamlıdır.

**Tablo 2.2.** Farklı kırılma-yenilme kriterleri, (Önalp, 2018)

| TEORİ                   | MATEMATİK İFADESİ                                                                                                        |
|-------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Tresca - Coulomb        | $\sigma_1 - \sigma_3 = 2k_1$                                                                                             |
| Geliştirilmiş Tresca    | $(\sigma_1 - \sigma_3) = k_2(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$                                                            |
| Von Mises               | $(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2 = 2k_3^2$                                   |
| Geliştirilmiş Von Mises | $(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2 = 2k_4^2(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2$ |
| Mohr - Coulomb          | $(\sigma_1 - \sigma_3) = k_5^2 / (\sigma_1 + \sigma_3)$                                                                  |
| Griffith (GEVREK)       | $\sigma_1 = \sigma_f(\sigma_1 + 3\sigma_3(0))$                                                                           |
|                         | $(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8k_6(\sigma_1 + 3\sigma_3(0))$                                                                |

### 2.3. Drenajlı Kayma Direnci

Kum ve çakıl gibi iri daneli zeminlerin ayırt edici özelliklerinden biri yüksek düzeyde geçirgenliğe sahip olmalarıdır. Bu zemin türlerinde, yükleme sırasında oluşan aşırı boşluk suyu basıncı, zeminin doğal yapısı nedeniyle kısa sürede drene olabilir. Bu durum, taşıma kapasitesinin yalnızca zemin daneleri tarafından karşılandığı anlamına gelmekte ve bu tür sistemlerde taşıyıcı gerilmenin zeminin iskeleti tarafından üstlenildiği kabul edilmektedir. Bu prensip, zemin mekaniği biliminin temel taşlarından biri olan efektif gerilme ilkesi ile tanımlanmıştır. Terzaghi tarafından ortaya konan bu ilkeye göre, zeminde meydana gelen hacimsel deformasyonlar ve kesme dayanımı gibi mühendislik davranışları, toplam gerilmeden boşluk suyu basıncının çıkarılmasıyla elde edilen efektif gerilmeye bağlıdır (Terzaghi, 1936).

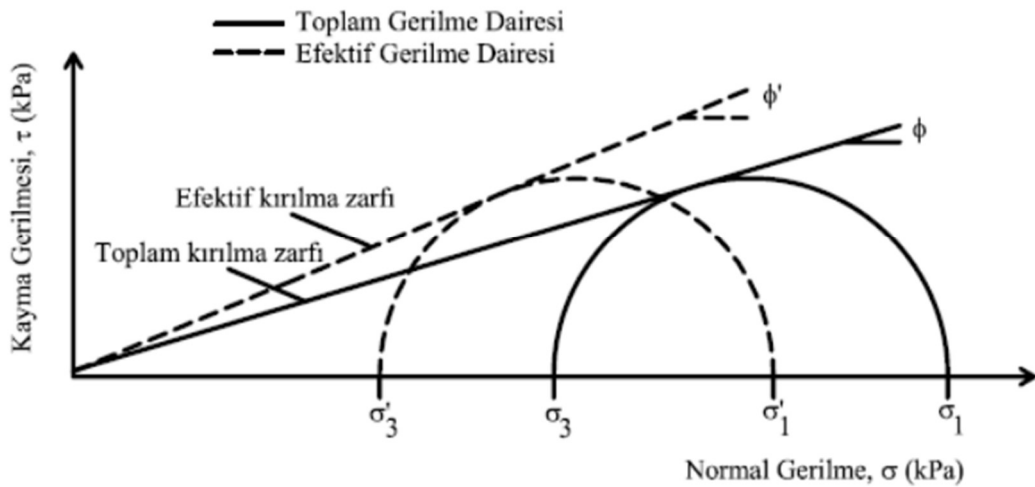
Bu bağlamda, zeminlerin kayma dayanımı hesaplarında, özellikle boşluk suyu basıncının etkisinin dışlandığı durumlarda, efektif dayanım parametreleri esas alınmaktadır. Mohr–Coulomb kırılma kriterinin drenajlı koşullarda kullanılan hali, kayma gerilmesini efektif parametrelerle açıklamakta ve şu şekilde ifade edilmektedir:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.3)$$

Drenajsız Kayma Dayanımı

Zeminde bulunan suyun dışarı çıkmasına imkân vermeyecek ölçüde kısa sürede yükleme uygulandığında, zemin drenaj yapamaz ve bu durumda drenajsız koşullar geçerli olur. Bu gibi durumlarda, kayma dayanımı hesaplamalarında toplam gerilme esas alınır. Bu davranış tipi, özellikle geçirimsiz ve suya doymun ince taneli (kohezyonlu) zeminler için kısa süreli mühendislik uygulamalarında karakteristiktir. Bu tür zeminlerin analizlerinde, dayanım parametresi olarak drenajsız kayma dayanımı ( $c_u$ ) kullanılır.

Drenajsız kesme dayanımı, zeminin yalnızca kısa süreli yüklemelerdeki davranışını ifade eder. Yükleme süresi arttıkça, boşluk suyu basıncının azalmasıyla bu dayanım özelliği geçerliliğini yitirir. Bu nedenle, uzun süreli mühendislik uygulamalarında ya da kalıcı yapı tasarımlarında, zeminin gerçek davranışını daha iyi yansıtan efektif dayanım parametreleri ( $c'$  ve  $\phi'$ ) esas alınmalıdır. Drenajlı koşulların baskın olduğu projelerde bu parametrelerin doğru bir şekilde belirlenmesi, hem mühendislik güvenliği hem de maliyet açısından kritik bir rol oynar. Şekil 2.3'te, toplam ve efektif gerilme daireleri ile bu dairelere teğet olan kırılma zarfları sunulmuştur.



**Şekil 2.3.** Drenajlı ve drenajsız koşullarda gerilme daireleri ve yenilme zarfları

#### 2.4. Drenajsız Koşullarda Kayma Direncinin Tespiti

Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme ilişkilerinin ve kayma dayanımı parametrelerinin güvenilir şekilde belirlenebilmesi için, deneysel koşulların mümkün olduğunca doğal saha ortamına yakın olarak oluşturulması gerekmektedir. Zeminlerin kayma direnci, yalnızca konsolidasyon basıncı, boşluk oranı, su muhtevası ve doymunluk derecesi gibi zemin bünyesine ait özelliklere değil; aynı zamanda yükleme biçimi, süresi ve drenaj

durumu gibi çevresel faktörlere de doğrudan bağlıdır. Bu nedenle, zeminlerin mühendislik davranışını yansıtacak güvenilir parametrelerin elde edilebilmesi amacıyla hem laboratuvar hem de arazi ortamında çeşitli deneysel yöntemler geliştirilmiştir. Özellikle kumlu ve yumuşak kil içeren zeminlerde örselenmemiş numune alınması çoğu zaman mümkün olmadığı için, bu tür zeminlerde arazi deneylerinden elde edilen veriler tercih edilmektedir. Ancak, laboratuvar koşullarında belirlenen drenajsız kayma mukavemeti ile arazi deneylerinden türetilen değerler arasında bazı farklılıklar olabileceği unutulmamalıdır. Saha koşullarında drenajsız kayma direncini tahmin etmeye yönelik yaygın olarak kullanılan yöntemler arasında Standart Penetrasyon Deneyi (SPT), Konik Penetrasyon Deneyi (CPT) ve Kanatlı Kesici (Vane Shear) Deneyi bulunmaktadır. Laboratuvar ortamında ise en sık başvuru deney yöntemleri üç eksenli basınç deneyi, doğrudan kesme (kesme kutusu) deneyi ve serbest basınç dayanım testidir. Her bir yöntemin farklı zemin özelliklerini temsil etmesi nedeniyle, uygun deney yönteminin seçimi; zemin türüne, mühendislik probleminin doğasına ve analiz hedeflerine göre dikkatle yapılmalıdır.

#### **2.4.1. Arazi deneyleri**

Zeminlerin kayma direncinin yerinde ve güvenilir şekilde belirlenebilmesi için çeşitli arazi deney yöntemleri geliştirilmiştir. Özellikle kumlu zeminler ve yumuşak killi zeminler gibi örselenmemiş numune alımının zor olduğu koşullarda, laboratuvar testlerinin yerini arazi deneylerinden elde edilen verilere dayalı değerlendirmeler alabilmektedir. Kumlu zeminlerde, kayma direnci açısı genellikle ampirik korelasyonlarla tahmin edilirken; killi zeminlerde ise drenajsız kayma direnci ya doğrudan ölçülerek ya da benzer şekilde korelasyonlardan faydalanılarak belirlenir.

Bu bağlamda, yumuşak kil ve siltli zeminlerde yaygın olarak kullanılan yöntemlerden biri kanatlı kesici (vane shear) deneyidir. Bu deney ilk olarak İskandinav ülkelerinde geliştirilmiş olup, yumuşak kohezyonlu zeminlerin drenajsız kayma direncini sahada doğrudan belirlemek amacıyla kullanılır. Deney sırasında, özel bir kılıf içinde zemine indirilen kanatlı kesici, belirlenen derinlikte açığa çıkarılır ve yaklaşık 5 dakika sonra, dakikada 12°'yi geçmeyecek bir dönüş hızı ile döndürülmeye başlanır. Bu dönme sırasında zeminin gösterdiği maksimum direnç, doğrudan zeminin drenajsız kayma direnci ( $c_u$ ) olarak değerlendirilir.

Arazi deneyleri kapsamında sıkça başvuru bir diğer önemli yöntem ise, koni penetrasyon deneyi (CPT) olarak bilinir. Bu deney, 1940'lı yıllarda Hollanda'da

geliştirilmiş ve zamanla statik sondaj yöntemleri arasında yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Deneyde, uç kısmı  $60^\circ$  açılı ve  $10 \text{ cm}^2$  kesit alanına sahip çelik bir koni, zemine sabit bir hızla (yaklaşık  $2 \text{ cm/s}$ ) itilirken, konik uç direnci ve çevresel sürtünme kuvveti eş zamanlı olarak ölçülür. Numune alınmayan bu yöntemle, zeminin drenajsız kayma direnci, genellikle uç direnci ( $q_c$ ) ile çevre sürtünmesi ( $f_s$ ) arasındaki orana bağlı olarak tahmin edilir. CPT, en iyi sonucu kum ve silt zeminlerde vermekle birlikte, günümüzde bloklu ve çakıllı zeminler dışındaki tüm zemin türlerinde güvenle kullanılabilir.

Son olarak, kayma direnci parametrelerinin tahmininde en yaygın kullanılan arazi deneylerinden biri de standart penetrasyon deneyi (SPT)'dir. Bu yöntem, özellikle daneli zeminlerde ve bazı durumlarda kohezyonlu zeminlerde hem ülkemizde hem de dünyada oldukça yaygın şekilde kullanılmaktadır. SPT deneyinde, standart numune alıcı,  $63.5 \text{ kg}$  ağırlığındaki bir çekiçe  $76 \text{ cm}$  yüksekten serbest düşüşle zemine çakılır. Numune alıcının  $30 \text{ cm}$  derinliğe ulaşması için gereken toplam darbe sayısı, standart penetrasyon direnci (N değeri) olarak adlandırılır. Bu darbe sayısı ile zeminin drenajsız kayma direnci arasında geliştirilen empirik korelasyonlar sayesinde, kayma direnci parametreleri tahmin edilebilmektedir.

#### **2.4.2. Laboratuvar deneyleri**

Zeminlerin kayma direnci parametrelerinin güvenilir bir biçimde elde edilebilmesi için, en yaygın başvuru yöntemlerin başında laboratuvar deneyleri gelmektedir. Bu deneyler, araziden alınan örselenmemiş veya kontrollü olarak hazırlanmış örselenmiş zemin numuneleri üzerinde gerçekleştirilir. Laboratuvar ortamında yapılan bu testler, zemin davranışını farklı yükleme ve drenaj koşulları altında sistematik şekilde inceleme imkânı sunar. Böylece zeminin mühendislik analizlerinde kullanılabilecek kohezyon ve içsel sürtünme açısı gibi dayanım parametreleri detaylı biçimde belirlenebilir. Uygulamada en sık karşılaşılan laboratuvar deneyleri arasında; serbest basma deneyi, kesme kutusu (doğrudan kesme) deneyi, basit kesme deneyi ve üç eksenli basınç deneyi bulunmaktadır. Her bir deney yöntemi, zeminin türüne, doygunluk durumuna, yükleme süresine ve tahmin edilmek istenen parametreye göre farklı avantajlar ve sınırlılıklar sunmaktadır. Bu nedenle, uygun deney tekniğinin seçimi, mühendislik probleminin niteliğine ve zemin özelliklerine göre dikkatle yapılmalıdır.

- **Üç Eksenli Basınç Deneyi (TX)**

Zemin mekaniğinde, laboratuvar ortamında kayma direnci parametrelerini belirlemeye yönelik olarak geliştirilen ilk deneysel yöntemlerden biri kesme kutusu deneyidir. Bu yöntem, basit yapısı ve uygulanabilirliği nedeniyle uzun yıllardır zeminlerin drenajlı koşullar altındaki dayanım davranışlarını değerlendirmede tercih edilmektedir. Ancak 1930'lu yıllarda, A. Casagrande tarafından doğrudan kesme deneyinin sınırlılıkları fark edilmiş ve bu eksiklikleri gidermek amacıyla, silindirik numuneler üzerinde basınç uygulamasına dayanan alternatif bir deney yöntemi geliştirme yönünde çalışmalar başlatılmıştır. Bu çalışmaların sonucunda, günümüzde yaygın olarak kullanılan ve daha gelişmiş bir deney sistemi olan üç eksenli basınç deneyi ortaya çıkmıştır.

Her ne kadar üç eksenli deney, kesme kutusuna kıyasla daha karmaşık bir yapıya sahip olsa da, sunduğu avantajlar sayesinde kayma direnci parametrelerinin daha gerçekçi koşullarda belirlenmesine imkân tanımaktadır. Özellikle farklı drenaj senaryoları (drenajlı, drenajsız ve konsolidasyonlu-drenajsız) altında yapılan testlerle, zeminin mühendislik davranışı çok yönlü olarak değerlendirilebilmekte ve doğal saha koşullarına yakın deneysel ortamlar laboratuvarda yeniden oluşturulabilmektedir. Bu yönüyle üç eksenli deney, zeminlerin kayma direncini en güvenilir şekilde değerlendirmeye olanak tanıyan en gelişmiş laboratuvar deneylerinden biri olarak kabul edilmektedir. Bu yöntemde, deney numunesi silindirik formda hazırlanmakta olup, genellikle çap/boy oranı 1/2 olacak şekilde şekillendirilir. Numune, dış etkilere karşı izole edilmesini sağlayan su geçirmez elastik bir membran ile sarılarak, basınca dayanıklı bir deney hücresi içerisine yerleştirilir. Deneyin ilk aşamasında, zeminin çevresel etkiler altındaki davranışını taklit edebilmek amacıyla numune üzerine hidrostatik çevre basıncı uygulanır. Bu basınç, genellikle sıvı (su veya yağ) ya da hava yardımıyla gerçekleştirilir. Numunenin etrafını saran membran, hem suyun doğrudan zemine temas etmesini önler hem de gerektiğinde ters yönde su basıncı uygulanmasına imkân tanır. Bu özellik, boşluk suyu basıncının kontrol altında tutulmasını sağlar ve özellikle drenajsız testlerde büyük önem taşır. Üç eksenli deneyde uygulanan yükleme türü ve drenaj koşulları, konsolidasyon durumu ve yükleme süresi dikkate alınarak seçilir. Bu kapsamda, deneyler genel olarak üç ana kategoride gerçekleştirilir:

- **Konsolidasyonlu-Drenajsız (CU)**



- Konsolidasyonlu-Drenajlı (CD)
- Konsolidasyonsuz-Drenajsız (UU)

Bu varyasyonlar sayesinde, laboratuvar ortamında arazide karşılaşılan farklı jeoteknik durumlar benzetilerek kayma direnci parametreleri daha güvenilir şekilde belirlenebilir. Üç eksenli deney düzeneğine ait genel görünüm, Şekil 2.9'da sunulmaktadır.



**Şekil 2.4. Üç Eksenli Basınç Deney Sistemi**

Üç eksenli basınç deneyinde, zeminlerin kayma davranışı drenaj koşullarına ve konsolidasyon durumuna göre farklı senaryolar altında incelenebilir. Bu doğrultuda, üç eksenli deneyler genel olarak üç farklı şekilde sınıflandırılır: Konsolidasyonsuz-Drenajsız (UU), Konsolidasyonlu-Drenajsız (CU) ve Konsolidasyonlu-Drenajlı (CD) deneyler.

Konsolidasyonsuz-Drenajsız (UU) Üç Eksenli Basınç Deneyi, zemin numunesinin hücreye yerleştirilmesinin ardından, herhangi bir konsolidasyon süreci uygulanmadan doğrudan eksenel yükleme yapılmasını esas alır. Bu aşamada, numuneden dışarıya boşluk suyu çıkışına izin verilmez, yani drenaj tamamen engellenir. Dolayısıyla, uygulanan gerilmeler zeminde boşluk suyu basıncında ani artışlara yol açar ve bu basınç kesme direncini doğrudan etkiler. Bu nedenle, bu deney tipi genellikle "hızlı üç

eksenli deney" olarak adlandırılır. Özellikle, yumuşak kil zeminler üzerine hızla gerçekleştirilen dolgu uygulamaları ya da kısa sürede yapılan temel yüklemeleri gibi mühendislik problemlerinde bu yöntem geçerlidir.

Konsolidasyonlu-Drenajsız (CU) Üç Eksenli Basınç Deneyi, zeminin doğal ortamındaki gerilme koşullarını daha doğru yansıtmayı amaçlar. Bu yöntemde, numune önce belirli bir hücre basıncı altında konsolidasyona bırakılır. Konsolidasyon tamamlandıktan sonra, eksenel yükleme başlatılır; ancak bu aşamada da drenaj izni verilmez. Bu yöntemle, kesme sırasında oluşan boşluk suyu basıncı ölçülebilir ve böylece efektif gerilmelere göre kayma direnci parametreleri hesaplanabilir. CU deneyi, doğal kil tabakalarında, su seviyesinin sabit kaldığı veya sürekli sızıntının olduğu baraj dolgularında ve kil dolgularında konsolidasyon sonrasındaki davranışın değerlendirilmesinde kullanılır.

Konsolidasyonlu-Drenajlı (CD) Üç Eksenli Basınç Deneyi, en ayrıntılı sonuçları sağlayan deney türüdür. Bu yöntemde, numune öncelikle belirli bir hücre basıncı altında tamamen konsolide edilir ve ardından, kesme işlemi sırasında drenaja tamamen izin verilir. Uygulanan eksenel yükleme çok düşük bir hızla gerçekleştirilir ki bu sayede boşluk suyu basıncının artışı engellenir. Böylece, ölçülen kayma direnci parametreleri tamamen efektif gerilmelere dayalı olur. Bu deney, zamanla gelişen mühendislik problemlerinin (örneğin, tabakalar halinde yapılan dolgular altında yumuşak kilin dayanımı, su sızdıran baraj çekirdeklerinin uzun süreli davranışı veya doğal şevlerdeki drenajlı kesme durumları) analizinde kullanılır.

- Kesme Kutusu Deneyi

Doğrudan kesme deneyi, zeminlerin kayma dayanımını ortaya koymak amacıyla geliştirilen en eski laboratuvar testlerinden biridir. Deney düzeneği, rijit bir yapıdaki dikdörtgen formunda iki parçadan oluşur. Kare, dikdörtgen veya dairesel kesitli numune deney kutusuna yerleştirilerek, sabit düşey yük altında konsolidasyona bırakılır. Sonrasında, kutunun alt bölümü yatay yönde hareket ettirilerek, numunenin ortasından geçen düzlem boyunca kesme kuvvetine maruz bırakılır. Üst kısım sabit kalırken, alt bölümün hareketi zemin içerisinde kesme gerilmelerinin oluşmasına neden olur. Drenajlı koşulların sağlanması adına, kil oranı yüksek zeminlerde daha düşük bir kesme hızı tercih edilirken; kumlu zeminlerde ise birkaç saat içinde yenilme

meydana gelecek şekilde kesme daha hızlı uygulanır. Deney düzeneğine ait genel görünüm Şekil 2.5'te sunulmuştur.



**Şekil 2.5.** Kesme kutusu deney düzeneği

Deney genellikle aynı karakteristik özelliklere sahip, farklı düşey gerilmeler altında test edilen özdeş numunelerle tekrarlanarak yürütülür. Bu yolla, elde edilen kesme ve normal gerilme verileri üzerinden zeminin kohezyon katsayısı ( $c$ ) ile içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) hesaplanabilir. Killi zeminlerde, numunenin suya doygunluğunu sağlamak için kesme kutusu içerisine su eklenerek zemin tam doygun hale getirilip konsolidasyona bırakılır. Ardından belirli bir hızla yükleme başlatılarak kesme etkisi uygulanır ve kayma yüzeyinde oluşan gerilme dağılımı grafiksel olarak kaydedilir.

Kullanılan kesme hızı ile drenajın sağlanma süresi, zeminin türüne göre titizlikle belirlenmelidir. İri taneli zeminler (örneğin kum ve çakıl) için drenaj hızlı bir şekilde gerçekleştiğinden, boşluk suyu basıncının oluşmadığı varsayılır. Buna karşın, kil ve silt gibi geçirgenliği düşük zeminlerde kısa süreli mühendislik analizlerinde toplam gerilme dikkate alınırken, uzun vadeli projelerde efektif gerilmelerin hesaba katılması gerekir (Mitchell, 1993). Kesme kutusu yöntemi, özellikle granüler zeminlerde drenaj dayanımının saptanmasında uygulama kolaylığı ve ekonomikliğiyle öne çıkan bir testtir. Öte yandan, kil içeren zeminlerde bu deney, numunenin tam doygun hale

getirilmesi ve drenaj koşullarının denetiminde yaşanan sınırlılıklar nedeniyle daha düşük güvenilirlikte sonuçlar verebilir.

Buna ek olarak, bu deney yöntemi ile konsolidasyonlu-drenajsız (CU) koşullar altında gerçekçi bir kesme analizi yapmak da zordur; çünkü zemin ne kadar hızlı kesilirse kesilsin drenaj tamamen engellenememektedir. Ayrıca deney sırasında boşluk suyu basıncının ölçülememesi, asal gerilme yönlerinin belirsizliği ve kesme düzlemi boyunca gerilme dağılımının üniform olmaması, kesme kutusu yönteminin başlıca kısıtları arasında yer alır. Bununla birlikte, tüm bu sınırlamalarına rağmen, kesme kutusu deneyi günümüzde hâlâ en yaygın kullanılan laboratuvar testlerinden biridir ve özellikle drenajlı analizlerin temel araçlarından biri olmayı sürdürmektedir.



### 3. MATERYAL VE METOD

Bu tez çalışmasında, Adapazarı siltinin bentonit kili ile karıştırılarak mekanik özelliklerinin nasıl değiştiği incelenecektir. Bentonit kili, saf siltin farklı oranlarına eklenerek karıştırılacak ve bu karışımların kayma direnci parametreleri belirlenecektir. Kayma direnci parametreleri, laboratuvar ortamında yapılan konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli (CU) deneyleri ile tespit edilecektir.

#### 3.1. Malzemeler

Bu çalışma kapsamında doğal Adapazarı silti Sakarya Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarına getirilmiş içerisindeki zemin dışı maddelerden arındırılmıştır. Daha sonra doğal numunenin fiziksel özelliklerini tayin edebilmek için özgül ağırlık, kıvam limitleri ve hidrometre deneyi yapılmıştır (Bağca, 2024).

Bu çalışmada kullanılacak kil malzemesi olarak bentonit tercih edilmiştir. Bentonit, volkanik kökenli kül ve mineral bileşenlerinin ayrışmasıyla oluşan, temel olarak montmorillonit mineralinden meydana gelen bir kil türüdür.

Doğal siltli numune ve bentonite ait fiziksel özellikler tablosu Tablo 3.1’de sunulmuştur.

**Tablo 3.1.** Adapazarı’ndan alınan doğal silt zemin ve karışımlardaki bentonit kilinin fiziksel özellikleri, (Bağca, 2024)

|      | LL<br>(Casagrande)<br>(%) | LL<br>(Koni<br>Penetrasyon)<br>(%) | PL<br>(%) | PI<br>(%) | KİL<br>(Hidrometre) | KİL<br>(Pipet) | Özgül<br>Ağırlık<br>(Gs) | Sınıf<br>(TS1500) |
|------|---------------------------|------------------------------------|-----------|-----------|---------------------|----------------|--------------------------|-------------------|
| Silt | 34                        | 37                                 | NP        | NP        | 15,95               | 10,11          | 2,67                     | ML                |
| Kil  | 119                       | 122                                | 32        | 87        | 79,37               | 73,94          | 2,70                     | CH                |

Çalışmada kullanılacak siltli zemin numunesindeki kil oranını azaltmak amacıyla çöktürme (yüzdürme) yöntemi uygulanmıştır. Kil oranının %5’in altına düşürülmesi hedeflenmiş ve yapılan ön denemeler sonucunda en uygun çöktürme süresi 2 dakika ve 2 çevrim olarak belirlenmiştir. Yaklaşık 5 kg ağırlığındaki zemin; su ve sodyum

metafosfat çözeltisiyle süspansiyon haline getirilmiş, dinlendirildikten sonra üstte kalan kil süspansiyonu valf yardımıyla uzaklaştırılmıştır. İşlem sonunda, kurutulan zeminin kil oranı %4 civarında ölçülmüştür (Bağca, 2024).

Elde edilen bu kili azaltılmış "sıfır numune", çalışma kapsamında dokuz alt gruba ayrılmış; her bir gruba farklı oranlarda bentonit katkısı eklenerek homojen karışımlar hazırlanmıştır. Oluşturulan karışımlar, Tablo 3.3'te belirtilen kodlamalarla tanımlanmış ve tüm deneysel analizlerde bu referans sistemine göre değerlendirilmiştir (Bağca, 2024).

**Tablo 3.2.** Deney numunelerinin tanımlanması, (Bağca, 2024)

| Numune No             | Numune Kodu | Bentonit(%) |
|-----------------------|-------------|-------------|
| %2 bentonitli numune  | 2           | 2           |
| %8 bentonitli numune  | 8           | 8           |
| %15 bentonitli numune | 15          | 15          |
| %30 bentonitli numune | 30          | 30          |
| %40 bentonitli numune | 40          | 40          |

### 3.2. Yeniden Oluşturulmuş Deney Numunelerinin Fiziksel Özellik Tayini

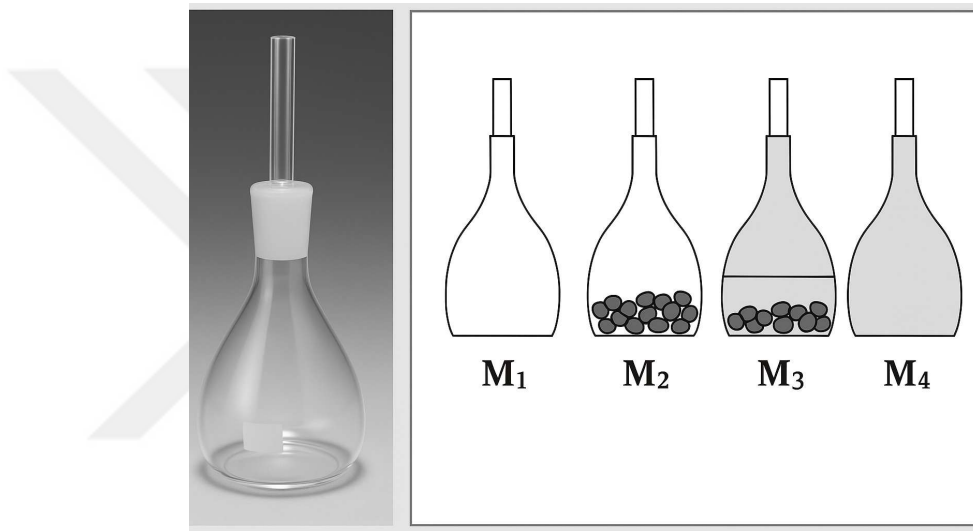
5 farklı zemin karışımı üzerinde yapılan deneysel çalışmalarla birlikte, likit limit (LL), plastik limit (LL), plastisite indeksi (IP), özgül ağırlık (Gs) ve kil oranı gibi temel mühendislik özellikleri belirlenmiştir. Bu deneysel veriler, bentonit katkı miktarına bağlı olarak zemin özelliklerinde meydana gelen değişimleri değerlendirmek amacıyla analiz edilmiştir.

#### 3.2.1. Piknometre (özgül ağırlık) deneyi

Numunelerin özgül ağırlıklarını (Gs) tespit edilmesi için, TS 1900-1 standardına dayalı yöntem piknometre deneyi gerçekleştirilmiştir. Deneye başlamadan önce piknometre kapları dikkatlice temizlenmiş, ardından belirlenen miktarda zemin numunesi ilave edilerek etüvde kurutma işlemi yapılmış ve tam kuruma sağlanmıştır. Kurutma sonrası yalnızca piknometrelerin kuru ağırlıkları (M1) ölçülerek kaydedilmiştir. Daha sonra, önceden dövülerek toz haline getirilmiş zemin örnekleri piknometre kaplarına huni yardımıyla aktarılmış ve piknometre + kuru numune ağırlıkları (M2) tartılmıştır.

Tartım işlemlerinin ardından, piknometrelerin içerisine bir miktar damıtık su eklenmiş ve hava kabarcıklarının uzaklaştırılması amacıyla vakum işlemi uygulanmıştır. Vakumlama tamamlandıktan sonra, piknometreler tamamen damıtık su ile doldurulmuş ve piknometre + numune + su toplam ağırlıkları (M3) kaydedilmiştir. Sonrasında piknometreler boşaltılmış, içindeki zemin ve su uzaklaştırılmış ve kaplar tamamen temizlenmiştir. Temizlenen piknometre kapları sadece damıtık su ile doldurularak tekrar tartılmış ve bu değerler (M4) olarak kayda alınmıştır.

Her bir zemin numunesi için aynı prosedür izlenerek deney tamamlanmış ve denklem 3.1 yardımıyla özgül ağırlık değerleri hesaplanmıştır (Şekil 3.1).



**Şekil 3.1.** Piknometre deney aşamalarının şeması

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

### 3.2.2. Atterberg kıvam limitleri

İnce daneli zeminlerin sınıflandırılmasında, Atterberg kıvam limitleri esas alınmaktadır. Zeminlerin su muhtevasına bağlı olarak katı, plastik ya da sıvı halde davranış göstermesi, mühendislik özellikleri açısından büyük önem taşımaktadır. Bu doğrultuda, çalışma kapsamında hazırlanan tüm numunelerin likit limit (LL) ve plastik limit (PL) değerleri belirlenmiş ve elde edilen kıvam limitlerine göre plastisite kartı üzerindeki konumları tayin edilmiştir.

- Likit Limit Deneyi

Zeminin plastik halden sıvı hale geçtiği nokta, likit limit (LL) olarak tanımlanmakta olup, bu değer Casagrande aleti ile yapılan deneyler sonucunda belirlenmektedir. Deneyin prensibi, standart bir yarık açılan numunenin, Casagrande kabı 25 kez düşürüldüğünde yaklaşık 1,3 cm'lik kapanma göstermesi esasına dayanır. Tek seferde tam olarak 25 vuruşta kapanmayı sağlamak genellikle mümkün olmadığından, farklı vuruş sayılarında elde edilen su muhtevaları kullanılarak grafik oluşturulur ve bu grafik üzerinden 25 vuruşa karşılık gelen su oranı likit limit olarak belirlenir.

Deneye başlamadan önce, zemin numuneleri etüvde kurutulmuş, havanda dövülerek hazırlanmıştır. Hazırlanan numunelere kontrollü biçimde damıtık su ilave edilmiş ve karışımlar homojen hale getirilmiştir (Şekil 3.2).



**Şekil 3.2.** Numune hazırlama ve Casagrande kabı

Temizlenmiş Casagrande kabına spatula ile numune yerleştirilmiş, yüzeyi düzlenmiştir. Ortasına standart bıçakla yarık açılan numune, saniyede iki vuruş hızında çalışan Casagrande aletiyle düşürülerek test edilmiştir (Şekil 3.3)(Şekil 3.4).





**Şekil 3.3.** Numune yerleştirme ve yarık açma işlemi

Yaklaşık 1,3 cm'lik kapanma gözlemlendiğinde deney durdurulmuş ve bu bölgeden alınan numune tartılmış, ardından etüvde kurutularak su içeriği belirlenmiştir. Aynı işlemler, her defasında numuneye yeniden damıtık su ilave edilerek tekrarlanmış ve deney tamamlanıncaya kadar sürdürülmüştür.



**Şekil 3.4.** Likit limit tayini

- Plastik Limit Tayini

Plastik limit (PL), ince daneli zeminlerin kıvam özelliklerinin değerlendirilmesinde kullanılan Atterberg limit deneylerinden biridir. Bu deneyin amacı, zeminin plastik özelliklerini yitirerek yarı katı davranış göstermeye başladığı su muhtevasını

belirlemektir. Bir başka ifadeyle, zemin numunesinin şekil verilebilirliğinin azalıp kırılganlık göstermeye başladığı su içeriği, plastik limit olarak kabul edilir.

Deneye başlamadan önce, zemin numunesi uygun bir kap içerisine alınır. Ardından kontrollü şekilde damıtık su eklenerek numune yoğrulur ve homojen kıvamda şekillendirilebilir hale getirilir. Hazırlanan bu karışımdan küçük parçalar alınır ve cam ya da buzlu cam yüzey üzerinde, el yardımıyla yaklaşık 3 mm çapında şeritler haline getirilinceye dek yuvarlanır (Şekil 3.5).

Yuvarlama işlemi sırasında numunenin çatlaması veya parçalanması, zeminin plastik halden çıktığını ve yarı katı davranışa geçtiğini gösterir. Bu noktada, numune derhal toplanarak tartılır ve su içeriği belirlenmek üzere kurutulur. Bu işlem genellikle en az üç tekrarla uygulanır ve elde edilen su muhtevalarının ortalaması, plastik limit (PL) değeri olarak kaydedilir.



**Şekil 3.5. Plastik limit deney aşamaları**

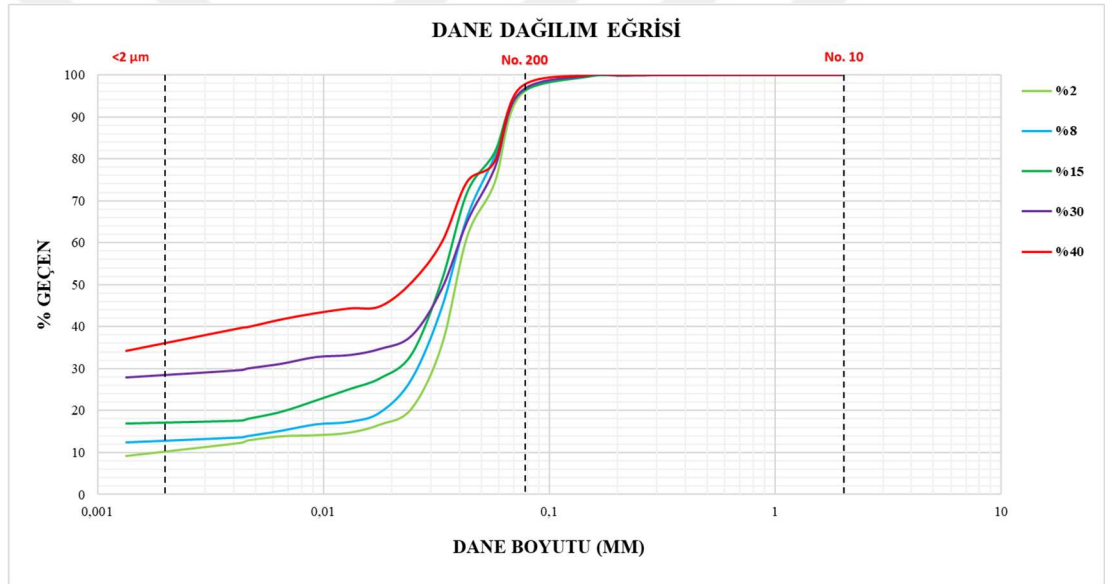
- Dane Çapı Dağılımı

Dane çapı dağılımı, farklı boyutlardaki zemin tanelerinin toplam kuru zemin kütlelerine oranla yüzde olarak ifade edilmesiyle elde edilen önemli bir sınıflandırma yöntemidir. Bu çalışmada kullanılan zemin, ince daneli karakterde olduğundan, dane boyu dağılımının belirlenmesinde çöktürmeye dayalı yöntemlerden biri olan hidrometre deneyi uygulanmıştır. Deneysel çalışmalar, ASTM D2487-11 standardına uygun şekilde yürütülmüş ve farklı bentonit katkı oranlarına sahip zemin karışımlarında kil, silt ve kum fraksiyonları belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar Tablo 3.3'te sunulmuştur.

**Tablo 3.3.** Deney numunelerinin fiziksel özellikleri

| Numune No | LL(Casagrande)<br>(%) | PL<br>(%) | Ip<br>(%) | Kil<br>(Hidrometre)<br>(%) | Özgöl<br>ağırlık<br>(GS) | Sınıf<br>(ASTM) |
|-----------|-----------------------|-----------|-----------|----------------------------|--------------------------|-----------------|
| 2         | NP                    | NP        | NP        | 9,16                       | 2,65                     | ML              |
| 8         | 32,15                 | 29,96     | 2,19      | 13,00                      | 2,66                     | ML              |
| 15        | 34,20                 | 27,87     | 6,33      | 16,96                      | 2,68                     | ML              |
| 30        | 46,70                 | 22,48     | 24,22     | 28,50                      | 2,69                     | CL              |
| 40        | 59,50                 | 21,93     | 37,57     | 34,22                      | 2,69                     | CH              |

Dane boyutlarına göre yapılan sınıflandırmada, 0.075 mm'den büyük daneler kum ve çakıl, 0.002 mm – 0.075 mm arasındaki daneler silt, 0.002 mm'den küçük olanlar ise kil sınıfı olarak değerlendirilmektedir. Hidrometre deneyinden elde edilen veriler doğrultusunda hazırlanan dane çapı dağılım eğrisi Şekil 3.4'te sunulmuştur.

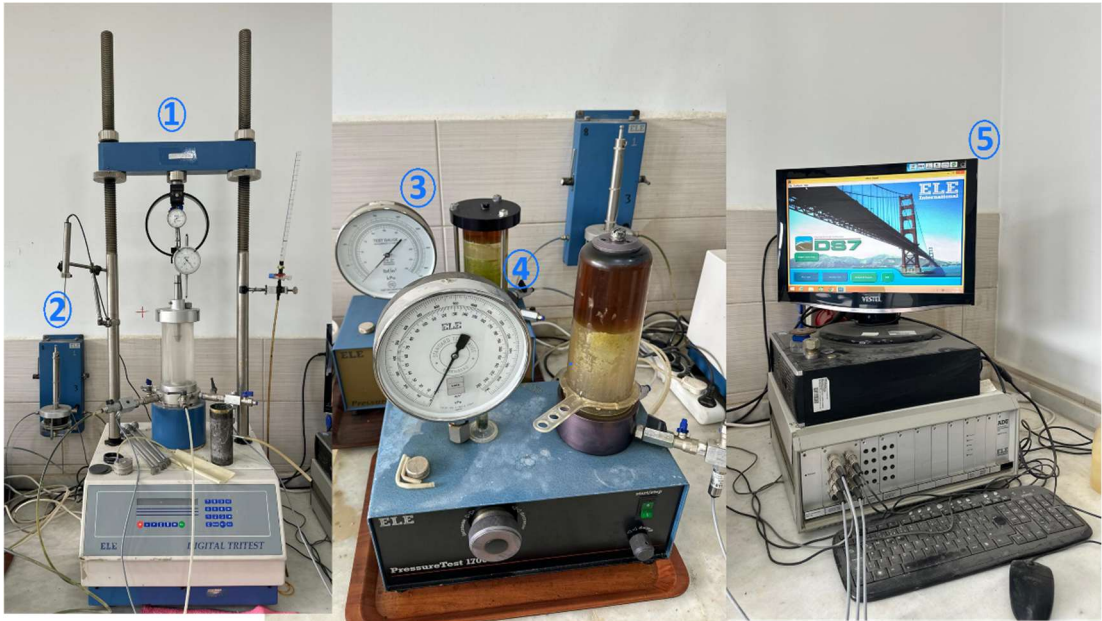
**Şekil 3.6.** Dane dağılım eğrisi



#### 4. KONSOLİDASYONLU-DRENAJSIZ (CU) ÜÇ EKSENLİ HÜCRE DENEYİ

Üç eksenli hücre kesme deneyleri, laboratuvar ortamında hazırlanan numunelerin sahadaki yükleme ve drenaj koşullarını mümkün olduğunca gerçekçi bir biçimde taklit etmektir. Bu sayede, zeminin kayma mukavemeti parametreleri en doğru biçimde belirlenebilir (Tan, 2013). Bu çalışma kapsamında da zeminlerin dayanım özelliklerinin belirlenebilmesi amacıyla üç eksenli hücre kesme deneyi tercih edilmiştir.

Bu kapsamda tüm deneyler, Sakarya Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarı bünyesinde yer alan üç eksenli hücre kesme deney cihazı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Şekil 4.1'te laboratuvarda kullanılan deney düzeneği şematik olarak sunulmuştur. Düzenekte yer alan 3 numaralı ve 4 numaralı basınç sağlayıcılar, sırasıyla geri basınç ve hücre basıncını oluşturmak amacıyla kullanılmaktadır. 2 numaralı ünite, numune hacmindeki değişimleri hassas bir şekilde ölçmektedir. Yükleme sistemini temsil eden 1 numaralı birim, ELE markalı otomatik yükleme cihazıdır. Deney işlemlerinin bilgisayar aracılığıyla izlenmesini ve yürütülmesini sağlayan veri işleme ünitesi (ELE-ADU) ise 5 numara ile gösterilmiştir.



Şekil 4.1. Üç eksenli hücre deney düzeneği



#### 4.1. Numunelerin Bulamaç (Slurry) Yöntemiyle Hazırlanması

Konsolidasyonlu-drenajsız (CU) üç eksenli deneylerde kullanılmak üzere, zemin numuneleri bulamaç yöntemi ile hazırlanmıştır. Bu yöntem kapsamında, deney karışımları hazırlanırken, her bir numuneye ait sıvı limit (LL) değerinden yaklaşık 1,5 kat su içerecek şekilde su/zemin oranı ayarlanmıştır ve bu karışımlar, laboratuvar tipi bir mikser yardımıyla tam homojenlik sağlanıncaya kadar karıştırılmıştır. Karıştırma işlemi tamamlandıktan sonra, oluşan bulamaç yapısındaki hava boşluklarının uzaklaştırılması amacıyla, numuneler belirli bir süre desikatörde vakum altında bekletilmiştir. Bu işlem sayesinde karışım içerisindeki serbest hava kabarcıkları giderilmiş ve daha düzgün bir yapı elde edilmiştir.



**Şekil 4.2.** Bulamaç (slurry) yöntemi ile numune hazırlama

Havasız alınmış numuneler, metal bir hücre kalıbı içerisine dikkatlice yerleştirilmiş ve ardından ön konsolidasyon işlemi uygulanarak numune test öncesi deney koşullarına uygun şekilde hazırlanmıştır.



**Şekil 4.3.** Numunenin metal hücreye yerleştirilmesi ve ön konsolidasyon süreci

#### 4.2. Konsolidasyonlu-Drenajlı CU Deneyinin Yapılması

100 kPa ön konsolidasyon basıncında belirli bir süre bekletilen zemin numunelerinden %2 ve %8 numunelerinde kil oranının az olması ve numunenin silt içeriğinden kaynaklı ön konsolidasyon sonrası dondurma işlemi yapılarak deneye tabi tutulmuştur. Konsolidasyon sonrası çap ve boy ölçümleri alındıktan sonra numune üç eksenli hücre deney düzeneğine yerleştirilmiştir. Numune, drenaj koşullarını iyileştirmek ve boşluk suyu hareketini hızlandırmak amacıyla çevresi ince filtre kâğıdı ile sarılmış; alt ve üst yüzeylerine ise 50 mm çapında poröz taşlar ve yine aynı çapa sahip filtre kağıtları yerleştirilmiştir. Bu düzenleme sayesinde numune içerisindeki suyun hem yukarı hem aşağı yönlü geçişi kolaylaştırılmıştır. Ardından, numunenin çevre basıncı etkisinden zarar görmesini önlemek amacıyla, üzerine elastik membran (koruyucu zar) geçirilmiş ve numune alt ve üst başlıklara metal ringlerle sabitlenmiştir. Tüm bu işlemlerin ardından deney hücresi kapatılmış ve çevre basıncının uygulanmasına hazır hâle getirilmiştir. Numunenin düzeneğe yerleştirilme süreci Şekil 4.4'te gösterilmiştir.



**Şekil 4.4.** Numunenin düzeneğe yerleştirilme süreci

CU deney süreci doyurma, konsolidasyon ve kesme olmak üzere üç ana aşamadan oluşur. Doyurma aşamasında, numune içerisindeki boşlukların tamamen su ile doldurulması sağlanmaktadır. Bu işlem numuneye çevre basıncı ve geri basınç arasındaki fark 10 kPa tutularak uygulanmıştır. Bu işlemin basınç değerleri kademeli olarak artırılarak tekrarlanmıştır. Her adımda numune içine giren su miktarına bağlı olarak B değeri (Skempton katsayısı) hesaplanmıştır. Bu katsayı 0.95'in üzerine

çıkıldığında, numune tamamen doygun kabul edilerek deneyin ikinci aşamasına, yani konsolidasyona geçilmiştir.

Deneyde kullanılan üç farklı numuneye sırasıyla 600 kPa, 700 kPa ve 800 kPa hücre basıncı, ve sabit 500 kPa geri basınç uygulanarak numuneler üzerinde 100 kPa, 200 kPa ve 300 kPa hidrostatik gerilme oluşturulmuştur. Numunelerin bu koşullar altında tam konsolidasyonu için gereken süre, zeminin permeabilitesi ve yapısal özelliklerine bağlı olarak 1-3 gün arasında değişmiştir. Konsolidasyonun tamamlanma anı, hücre basıncı ile geri basıncın eşitlendiği ve boşluk suyunun çıkışının tamamlandığı noktadır. Bu koşullar sağlandıktan sonra numune kesme aşamasına geçmeye hazır hale getirilmiştir. Kesme hızı 0,2 mm/dk olarak belirlenmiştir. Yükleme işlemi, numunenin eksenel birim deformasyonu %20 seviyesine ulaşana kadar sürdürülmüştür. TS1900-2 standardında belirtildiği üzere, deney bu deformasyon seviyesinde sonlandırılmıştır. Numunenin bu noktada kırıldığı ya da belirgin bir tepe deviator gerilmesi sergilediği kabul edilmiştir. Bu doğrultuda, %20 eksenel gerinim değeri, zemin davranışının dayanım karakteristiklerini değerlendirmede referans noktası olarak esas alınmıştır. Numunelerin konsolidasyon ve kesme aşamaları Şekil 4.5'te gösterilmiştir.



**Şekil 4.5.** Numunelerin konsolidasyon ve kesme aşamaları



## 5. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

### 5.1. Konsolidasyon Sonrası Numune Boyutlarının Hesaplanması

Konsolidasyon işlemi sonrasında zemin numunesinde, uygulanan dış yükler ve boşluk suyu basıncının azalmasıyla birlikte hacimsel küçülme meydana gelir. Bu hacimsel değişim, özellikle düşey yönde daha belirgin olmakta ve numunenin yüksekliğinde ölçülebilir bir azalma ile kendini göstermektedir. Zemin numunesinde meydana gelen hacimsel küçülmenin ardından numunenin hacim, enine kesit alanı ve boy değerlerinde değişimler gözlemlenmektedir. Bu değişimlerin hesaplanmasında Özyayın (2007), başlangıç hacmindeki azalma miktarı ( $\Delta V_c$ ) esas alarak aşağıdaki ifadeleri kullanmıştır.

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

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

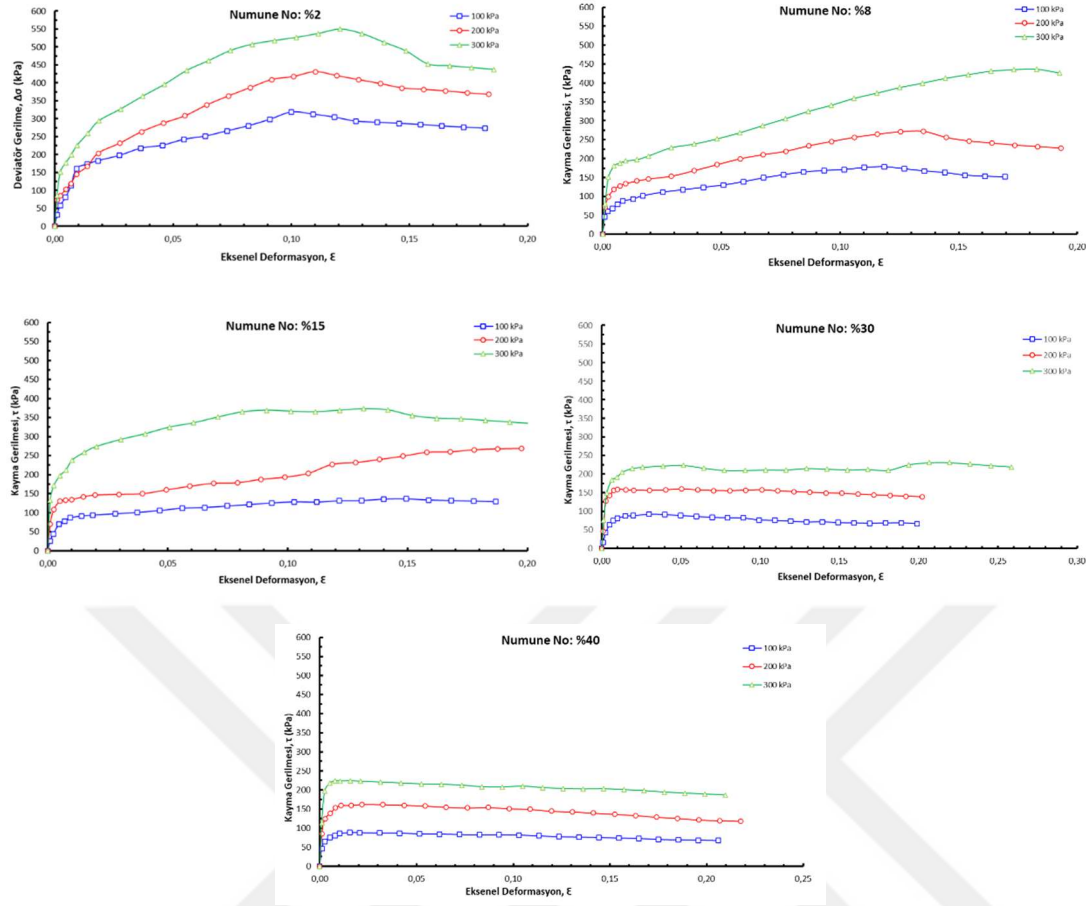
$$L_c = L_0 \left[ 1 - \frac{1 \Delta V_c}{3 V_0} \right] \quad 5.3$$

Her bir numune için konsolidasyon sonrası numune yüksekliği ve numune çapı Denklem 5.1, Denklem 5.2 ve Denklem 5.3 kullanılarak yeniden hesaplanmıştır.

### 5.2. CU Deney Sonuçları

#### 5.2.1. Tüm Numuneler için Gerilme-Deformasyon İlişkileri

Şekil 5.1 incelendiğinde, farklı çevre basınçları altında (100 kPa, 200 kPa, 300 kPa) gerçekleştirilen CU deneyleri sonucunda her bir numunenin kendi içerisinde çevre basıncının artmasıyla birlikte, tüm bentonit katkı oranlarında zeminlerin taşıma gücünün arttığı, yani daha yüksek gerilme değerlerine ulaşıldığı gözlemlenmiştir.



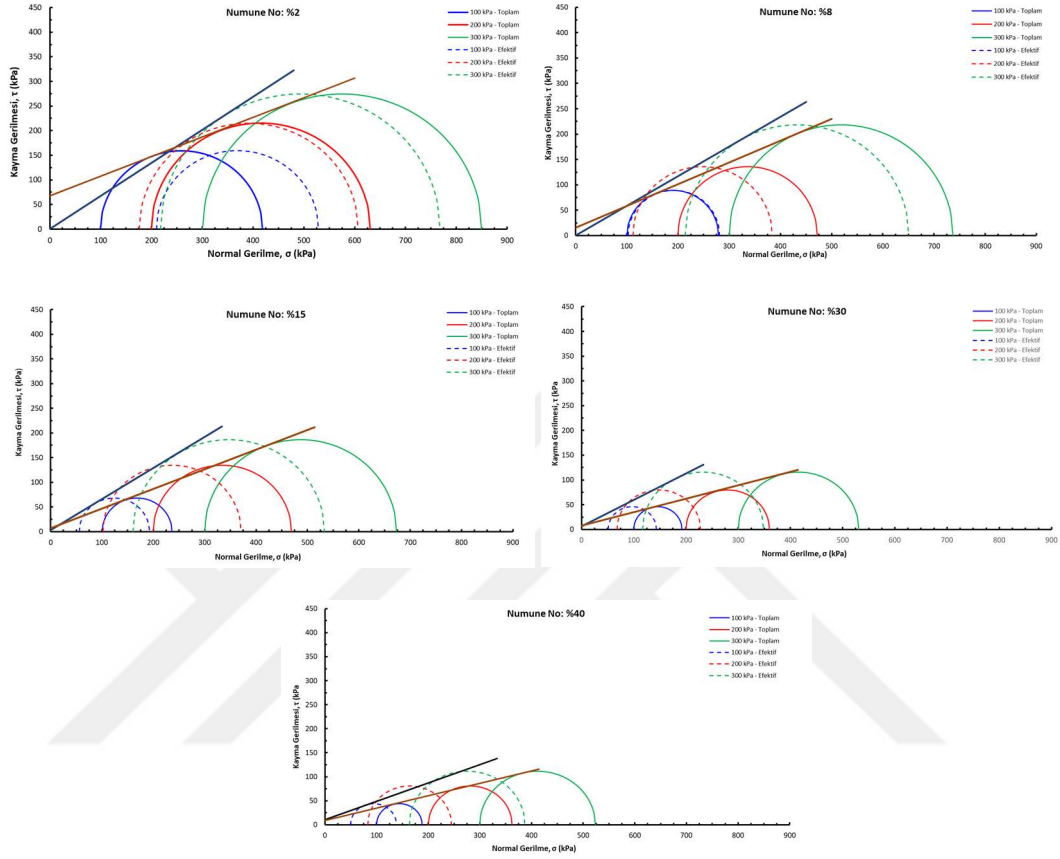
**Şekil 5.1.** Tüm numuneler için farklı hücre basınçları altında gerilme-deformasyon ilişkileri

Farklı bentonit oranlarının gerilme-deformasyon ilişkisi incelendiğinde siltli zeminler belirgin bir tepe gerilmesine ulaştıktan sonra dayanım kaybına uğrayarak gerinim yumuşaması davranışı sergilemektedir. Buna karşın, kil içeriği yüksek olan numunelerde, şekil değiştirme süreci boyunca gerilmede düşüş gözlenmemekte, akma sonrası gerilme-deformasyon eğrileri yatay bir seyir izlemekte ve bu zeminlerin daha sünek özellikte davrandığı görülmektedir. Bu gözlemler, düşük plastisiteli zeminlerin gevrek, yüksek plastisiteli zeminlerin ise sünek davranışa eğilimli olduğunu ortaya koymaktadır (Craig, 2004).

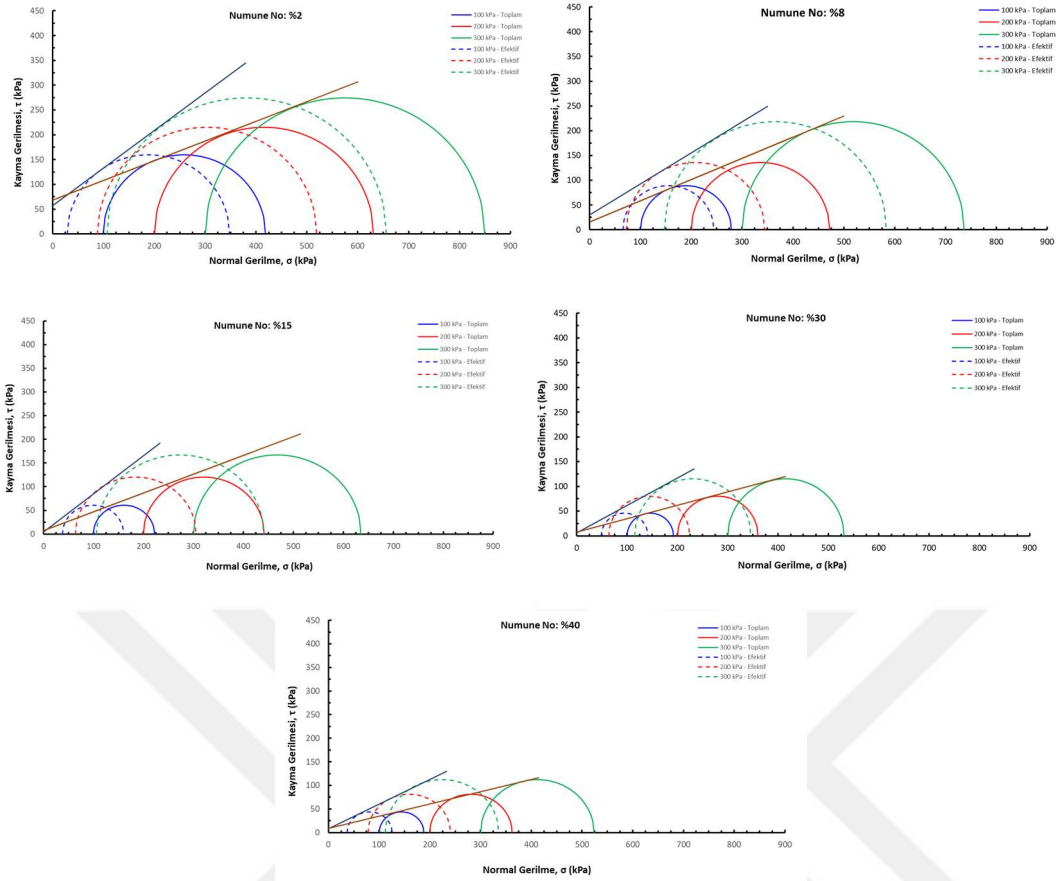
### 5.2.2. Mohr Daireleri ve Yenilme Zarfları

Bu çalışmada, konsolidasyonlu-drenajsız (CU) üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen veriler kullanılarak zeminlerin kayma direnci parametreleri hem efektif gerilme esaslı ( $c'$ ,  $\phi'$ ) hem de toplam gerilme esaslı ( $c$ ,  $\phi$ ) olarak değerlendirilmiştir. Efektif gerilme analizlerinde iki farklı yaklaşım benimsenmiştir. Birinci yöntemde, boşluk suyu basıncı olarak yalnızca kopma anında ölçülen  $U_w$  değeri esas alınmış ikinci

yöntemde ise deformasyon süreci boyunca gözlemlenen maksimum  $U_w$  kullanılmıştır. Her iki yöntemle elde edilen efektif asal gerilmeler üzerinden Mohr daireleri çizilmiş ve bu daireler yardımıyla kayma direnci parametreleri belirlenmiştir (Şekil 5.2) (Şekil 5.3).



Şekil 5.2.  $\Delta\sigma_{\max}$  'a karşılık  $U_w$  hesabı ile mohr daireleri ve yenilme zarfları



**Şekil 5.3.**  $U_{max}$ 'a karşılık  $U_w$  hesabı ile mohr daireleri ve yenilme zarfları

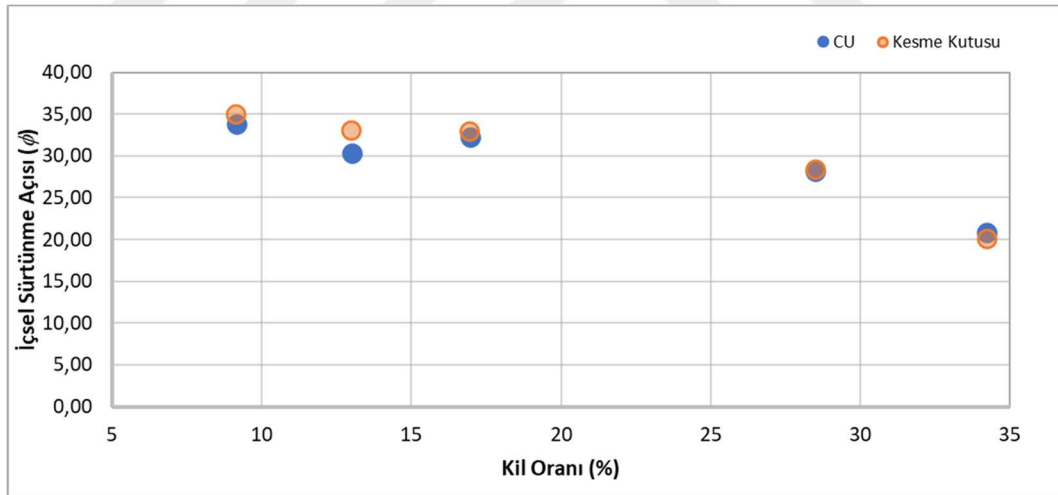
Tablo 5.1 incelendiğinde, maksimum boşluk suyu basıncı kullanılarak elde edilen  $c'$ - $\phi'$  değerleri, özellikle düşük kil oranlı (%2 ve %8) numunelerinde yüksek içsel sürtünme açıları ( $\phi' = 37,15^\circ$  ve  $32,03^\circ$ ) ve göreceli olarak yüksek kohezyon ( $c' = 57$  kPa ve 30 kPa) göstermiştir. Ancak, kopma anındaki boşluk suyu basıncına göre yapılan hesaplamalarda kohezyon değerlerinde önemli düşüşler, sürtünme açılarında ise daha tutarlı sonuçlar elde edilmiştir. Örneğin %15 kil oranına sahip numunede  $U_{max}$  yöntemine göre  $c' = 4$  kPa ve  $\phi' = 38,88^\circ$  iken, kopma anına göre  $c' = 3$  kPa ve  $\phi' = 32,23^\circ$  olarak bulunmuştur. Bu değerler, Bozarslan (2025) tarafından kesme kutusu deneyleriyle elde edilen  $c' = 9,14$  kPa ve  $\phi' = 32,89^\circ$  ile yüksek uyum içindedir. Özaydın (2007) tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışmalarda da, efektif gerilme hesaplamalarında kopma anına karşılık gelen boşluk suyu basıncı değerinin esas alındığı belirtilmiştir.

Bu bulgular, ASTM D4767 standardında da vurgulanan “efektif gerilme hesaplamalarının kopma anına göre yapılması gerektiği” ilkesini desteklemektedir.

**Tablo 5.1.** Efektik kayma direnci parametrelerinin karşılaştırma tablosu

| Numune No<br>(%) | Kil Oranı Hdr.<br>(%) | $U_{max}=U_w$ |         | $\Delta\sigma_{max}$ 'a karşılık $U_w$ |         | Bozarslan (2025) |         |
|------------------|-----------------------|---------------|---------|----------------------------------------|---------|------------------|---------|
|                  |                       | $c'$          | $\phi'$ | $c'$                                   | $\phi'$ | $c'$             | $\phi'$ |
| 2                | 9,16                  | 57            | 37,15   | 0                                      | 33,86   | 0,00             | 35,02   |
| 8                | 13,00                 | 30            | 32,03   | 0                                      | 32,73   | 0,98             | 33,07   |
| 15               | 16,96                 | 4             | 38,88   | 3                                      | 32,23   | 9,14             | 32,89   |
| 30               | 28,50                 | 6             | 28,95   | 6                                      | 28,19   | 18,11            | 28,33   |
| 40               | 34,22                 | 8             | 27,62   | 11                                     | 20,89   | 20,76            | 20,12   |

Şekil 5.4'te farklı bentonit katkı oranlarına sahip zeminler için CU ve kesme kutusu deneylerinden elde edilen içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) değerlerini göstermektedir. Tüm bentonit oranlarında iki yöntemle elde edilen  $\phi$  değerleri birbirine oldukça yakın çıkmış, eğriler neredeyse çakışmıştır. Bu durum, içsel sürtünme açısının deney yönteminden bağımsız olarak bentonit oranına duyarlı bir şekilde azaldığını ortaya koymaktadır. Bentonit oranı arttıkça, zeminin plastikleşme eğilimi artmış ve buna bağlı olarak  $\phi$  değerleri düzenli bir azalma göstermiştir. Bu eğilim, kohezyonel yapıdaki tanecikler arası sürtünmenin bentonit katkısıyla birlikte azaldığını göstermektedir.

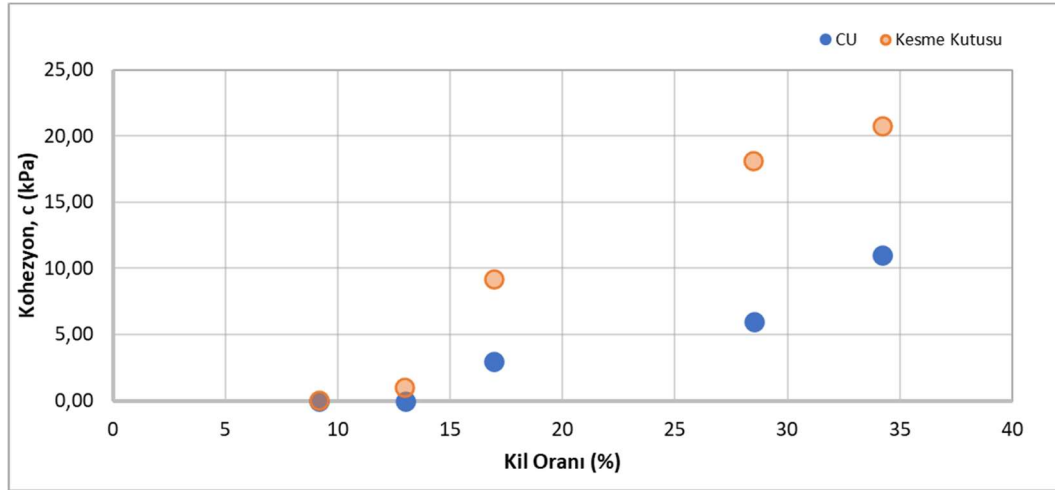
**Şekil 5.4.** Bozarslan (2025) ile CU deneyleri içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) değerleri karşılaştırılması

Şekil 5.5'te ise CU ve kesme kutusu deneylerinden elde edilen kohezyon ( $c$ ) değerleri karşılaştırılmıştır. Düşük bentonit içeriklerinde (özellikle %2 ve %8) her iki deney yönteminde kohezyon değerleri oldukça düşük olup neredeyse sıfıra yakın çıkmıştır. Bu durum, düşük plastik özelliklere sahip silt zeminlerde kohezyonel bağın sınırlı olduğunu göstermektedir. Ancak %15'in üzerinde bentonit katkısıyla birlikte kohezyon değerleri belirgin şekilde artış göstermiştir. Ayrıca CU deneyinde düşük

bentonit oranlarında daha düşük kohezyon gözlenirken, kesme kutusu deneyinde özellikle %30 ve %40 bentonit oranlarında kohezyon değerlerinin CU'ya göre daha yüksek gerçekleştiği dikkat çekmektedir. Bu farkın temel nedenleri, iki deney yönteminin drenaj koşulları, yükleme biçimi ve kesme düzleminin oluşumu gibi deneysel parametrelerden kaynaklandığı düşünülmektedir.

Kesme kutusu deneyinde, numune drenajlı koşullarda ve belirli bir kesme düzlemi boyunca kaymaya zorlanırken; CU deneyinde numune doygun ve drenajsız koşullarda kesilmektedir. Kesme kutusu deneyinde suyun dışarı çıkmasına izin verildiğinden, boşluk suyu basıncı artışı baskılanır ve bu durum, özellikle kohezyonel bağın daha belirgin hale gelmesini sağlar. Buna karşılık CU deneyinde, drenajın kapalı olması nedeniyle kesme sırasında boşluk suyu basıncı gelişir ve bu da efektif gerilmenin azalmasına neden olur. Bu koşullarda kohezyon parametresi, tanecikler arası bağların değil, numune içindeki su basıncı etkisiyle daha sınırlı ölçüde ortaya çıkar.

Buna ek olarak, kesme kutusu deneyinde kesme yüzeyi önceden belirlenmiş olup, bu bölgede zemin daha fazla şekil değiştirmeye zorlanırken, CU deneyinde kesme düzlemi numune içinde doğal olarak gelişmektedir. Bu fark, özellikle yüksek plastisiteli bentonit içeren numunelerde, kesme kutusunun daha fazla kohezyon değerini ortaya koymasına neden olabilir.



**Şekil 5.5.** Bozarslan (2025) ile CU deneyleri kohezyon (c) değerleri karşılaştırılması

Aynı deney serisinde, toplam gerilme esaslı analizlerden elde edilen kayma direnci parametreleri incelendiğinde (Tablo 5.2), düşük bentonit içerikli (%2 ve %8) numunelerde dikkat çeken şekilde yüksek kohezyon değerleri (sırasıyla 68 kPa ve 16 kPa) elde edildiği, buna karşın içsel sürtünme açılarının düşük olduğu

gözlemlenmiştir. Bu durumun olası nedenlerinden biri olarak, söz konusu numunelere uygulanan ön konsolidasyon işlemi sonrası dondurma ve çözülme prosedürü olduğu düşünülmektedir. Numuneler ön konsolidasyonun ardından dondurulmuş ve deney düzeneğine yerleştirildikten sonra doyurma aşamasında çözümleri beklenmiştir. Bu süreçte, tanecikler arası suyun buz fazına geçmesiyle geçici bir yapısal bağ oluşmuş olabilir. Bu bağların çözülme sonrasında tam anlamıyla ortadan kalkmaması, özellikle toplam gerilme koşullarında ölçülen kohezyon değerlerinde yapay bir artışa, yani yalancı kohezyon oluşumuna neden olmuş olabilir.

Literatürde de belirtildiği üzere, donmuş zeminlerin çözülme sürecinde bu tür geçici dayanım artışları gözlemlenebilmektedir (Lambe & Whitman, 1969). Das (2010) ise toplam gerilme esaslı analizlerde, deney öncesi numune hazırlık işlemlerinin (dondurma, sıkıştırma vb.) ölçülen kayma parametrelerini etkileyebileceğini vurgulamaktadır. Nitekim, bu çalışmada daha yüksek bentonit içerikli numunelerde dondurma işlemi uygulanmamış ve elde edilen kohezyon değerleri çok daha düşük ve tutarlı seviyelerde gerçekleşmiştir. Bu bulgu, düşük bentonit oranına sahip dondurulmuş numunelerde gözlenen yüksek kohezyon değerlerinin deneysel koşullardan kaynaklanan yalancı bir dayanım etkisi olabileceğini desteklemektedir.

**Tablo 5.2.** Toplam gerilmeler esas alınarak hesaplanan kayma direnci parametreleri

| Numune No<br>(%) | Kil Oranı Hdr.<br>(%) | c  | $\phi$ |
|------------------|-----------------------|----|--------|
| 2                | 9,16                  | 68 | 21,43  |
| 8                | 13,00                 | 16 | 23,14  |
| 15               | 16,96                 | 7  | 21,72  |
| 30               | 28,50                 | 8  | 15,13  |
| 40               | 34,22                 | 9  | 14,49  |





## 6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında, Adapazarı yöresine ait doğal siltli zemin içerisinde farklı oranlarda (%2, %8, %15, %30, %40) bentonit kili ilave edilerek oluşturulan karışım numunelerinin drenajsız ve drenajlı kayma direnci davranışları, konsolidasyonlu-drenajsız (CU) üç eksenli deneyler aracılığıyla değerlendirilmiştir. Elde edilen bulgular, bentonit katkısının zeminin kayma dayanımı parametreleri ve deformasyon karakteristikleri üzerinde önemli etkiler yarattığını göstermektedir.

Bentonit katkı oranı arttıkça, numunelerin kohezyon değerlerinde belirgin bir artış, içsel sürtünme açısı değerlerinde ise sistematik bir azalma meydana gelmiştir. Bu durum, bentonitin plastisiteyi artırıcı ve tanecikler arası sürtünmeyi azaltıcı yapısıyla doğrudan ilişkilidir. Özellikle %15 bentonit katkısı civarında, zeminlerin kum-benzeri gevrek davranıştan kil-benzeri sünek davranışa geçtiği kritik bir geçiş bölgesi tanımlanmıştır. Bu nedenle, mühendislik projelerinde bu eşik oran dikkatle değerlendirilmelidir.

Düşük bentonit oranlarında (%2 ve %8) kesme sırasında numuneler pik değere ulaşmakta ve sonrasında belirgin bir dayanım azalması meydana gelmektedir. %30 ve %40 bentonit katkılı numunelerde dayanım belirli bir maksimum değere ulaştıktan sonra sabit kalmaktadır. Bu tipik bir normal konsolide kil davranışıdır.

Efektif gerilmeler esas alınarak yapılan analizlerde, düşük kil içerikli numunelerde elde edilen yüksek içsel sürtünme açısı ( $\phi' > 30^\circ$ ), drenajlı koşullarda zeminlerin daha sürtünme temelli bir dayanım sergilediğini ortaya koymuştur. Buna karşılık, toplam gerilmelerle yapılan değerlendirmelerde düşük bentonit katkılı numunelerde elde edilen yüksek kohezyon değerlerinin, uygulanan dondurma-çözülme işlemleri nedeniyle oluşan yapay yapısal bağlanmaların bir sonucu olduğu düşünülmektedir. Bu nedenle, laboratuvar numunelerinin hazırlanma sürecinde uygulanan işlemlerin, deney sonuçları üzerindeki etkisi mutlaka dikkate alınmalıdır.

Kesme kutusu ve CU deneylerinden elde edilen kayma direnci parametreleri karşılaştırıldığında, içsel sürtünme açısı bakımından her iki deney türünde benzer

sonuçlar elde edilirken, kohezyon değerlerinde belirgin farklılıklar gözlenmiştir. Kesme kutusu ve CU deneyde kohezyon değerleri aynı kil oranından sonra ( $Kil > \%13$ ) sıfırdan büyük değerler vermeye başlamışlardır. Bu sınır kum gibi davranıştan kil gibi davranışa geçişi temsil etmektedir.

Ayrıca, deney bulguları zeminlerin kısa ve uzun vadeli davranışlarının farklı zemin parametreleri ile ifade edilmesi gerektiğini de göstermektedir. Kohezyon, drenajsız kısa süreli yüklemelerde zemin dayanımının belirlenmesinde etkili olurken; drenajın sağlandığı uzun vadeli mühendislik uygulamalarında içsel sürtünme açısı daha belirleyici bir parametre olarak öne çıkmaktadır. Bu bağlamda, mühendislik yapılarının güvenli ve ekonomik tasarımı açısından, kayma direnci parametrelerinin süreye bağlı zemin davranışı çerçevesinde değerlendirilmesi gerekmektedir.

Sonuç olarak, bentonit katkısı yalnızca zeminlerin indeks özelliklerini değil, aynı zamanda drenaj koşullarına bağlı olarak kayma direnci parametrelerini de kapsamlı şekilde etkilemektedir. Zeminlerin bu davranışsal geçişleri, özellikle şev stabilitesi, oturma kontrolü ve geçirimsizlik gibi mühendislik uygulamalarında tasarım kararlarına doğrudan yansıtılmalıdır. Tasarıma esas teşkil edecek parametrelerin, hem laboratuvar hem de arazi verileriyle desteklenerek çok yönlü bir değerlendirme ile belirlenmesi önerilmektedir.

## KAYNAKÇA

- Arslan, E. (2021). İnce daneli alüvyonel zeminlerin drenajsız kayma mukavemeti özelliklerinin farklı oranlarda kireç katkısıyla iyileştirilmesi.
- ASTMD2487-11. (tarih yok). ASTM D2487-11: Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International. doi:<https://doi.org/10.1520/D2487-11>
- Bağca, İ. (2024). İnce daneli zeminlerde kil içeriğinin kayma direncine etkisi / Effect of the clay content on shear strength in fine-grained soils. *Yüksek lisans tezi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği ABD, Geoteknik BD.*, 34-36.
- Bardet, J. P. (1997). *Experimental soil mechanics*. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall.
- Budhu, M. (2011). *Soil mechanics and foundations*. John Wiley & Sons.
- Craig, R. F. (2004). *Craig's soil mechanics (7th ed.)*. London, UK: Spon Press.
- Das, B. M. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering* (Cilt 8. Ed.). Cengage Learning / PWS-KENT, Boston.
- Lambe, T. W. (1969). *Soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons.
- Mitchell, J. K. (1993). *Fundamentals of soil behavior (2nd ed.)*. John Wiley & Sons.
- Önalp, A. (2018). *Zemin mekaniği ve geoteknik mühendisliğine giriş*. İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Önalp, A. (2007). *Geoteknik bilgisi 1: Çözümlü problemlerle zeminler ve mekaniği*. Cağaloğlu, İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Özaydın, V. (2007). Kohezyonlu zeminlerde konsolidasyonlu-drenajsız (CU) ve konsolidasyonlu-drenajlı (CD) deneyleri. 15. Ankara, Türkiye: T.C. Çevre ve Orman Bakanlığı, Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, Teknik Araştırma ve Kalite Kontrol Dairesi Başkanlığı.
- Scott, R. F. (1987). *Principles of soil mechanics*. Reading, MA: Addison-Wesley.
- Tan, A. O. (2013). *Zemin mekaniği*. İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Terzaghi, K. (1936). The shearing resistance of saturated soils. *1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (s. 54-56).
- TS1900-2. (2006). *Methods of testing soils for civil engineering purposes in the laboratory – Part 2: Determination of mechanical properties*. Ankara.



## ÖZGEÇMİŞ

Ad -Soyad : Yunus CANTÜRK

### ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2010, Sakarya Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi, Yapı Eğitimi Bölümü
- **Yükseklisans** : 2016, Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
- **Yükseklisans** : 2025, Sakarya Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Geoteknik Programı

### MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- 2010-2022 yılları arasında Epas Mühendislik firmasında genel koordinatör olarak çalıştı.
- 2022 yılında kendi proje şirketi Nena Proje'yi kurdu.

### TEZDEN TÜRETİLEN ESERLER:

- Behavior Of Bentonite-Amended Silt Specimens Under Consolidated-Undrained Triaxial Stress Conditions