



# Yağmur Etkisi Altında Farklı Geometrideki Şevlerin Laboratuvar Ortamında Modellenmesi ve Analizi

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Mert Takcı

ORCID 0000-0002-2261-3524

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Hasan Fırat Pulat

Temmuz 2022

İzmir Kâtip Çelebi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü öğrencisi Mert Takcı tarafından hazırlanan Yağmur Etkisi Altında Farklı Geometrilerdeki Şevlerin Laboratuvar Ortamında Modellenmesi ve Analizi başlıklı bu çalışma tarafımızca okunmuş olup, yapılan savunma sınavı sonucunda kapsam ve nitelik açısından başarılı bulunarak jürimiz tarafından YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak kabul edilmiştir.

ONAYLAYANLAR:

Tez Danışmanı: **Doç. Dr. Hasan Fırat PULAT**

İzmir Kâtip Çelebi Üniversitesi

Jüri Üyeleri:

**Doç. Dr. Hasan Fırat PULAT**

İzmir Kâtip Çelebi Üniversitesi

**Prof. Dr. Ali Hakan ÖREN**

Dokuz Eylül Üniversitesi

**Dr. Öğr. Üyesi M. Alper ÇANKAYA**

İzmir Kâtip Çelebi Üniversitesi

# Yazarlık Beyanı

Ben, **Mert Takcı**, başlığı **Yağmur Etkisi Altında Farklı Geometrilerdeki Şevlerin Laboratuvar Ortamında Modellenmesi ve Analizi** olan bu tezimin ve tezin içinde sunulan bilgilerin şahsıma ait olduğunu beyan ederim. Ayrıca:

- Bu çalışmanın bütünü veya esası bu üniversitede Yüksek Lisans derecesi elde etmek üzere çalıştığım süre içinde gerçekleştirilmiştir.
- Daha önce bu tezin herhangi bir kısmı başka bir derece veya yeterlik almak üzere bu üniversiteye veya başka bir kuruma sunulduysa bu açık biçimde ifade edilmiştir.
- Başkalarının yayımlanmış çalışmalarına başvurduğum durumlarda bu çalışmalara açık biçimde atıfta bulundum.
- Başkalarının çalışmalarından alıntıladığımda kaynağı her zaman belirttim. Tezin bu alıntılar dışında kalan kısmı tümüyle benim kendi çalışmamdır.
- Kayda değer yardım aldığım bütün kaynaklara teşekkür ettim.
- Tezde başkalarıyla birlikte gerçekleştirilen çalışmalar varsa onların katkısını ve kendi yaptıklarımı tam olarak açıkladım.

Tarih: 22.07.2022

---

# Yağmur Etkisi Altında Farklı Geometrilerdeki Şevlerin Laboratuvar Ortamında Modellenmesi ve Analizi

## ÖZ

Şev duraylılık davranışı, geri duraylılık analizi, laboratuvar deneyleri ve saha testleri ile değerlendirilebilir. Bu yöntemlerin birbirlerine göre avantaj ve dezavantajları bulunmaktadır. Laboratuvar modellemesi, özdeş numunelerin hazırlanabilmesi, dış koşulları kontrol altında tutabilmesi ve deformasyonları hassas bir şekilde ölçebilmesi özellikleriyle öne çıkmaktadır. Bu çalışmada, laboratuvar koşullarında yağış ve dış yükleme etkisi ile şev modelleri oluşturulmuştur. 1/1, 2/3 ve 1/3 açılarda, öncelikle kohezyonsuz iri taneli zeminler kullanılarak modeller oluşturulmuştur. Daha sonra ince daneli zeminlerin duraylılık üzerindeki etkisini araştırmak için farklı oranlarda yüksek plastisiteli kil içeren karışımlar hazırlanmıştır. Zeminlerin temel mühendislik özellikleri, direk kesme, standart proctor, kıvam limitleri ve dane boyutu analizi gibi laboratuvar deneyleri ile belirlenmiştir. Şev modellerine artımlı sürşarj yükleri yerleştirilmiş ve yağış etkisi altında yüzey deformasyonları, bölgesel ve genel göçmeler gözlemlenmiştir. Laboratuvar modeli sonuçları, ince dane içeriğinin duraylılık üzerinde ihmal edilemez bir etkiye sahip olduğunu göstermiştir. Tüm zemin türlerinde eğim 1/3 olarak modelleme yapıldığında lokal çatlaklarının daha belirgin olduğu %20 bentonit %80 kum karışımına sahip zemin modellemesinde ise genel göçmeler gözlemlenmiştir. Aynı koşullar altında modellenen şevlerde ince dane oranındaki artış duraylılığı olumsuz etkilemektedir. Laboratuvar deneylerinin sonrasında Plaxis 2D programında bütün deneyler modellenmiş ve analizleri yapılmıştır. Analizler sonucunda  $F_s$  değerleri 0.98 ile 11.4 arasında çıkmıştır ve bu değerler laboratuvar modelleri ile uyuşmaktadır.

Anahtar kelimeler: şev duraylılığı, yağış yoğunluğu, gerilme – deformasyon, laboratuvar

# Modeling and Analysis of Slopes of Different Geometry Under the Effect of Rain in a Laboratory Condition

## Abstract

The slope stability behavior can be evaluated by back stability analysis, laboratory experiments, and field tests. These methods have some advantages and disadvantages over each other. Laboratory modeling stands out with its ability to prepare identical samples, to keep external conditions under control, and to measure deformations precisely. In this study, slope models were created with the effect of precipitation and external loading under laboratory conditions. Models were created using noncohesive coarse-grained soils at 1/1, 2/3 and 1/3 angles. Then, different mixtures with various high plastic clay content were prepared to investigate the effect of fine-grained soils on stability. Models with the same geometries were created with these soils. The basic engineering properties of the soil mixtures were determined with laboratory experiments such as direct shear, standard compaction, consistency limits, and particle size analysis. Incremental surcharge loads were placed on the crest of the slope models and surface deformations were recorded under the influence of precipitation. Laboratory model results showed that the fine content has a non-negligible effect on stability. When modeling as 1/3 of slope in all soil types, general collapses were observed in soil modeling with 20% bentonite and 80% sand mixture, where local cracks are more evident. The increase in fine grain ratio destabilizes the slopes modeled under the same conditions. In slopes modeled under the same conditions, the increase in fine grain ratio adversely affects the stability. After the laboratory experiments, all experiments were modeled and analyzed in Plaxis 2D program. As a result of the analyzes, the  $F_s$  values were between 0.98 and 11.4, and these values were consistent with the laboratory models.

Key words: slope stability, rainfall intensity, stress – deformation, laboratory

# Teşekkür

Yüksek lisans eğitimimin başından sonuna kadar her zaman yanımda olan, bilgi ve birikimleri ile sürekli bir öngörüde bulunarak beni doğru yönlendiren, tüm aşamalarda araştırma yaptırtarak beni geliştiren tez danışman hocam Doç. Dr. Hasan Fırat PULAT'a,

Laboratuvarda yapmış olduğum tüm çalışmalarda desteklerini esirgemeyen ve her daim bana yön gösteren Arş. Gör. İnci DEVELİOĞLU'na, çalışmalarım boyunca sürekli yardım ve kontrol eden Dr. Öğretim Üyesi Hasan Emre DEMİRCİ'ye, tüm hayatım boyunca yanımda olup beni yüksek lisansa teşvik eden annem Güler TAKCI, babam Mehmet Hanefi TAKCI, ablam Mine KIRCALIOĞLU'na ve tüm bu süreç boyunca bana sonsuz yardımları olan eşim Tuğçe TAKCI'ya,

Sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

# İçindekiler

Yazarlık Beyanı .....	ii
Öz .....	iii
Abstract .....	v
Teşekkür .....	vi
Şekiller Listesi.....	x
Tablolar Listesi.....	xii
Kısaltmalar Listesi .....	xiii
Semboller Listesi.....	xv
<b>1 Giriş .....</b>	<b>1</b>
1.1 Tezin Amacı.....	2
<b>2 Literatür Çalışmaları .....</b>	<b>3</b>
2.1 Şev Hareketleri .....	3
2.1.1 Genel.....	3
2.1.2 Şev İle İlgili Kavramlar .....	5
2.1.3 Şev Hareket Tipleri.....	7
2.1.4 Şev Göçme Çeşitleri .....	11
2.1.5 Şev Hareketlerinin Faktörleri .....	14
2.2 Şev Duraylılığı ve Analizleri .....	14
2.2.1 Fellenius Yöntemi.....	15
2.2.2 Bishop Yöntemi.....	16
2.2.3 Janbu Yöntemi.....	17
2.2.4 Spencer Yöntemi .....	17

2.2.5	Morgernsten – Price Yöntemi.....	17
2.2.6	Sonlu Elemanlar Yöntemi .....	17
2.2.7	Plaxis 2D ile Şev Duraylılık Analizi .....	17
2.3	Bilgisayar Analizleri ve Laboratuvar Deneyleri .....	18
2.3.1	Bilgisayar Analizleri.....	18
2.3.2	Laboratuvar Deneyleri.....	20
<b>3</b>	<b>Malzeme ve Metod.....</b>	<b>22</b>
3.1	Malzeme .....	22
3.1.1	Kum .....	22
3.1.2	Bentonit .....	23
3.1.3	Yağmur Etkili Şev Modelleme Sistemi .....	24
3.1.4	Yağmurlama Mekanizması.....	25
3.1.4.1	Nozul.....	26
3.1.4.2	Hortum .....	26
3.1.4.3	Sulama Çerçevesi.....	27
3.1.5	Beton Blok Ve Sürşarj Yük .....	28
3.1.6	Bentonit Oranları .....	29
3.2	Metod .....	29
3.2.1	Elek Analizi Deneyi .....	30
3.2.2	Standart Proktor Deneyi .....	32
3.2.3	Düşen Koni Deneyi .....	34
3.2.4	Plastik Limit Deneyi.....	35
3.2.5	Özgül Ağırlık Deneyi .....	35
3.2.6	Kesme Kutusu Deneyi.....	36
3.3	Şev Modelleri Deneyi .....	37
<b>4</b>	<b>Şev Modellerinin Geometrileri.....</b>	<b>40</b>
<b>5</b>	<b>Laboratuvar Deney Sonuçları .....</b>	<b>45</b>



5.1	Elek Analizi Deneyi Sonuçları .....	45
5.2	Standart Proktor Deneyi Sonuçları .....	46
5.3	Düşen Koni Deneyi Sonuçları .....	47
5.4	Plastik Limit Deneyi Sonuçları .....	48
5.5	Özgül Ağırlık Deneyi Sonuçları .....	48
5.6	Kesme Kutusu Deneyi Sonuçları .....	49
<b>6</b>	<b>Model Deney Sonuçları .....</b>	<b>50</b>
<b>7</b>	<b>Plaxis 2D Analiz ve Sonuçları .....</b>	<b>58</b>
7.1	Göçme Durumu Gözlemlenen Modellemeler .....	58
7.2	Göçme Durumu Gözlemlenmeyen Modellemeler .....	69
<b>8</b>	<b>Sonuç ve Yorumlar .....</b>	<b>75</b>
	<b>Kaynaklar .....</b>	<b>77</b>
	<b>Özgeçmiş .....</b>	<b>94</b>

# Şekiller Listesi

Şekil 2.1	California’da gerçekleşen heyelan (2005).....	3
Şekil 2.2	Doğa olaylarının şev yenilmesine etkisi .....	4
Şekil 2.3	Deprem etkisi ile gerçekleşen duraysızlık, Janponya(2004) .....	4
Şekil 2.4	Deprem etkisi ile gerçekleşen duraysızlık, Çin (2008) .....	5
Şekil 2.5	Bir şevin şematik kesiti .....	6
Şekil 2.6	Zemin düşmesi .....	8
Şekil 2.7	Kaya düşmesi a)Kaya düşmesi b)Kaya düşmesi, İspanya (2017).....	9
Şekil 2.8	Devrilme a) Devrilme b) Devrilme Evans Dağı, Colorado, ABD (2018). 8	
Şekil 2.9	Kayma türleri (a)Dairesel kayma (b) Düzlemsel kayma (c) Kama türü kayma .....	9
Şekil 2.10	Yanal yayılma a)Yanal yayılma b) Depremin neden olduğu yanal yayılma, Pakistan .....	10
Şekil 2.11	Enkaz akışı, Yunanistan .....	10
Şekil 2.12	Karmaşık duraysızlıklar .....	11
Şekil 2.13	Genel göçme şematik gösterimi .....	12
Şekil 2.14	Genel göçme örneği .....	12
Şekil 2.15	Lokal deformasyon şematik gösterimi .....	12
Şekil 2.16	Zımbalama şematik gösterimi .....	13
Şekil 2.17	Zımbalama örneği .....	13
Şekil 2.18	Fellenius yöntemi şematik gösterimi.....	15
Şekil 2.19	Bishop yöntemi şematik gösterimi .....	16
Şekil 3.1	Kum.....	22
Şekil 3.2	Bentonit .....	24
Şekil 3.3	Yağmur etkili şev modelleme sistemi .....	25
Şekil 3.4	Yağmurlama mekanizması.....	25
Şekil 3.5	Nozul .....	26
Şekil 3.6	Hortum .....	27

Şekil 3.7	Sulama çerçevesi .....	27
Şekil 3.8	Beton blok .....	28
Şekil 3.9	Elek analizi deney düzeneği .....	31
Şekil 3.10a	Standart proctor deneyi numune hazırlama aşamaları 1 .....	33
Şekil 3.10b	Standart proctor deneyi numune hazırlama aşamaları 2 .....	33
Şekil 3.11	Düşen koni likit limit deneyi cihazı .....	35
Şekil 3.12	Piknometre deney düzeneği (a) İlk aşaması (b) İkinci aşaması .....	36
Şekil 3.13	Kesme kutusu deney aleti.....	37
Şekil 3.14	Zemin sıkıştırma işleminin karşıdan görünümü.....	38
Şekil 3.15	Zemin sıkıştırma işleminin üstten görünümü.....	38
Şekil 4.1	No 1, No 2 ve No 3 numaralı deneylerin şev model geometrileri .....	40
Şekil 4.2	No 4 numaralı deneyin şev model geometrisi.....	41
Şekil 4.3	No 5 numaralı deneyin şev model geometrisi.....	41
Şekil 4.4	No 6, No 7, No 8, ve No 9 numaralı deneylerin şev model geometrileri .....	42
Şekil 4.5	No 10 numaralı deneyin şev model geometrisi.....	42
Şekil 4.6	No 11, No 12, No 13 ve No 14 numaralı deneylerin şev model geometrileri .....	43
Şekil 4.7	No 15 numaralı deneyin şev model geometrisi.....	43
Şekil 4.8	No 16 ve No 18 numaralı deneylerin şev model geometrileri .....	44
Şekil 4.9	No 17 ve No 19 numaralı deneylerin şev model geometrileri .....	44
Şekil 5.1	Elek analizi grafiği .....	45
Şekil 5.2	Standart proktor deneyi grafiği .....	46
Şekil 5.3	Düşen koni deneyleri grafiği.....	47
Şekil 5.4	Özgül ağırlık deneyleri grafiği .....	48
Şekil 6.1	No 10 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu.....	52
Şekil 6.2	No 12 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu.....	53
Şekil 6.3	No 13 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu.....	53
Şekil 6.4	No 14 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu.....	54
Şekil 6.5	No 15 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu.....	55

Şekil 6.6	No 19 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu.....	56
Şekil 7.1	No 10 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu	59
Şekil 7.2	No 10 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu .....	59
Şekil 7.3	No 10 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu .....	59
Şekil 7.4	No 10 Numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde Fs değerleri.....	60
Şekil 7.5	No 10 Numaralı deneyin O.S.İ P.L ve L.L değerlerinde Fs değerleri ..	60
Şekil 7.6	No 13 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu	61
Şekil 7.7	No 13 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu .....	61
Şekil 7.8	No 13 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu .....	61
Şekil 7.9	No 13 Numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde Fs değerleri.....	62
Şekil 7.10	No 13 Numaralı deneyin O.S.İ P.L ve L.L değerlerinde Fs değerleri ..	62
Şekil 7.11	No 14 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu	63
Şekil 7.12	No 14 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu .....	63
Şekil 7.13	No 14 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu .....	64
Şekil 7.14	No 14 Numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde Fs değerleri.....	64
Şekil 7.15	No 14 Numaralı deneyin O.S.İ P.L ve L.L değerlerinde Fs değerleri ..	64
Şekil 7.16	No 15 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu	65
Şekil 7.17	No 15 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu .....	6
Şekil 7.18	No 15 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu .....	65
Şekil 7.19	No 15 Numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde Fs değerleri.....	66
Şekil 7.20	No 15 Numaralı deneyin O.S.İ P.L ve L.L değerlerinde Fs değerleri ..	66
Şekil 7.21	No 19 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu	67
Şekil 7.22	No 19 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu .....	67
Şekil 7.23	No 19 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu .....	68
Şekil 7.24	No 19 Numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde Fs değerleri.....	68
Şekil 7.25	No 19 Numaralı deneyin O.S.İ P.L ve L.L değerlerinde Fs değerleri ..	68

Şekil 7.26	No 16 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu	69
Şekil 7.27	No 16 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu .....	69
Şekil 7.28	No 16 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu .....	70
Şekil 7.29	No 16 Numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde Fs değerleri.....	70
Şekil 7.30	No 16 Numaralı deneyin O.S.İ P.L ve L.L değerlerinde Fs değerleri ..	70
Şekil 7.31	No 17 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu	71
Şekil 7.32	No 17 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu .....	71
Şekil 7.33	No 17 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu .....	72
Şekil 7.34	No 17 Numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde Fs değerleri.....	72
Şekil 7.35	No 17 Numaralı deneyin O.S.İ P.L ve L.L değerlerinde Fs değerleri ..	72
Şekil 7.36	No 18 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu	73
Şekil 7.37	No 18 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu .....	73
Şekil 7.38	No 18 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu .....	74
Şekil 7.39	No 18 Numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde Fs değerleri.....	74
Şekil 7.40	No 18 Numaralı deneyin O.S.İ P.L ve L.L değerlerinde Fs değerleri ..	74

# Tablolar Listesi

Tablo 2.1	Şev Hareket Tipleri (Varnes,1978) .....	8
Tablo 2.2	Hareketin hıza göre sınıflandırılması .....	11
Tablo 2.3	Zemin göçme türlerinin karşılaştırılması .....	13
Tablo 3.1	Kullanılan kumun geoteknik özellikleri.....	22
Tablo 3.2	Kullanılan sodyum içerikli bentonitin kimyasal özellikleri .....	23
Tablo 3.3	Kullanılan sodyum içerikli bentonitin fiziksel özellikleri.....	24
Tablo 3.4	Şev yükleme değerleri (a)Dar alan (b)Geniş alan .....	29
Tablo 3.5	Kuru elek analizi deneyinde kullanılan elek boyutları.....	32
Tablo 3.6	İzmir ili Balatçık ilçesi yağış verileri .....	39
Tablo 5.1	Elek analizi sonucu elde edilen parametreler.....	45
Tablo 5.2	Standart proktor deneyleri sonucunda elde edilen parametreler. ....	47
Tablo 5.3	Düşen koni deneyleri sonucunda elde edilen likit limit parametreleri....	48
Tablo 5.4	Plastik limit deneyleri sonucunda elde edilen parametreler.....	48
Tablo 5.5	Optimum su içeriği değerinde yapılan kesme kutusu deneyleri sonucunda elde edilen parametreler. ....	49
Tablo 6.1	Deney özeti.....	50

# Kısaltmalar Listesi

ASTM	Amerikan test ve malzeme kurumu
CBR	Kaliforniya taşıma oranı
CD	Konsolidasyonlu – drenajlı
CH	Yüksek plastisiteli kil
CL	Düşük plastisiteli kil
CPT	Koni penetrasyon testi
FC	İnce dane oranı
FT	Donma – çözülme
GC	Killi çakıl
GM	Siltli çakıl
GP	Üniform çakıl
GW	Düzensiz dane dağılımlı çakıl
LL	Likit limit
MDD	Maksimum kuru birim hacim ağırlık
MH	Yüksek plastisiteli silt
MI	Orta plastisiteli silt
ML	Düşük plastisiteli silt
NP	Plastik olmayan
OH	Yüksek plastisiteli organik zemin
OL	Düşük plastisiteli organik zemin
OMC	Optimum su muhtevası
PL	Plastik limit

PI	Plastisite indisi
SC	Killi kum
SM	Siltli kum
SP	Üniform kum
SSA	Spesifik yüzey alanı
SW	Düzgün dane dağılımlı kum
SWCC	Zemin – su karakteristik eğrisi
TS	Türk Standardı
UCC	Tek eksenli basınç
USCS	Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemi
UU	Konsolidasyonsuz-drenajsız



# Semboller Listesi

$\alpha$	Alan oranı
$\Delta V$	Hacim değişimi
$\Delta\sigma_3$	Çevre basıncı değişimi [kPa]
$\varepsilon_z$	Eksenel birim şekil değişirme [%]
$\varepsilon'$	Birim şekil değişirme hızı
$\phi$	İçsel sürtünme açısı [°]
$\phi'$	Efektif içsel sürtünme açısı [°]
$\sigma$	Normal gerilme [kPa]
$\sigma_v$	Düşey normal gerilme [kPa]
$\sigma_h$	Yatay normal gerilme [kPa]
$\sigma'$	Efektif normal gerilme [kPa]
$\sigma_1$	Maksimum normal gerilme [kPa]
$\sigma_3$	Minimum normal gerilme, çevre basıncı [kPa]
$\sigma_1'$	Efektif maksimum normal gerilme [kPa]
$\tau$	Kayma dayanımı [kPa]
$\gamma_{kuru}$	Kuru birim hacim ağırlık [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{k,max}$	Maksimum kuru birim hacim ağırlık [kN/m <sup>3</sup> ]
$\vartheta$	Poisson oranı
$c$	Kohezyon [kPa]
$c_u$	Drenajsız kayma dayanımı [kPa]
$c_{u,ort}$	Ortalama drenajsız kayma dayanımı [kPa]
$C_c$	Sıkışma indisi

$C_r$	Şişme indisi
$E_u$	Drenajsız modül [kPa]
$G$	Kayma modülü [kPa]
$G_s$	Özgül ağırlık
$H$	Numune boyu [m]
$p_a$	Atmosfer basıncı [kPa]
$P$	Düşey kuvvet [kN]
$P_{0h}$	Deney derinliğindeki yatay gerilme [kPa]
$P_L$	Limit basınç [kPa]
$q_u$	Serbest basınç dayanımı [kPa]
$S_r$	Doygunluk derecesi [%]
$u_a$	Boşluk hava basıncı [kPa]
$u_w$	Boşluk suyu basıncı [kPa]
$w$	Su içeriği [%]
$w_{opt}$	Optimum su içeriği [%]
$V$	Düzeltilmiş hacim [m <sup>3</sup> ]

# Bölüm 1

## Giriş

Doğal afetler ve iklim faktörlerinin yerleşim alanlarının belirlenmesinde etkisi olduğundan insan yaşamını da yakından ilgilendirmektedir. Nüfus artışı gibi sebepler başta olmak üzere yeni yerleşim bölgelerine ihtiyaç duyulması sebebiyle arazilerin doğal yapısına sıklıkla müdahale edilmektedir. Mühendislik özellikleri zayıf olan zeminlere yapılan kontrolsüz dolgular ve derin kazılar duraylılığı olumsuz etkilemektedir [1-6]. Zemin sınıfı ve sıklığı, ince dane ve organik madde miktarı, yağmur şiddeti ve süresi, sürşarj yükü ve konumu, şev yüksekliği ve eğimi gibi sayısız parametrenin etkili olabildiği şev duraylılığının yitirilmesi ülkemizde ve dünyada sıklıkla karşılaşılan problemlerden biridir. Bu durum için gerekli önlemler alınmadığında can ve mal kaybına sebep olabilir.

Şev duraylılığına ilişkin ilk önemli katkının 19. Yüzyılda Fransa'da kanal inşaatlarında önemli güçlükler yaşayan mühendis Collin tarafından yapıldığı bilinmektedir [1]. Collin gözlemlerine dayalı olarak kohezyonlu zeminlerde göçme yüzeyleri için analiz yöntemleri geliştirmiştir. Zemindeki su muhtevasının kayma dayanımına etkisini gözlemlemiştir.

Yağış infiltrasyonunun şev duraylılığına etkisiyle ilgili çok sayıda teorik ve deneysel çalışmalar mevcuttur. Bir doğa olayı olan yağış zeminlerin su muhtevasını oldukça etkilemekte ve zeminlerdeki su miktarı artışı şev duraylılığını olumsuz etkilemektedir [7-14]. Yağmur suyu infiltrasyonu ıslak cephe oluşumu, yer altı su seviyesinde artış ve sonuç olarak boşluk suyu basıncında bir artış meydana getirir. Bu da zeminin kayma mukavemetini kaybetmesine ve hatta şevin göçmesine sebebiyet verir.

Bu çalışmanın giriş bölümünde konuya dair genel bilgiler özetlenmiştir, sonraki bölümünde literatür çalışmalarına yer verilmiştir. Literatür çalışmaları daha önceki benzer deney ve analiz yapan ve konumuz ile alakalı yayınlardan çalışmamıza yön verecek bilgileri içermektedir. Üçüncü bölümünde kullanılacak olan malzemelerin tanıtımı ve zemin türlerinin indeks özelliklerinin hangi deneyler ile belirlendiği açıklanmıştır. Dördüncü bölümde şev modellerinin oluşturulması ve deneylerin yapım aşamalarıyla birlikte uygulanan sürşarj yükler değişken bentonit oranları beton bloklar hakkında bilgi verilmiştir. Beşinci bölümde modelleme deneylerinden sonra kullanılan deneylerin analizleri yapılan Plaxis 2D programı hakkında bilgilendirilme yapılmıştır. Altıncı bölümde laboratuvarda yapılan malzemelerin indeks özelliklerini belirlediğimiz deneylerin sonuçları verilmiştir. Yedinci bölümde modelleme deney sonuçları ve meydana gelen deformasyonlar ile göçmeler, sekizinci bölümde ise Plaxis 2D programında aynı şevlerin modellenmesi ve analiz sonuçları verilmiştir. Tüm bu çalışmalar boyunca Mohr – Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır. Güvenlik katsayıları eğim açısının artması ile birlikte azalmakla birlikte deney boyunca yağmurlama sisteminin etkisi ile likit limit sınırına doğru azalmaktadır. Dokuzuncu ve son bölümde ise sonuç ve öneriler ile kaynakçaya yer verilmiştir.

## 1.1 Tezin Amacı

Bu çalışma kapsamında yağmur etkisi altında farklı geometrilerdeki şevlerin davranışları laboratuvar ortamında modelleme yöntemi ve Plaxis 2D programında analiz edilerek irdelenmiştir. Gerçekleştirilen çalışmalar kapsamında şev geometrisinin şev duraylılığına etkisi incelenmiştir. Yağmur etkisi altındaki şevlerin hareket mekanizmaları hakkında gözlemler yapılması amaçlanmıştır. Dış yüklemelerin, ince dane miktarının ve şev açısının hangi oranda şev duraylılığını etkilediğinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Laboratuvar ortamında elde edilen zeminin mühendislik parametreleri kullanılarak analizler yapılmış elde edilen veriler Plaxis 2D programında yapılan analizler ile karşılaştırılarak ne derece tutarlı olduğu belirlenmeye çalışılmıştır. Plaxis 2D ile laboratuvar ortamında oluşturulan modellerin sonlu elemanlar metodunu kullanan bir programla analizinin yapılması ve sonuçların ne derecede tutarlı olduğunun belirlenmesi amaçlanmıştır. Hangi noktalarda uyumlu ve uyumsuz olduğunun ve bunun altında yatan nedenlerin belirlenmesi amaçlanmıştır.

## Bölüm 2

# Literatür Çalışmaları

### 2.1 Şev Hareketleri

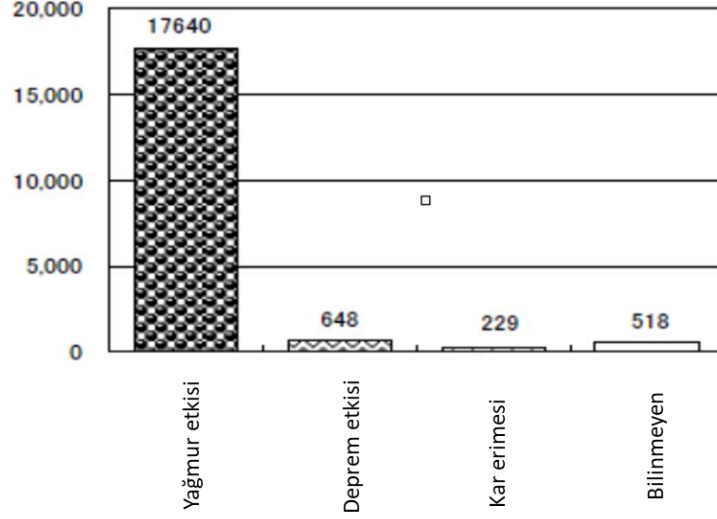
#### 2.1.1 Genel

Dünya nüfusundaki hızlı artış, yerleşimlerin yamaçlara doğru yayılması ve bilinçsiz yapılaşma, şev tasarımlarındaki hatalar ve birçok sebep ile şevlerdeki duraysızlıklar giderek artmaktadır [15]. Şev duraysızlıkları dünya genelinde çok ciddi sonuçlar doğurmuştur. Bunun en çarpıcı örneklerinden birisi 2005 yılında Amerika kıtasında California eyaletinde gerçekleşmiştir. Şekil 2.1’de gösterilmiştir.



Şekil 2.1: California’da gerçekleşen bir heyelan (2005)

Şev yenilmeleri doğa olayları açısından değerlendirilecek olursa yağmur etkisi, deprem etkisi, kar erimeleri, hava sıcaklıklarındaki ani değişimler gibi sebepler olarak sınıflandırılabilir. Bu durum Şekil 2.2’de gösterilmiştir.



Şekil 2.2: Doğa olaylarının şev yenilmesine etkisi

Yukarıdaki şekil incelendiğinde şev duraysızlıklarında yağmur etkisinin diğer doğa olaylarına göre daha fazla etkisinin olması sebebi ile bu çalışma boyunca yağmur etkisinin incelenmesi hedeflenmiştir.

Depremin tetiklediği şev duraysızlıklarına en çarpıcı örnekler ise 2004 yılında Japonya’da görünen ve 2008 yılında Çin’de görünen duraysızlıklar örnek verilebilir. Bu duraysızlıklar şekil 2.3 ve 2.4 de gösterilmiştir.



Şekil 2.3: Deprem etkisi ile gerçekleşen duraysızlık, Japonya (2004)



Şekil 2.4: Deprem etkisi ile gerçekleşen duraysızlık, Çin (2008)

Ülkemizde yaşanan heyelanların çoğunluğu daha fazla yağış ve daha dik açılara sahip olması sebebi ile Karadeniz bölgesinde gözlemlenmektedir. Bu bölgede 1929, 1950, 1952, 1985, 1988, 1990 yıllarında büyük ölçüde can ve mal kaybına neden olan heyelanlar olmuştur. Tortum, Geyve, Ayancık, Sinop, Of, Sürmene, Sera/Trabzon ve Maçka/Çatak heyelanları bu tarihlerde yaşanan heyelanlardan bazılarıdır. Sera vadisindeki heyelan sonucunda vadinin tıkanması sebebi ile 55 metre derinliğinde ve 4 km uzunluğunda göl oluşmuştur. Maçka'da görülen 21 Haziran 1990 günü şiddetli yağış sonrası oluşan heyelan sonucunda ise 65 kişi hayatını kaybetmiş ve çok büyük maddi kayıplar yaşanmıştır [16]. Isparta'da yaşanan kütle hareketlerine bağlı olarak çamur akıntısı sonucunda ise 74 kişi yaşamını yitirmiş ve yüzlerce ev akıntının altında kalmıştır.

Bu bölümde şev hareketleri ile ilgili genel bilgilendirilmeler yapılmaktadır. Bir şev probleminin saptanması ve çözülmesi için şev ile ilgili kavramların ve şev tiplerinin bilinmesi gerekmektedir. Bu bölümde şev duraylılığını belirleyebilmek için önemli hususlar ve yöntemler açıklanmıştır.

### 2.1.2 Şev İle İlgili Genel Kavramlar

Şev: Düzensiz veya belirli bir geometriye sahip eğimli yüzeylerdir. Doğal yamaçlar süreksiz, yer üstü kazılar ise düzenli şevlerdir.

**Duraylılık:** Herhangi bir cismin yerini ve konumunu koruyabilmesi koşuludur. Bu koşulun yitirilmesi duraysızlık olarak adlandırılır.

**Yamaç:** Dağın ya da tepenin herhangi bir yanı, yatayla ya da doğal arazi yüzeyi ile bir açı yapan doğal veya yapay birikim.

**Dolgu:** Doğal arazi üzerine oturtulan kitle.

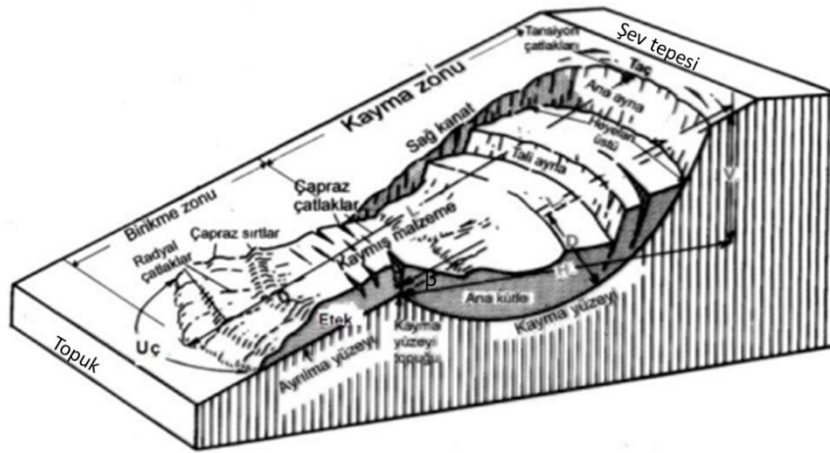
**Taç:** Heyelan bölgesinin yer değiştirmemiş en üst seviyesidir. Bu bölgenin arkasında derin çatlaklar gözlemlenebilir.

**Ana kütle:** Kayma yüzeyi boyunca hareket ederek kayan malzemenin tümüdür.

**Şev açısı:** Şevin yatayla yaptığı açıya şev açısı denilmektedir.

**Şev yüksekliği:** Şev tabanı ile üst yüzeyi arasındaki dik uzaklığa denilmektedir.

**Topuk:** Şev yüzeyi ile taban şevinin kesiştiği noktaya denilmektedir.



Şekil 2.5: Bir şevin şematik kesiti.

Şekil 2.1’de gösterilen  $V$ : Şev yüksekliği,  $\beta$ : Şev açısını temsil etmektedir. Bu kesitte şev tepesi, topuk, kayma zonu ve ana gövde gösterilmiştir.



### 2.1.3 Şev Hareket Tipleri

Duraylılık herhangi bir cismin konumunu ve pozisyonunu karşılama koşuludur. Şev duraysızlığı ise şevin konumunu koruyamaması ve aşağı yönde hareket etmesidir. Bir şevde kayan kütle var ise (makaslama – kayma) şev yenilmesi denir.

Makaslama gerilmesini artıran faktörlerin başında yanal desteğin yitirimi, örtü yükleri, yer kabuğundaki gerilmeler ve yanal basınçlar gelmektedir.

Makaslama dayanımını azaltan faktörlerde ise kaya ve zeminin ilksel durumu, bozunma kaynaklı süreçler, boşluk ve çatlakları dolduran sudan kaynaklanan kuvvetler gelmektedir.

Şev hareketlerinin sınıflandırılmasında farklı noktalara dikkat edilmiştir. Bunlar başlıca kayan kütle hızı ve miktarı, diğer zeminler ile bağlantısı, cinsi, su muhtevası olarak tanımlanabilir.

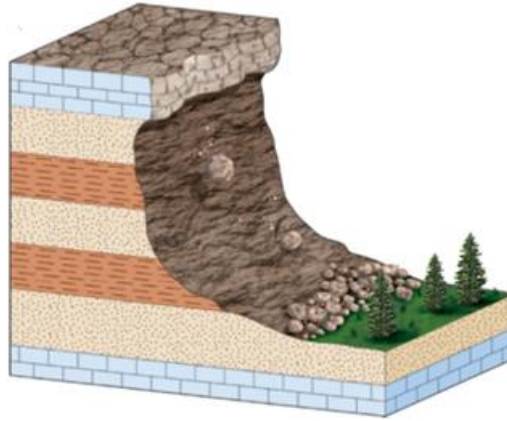
Bu çalışma boyunca deneylerde genel göçme ve göçme olmayan durumlarda ise lokal çatlaklar gözlemlenmiştir. Genel göçme üst yapı yüklerinin fazla olması, yanlış kazı yapılması, doğal afetler, su miktarının ani artışı ya da azalışı ya da çevresel faktörlerden kaynaklanabilen birçok sebepten dolayı dayanımını ve duraylılığını yitirerek göçmesi durumudur. Ancak genel göçme olmasa bile aktarılan yükler altında taşıyıcı zemin tabakalarında gerilme artışı meydana gelecek ve bu gerilmeler altında tabakaların deformasyonu ile alt yapı oturacaktır [17]. Bu oturmalar dinamik yüklerden kaynaklı olabileceği gibi zeminin sıkışmasına bağlı oturmalar da gözlemlenebilmektedir. Bu tür zeminler genellikle suya doymun orta-sıkı / gevşek kumlarda gözlemlenmektedir.

Şev göçme hareketlerini Cruden ve Varnes (1996), beş ana kategoride toplamışlardır. TS(1951) de de benimsenen şev hareket tipleri Tablo 2.1’de verilmiştir.

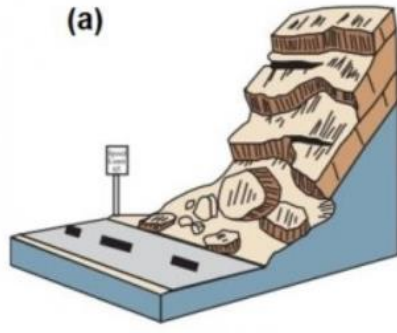
Tablo 2.1: Şev Hareket Tipleri (Varnes,1978)

Duraysızlık Türü	Malzemenin Türü			
	Toprak Zeminler		Ana Kaya	
	İnce Taneli	İri Taneli		
Düşme	Zemin düşmesi	Moloz düşmesi	Kaya düşmesi	
Devrilme	Zemin devrilmesi	Moloz devrilmesi	Kaya devrilmesi	
Kayma	Dönel (dairesel)	Zeminde dairesel kayma	Molozda dairesel kayma	Kayada dairesel kayma
	Ötelenmeli	Zeminde blok türü ötelenme	Molozda blok türü ötelenme	Kayada blok türü ötelenme
		Zemin kayması	Moloz kayması	Kaya ötelenmesi
Yanal Yayılma	Zemin yayılması	Moloz yayılması	Kaya yayılması	
Akma	Zemin akması (Zeminde krip)	Moloz akması (Zeminde krip)	Kaya akması (Derin krip)	
Karmaşık Duraysızlıklar	Yukarıda belirtilen digger duraysızlık türlerinden ikisinin veya birkaçının birbirini izlemesiyle gelişen duraysızlıklar			

Düşme: Zemin veya kaya parçalarının şevden aşağıya doğru düşmesi olarak tanımlanır. Zemin düşmesi Şekil 2.6 da ve kaya düşmesi Şekil 2.7’de gösterilmiştir.

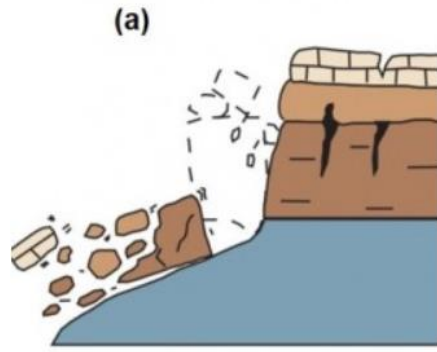


Şekil 2.6: Zemin düşmesi [18]



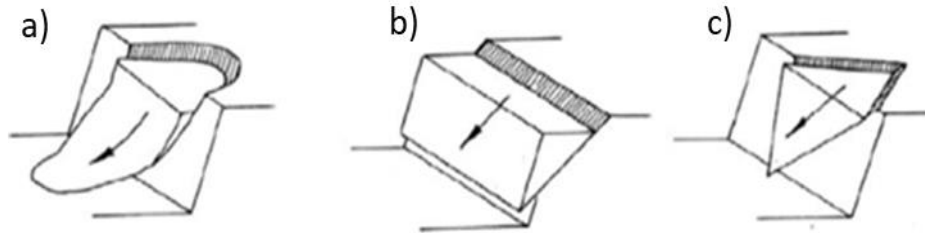
Şekil 2.7: Kaya düşmesi a) Kaya düşmesi b) Kaya düşmesi, İspanya (2017) [19]

Devrilme: Kayan zemin kütlelerinin ileriye doğru yer değiştirmesidir. Devrilme Şekil 2.8’de gösterilmiştir.



Şekil 2.8: Devrilme a) Devrilme b) Devrilme Evans Dağı, Colorado, ABD (2018) [19]

Kayma: Bir kayma yüzeyi üzerinde kütlelerin aşağı doğru hareketidir. Üç farklı kayma türü Şekil 2.9’da gösterilmiştir.



Şekil 2.9: Kayma türleri (a)Dairesel kayma (b) Düzlemsel kayma (c) Kama türü kayma [18]

Yana yayılma: Genellikle deprem etkisi ile sıvılaşmaya bağlı olarak komşu iki zeminin yatay yönde yer değiştirmesi olayıdır. Yanal yayılma Şekil 2.10 da gösterilmiştir.



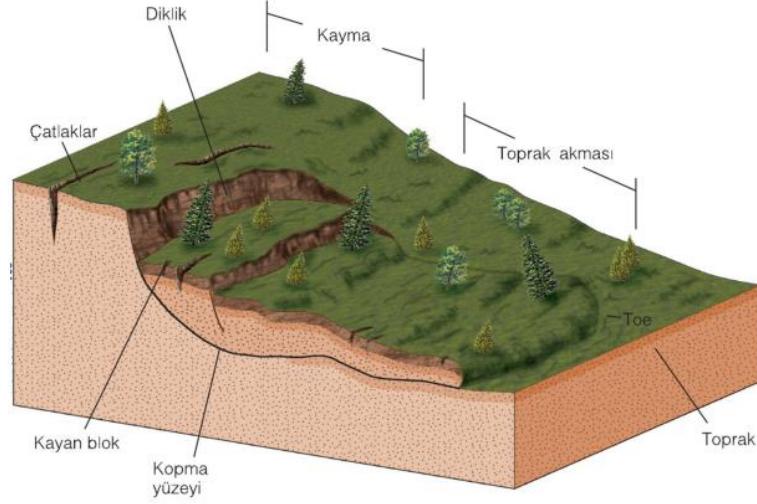
Şekil 2.10: Yanal yayılma a)Yanal yayılma b)Depremin neden olduğu yanılma, Pakistan [19]

Akma: Zeminin bir sıvı gibi aşağı hareket etmesidir. Akma Şekil 2.11’de gösterilmiştir.



Şekil 2.11: Enkaz akışı, Yunanistan [19]

Karmaşık duraysızlıklar: Farklı tipte kayma çeşitlerinin aynı göçmede gözlemlenmesi durumudur. Aynı şev üzerinde toprak kayması ile akma beraber gözlemlenebilirken diğer yandan kayan bloklar gözlemlenebilir. Karmaşık duraysızlıklar Şekil 2.12’de gösterilmiştir.



Şekil 2.12: Karmaşık duraysızlıklar [20]

Cruden ve Varnes (1966) tarafından ortaya konulan ve benimsenen hareketin hızına göre sınıflandırılması Tablo 2.2’de gösterilmiştir.

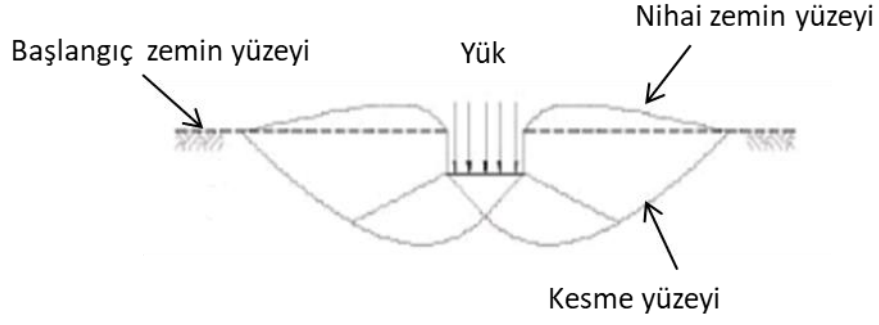
Tablo 2.2: Hareketin hızı göre sınıflandırılması

Hız sınıfı	Hız Sınırları	cm/gün	m/yıl
Aşırı hızlı	>5 m/s	>4.3x10 <sup>7</sup>	>1.6x10 <sup>8</sup>
Çok hızlı	3m/dk – 5 m/s	4.3x10 <sup>5</sup> -4.3x10 <sup>7</sup>	1.6x10 <sup>6</sup> – 1.6x10 <sup>8</sup>
Hızlı	1.8 m/sa – 3m/dk	4.3x10 <sup>3</sup> -4.3x10 <sup>5</sup>	1.6x10 <sup>4</sup> – 1.6x10 <sup>6</sup>
Orta Hızlı	13 m/ay – 1.8 m/sa	43.3-4.3x10 <sup>3</sup>	156 – 1.6 x10 <sup>4</sup>
Yavaş	1.6 m/yıl – 13 m/ay	0.4 – 43.3	1.6-156
Çok Yavaş	16 mm/yıl – 1.6 m/yıl	4.4x10 <sup>-3</sup> -0.4	0.016 – 1.6
Aşırı yavaş	< 16 mm7yıl	<4.4x10 <sup>-3</sup>	<0.016

## 2.1.4 Şev Göçme Çeşitleri

Şevlerde göçme çeşitleri üç ana başlık altında incelenmiştir. Bunlar genel göçme, lokal deformasyon ve zımbalamadır.

Genel göçme: Alttaki zeminin tamamen kopmasıyla oluşmaktadır. Temelin altından zemin yüzeyine kadar zeminde sürekli bir kayma göçmesi vardır. Temelin kenarı ile zemin yüzeyi arasında sürekli, iyi tanımlanmış ve belirgin bir yenilme yüzeyi gelişir. Genellikle sıkı kum ve aşırı konsolide kil zeminlerde meydana gelmektedir. Temele bitişik kayma kütesinin sürekli şişkinliği görülmektedir. Plastik denge durumuna başlangıçta temel kenarında ulaşılır ve kademeli olarak aşağı ve dışa doğru yayılır. Şekil 2.13’de şematik kesiti verilmiştir.

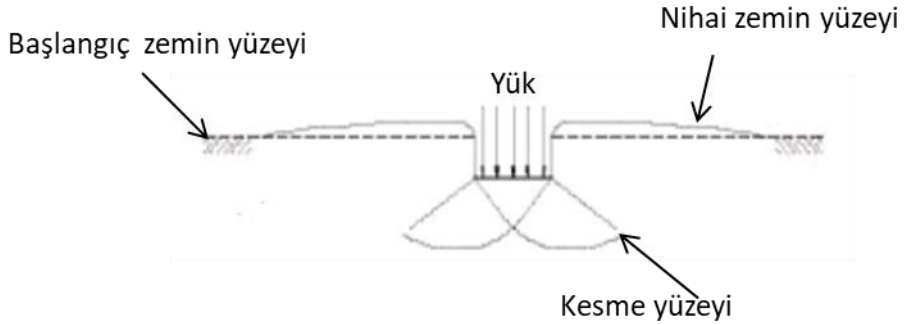


Şekil 2.13: Genel göçme şematik gösterimi



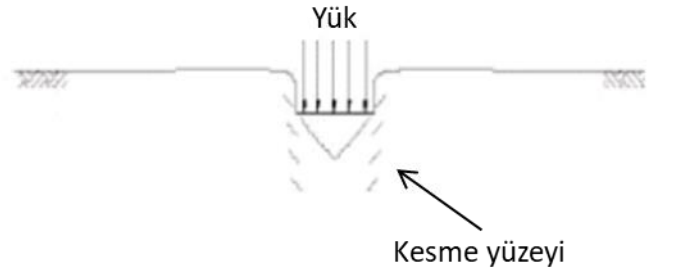
Şekil 2.14: Genel göçme örneği [21]

Lokal deformasyon: Lokal deformasyon zeminin sadece temelin altında yırtılmasını içerir. Temelin her iki tarafında zemin şişkinliği vardır, ancak şişkinlik genel göçmedeki kadar belirgin değildir. Temelin eğilmesi beklenmez. Bu deformasyonda temelin hemen altında zeminin şişmesinden önce büyük dikey oturma meydana gelir. Şekil 2.15’de şematik kesiti gösterilmektedir.



Şekil 2.15: Lokal deformasyon şematik gösterimi

Zımbalama: Bir zımbalama genel bir kesme kırılması ile bağlantılı farklı kesme yüzeylerini geliştirmez. Zımbalama makası için yüklenen alanın dışındaki zemin nispeten serbest kalır ve temelin her iki tarafında minimum zemin hareketi vardır. Temelin deformasyon süreci, zeminin doğrudan temelin altında sıkıştırılmasını ve ayrıca temel çevresi etrafında toprağın dikey olarak kesilmesini içerir. Yük oturma eğrisi dramatik bir kırılmaya sahip değildir. Şekil 2.16'da şematik kesiti gösterilmektedir.



Şekil 2.16: Zımbalama şematik gösterimi



Şekil 2.17: Zımbalama örneği[21]

Zemin göçme türlerinin karşılaştırılması Tablo 2.3 de gösterilmiştir.

Tablo 2.3: Zemin göçme türlerinin karşılaştırılması

	Genel Göçme	Lokal Deformasyon	Zımbalama
Şişme	Fazla	Az	-
Göreceli Oturma	Az	Çok	Çok

Temel Yatması	Evet	-	-
Oturma	-	Çok az	Fazla
Sıklık	Sıkı	Orta Sıkı	Gevşek
Göçme Modeli	Kama Şişme	Kama Şişme (Yok yada daha az)	-

Tablo 2.3 devamı

### 2.1.5 Şev Hareketlerinin Faktörleri

Şev duraylılığının bozulmasına ve kaymaların meydana gelmesine genellikle doğal faktörler ve insani faktörler sebep olmaktadır [22-28]. Bu faktörler kayma gerilmesinin artmasına neden olan etkenler ve kayma mukavemetinin azalmasına neden olan etkenler olarak incelenebilir.

Kayma gerilmesinin artmasına neden olan faktörlere şev topuğunda yapılan kazılar, buz erimesi erozyonlar, istinat yapısına zarar verilmesi, yer altı su seviyesi örnek verilebilir. Su basıncı değişimi, bitki örtüsünün değişmesi tahrip edilmesi, şev üzerine yapılan yapılar örneklendirilebilir. Bu çalışmada yapılan deneylerde şev yağmurlama etkisi yapılarak su seviyesinin artırılmasını, şevin en üst noktasına belirli zaman aralıklarında belirli miktarlarda yükler yükleyerek yapı etkisi yaratılmaya çalışıldı ve bunlar farklı şev açıları ile kombine edildi.

Kayma mukavemetinin azalmasına neden olan faktörler zeminin özelliklerindeki değişimler ve jeolojik etmenler olarak değerlendirilebilir. Yapılan modellemede zemine belirli miktarlarda bentonit ilavesi yapılarak bu özellik sağlandı.

### 2.2 Şev Duraylılığı ve Analizleri

Şevler doğal şevler ve yapay şevler olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Doğa olayları ile oluşan ve doğada bulunan şevlere doğal şevler ya da yamaç denilmektedir. Yapay şevler ise insanların oluşturduğu şevlerdir. Yapay şevlere toprak dolgu, barajlar, yol yarması, yol dolgusu, temel dolguları örnek gösterilebilir. Bu yapay şevler tasarlanırken öncesinde meydana gelebilecek olan değişikliklerin, yüklemeler ve sızmaların öngörülebilir olması gerekmektedir [29-33]. Bu sebeple şev duraylılığına

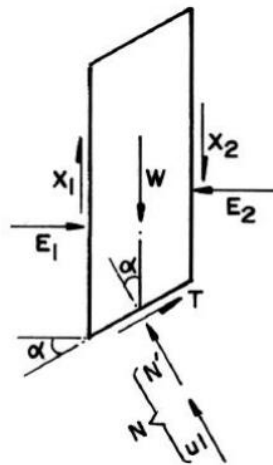


etki eden faktörleri anlamak ve bilmek yeni yapıların inşasında güvenlik açısından büyük önem taşımaktadır. Bu duraylılık hesaplarının birçoğu kabullere dayanmakla birlikte bilgisayar programları, laboratuvar deneyleri, geriye dönük analizler, laboratuvar ortamında yapılan modellemeler ile tasarımlar oluşturulabilir.

Şev duraylılığı analizleri 100 yıllık geçmişe dayanmaktadır. İlk çalışmalar arasında İsveçlilerin demiryolları ve rıhtım inşalarında karşılaştıkları zorlukları aşmak için yaptıkları çalışmalar örnek olarak gösterilmektedir. İsveç demiryolları tarafından büyük ve maliyetli bir şev göçmesini incelemesi için görevlendirilen geoteknik komisyonunun geliştirdiği ve günümüzde de İsveç kayma dairesi yöntemi (Jarnvargers, 1922) olarak bilinen yöntem bir ilktir [34].

## 2.2.1 Fellenius Yöntemi

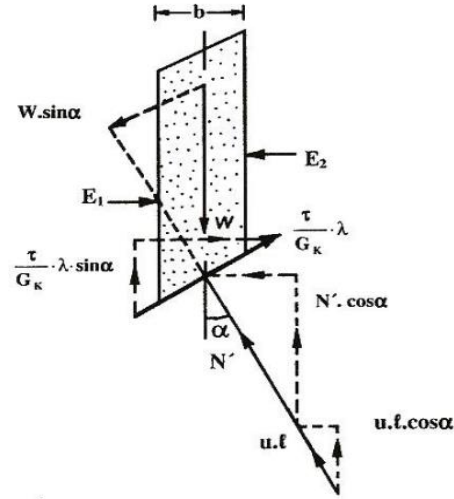
Bu yöntemde her şev hareketi dairesel kayma yüzeyi üzerinde oluşmaktadır. Fellenius bu yaklaşımı geliştirerek dilim yöntemi ya da Fellenius yöntemi olarak bilinen yöntemi geliştirmiştir. Bu yöntemde kayma dairesi dilimlere ayrılmakta ve şevin kayma güvenliği her dilimin duraylılığı hesaplanarak belirlenmektedir. Dilimler arasındaki tüm kuvvetler ihmal edilmektedir. Bir kayma yüzeyi boyunca oluşan kuvvetlerin momentlerinin toplamından kayma yüzeyinin güvenlik sayısı elde edilir. Fellenius yöntemi dilime yaklaşımı Şekil 2.18 de gösterilmiştir.



Şekil 2.18: Fellenius yöntemi şematik gösterimi

## 2.2.2 Bishop Yöntemi

Bishop dilimler arası normal kuvvetleri hesabına dahil etmiştir. Sadece dilimler arası normal kuvvetler hesaba dahil edilirse basitleştirilmiş Bishop yöntemi adını alırken moment ve kuvvetleri birlikte dahil ettiği yönteme ise karmaşık Bishop yöntemi adı verilmiştir. Dilim yan yüzeylerinde makaslama kuvvetleri ihmal edilmektedir. Sadece dairesel kayma yüzeylerinin analizi yapılmaktadır. Dilimler arası etkiyen kesme kuvvetlerinin bileşkesi sıfır olacağı kabul edilmiştir. Formülündeki eşitsizlikte her iki tarafında da  $F_s$  olmadığı için sonuçlar iterasyon yapılarak bulunur. Şematik gösterimi Şekil 2.19 da verilmiştir.



Şekil 2.19: Bishop yöntemi şematik gösterimi

## 2.2.3 Janbu Yöntemi

Dairesel olmayan daire yüzeyleri için kullanılır. Dilimler arası normal kuvvetleri hesaba dâhil edilmiştir. Ancak dilimler arası kayma kuvveti ihmal edilmiştir. Yatay yöndeki kuvvetlerin dengesi araştırılır ve düzeltilmemiş güvenlik katsayısı hesaplanır. Düzeltme faktörü ile çarpılarak kayma yüzeyinin güvenlik katsayısı hesaplanır.

## 2.2.4 Spencer Yöntemi

Spencer (1967) hem moment hem de yatay kuvvet dengesini ayrı ayrı sağlayan bir sistem önermiştir [35]. Dilimler arasındaki normal ve kayma kuvvetleri arasındaki ilişkiyi sabit kabul ederek moment ve yatay kuvvet dengelerini aynı anda sağlayan iteratif bir yaklaşımdır. Dairesel ve dairesel olmayan yüzeyler için uygulanabilir.

## 2.2.5 Morgernsten – Price Yöntemi

Morgernsten – Price dilimler arası kuvvetlerin oranını sabit kabul eden Spencer yöntemine benzer bir yöntem ile dilimler arası normal ve kayma kuvvetlerini farklı kuvvet fonksiyonları ile tanımlamışlardır. Dilimler arası kuvvet fonksiyonunun sabit seçilmesi durumunda Morgernsten – Price ve Spencer yöntemleri aynı güvenlik sayılarını vermektedir.

## 2.2.6 Sonlu Elemanlar Yöntemi

Sonlu elemanlar yöntemi ile zemin ortamının başlangıç gerilme durumunu gerçekçi bir biçimde tanımlamak mümkündür. Ayrıca zemin davranışını modellemek de mümkün olacağından sonlu elemanlar yöntemi ile limit denge analizlerinin eksiklikleri kapatılabilir. Sonlu elemanlar yöntemi ile limit denge analizlerinde olduğu gibi belirgin bir kayma yüzeyi elde etmek mümkün olmasa da kendisine has yöntemler ile doğru sonuçlara ulaşılmaktadır. Genel olarak iki yaklaşım bulunmaktadır. İlk yaklaşım olan yer çekimi arttırma yönteminde, yer çekim ivmesi, şev göçünceye ve denge çözümü ortadan kalkana kadar arttırılır [36]. İkinci yaklaşım olan mukavemet azaltma yönteminde ise kayma mukavemeti parametreleri şev göçünceye kadar azaltılır.

## 2.2.7 Plaxis 2D İle Şev Duraylılık Analizi

Plaxis, geoteknik mühendisliği projelerinde karmaşık problemleri sonlu elemanlar yöntemi yardımı ile çözmeye yarayan, deformasyon analizleri, duraylılık analizleri, dinamik analizler, zamana bağlı davranış analizleri yapan bilgisayar programıdır. Bu

programda analiz yapılırken mukavemet azaltma yöntemi kullanılmakta ve göçme durumu gözlemlenene kadar azaltılmaktadır.

## 2.3 Bilgisayar Analizleri ve Laboratuvar Deneyleri

### 2.3.1 Bilgisayar Analizleri

Ün (2019) Plaxis 2D programı ile drenajlı ve drenajsız zeminler üzerinde kazık analizleri, modelleme ve tanımlama analizleri yapmıştır. Bu çalışmalarının sonunda yaptığı yorumlamada şev yüksekliği arttıkça güvenlik sayısının azaldığı, yük değeri arttıkça güvenlik sayısının azaldığı, şev eğim açısı arttıkça güvenlik sayısı azaldığı, zeminin mukavemet parametreleri arttıkça güvenlik sayısının arttığı ve 2 tabakalı zeminle oluşturulan modelde kayma mukavemeti yüksek olan zeminin tabaka yüksekliği arttıkça güvenlik sayısının arttığı belirlenmiştir. [37]

Zhao C, Jiang L, Li X ve Luo S Plaxis 2D programında yüksek ve dik eğimli şevin kazı işlemini modelleme ve analizlerini yapmışlardır. Kazıdan etkilenen iç kaya kütlelerinin gerilme dağılımına yansıyan bazı alanlarda çekme gerilmesi oluşturacağını tespit etmişlerdir [38]. Kazı yapılan yerin boşaltma etkisi göz önüne alındığında kazı derinliğinin artması sebebi ile eğimin güvenlik katsayı faktörünün giderek azaldığını belirlemişlerdir. Bu sebeple kazıdan kaynaklı kaya kütlelerinin bozulmasının sayısal simülasyon için tamamen dikkate alınması gerektiğini belirtmişlerdir.

Pınarlık ve diğerleri (2017) Slide V6 denge programları ile farklı zemin özelliklerine sahip şev, set, baraj ve istinat duvarının en kapsamlı yamaç duraylılık ve kararlı-kararsız akım durumları için sızıntı analizleri yapmıştır. Bununla birlikte program, şev duraylılığında bireysel değişkenlerin, şev güvenlik faktörü üzerindeki etkilerini belirlememize yardımcı olmaktadır [39]. Çalışmada, aynı şev açalarına sahip geotekstil kullanılan ve kullanılmayan örnekler limit denge yöntemi ile çözümlenmiştir. Her iki analizde meydana gelen zemin deformasyonları ve güvenlik katsayıları karşılaştırılmıştır. Geotekstillerin zemin taşıma gücünün artırılmasına olan katkısı irdelenmiştir. Çalışma sonucunda kohezyon değeri arttıkça güvenlik katsayısının arttığı, içsel sürtünme açısı arttıkça güvenlik katsayısının arttığı

yorumlanmış ve geosentetik ile güçlendirilen şevlerin güvenlik katsayısının güvenli tarafa geldiği rapor edilmiştir.

Yamak (2017) Slide v.6 programı ile orta katı kil, yumuşak kil, orta sağlam dolgu üzerinde modelleme yapmıştır. Ortaya konulan senaryolarda daha güçlü malzeme özelliklerine sahip orta katı kil zemin-orta sağlam dolgu için bulunan güvenlik katsayıları orta katı kil zemin-zayıf dolgu, yumuşak kil zemin-orta sağlam dolgu ve yumuşak kil zemin-zayıf dolgu için elde edilen güvenlik katsayılarından daha yüksek olmuştur [1]. Yapılan çalışmalar sonucunda dolgu yüksekliği arttıkça güvenlik katsayısının düştüğü, şev açısının arttıkça güvenlik katsayısının düştüğü, su seviyesindeki artışın güvenlik katsayıları üzerinde artışa neden olduğu belirlenmiştir.

Keskin (2009) donatısız, geogrid donatılı ve lastik parçacıklarıyla karıştırılmış, (donatısız - donatılı) kumlu şevler üzerinde Plaxis 2D programını kullanarak 2 boyutlu ve düzlem-şekil değiştirme koşullarında sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal çözümü yapmıştır. Model deneylerde, donatısız durumda temelin şev tepesine olan uzaklığı, şev açısı, sıklık derecesi ve temel boyutu parametrelerinin taşıma kapasitesi davranışına etkisi incelenmiştir [40]. Donatılı durumda ise, geogrid donatı tabakalarının yerleşim düzeni, miktarı ve boyutuyla ilgili parametrelerin taşıma kapasitesi ile oturma davranışına etkisi ve davranışın, şev açısı, sıklık derecesi, temel boyutu ve farklı donatı tiplerinden nasıl etkilendiği araştırılmıştır. Donatısız deneylerde temel şev tepesinden uzaklaştıkça, temelin taşıma kapasitesinin arttığı, daha küçük şev açılarında daha büyük taşıma kapasitesi değerleri elde edildiği, kum zeminin sıklık derecesinin artmasına bağlı olarak taşıma kapasitesi değerlerinin de arttığı ortaya konulmuştur. Optimum lastik içeriğinde hazırlanmış lastik-kum karışımı içerisine önceden belirlenen optimum değerler kullanılarak geogrid donatı konulması durumunda, şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesi donatısız zemine göre %100 kum durumuna göre 5.5 kat arttığı belirlenmiştir.

Akbay ve diğerleri (2018) Plaxis 3D programı ile çeşitli zemin tipleri üzerinde modelleme üzerinde çalışmıştır. Yapılan deneyler sonucunda en düşük güvenlik sayısı değerine dolgunun şev tepesine konumlandırılması durumunda yaklaşıldığı tespit edilmiştir [41]. Şeve komşu dolgu yapılarının duraylılığı üzerinde etkili en temel parametre zeminin mukavemeti olarak görünmekle birlikte, drenajsız yükleme sonucunda aktive olan göçme mekanizmasının sınırları ve gerilme dağılım alanları

mukavemet parametresinden çok etkileşim mesafesine bağlı olarak değişim gösterdiğini, şev açısının artması duraylılığı bozmakta dolayısı ile şev yakınına konumlandırılan dolguların taşıma gücü azalmakta ve şev ile birlikte göçme davranışı gösterdiği ortaya konulmuştur. Düşük H/B değerlerinde şev yüksekliği sınırı nedeni ile göçme de şev içerisinde gerçekleştiği yorumlanmıştır.

Emirler (2020) Plaxis 3D programında kum zeminler üzerinde modelleme üzerine çalışmıştır. Temelin şev tepesine olan mesafe oranı arttıkça taşıma gücünün arttığı, ayrıca donatı kullanımının temelin taşıma gücünü önemli oranda artırdığı ve göçme mekanizmaları incelendiğinde, şevde meydana gelen deplasman yoğunluğunu sönmülediği belirlenmiştir. [42]

Cüre (2013) Plaxis 2D programında kum zeminlerde şeve yakın temellerin yük dağılımı sonucu verdiği tepkiyi irdelenmiştir. Kumda şeve yakın oturan şerit temelle yapılan deneylerde eksantrisitenin artmasıyla sınır yükte azalma olduğu belirlenmiştir. Sınır yüklerin kabaca kırılma yüzeyleri boyunca zeminin kayma direncini yenmesi gibi düşünülürse, bu azalma eksantrisite arttıkça kırılma yüzeylerinin azalması ile açıklanabileceği gözlemlenmiştir [43]. Sığ şerit temelin sınır yükleri, yüzey şerit temelininkinden biraz daha büyük olduğu, eksantrisitenin artması oturma koşulunu kötüleştirdiğini ve kırılma yüzeylerinin uzunluklarının azaldığı gözlemlenmiştir.

### 2.3.2 Laboratuvar Deneyleri

Bag R. (2011) laboratuvar ortamında yaptığı deneyler ile sıcaklığın bentonit kilinin geoteknik indeks özellikleri üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Bu çalışma sonucunda 75°C lik bentonit kilinin 25 °C de bulunan kile oranla şişme basıncının yaklaşık %30 azaldığını belirtmiştir. Sıkıştırılmış numunelerin sıcak ucundan soğuk ucuna doğru doğru bağıl nem, su içeriği ve doyma derecesinin arttığı tespit edilmiştir. Uygulanan termal ve termo-hidrolik gradyanlar nedeniyle, numunelerin sıcak ucuna doğru katyon ve anyon konsantrasyonlarının arttığı belirlendi.[44]

Srikanth V ve diğerleri, (2016) laboratuvar ortamında yaptığı çalışmalarda bentonit kilinin kumlarla yaptığı karışımlarda elde edilen parametrelerin kumun dane büyüklüğünün etkisini incelemiştir. İnce daneli kumla yapılan karışımların iri daneli

kumla yapılan karışımlara göre likit limit değerinin ve optimum su içeriğinin daha yüksek olduğu ve maksimum kuru birim hacim ağırlığının daha düşük olduğu gözlemlenmiştir [45]. Aynı bentonit oranında yapılan karışımlarda ince daneli karışımların daha yüksek şişme basıncı ve daha düşük hidrolik iletkenlik gösterdiği rapor edilmiştir.

Genç (2009) laboratuvar ortamında yaptığı çalışmada kaolin ve bentonit killerini belirli oranlarda ( 95/5, 90/10, 85/15, 80/20, 75/25, 70/30) karıştırmış ve elde edilen karışımların geoteknik indeks ve şişme özelliklerini belirlemiştir. Deney sonuçlarına göre bentonit oranı arttıķa şişme yüzdesinin de arttığı belirlenmiştir [46]. Ayrıca şişme indeksinin, su içeriğinin artması ile azaldığı gözlemlenmiştir. Bentonit miktarının arttıķa likit limit ve plastisite indisinin lineer olarak arttığı ayrıca bentonit oranı arttıķa şişme yüzdesinin arttığı gözlemlenilmiştir.

# Bölüm 3

## Malzeme ve Metod

### 3.1 Malzeme

Bu bölümde çalışmada kullanılan kum, bentonit, deney kutusu, sisleme mekanizması ve beton blokların fiziksel ve kimyasal özellikleri verilmiştir.

#### 3.1.1 Kum

Bu çalışmada kullanılan kum (Şekil 3.1) hafriyat firmasından temin edilmiş olup geoteknik özellikleri Tablo 3.1’ de gösterilmiştir. Özgül özelliklerine göre kullanılan zemin kötü derecelendirilmiş siltli ve çakıllı kum olarak isimlendirilmiştir.



Şekil 3.1: Kum

Tablo 3.1: Kullanılan kumun geoteknik özellikleri

Parametre	Birim	Miktar
Özgül Ağırlık ( $G_s$ )	-	2,77
Likit Limit (LL)	%	16
Plastik Limit (PL)	%	-



Optimum Su İçeriği $W_{opt}$	%	18,8
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık ( $\gamma_{k,max}$ )	kN/m <sup>3</sup>	9,8
İçsel Sürtünme Açısı ( $\phi$ )	-	31
Zemin Sınıfı (USCS)	-	SP-SM

Tablo 3.1 devamı

### 3.1.2 Bentonit

Dünya üzerinde katkısız bentonit yatakları sınırlı olması nedeni ile istenilen yüksek özelliklerde bentonit sağlamak her zaman mümkün olmamaktadır. Bu yüzden düşük kaliteli kalsiyum bentonitlerin de piyasada kullanılabilmesi amacı ile özel katkı maddeleri ile modifiye etmek gerekmekte ve bu sayede uygun maliyetli bir bentonit elde edilmektedir. [47] Çalışmada kullanılan bentonit malzemesi Karben markasına ait olup fiziksel ve kimyasal özellikleri Tablo 3.2 ve Tablo 3.3’de gösterilmiştir.

API 13 A Modifiye Edilmiş Bentonit standartlarına uygun kil mineralidir. Sodyum içeriklidir ve en az %90 montmorillonit içerir. Yüksek şişme kapasitesine sahiptir. TS EN 13500 Bölüm 9 bentonit şartnamesine uygundur [48]. TS 977 Tip- 1 standartlarına uygundur. Suya karıştırıldığında kolayca dağılır ve topaklaşma yapmaz. Kullanılan bentonit Şekil 3.2’de gösterilmiştir.

Tablo 3.2: Kullanılan sodyum içerikli bentonitin kimyasal özellikleri

Parametre	Miktar
Filtrasyon miktarı	15 ml. max.
Rutubet	%10 max.(ağırlıkça)
Islak elek analizi	2,5 max. (ağırlıkça)
Yield point plastik viskozite oranı ( $Y_p/P_v$ )	3 max.

Tablo 3.3: Kullanılan sodyum içerikli bentonitin fiziksel özellikleri

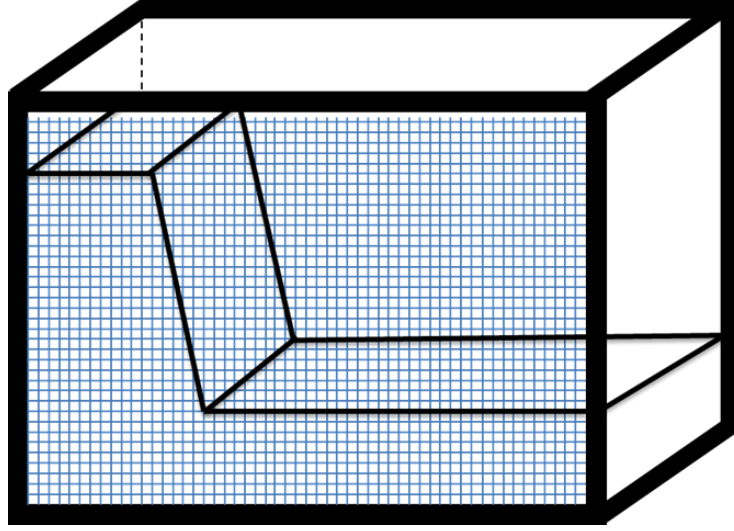
Parametre	Miktar
SiO <sub>2</sub>	61.28 %
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	17.79 %
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.01 %
CaO	4.54 %
Na <sub>2</sub> O	2.70 %
MgO	2.10 %



Şekil 3.2: Bentonit

### 3.1.3 Yağmur Etkili Şev Modelleme Sistemi

Zemini yerleştirip deneyleri yapabilmek için öncesinde bir kutu oluşturulması gerekmektedir. Deney esnasındaki deformasyonların gözlemlenebilmesi için kutunun çevresinin cam olması daha doğru olacaktır. Bu sebeple 6 mm kalınlığındaki temperli cam alüminyum çerçeveye yerleştirilmiş ve kutu oluşturulmuştur. Deney sırasında hortumdan gelen ve nozullar sayesinde sisteme verilen yağmurlama etkisi belirli bir seviyeden sonra sistemden drene olması gerekmektedir. Bu sebeple tabanına mdf malzeme kapatılmıştır. Deformasyonları daha doğru gözlemleyebilmek için de kutunun ön ve yan camlarına 2 x 2 cm ebatlarında kutucuklar çizilmiştir. Kutunun boyutları 116 cm boyunda 60 cm eninde ve 80 cm yüksekliğindedir. Bu modelleme sistemi Şekil 3.3’de gösterilmiştir.



Şekil 3.3: Yağmur etkili şev modelleme sistemi

### 3.1.4 Yağmurlama Mekanizması

Sisleme yöntemi kullanılarak yağmurlama etkisi yaratılması düşünülmüştür. Bu yöntemin seçilmesi damlacıklar halinde şevin yüzeyinin deformasyon olmasındansa aynı miktarda suyu deformasyona yol açmadan şeve verebilmektir. Yağmurun fiziksel etkisinden ziyade yağmur suyu basıncının etkisini görmek amaçlanmıştır. Bu sistemde 4 adet başlık aynı hortum üzerinde bağlanmış ve şev yüzeyine doğru su püskürtülmüştür. Bu sistem ile birlikte şeve 0,46lt/dk debi ile su verilmektedir. ( $7,7 \times 10^{-3} \text{ cm}^3/\text{sn}$ ) Bu sistem Şekil 3.4’de gösterilmiştir.



Şekil 3.4: Yağmurlama mekanizması

### 3.1.4.1 Nozul

Sisleme yöntemini gerçekleştirebilmek için kullanılan sistemde en önemli parça nozullardır. İngilizce ismi 'nozzle' olan bu parçalar içlerinde çek valf adı verilen damlatma önleyici bir parçaya sahiplerdir. Bu nozullar temizlenebilir parçalardır. Her hangi bir kireçlenme veya tıkanma sorunu yaşandığı zaman temizlenerek tekrar kullanılabilir. Nozullar 10 ila 80 mikron arasında değişik uç tiplerine sahiplerdir. Bu sistemde 30 mikron nozullar kullanılmıştır.



Şekil 3.5: Nozul

### 3.1.4.2 Hortum

Su kaynağı ile nozullar arasındaki su iletimini esnek olan hortum sağlamaktadır. Bu hortumun bir ucu basınçlı suyu absorbe eden valfe bağlıyken diğer ucunda nozullar bulunmaktadır. Bu hortum 6,35 milimetre çapına sahip olmakla birlikte ultraviyole ışıklara karşı dayanıklı polietilen reçine malzemedен üretilmektedir.



Şekil 3.6: Hortum

### 3.1.4.3 Sulama Çerçevesi

Sisleme mekanizmasını şev kutusunun üzerinde belirlenen doğrultuda taşıyan sistemdir. Bu sistem üzerinde nozullar istenilen noktalarda sabitlenmiş ve şev yamacına istenilen açılarda su püskürtme işlemi gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3.7: Sulama çerçevesi

Şev modelleme deneylerinde, yağmurlama sisteminden gelen suyun zeminin içerisinden drene olup havuzun birleşim yerlerinden akıp gitmemesi ve belli bir seviyeye kadar çıkması amacıyla zemin yerleştirilmeden önce havuzun tabanı naylon

bir branda ile kaplanmıştır. Ardından zemin değerlerine göre havuz içine sıkıştırılarak yerleştirilmiştir.

### 3.1.5 Beton Blok Ve Sürşarj Yük

Şeve belirlenen bölgelere sürşarj yükü iletebilmek için beton kütlesi (Şekil 3.5) laboratuvar ortamında yapılmıştır. Bu beton kütleler 0,15m 0,58 m ve 0,125 m boyutlarına sahiptir. Ağırlığı 20,5 kg olarak ayarlanan bu betonun 0,125x0,58 metre karelik yüzeyi şeve temas ettiği kısım dar alan, 0,15x0,58 metrekarelik yüzeyi temas ettiğinde ise geniş alan olarak isimlendirilmiştir. Dar ve geniş alanlar kullanılarak şeve verilmek istenen sürşarj yük ayarlanmıştır.



Şekil 3.8: Beton blok

Deney süresince şevin maruz kalması gereken ağırlıklar deney öncesinde belirlenmiştir. Bu basınç değerlerinin bölüm 3.5’de de belirtildiği gibi beton kütlenin temas eden yüzeyinden kaynaklı olarak şeve aktarılan basıncı değişiklik gösterebilmektedir. Dar ve geniş yüzey alanına göre şeve iletilen basınç değerleri Tablo 3.4’de verilmiştir. Bu belirtilen ağırlıklar 45 dakikada bir toplam 6 seferde yüklenilmiş ve laboratuvar ortamında bulunan demir plaka ağırlıklardan faydalanılmıştır.

Tablo 3.4: Şev yükleme değerleri (a) Dar alan (b) Geniş alan

No	N (kg)	A (m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
1	35,5	0,0725	5,00
2	71	0,0725	9,99
3	142	0,0725	19,99
4	213	0,0725	29,98
5	284	0,0725	39,97
6	355	0,0725	49,96

(a)

No	N (kg)	A (m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
1	35,5	0,087	4,16
2	71	0,087	8,33
3	142	0,087	16,65
4	213	0,087	24,98
5	284	0,087	33,31
6	355	0,087	41,64

(b)

### 3.1.7 Bentonit Oranları

Deneyde değişikliğe uğrayan bir diğer parametremiz de zeminin içinde bulunan bentonit miktarıdır. Bütün deneyler boyunca genel amacımız doğal zeminden başlayarak şeve belirlenen maksimum etki uygulanarak (Dar alan, 1/3 şev açısı ve maksimum yük) şevin göçme durumunu gözlemlemektir. Ayrıca zemin parametrelerini değiştirerek aralarındaki dayanımı kıyaslayabilmek için sırasıyla %10, 15, 20, 30, 40 ve 50 oranında bentonit-zemin karışımı uygulanmıştır.

### 3.2 Metod

Bu bölümde kullanılacak olan malzemelerin indeks özelliklerini ve sıkışma davranışlarını belirlemek için yapılan laboratuvar deneyleri açıklanmıştır. Ayrıca deneyler hakkında genel bilgiler verilmiştir.

### 3.2.1 Elek Analizi Deneyi

Elek analizi deneyinin amacı zeminleri oluşturan danelerin zemin içerisindeki dağılımını belirlemektir. Elek analizi deneyi ile çakıl, kum miktarları ve kil ile silt miktarı toplamı belirlenmiş olur. Aynı zamanda kaba dane oranı ve ince dane oranı da elde edilir. Elek analizi deneyi ASTM D6913 standartlarına göre gerçekleştirilmiştir [49].

Zemini oluşturan daneler çok değişik geometriye sahip ve çok çeşitli boyutlardadır. Zemin içerisindeki dane dağılımlarını bilmek zeminlerin endeks özelliklerini belirlemede önemli rol oynar. Zeminler dane büyüklüklerine göre kaba daneli zeminler (Çakıl ve kum) ve ince daneli zeminler (kil ve silt) olmak üzere 2'ye ayrılır. Kaba daneli zeminlerin çaplara göre dane dağılımını belirlemek için elek analizi deneyi yapılırken, ince daneli zeminlerin çaplara göre dane dağılımını belirlemek için hidrate deneyi yapılır. Bu deney ile numunedeki ince daneli zemin yüzdesi belirlenir. İnce daneli zeminlerde ve ince dane miktarı çok fazla olan iri daneli zeminlerde bu deney uygulanır. Yıkamalı elek analizi deneyi ASTM-D 422-07 standartlarına göre gerçekleştirilmiştir.[50]

Numune öncelikle 200 nolu elekte yavaşça yıkanmıştır. Bütün malzeme berrak su olana kadar yıkandıktan sonra darası bilinen bir tepsiye boşaltılmıştır. Sonrasında bu numune sabit sıcaklığı 105 derece olan etüvde en az 24 saat kurutulmuştur. (105 derece sabit sıcaklık olma sebebi ise zemin içerisindeki organik maddeleri yakmamak içindir. Ayrıca yapılan deneylerde zemin içerisindeki suyun 24 saatte tamamen çıktığı gözlemlenmiştir.) Sonrasında darasını bilinen tepsi ile kuru zemin numunesi tartılmıştır ve kuru zemin numunesi ağırlığı belirlenmiştir.

Daha sonra No.200 elek üstünde kalan malzeme ile kuru elek analizi yapılarak dane boyu dağılımı grafiği elde edilmiştir. Deneyler yedi numune için ayrı ayrı gerçekleştirilmiştir. Bütün eleklerdeki miktarlar not edilmiş ve grafik oluşturulmuştur. Bu deneyden elde edilen parametreler Tablo 6.2'de gösterilmiştir.



Elek analizi sonucunda zeminin No.200'lü eleğe kadar olan granülometri eğrisi elde edilir. Granülometri eğrisinin geri kalanı hidrometre deneyi sonucunda elde edilir. Eğrinin genel eğilimi zemin bileşimdeki dane çaplarını kapsar. İyi derecelenmiş zemin, kötü derecelenmiş bir zemine göre daha kuvvetli ve sağlamdır. Zeminlerin granülometri özelliklerinden en önemli danelerin %10'nun geçtiği efektif çap D10 ve %30 ile %60 geçtiği D30 ve D60 çaplarıdır. Elek analizi deney düzeneği Şekil 3.9'da gösterilmiştir.



Şekil 3.9: Elek analizi deney düzeneği

D10, D30 ve D60 değerlerine göre uniformluk katsayısı  $C_u$  ve derecelenme katsayısı Denklem (3.1) deki gibi  $C_c$  değerleri ise Denklem (3.2) deki gibi hesaplanır.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.1)$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (3.2)$$

Elekler en altta kap olacak şekilde elek açıklık boyutuna göre küçük elek altta kalacak şekilde sıralanmıştır. Elek analizi yapılacak numune en üst eleğe konulmuştur. Hazırlanan set 10 dakika boyunca sarsılmıştır. Tüm eleklerdeki numune miktarları tek tek tartılmış ve tabloya işlenmiştir. Kümülatif toplamları bulunarak tablo oluşturulmuştur. Bu deney yedi numune için ayrı ayrı yapılmış olup deneyden elde edilen verilere göre parametreler Tablo 6.1'de gösterilmiştir.

Deneylerde kullanılan elek boyutları Tablo 3.5’de gösterilmiştir.

Tablo 3.5: Kuru elek analizi deneyinde kullanılan elek boyutları

Elek no	Elek açıklığı (mm)
3/8"	9.5
No. 4	4.75
No. 10	2.0
No. 18	1.0
No. 40	0.425
No. 200	0.074

### 3.2.2 Standart Proctor Deneyi

Standart proktor deneyi ASTM D698 standartlarına göre yapılmıştır [51]. İç hacmi 932,54 ml olan standart bir kompaksiyon kalıbına içine zemin, üç tabaka halinde konulmuştur. Boş kompaksiyon kalıbı tartılarak ve hacmi hesaplanarak not edilmiştir. Kompaksiyon kalıbına ilave kısım (yaka) eklenmiştir, deney için hazırlanan numune kap içerisinde bir miktar ıslatılarak homojen karışım oluşturulana kadar karıştırılmıştır. Bu ilk su içeriği toprak avuç içinde sıkıldığında taneler hafifçe birbirine tutunabilecek oranda yapılmıştır. Deneye hazır numuneden kalıp içine 5 – 7,5 cm kalınlığında bir numune konulmuştur. Numunenin üstü hafifçe düzeltildikten sonra aynı yükseklikten (30.5 cm) düşen çekiçle 25 darbe üniform olarak vurulmuştur. Sıkışmış tabakanın üzeri hafifçe çentilerek ikinci tabaka numune konularak, aynı sıkıştırma işlemi yapılmıştır. Son olarak üçüncü tabaka da aynı şekilde sıkıştırılmıştır. Kalıp boyunu aşan numune, spatula ile kenara doğru kesilerek traşlanmıştır. Kalıp dışındaki numune parçaları temizlendikten sonra numune ile kalıp tartılarak not edilmiştir. Sonrasında alet yardımıyla kalıbın içerisindeki zemin çıkartılmıştır. Deney için numune hazırlama işlemleri ve deneyde kullanılan ekipmanlar Şekil 3.10’da gösterilmiştir.



Şekil 3.10a: Standart proctor deneyi numune hazırlama aşamaları 1



Şekil 3.10b: Standart proctor deneyi numune hazırlama aşamaları 2

Kompaksiyon kalıbındaki toprak kaba boşaltılmış ve 3 eşit parçaya ayrılarak ortadaki parçanın tam ortasından daha önce ağırlığı bilinen bir kaba konulmuştur. Bu kap ve içindeki yaş numune tartılarak not edilir ve sonrasında 24 saat kalmak suretiyle etüve yerleştirilmiştir. Deney aynı şekilde ancak her seferinde su muhtevası artırılarak toplamda 5 kere tekrarlanmıştır. 24 saat sonra alınan numune tartılarak not edilmiştir. Sonra sırası ile su içeriği- kuru birim hacim ağırlık eğrisinden optimum su içeriği maksimum kuru birim hacim ağırlığı belirlenmiştir. Bu değerlere göre grafik çizilerek optimum su içeriği değeri bulunmuştur. Bu deney yedi farklı numune için ayrı ayrı yapılarak deneyden elde edilen parametreler Tablo 6.3’de gösterilmiştir.

Optimum su içeriğine kadar eklenen su, o miktarda havayı dışarı atarak tanelerin sıkışmasını sağlar. Fakat belli bir sınırdan sonra içeride sabit bir yer işgal eden havaya, su ilavesi etki edemez hale gelir. Bu andan itibaren fazla su tane aralarını açmaya ve zemin kesafetinin düşmesine sebep olur.

Her zemin için sıkışmanın en iyi yapılabileceği tek bir su içeriği vardır. Bu su içeriğinde yoğunluk maksimum değere ulaşmaktadır. İşte her zemin için sabit olan bu su içeriğine optimum su içeriği denilmektedir.

### 3.2.3 Düşen Koni Deneyi

Bu çalışmada likit limit BS 1377 – 1: 2016 standardına göre düşen koni test metodu ile belirlenmiştir [52]. Deney için önce zemin No. 40 (0.425 mm) elekten elenmiştir. Numuneler belirli su içeriklerinde hazırlanarak darası, yüksekliği ve çapı bilinen kapta numuneyi 3 parça şeklinde yerleştirerek sıkıştırma işlemi yapılmıştır. Numunelerin kabı taşmayacak şekilde üstü spatula ile sıyırılmıştır. Kabın içerisine yerleştirilen numuneye dokunma pozisyonuna getirilen 80 gr koninin kendi kütle etkisi ile 5 saniye süre ile zemine batması sağlanmıştır. Batma miktarı aletin üzerinde bulunan bir deformasyon saatinden okunmuştur. Aynı işlem zeminin 5 farklı değişik su muhtevalarında okunmuştur. Deneyin sonunda numuneler etüve konulmuştur. Etüvden alınan numunenin kuru ağırlığı ölçülmüş ve buna göre su içeriği belirlenmiştir. Bulunan bu değerler bir grafiğe işlenmiştir. Sonrasında su içeriği – penetrasyon derinliği grafiği oluşturulmuş ve noktalar şeklinde belirlenmiştir. Bu noktaların ortak noktasından geçecek şekilde bir doğru çizilmiş ve penetrasyon derinliği 20 mm ye denk gelen su içeriği yüzdesi okunmuştur. Sonuç olarak bu değer likit limit değerini vermiştir. Deney düzeneği Şekil 3.3 de gösterilmiştir. Bu deney yedi farklı numune için ayrı ayrı yapılarak deneyden elde edilen parametreler Tablo 6.5’de gösterilmiştir.



Şekil 3.11: Düşen koni likit limit deneyi cihazı

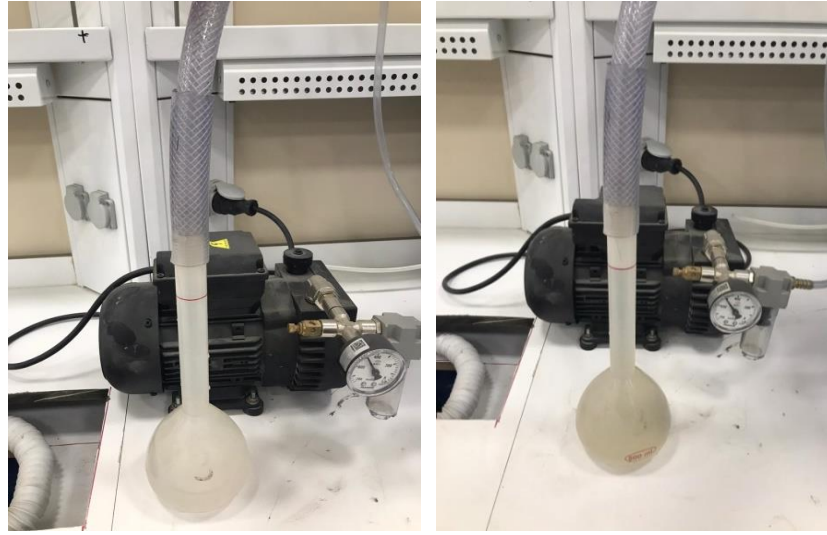
### 3.2.4 Plastik Limit Deneyi

Plastik limit deneyi ASTM D4318 – 10 standardına göre belirlenmiştir [53]. Plastik limit ıslak zeminlerde ince silindirik şekil alana kadar yapılan yoğurulma işlemi sırasında üzerinde oluşan çatlakların belirlediği su muhtevası olarak tanımlanır. Başka bir deyişle zeminin plastik bir malzemeye dönüştürmeye başladığı andaki su muhtevasıdır. 40 no lu elekten geçirilmiş numuneden bir miktar alınarak cam üzerinde yavaşça avuç içi ile yuvarlanmıştır. Yuvarlama işlemi yapılırken 3 mm kalınlığa ulaştığında çatlaklar ya da kopmalar meydana geldiği zaman bu zeminden numune alınmıştır. Etüve koymak ve su muhtevasını belirlemek için kaba konulmuştur. Tartımı yapıp not edildikten sonra etüv makinasına konulmuştur. Eğer çatlama meydana gelmiyor ise zeminin henüz plastik olduğu anlaşılmış ve beklenerek su muhtevasının azalması sağlanıp deneye devam edilmiştir. Her bir numune için 2 defa deney yapıp bu çıkan sonuçların ortalaması kabul edilmiştir. Bu deney yedi farklı numune için ayrı ayrı yapılarak deneyden elde edilen parametreler Tablo 6.6’da gösterilmiştir.

### 3.2.5 Özgül Ağırlık Deneyi

Bu çalışmada özgül ağırlık değeri ASTM D854 – 14 standardına göre belirlenmiştir [54]. Özgül ağırlık deneyinde 4 no lu elek altında kalan zemin alınmıştır. Deneye

piknometreyi saf su ile yarısı doldurularak başlanmıştır. 10 dakika kadar vakum uygulanmış ve sonrasında piknometre sınır çizgisine yakın doldurulmuş ve tekrar vakum uygulanmıştır. Piknometre su ile tamamlanmış ve dikkatli bir şekilde tartılmıştır. ( $W_1 = \text{piknometre} + \text{su}$ ) İçi su dolu piknometreyi yarısına kadar boşaltılıp içerisine 30 gr zemin eklenmiş ( $W_3$ ) ve çalkalanmıştır. Zemin eklenen piknometreye vakum uygulanmıştır. Vakum uygulanan piknometreye ara ara spatula ile vurulmuş ve kenarlarda biriken hava kabarcıklarının yukarı çıkması kolaylaştırılmıştır. Piknometre tekrar su ile doldurulmuş 10 dakika kadar daha vakum uygulanmış ve tartılmıştır. ( $W_2 = \text{piknometre} + \text{su} + \text{zemin}$ ) Deney düzeneği Şekil 3.9'da gösterilmiştir. [55]



Şekil 3.12: Piknometre deney düzeneği (a) İlk aşaması (b) İkinci aşaması

Yukarıda belirlenen değerler Denklem 3.3'de yerine konularak özgül ağırlık deneyleri elde edilmiştir.

$$G_s = \frac{W_2}{W_2 + W_1 - W_3} \quad (3.3)$$

### 3.2.6 Kesme Kutusu Deneyi

Bu çalışmada kesme kutusu deneyi ASTM D3080 standardına göre belirlenmiştir [56]. Kutu öncelikle vidalar ile sabitlenmiştir. Bu 6cm x 6cm ölçüsünde kare iki parçadan oluşan rijit bir kutunun en alt tabakasına demir plaka, üzerine geçirimli

kağıt konulmuş ve üzerine zemin içerisine yerleştirilmiştir. Zeminin üzerine tekrar geçirimli poroz kağıt kapatılmış ve kutunun üzerinde kapak ve üzerindeki düşey deformasyon okuyucusunu sabitlemek için kullanılan demir plaka yerleştirilmiştir. Bu kutu kesme kutusu aletine yerleştirilerek zemini tamamen içine alacak kadar su eklenmiş ve su muhtevasını doygun hale getirilmiştir. Ağırlıklar yüklenmeden önce alttan vidalı sistem ile kutuya ağırlık gelmesi engellenmiştir. Ağırlıklar yüklendikten sonra vida gevşetilerek deney başlatılmıştır. Sistemin genel mantığı uygulanan bir kesme kuvveti altında, kutunun üst parçası sabit tutulurken alt parçası yatay bir düzlem üzerinde hareket edebilmekte ve böylece numunenin ortasından geçen yatay düzlem boyunca zemin kaymaya zorlanmaktadır. Belirli bir normal gerilme altında uygulanan kesme kuvveti ile meydana gelen yatay yer değiştirmeler ölçülmektedir. Deney düzeneği şekil 3.10'da gösterilmiştir.

Bu deney yedi farklı numune için ayrı ayrı yapılarak deneyden elde edilen parametreler tablo Tablo 6.6'de gösterilmiştir.

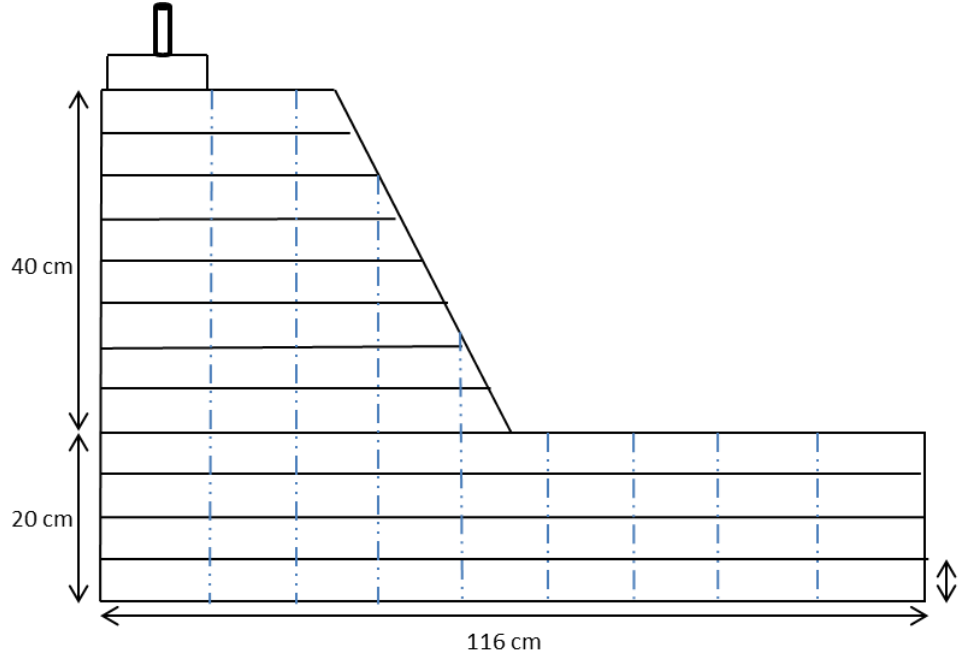


Şekil 3.13: Kesme kutusu deney aleti

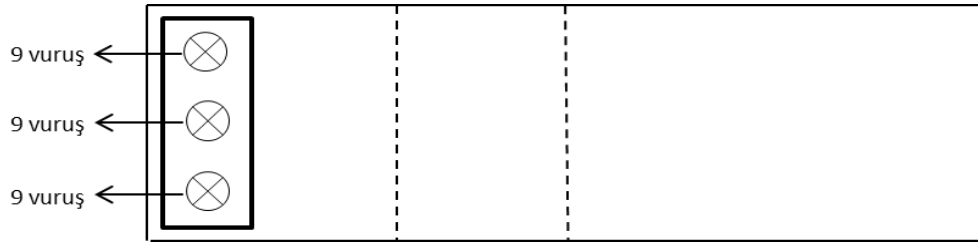
### 3.3 Şev Modelleri Deneyleri

Şev modelleri oluşturulurken optimum su içeriği ve maksimum kuru birim hacim ağırlığının %85'i kullanıldı. Etüvde 24 saat 105°C'de tamamen kurutulan numuneye optimum su içeriği kadar su eklenmiş ve beton mikserinde homojen bir karışım elde

edilinceye kadar karıştırılmıştır. Ardından sıkışmış hali 5 cm olacak şekilde, tabakalar halinde, Standart Proctor tokmağı ve ahşap blok kullanılarak sıkıştırıldı. Kullanılan ahşap blok 58 cm uzunluğunda 15 cm genişliğindedir. Sıkıştırılma işlemi sırasında ahşap bloğun 3 farklı noktasına her bir noktaya 9 darbe olacak şekilde toplamda 27 vuruş yapılmıştır. Bu sistem Şekil 3.14 ve 3.15’de gösterilmiştir.



Şekil 3.14: Zemin sıkıştırma işleminin karşıdan görünümü



Şekil 3.15: Zemin sıkıştırma işleminin üstten görünümü



Yağmurlama sistemi kurulurken İzmir ili Çiğli ilçesi Balatçık mahallesinin 2021 yılı yıllık ortalama yağış miktarı göz önünde bulundurulmuştur. Bu değerler tarım ve orman genel müdürlüğü uzun yıllar vadi bülteninden edinilmiş olup Tablo 3.6 da verilmiştir. Deneme yanılma yöntemiyle musluktan gelen su maksimum seviyedeyken 4 adet nozulun sisteme verdiği su miktarının yıllık yağış miktarı ile uyumlu olduğu belirlenmiştir. Verilen suyun debisi ortalama 0,5 lt/dk olarak belirlenmiştir.

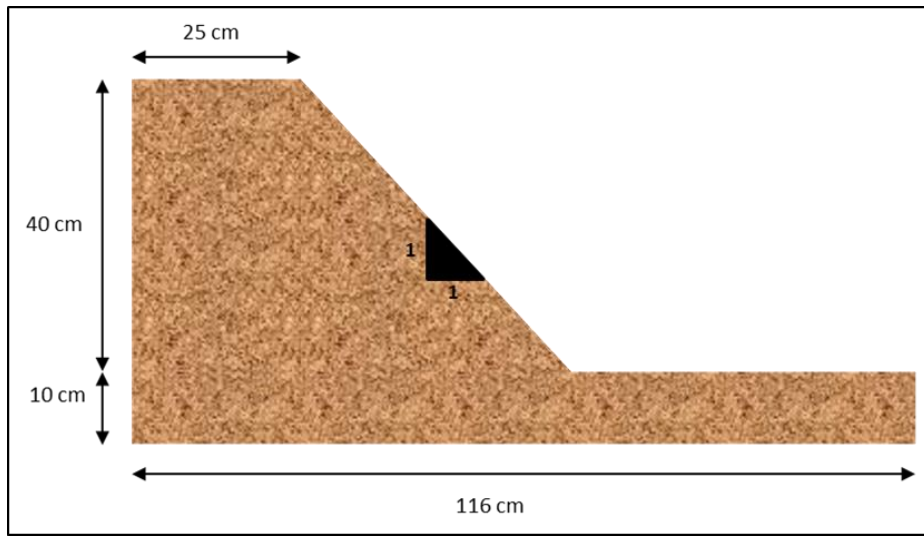
	Ocak	Şubat	Mart	Nisan	Mayıs	Haziran	Temmuz	Ağustos	Eylül	Ekim	Kasım	Aralık	Yıllık
Aylık Toplam Yağış Miktarı (mm=kg/m <sup>2</sup> )	97.6	84.6	56.6	34.8	19.4	16.7	1.3	3.5	13.5	48.5	66.3	86.1	528.9
Aylık Maksimum Yağış Miktarı (mm=kg/m <sup>2</sup> )	62.2	80.6	40.5	33.8	23.7	28.7	4.6	10.4	30.0	115.2	60.6	50.0	115.2

Tablo 3.6: İzmir ili Balatçık ilçesi yağış verileri.

## Bölüm 4

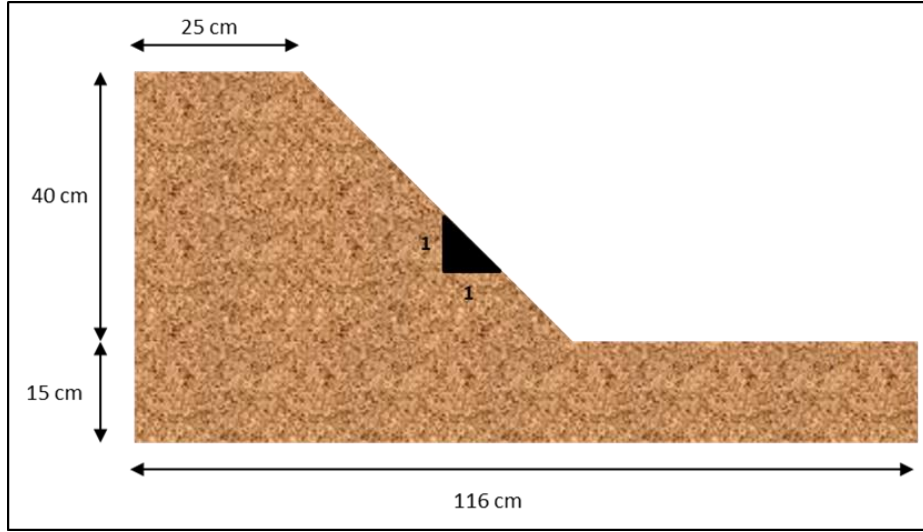
### Şev Modellerinin Geometrileri

Deneylere başlamadan önce şev açıları ve şev geometrileri kararlaştırılmıştır. Ancak deney sonuçlarına göre ileride değişiklik yapılabileceği öngörülmüştür. Bu çerçevede 3 farklı şev açısı (1/1, 1/3 ve 2/3) belirlenmiştir. Şevin tepe genişliği 25 cm -35 cm olarak belirlenmiştir. Şev taban yüksekliği ise 10cm - 20 cm olarak öngörülmüştür. Ancak deneyin istenilen sonuçlar vermesi ve şevde göçme durumunun yaşanmasında yüklenen ağırlıkların devrilmesi sırasında deformasyonları önlemek için şevin arka tarafına denk gelecek şekilde 3-4 sıra tuğla konularak üzeri yumuşak kauçuk malzeme kapatılması gerekmiştir. Böylelikle ağırlıklar devrilse dahi burada şiddeti absorbe edilerek çevreye zarar vermesi minimuma indirilmiştir. Bu tuğlaların dizilmesi ile beraber şev modelinin geometrisi de değişmiştir. Çalışma boyunca farklı geometrilere sahip olan şev Şekil 4.1 – 4.9 'da verilmiştir.



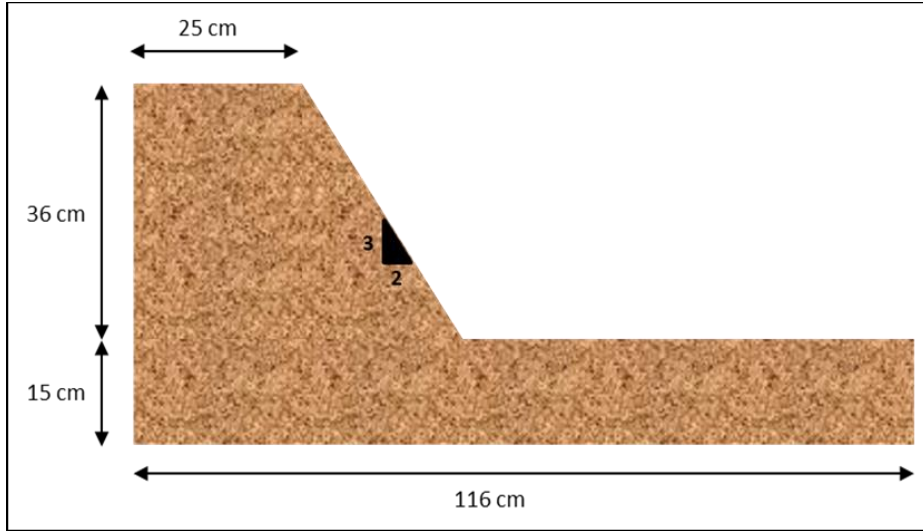
Şekil 4.1: No 1, No 2 ve No 3 numaralı deneylerin şev model geometrileri

Taban yüksekliği 5 cm arttırılarak hazırlanan Şev modeli Şekil 4.2 de gösterilmiştir.



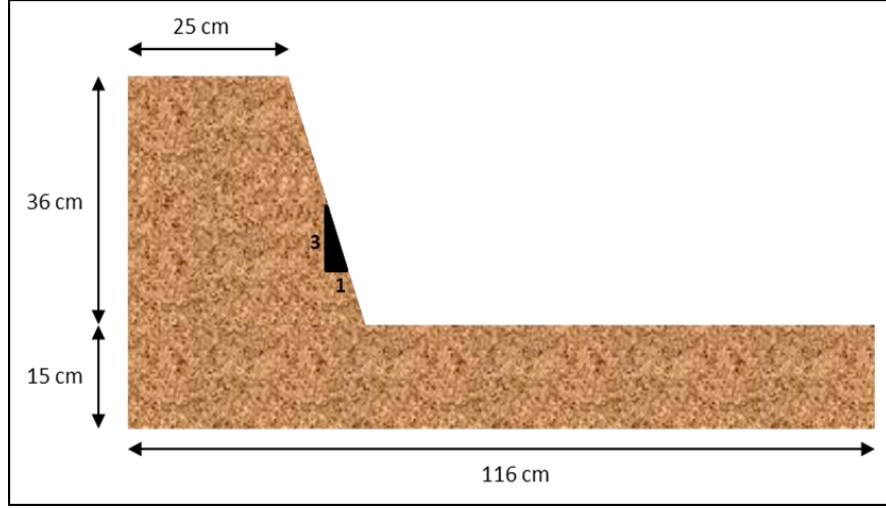
Şekil 4.2: No 4 numaralı deneyin Şev model geometrisi

Şev açısı 1/1 den 2/3 e çıkarılarak hazırlanan Şev modeli Şekil 4.3'de gösterilmiştir.



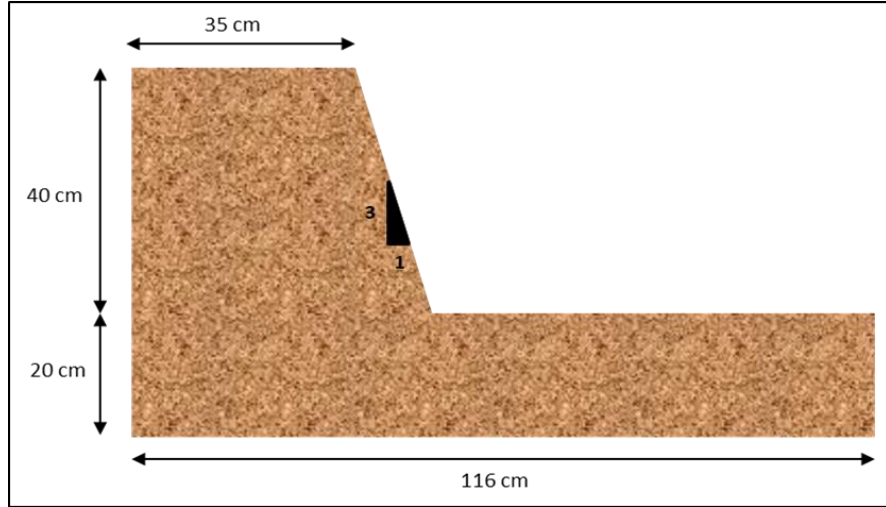
Şekil 4.3: No 5 numaralı deneyin Şev model geometrisi

Şev açısı 2/3 den 1/3 e çıkarılarak hazırlanan Şev modeli Şekil 4.4'de gösterilmiştir.



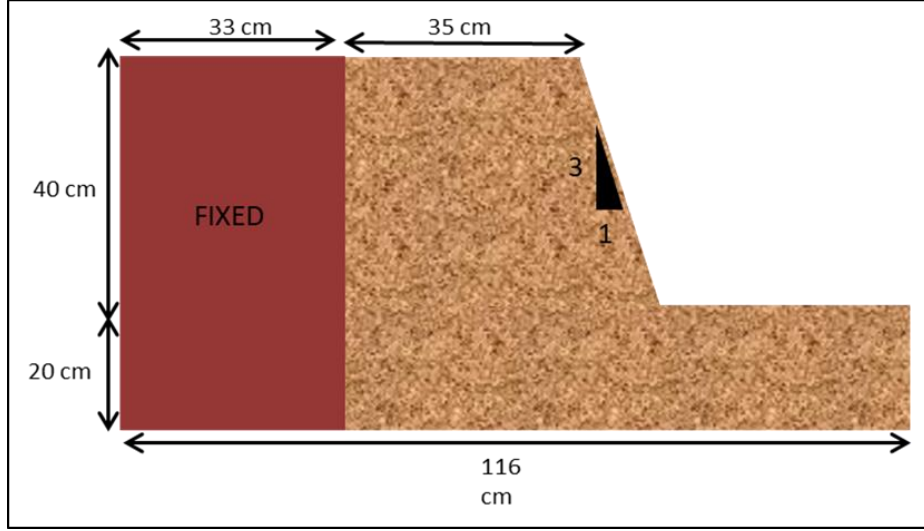
Şekil 4.4: No 6, No 7, No 8, ve No 9 numaralı deneylerin şev model geometrileri

Şev üst platosu 10 cm genişletilerek ve taban yüksekliği 5 cm artırılarak hazırlanan şev modeli Şekil 4.5’de gösterilmiştir. Bu genişletme işlemi ile şev kayma zarfını daha kolay tamamlayarak duraylılığını sağlayamamış ve genel göçme gözlemlenmiştir.

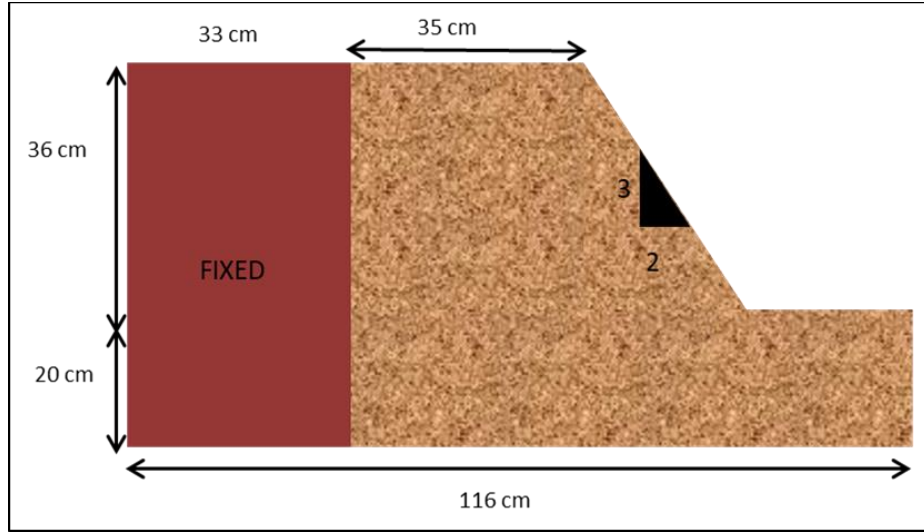


Şekil 4.5: No 10 numaralı deneyin şev model geometrisi

Bir önceki deneyde şev göçmesi esnasında laboratuvar ortamında yüklenen ağırlıkların modele ve çevreye zarar verdiği görüldüğü için sonraki deneylerde arkasına tuğla konularak sabit bir parça konulmuştur. Bu sayede genel göçme sırasında herhangi bir kazaya sebebiyet verilmemektedir. Ancak tuğla ile zemin arasında daha az tutunma sağlayacağı düşünülen daha pürüzsüz bir tahta malzeme ile kullanılmıştır. Şekil 4.6 da bu deneylerin geometrileri gösterilmiştir.

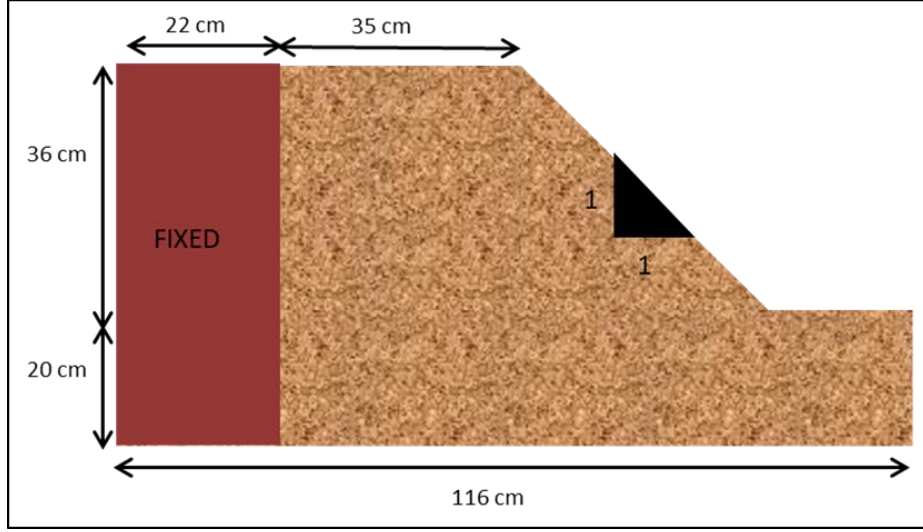


Şekil 4.6: No 11, No 12, No 13 ve No 14 numaralı deneylerin şev model geometrileri  
Şev açısı  $1/3$  den  $2/3$  e azaltılarak hazırlanan şev modelleri Şekil 4.7 de gösterilmiştir.



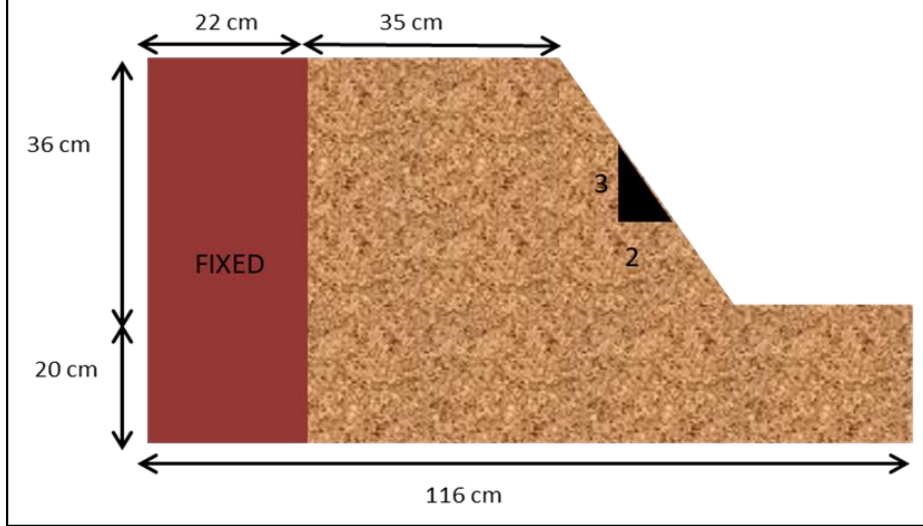
Şekil 4.7: No 15 numaralı deneyin şev model geometrisi

Şev açısı  $2/3$  den  $1/1$  e azaltılarak hazırlanan şev modelleri şekil 4.8'de gösterilmiştir. Ancak bu şekilde şevin topuk noktası yağmur etkili şev modelleme sistemine çok yaklaşıp destek alabileceği düşünüldüğü için arkasında bulunan sabit kısım 11 cm kısaltılarak tekrar modellenmiştir.



Şekil 4.8: No 16 ve No 18 numaralı deneylerin şev model geometrileri

Göçme durumu gözlemlenmediği için şev açısı 1/1 den 2/3 e çıkartılarak deneylere devam edilmiştir. Şekil 4.9'da gösterilmiştir.



Şekil 4.9: No 17 ve No 19 numaralı deneylerin şev model geometrileri

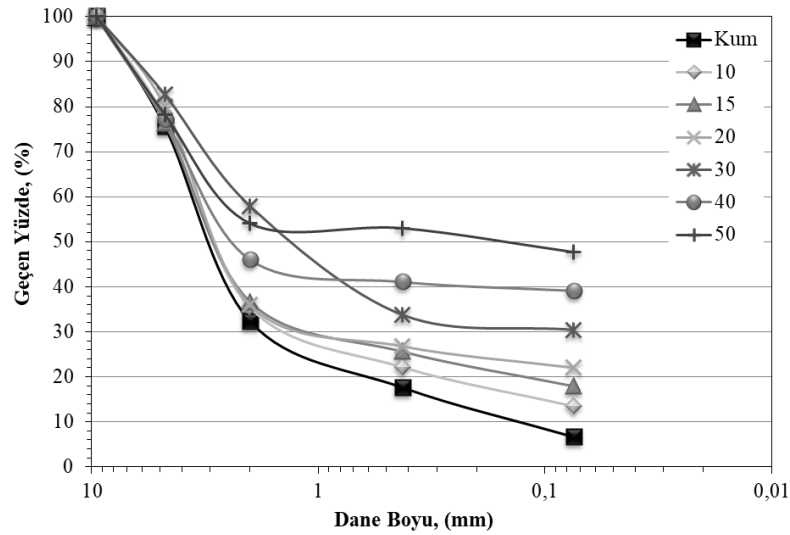
# Bölüm 5

## Laboratuvar Deney Sonuçları

Bu bölümde farklı bentonit oranlarında hazırlanmış zemin numunelerinin laboratuvar deneyleriyle belirlenmiş geoteknik indeks özellikleri alt başlıklar halinde verilmiştir.

### 5.1 Elek Analizi Deneyi Sonuçları

Tüm numuneler için yapılan elek analizleri sonucunda elde edilen dane dağılım eğrileri Şekil 5.1’de gösterilmiştir.



Şekil 5.1: Elek analizi grafiği

Tüm numuneler için yapılan elek analizleri sonucunda elde edilen parametre sonuçları Tablo 5.1’de gösterilmiştir.

Tablo 5.1: Elek analizi sonucu elde edilen parametreler.

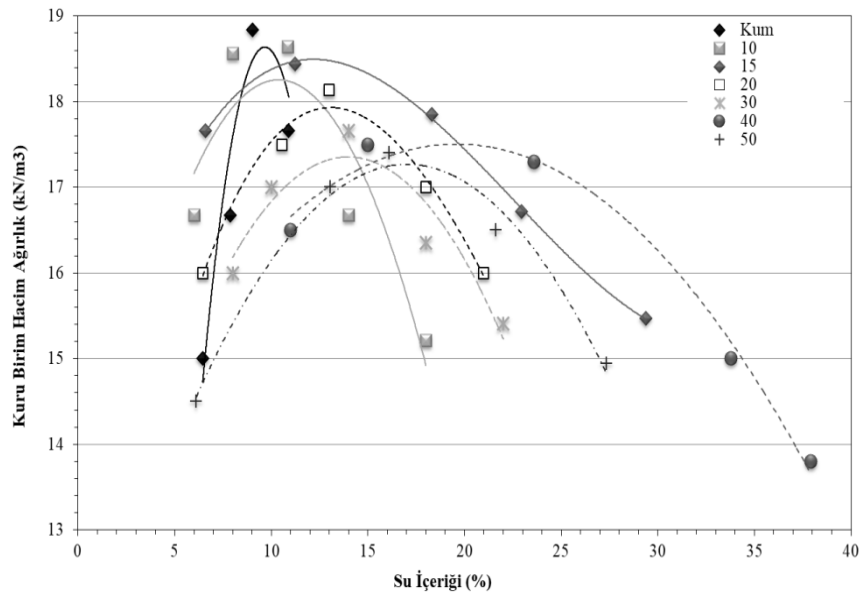
	Kum	90K 10B	85K 15B	80K 20B	70K 30B	60K 40B	50K 50B
İnce daneli (%)	6,6	13,3	18,0	22,2	31,3	38,3	43,72
İri daneli (%)	93,3	86,7	81,9	77,7	68,7	61,7	56,3

D <sub>10</sub> (mm)	0,12	-	-	-	-	-	-
D <sub>30</sub> (mm)	1,6	1,4	1,2	1,3	0,27	-	-
D <sub>60</sub> (mm)	3,5	3,5	3,4	3,2	2,2	2,1	1,8
Uniformluk katsayısı C <sub>u</sub> (-)	29,2	-	-	-	-	-	-
Derecelenme katsayısı, C <sub>c</sub> (-)	6,1	-	-	-	-	-	-

Tablo 5.1 devamı

## 5.2 Standart Proctor Deneyi Sonuçları

Tüm numuneler için yapılan standart proctor deneyleri sonucunda elde edilen parametreler Şekil 5.2’te gösterilmiştir



Şekil 5.2: Standart proctor deneyi grafiği

Tüm numuneler için yapılan standart proctor deneyleri sonucunda elde edilen parametreler Tablo 5.2’de gösterilmiştir.

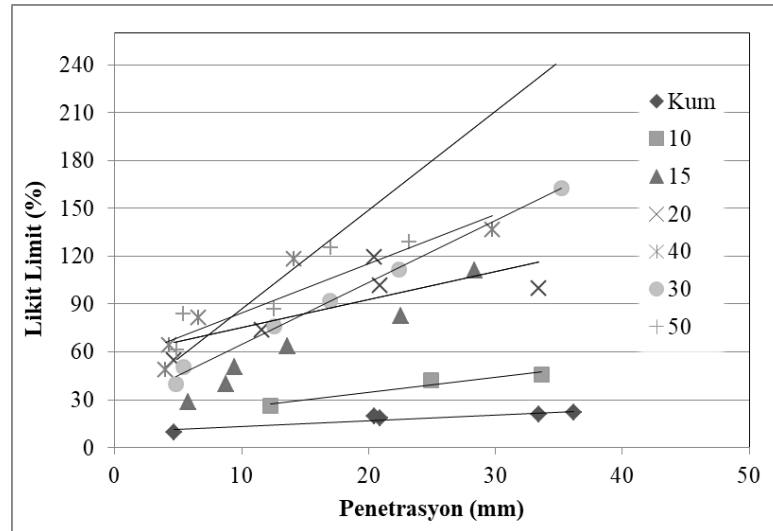


Tablo 5.2: Standart proktor deneyleri sonucunda elde edilen parametreler

	Maksimum kuru birim hacim ağırlık ( $\gamma_k$ ) ( $\text{kN/m}^3$ )	Optimum su içeriği, $W_{\text{opt}}$ (%)
Kum	1,95	10,6
90Kum10Bentonit	1,9	10,85
85Kum15Bentonit	1,88	11,33
80Kum20Bentonit	1,85	13,55
70Kum30Bentonit	1,8	14,5
60Kum40Bentonit	1,78	15,02
50Kum50Bentonit	1,77	15,82

### 5.3 Düşen Koni Deneyi Sonuçları

Tüm numuneler için yapılan düşen koni deneyleri sonucunda elde edilen parametreler Şekil 5.3’de gösterilmiştir.



Şekil 5.3: Düşen koni deneyleri grafiği

Tüm numuneler için yapılan düşen koni deneyleri sonucunda elde edilen likit limit parametre sonuçları Tablo 5.3’de gösterilmiştir.

Tablo 5.3: Düşen koni deneyleri sonucunda elde edilen likit limit parametreleri

	Kum	90K 10B	85K 15B	80K 20B	70K 30B	60K 40B	50K 50B
Likit limit, LL (%)	16	43,3	80	92	98	118	142

## 5.4 Plastik Limit Deneyi Sonuçları

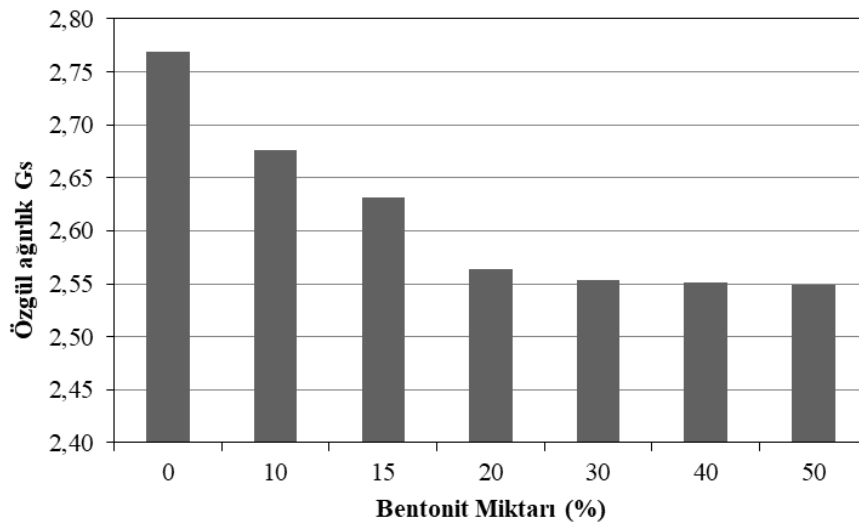
Tüm numuneler için yapılan plastik limit deneyleri sonucunda elde edilen parametreler Tablo 5.4’de gösterilmiştir.

Tablo 5.4: Plastik limit deneyleri sonucunda elde edilen parametreler

	Kum	90S 10B	85S 15B	80S 20B	70S 30B	60S 40B	50S 50B
Plastik limit, PL	-	17,63	20,34	27,84	33,25	40,9	47,13

## 5.5 Özgül Ağırlık Deneyi Sonuçları

Yapılan özgül ağırlık deneyleri sonucu kum numunenin özgül ağırlığı 2.769 bulunmuştur. %10, %15, %20, %30, %40 ve %50 bentonit içeriğine sahip numunelerin özgül ağırlıkları ise sırasıyla 2,676, 2,632, 2,564, 2,553, 2,551 ve 2,549 olarak elde edilmiştir. Bentonit ile özgül ağırlık arasındaki ilişki Şekil 5.4’de gösterilmiştir.



Şekil 5.4: Özgül ağırlık deneyleri grafiği

## 5.6 Kesme Kutusu Deneyi Sonuçları

Tüm numuneler için optimum su içeriği değerinde yapılan kesme kutusu deneyi sonucunda elde edilen parametre sonuçları Tablo 5.6'da gösterilmiştir.

Tablo 5.5: Optimum su içeriği değerinde yapılan kesme kutusu deneyleri sonucunda elde edilen parametreler

Numune	c (kPa)	$\phi$ (kPa)
Kum	64,72	36,42
90K10B	55,97	27,67
85K15B	127,36	21,22
80K20B	77,2	7,4
70K30B	51,20	8,4
60K40B	58,30	12,2
50K50B	43,10	10,5

## Bölüm 6

### Model Deney Sonuçları

Deneylere Şekil 4.1’de belirtilen geometriye sahip şev ile başlandı. Tüm çalışma boyunca Tablo 3.4’de gösterilen değerler sırasıyla 45 dakikada yüklenildi. Yağmurlama etkisi tüm çalışma boyunca sabit tutuldu. Ancak sadece No 12 numaralı deneyde yağmurlama şiddeti ve ağırlıkları yükleme hızı yarıya indirilerek deformasyona olan etkisi gözlemlenmiştir. Tüm çalışmaların genel seyri şevde göçme durumu gözlemlenmez ise gerek geometri ile gerek zemin cinsi olarak şev duraylılığını daha da zorlaştırarak devam edilmesi yönündedir. Deneyler sonucunda zeminde meydana gelen deformasyonlar gözlemlenerek çeşitleri belirlendi. Bunlar lokal deformasyon, zımbalama ve genel göçme olarak belirlendi. Tüm modelleme deneyleri Tablo 6.1’de gösterilmiştir.

Geometrisi Şekil 4.1 de belirtilen No 1 numaralı deneye beton kütle geniş alan temas edecek şekilde deneye başlanmıştır. Şev açısı 1/1 olarak belirlenmiştir. Deneyde öncesinde tüm parametrik değerleri bilinen kum zemin kullanılmıştır. Tüm deney boyunca sisleme metodu kullanılarak yapılan yağmurlama etkisi ise 0,5lt/dk olarak sabit tutulmuştur. Beton kütle üzerine yüklenen Tablo 3.4 de belirtilen sürşarj yükler 45 dakika aralıklar ile yüklenilmiştir. Deney süresi tamamlandığında şevde herhangi bir göçme görülmemiştir. Bu deney iki kere tekrar edilmiştir. İkinci deneyde de herhangi bir duraysızlık görülmemiştir. No 3 numaralı deneyde ise beton kütle temas eden alanı dar alan olarak ayarlanmış ve diğer koşullar sabit tutulmuştur. Dar alan kullanılmasının sebebi üzerine yüklenen sürşarj yüklerin şevde iletilen basıncını artırmak ve şevi zorlamaktır. Bu deney sonrasında da herhangi bir deformasyon görülmemiştir.

Geometrisi Şekil 4.2 de belirtilen No 4 numaralı deneyde taban yüksekliği 5 cm kadar artırılarak 15 cm’ye çıkartılmıştır. Diğer tüm koşullar sabit tutularak yapılan

bu deney sonucunda herhangi bir deformasyon gözlemlenmemiştir. No 5 numaralı deneyde ise şev açısı 1/1 den 2/3'e çıkartılarak şev göçmeye karşı zorlanmıştır. Ancak bu deney sonucunda da her hangi bir deformasyon gözlemlenmemiştir. No 6 numaralı deneyde şevin geometrisi değiştirilerek belirlenen en dik şev açısına 1/3'e göre ayarlanmıştır. Diğer tüm koşullar sabit tutulurken şevde lokal deformasyonlar görülmüştür.

No 7 numaralı deneye kadar olan tüm deneylerde sadece kum zemin kullanılmıştır. Bu deneyden itibaren belirlenen göçme şartlarına göre zemine sodyum içerikli bentonit ilavesi yapılmıştır. Bentonit oranları %10, 15, 20, 30, 40 ve 50 olarak belirlendi. Bu aşamadan sonra şevi en çok zorlayacak olan geometride deneyler yapılacak olup göçme durumu gözlemlenmez ise zemine belirtilen bentonit oranları ilave edilecektir. No 7 numaralı deneye sodyum içerikli bentonit ilave edebilmek için büyük karıştırma makinası kullanıştır. %10 bentonit %90 kum homojen bir karışım elde edilene kadar karıştırma işlemi yapılmıştır. Sonrasında Şekil 4.4 de belirtilen geometriye uygun şekilde deney yapılmıştır. Bu deney sonucunda belirli lokal deformasyonlar gözlemlenmiştir. Aynı işlemler uygulanarak No 8 numaralı deneye %15 bentonit %85 kum zemin, No9 numaralı deneye ise %20 bentonit %80 kum zemin olacak şekilde bentonit ilavesi yapılmıştır. Diğer tüm koşullar sabit tutularak yapılan bu deneyler sonucunda da lokal deformasyonlar gözlemlenmiş ancak herhangi bir göçme durumu gözlemlenmemiştir.

No 10 numaralı deneyde şev açısı ve bentonit oranı sabit tutulurken taban yüksekliği 5 cm tepe genişliği ise 10 cm kadar artırılmıştır. Şekil 4.5 de verilen geometriye uygun şekilde hazırlanan deney sonucunda şev duraysızlığı yenilerek göçme durumu gözlemlendi. Genel göçme sınıfına giren bu göçme incelendiğinde önceki deneyle arasında tepe genişliği ve taban yüksekliği farkı olduğu belirlenmiştir. Yağmurlama şiddeti ve yüklenilen sürşarj yükler sabit tutulmuştur. Şevin yenildiği yük 39.41 kN/m<sup>2</sup> olarak belirlenmiştir. Şekil6.1'de No 10 numaralı deneyin göçme anındaki durumu gösterilmiştir.



Şekil 6.1: No 10 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu

Laboratuvar ortamında yapılan bu deneyde devrilen ağırlıkların çevreye zarar verdiği görüldüğü için Şekil 4.6'daki gibi arkasına tuğlalar ile sabit bir bölüm yapılmıştır. Ancak bu sabit parça ile zemin arasındaki etkileşimi en aza indirmek için tuğla ile zemin arasına daha pürüzsüz bir yüzeye sahip tahta parçası konulmuştur. Bu şartlar altında yapılan No 11 numaralı deney diğer tüm özellikler sabit tutularak yapılmış ve  $40,81 \text{ kN/m}^2$  yük altında genel göçme durumu gözlemlenmiştir.

Bir sonraki No 12 numaralı deneyde ise yağmurlama şiddetinin ve yükleme hızının şeye olan etkisi incelenmek için yağmurlama şiddeti yarıya düşürülerek  $0,25 \text{ lt/dk}$  olarak ayarlanmış ve 45 dakika yüklenen yükler 90 dakikada yüklenilmiştir. Diğer koşullar sabit tutularak yapılan deney  $35,19 \text{ kN/m}^2$  yük altında yenilmiştir. Bu da 2 kat zamanda yükleme ve yarı yarıya yağmur şiddetinde yapılan deneyde yaklaşık %13,5 daha az yük altında göçme durumu oluştuğunu göstermektedir. Şekil 6.2'de No 12 numaralı deneyin göçme anındaki durumu gösterilmiştir.



Şekil 6.2: No 12 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu

No 13 numaralı deneyde bentonit oranı %30 a çıkartılarak şekil 4.6 da gösterilen geometriye uygun şekilde yapılan şev 33.78 kN/m<sup>2</sup> yük altında yenilmiştir. No 11 ile aynı koşullara sahip olan bu deneyin farkının %10'luk bentonit miktarı olduğu ve yenilen yükte %17 lik bir azalma olduğu tespit edilmiştir. Şekil 6.3'de 13 numaralı deneyin göçme anındaki durumu gösterilmiştir.



Şekil 6.3: No 13 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu

No 14 numaralı deneyde ise aynı geometride ancak %40 bentonit oranına sahip şev modelinde genel göçme  $32,37 \text{ kN/m}^2$  yük altında gözlemlenmiştir. Şekil 6.4’de 14 numaralı deneyin göçme anındaki durumu gösterilmiştir.



Şekil 6.4: No 14 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu

Takip eden deneylerde %50 lik bentonit oranına sahip zemine geçmeden önce %30 ve %40 bentonit oranına sahip zeminlerde şev açısı değiştirilerek deneylerin göçme durumu gözlemlenmiştir. Şekil 4.7 de gösterilen şev geometrisine sahip yani  $2/3$  şev açısına sahip No 15 numaralı deney sonucunda şevin  $36,59 \text{ kN/m}^2$  yük altında yenildiği ancak göçme türünün zımbalama olduğu tespit edilmiştir. Önceki deney ile arasında sadece şev açısı farkı bulunan ve  $1/3$  den  $2/3$ 'e düşürülen şev açısı şevin yenildiği yükü %12,5 oranında arttırmıştır. Şekil 6.5’de 15 numaralı deneyin göçme anındaki durumu gösterilmiştir.





Şekil 6.5: No 15 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu

Aynı bentonit oranı ancak daha düşük bir şev açısına sahip şevi gözlemlmek için yapılan No 16 numaralı deneyin geometrisi Şekil 4.8 de gösterilmiştir. Bu deney 1/1 şev açısında deney kutusuna hazırlandığı zaman şevi topuk noktası deney kutusuna çok yaklaşmış ve oradan destek alabileceği düşünülmüştür. Bu durumun önüne geçebilmek için şevin arkasında bulunan sabit kısım 11 cm kısaltılarak 22 cm'e düşürülmüştür. Diğer koşullar sabit tutularak yapılan bu deney sonucunda şev de herhangi bir göçme durumu gözlemlenmemiş ancak lokal deformasyonlar gözlemlenmiştir. Böylelikle %40 bentonit oranına sahip zeminin şev açısı değiştirilerek yenilmediği açı bulunmuştur. Aynı mantık ile %30 bentonit oranına sahip No 17 numaralı deney yapılmıştır. Şekil 4.9 da verilen geometriye uygun şekilde yapılan deney sonucunda herhangi bir göçme gözlemlenmemiştir ancak lokal deformasyonlar gözlemlenmiştir. Böylelikle %30 bentonit bulunduran zemin karışımının göçme durumunun gözlemlenmediği şev açısı da belirlenmiş oldu.

Geometrisi Şekil 4.8 de belirtilen No 18 Numaralı deneyde bentonit miktarı artırılarak %50 bentonit %50 kum karışımına sahip bir zemin elde edilmiştir. Şev açısı belirlenen en az açı olan 1/1 e göre deney düzeneği kurulmuş diğer tüm koşullar sabit tutulmuştur. Ancak deney sonucunda herhangi bir göçme durumu gözlemlenmemiş lokal deformasyonlar gözlemlenmiştir. Sonraki No 19 numaralı deneyde ise şev açısı artırılarak 2/3'e çıkartılmıştır. Şekil 4.8 de belirtilen geometriye

uygun dzenlenen deneyde diğer tım koşullar sabit tutulmuş ve genel göçme gözlemlenmiştir. Yenildiği yük  $35,19 \text{ kN/m}^2$  olarak tespit edilmiştir. şekil 6.6'da No19 numaralı deneyin göçme anındaki durumu gösterilmiştir.



şekil 6.6: No 19 numaralı deneyin laboratuvar ortamında göçme durumu

Deney No	Yüksekliği (cm)	Taban yüksekliği (cm)	Tepe genişliği (cm)	Şev Açısı (Y/D)	Ağırlık temas alanı (m <sup>2</sup> )	Bentonit Oranı (%)	Yağmurlama Etkisi (lt/dk)	Göçme Durumu	Yenidiği Yük (kN/m <sup>2</sup> )	Göçme türü
1	40	10	25	1/1	0,087	-	0,5	-	-	-
2	40	10	25	1/1	0,087	-	0,5	-	-	-
3	40	10	25	1/1	0,0725	-	0,5	-	-	-
4	40	15	25	1/1	0,0725	-	0,5	-	-	-
5	36	15	25	2/3	0,0725	-	0,5	-	-	-
6	36	15	25	1/3	0,0725	-	0,5	-	-	Lokal deformasyon
7	36	15	25	1/3	0,0725	10	0,5	-	-	Lokal deformasyon
8	36	15	25	1/3	0,0725	15	0,5	-	-	Lokal deformasyon
9	36	15	25	1/3	0,0725	20	0,5	-	-	Lokal deformasyon
10	40	20	35	1/3	0,0725	20	0,5	Göçtü	39,41	Genel göçme
11	40	20	35	1/3	0,0725	20	0,5	Göçtü	40,81	Genel göçme
12	40	20	35	1/3	0,0725	20	0,25	Göçtü	35,19	Genel göçme
13	40	20	35	1/3	0,0725	30	0,5	Göçtü	33,78	Genel göçme
14	40	20	35	1/3	0,0725	40	0,5	Göçtü	32,37	Genel göçme
15	36	20	35	2/3	0,0725	40	0,5	Göçtü	36,59	Zımbalama
16	36	20	35	1/1	0,0725	40	0,5	-	-	Lokal deformasyon
17	36	20	35	2/3	0,0725	30	0,5	-	-	Lokal deformasyon
18	36	20	35	1/1	0,0725	50	0,5	-	-	Lokal deformasyon
19	36	20	35	2/3	0,0725	50	0,5	Göçtü	35,19	Genel Göçme

Tablo 6.1: Deney özeti

## Bölüm 7

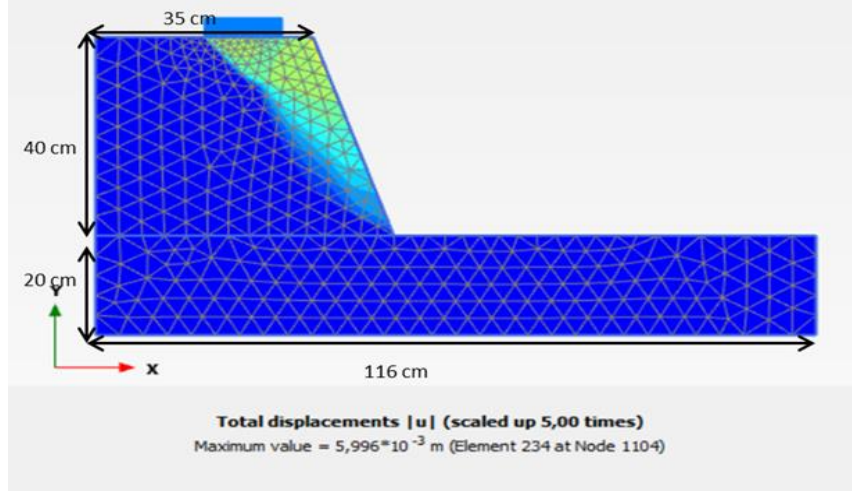
# Plaxis 2D Analiz ve Sonuçları

Laboratuvar ortamında yapılmış olan deneylerin Plaxis 2D programında modelleme ve analizleri yapılarak deplasman değerleri,  $F_s$  değerleri ve sonuçları karşılaştırılmıştır. Deneylerde zemin optimum su içeriği değerlerine göre sıkıştırılarak yerleştirilmiş ancak sürekli olarak yağmurlama etkisi sisteme verilmiştir. Göçme durumu gözlemlendiği zaman zemin likit limit ile plastik limit değeri arasında olduğu bilinmektedir. Bu sebeple bu programda modelleme yapılırken zeminlerin plastik limit, likit limit ve optimum su içeriğindeki su muhtevasına göre 3 ayrı analiz yapılmıştır.

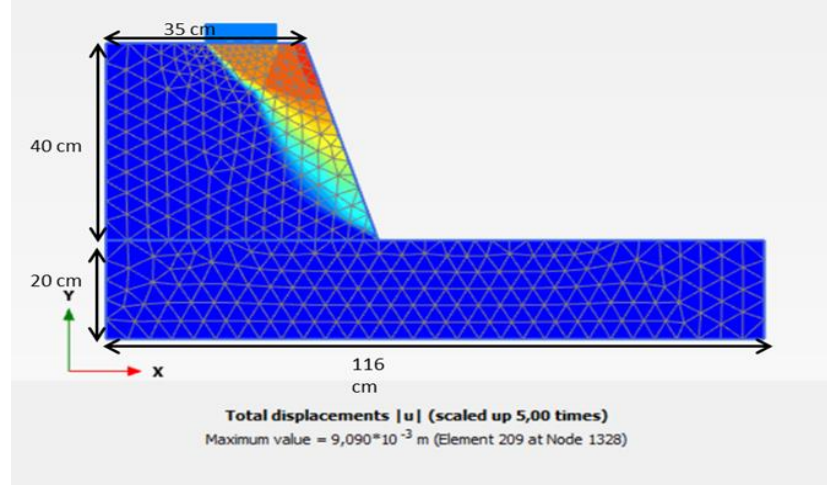
Plaxis 2D'de sisteme verilen sürşarj yük modelleme deneyinde göçme durumu gözlemlendiğindeki yük ile aynıdır. Bu sebeple laboratuvar ortamında yapılan deney sonuçları ile Plaxis 2D'de yapılan analiz sonuçları karşılaştırılmıştır.

### 7.1 Göçme Durumu Gözlemlenen Modellemeler

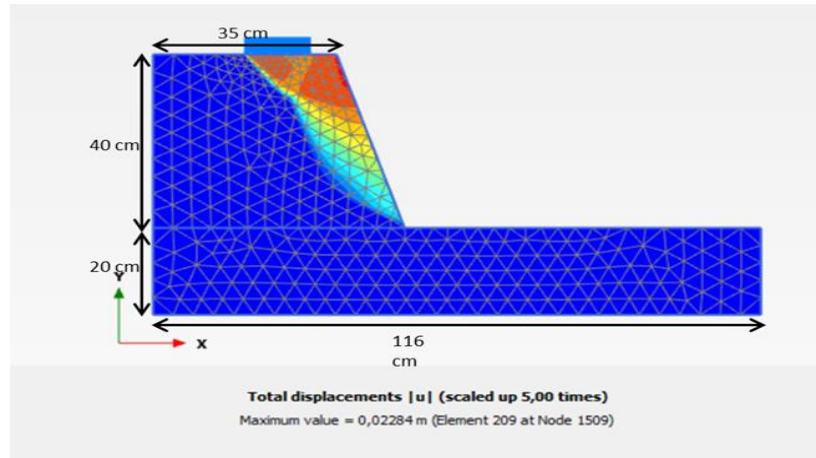
Laboratuvar ortamında yapılan deneylerde göçme durumu ilk kez gözlemlenen No 10 numaralı deneyin Plaxis 2D'de yapılan analiz sonuçları Şekil 7.1 7.2 ve 7.3'de gösterilmiştir. Laboratuvarda yapılan deneyin göçme anındaki durumu ise şekil 6.1'de gösterilmiştir. Ayrıca optimum su içeriği, plastik limit ve likit limit değerlerindeki ayrı ayrı  $F_s$  değerleri şekil 7.4'de bunların hepsi tek grafikte ise şekil 7.5'de gösterilmiştir.



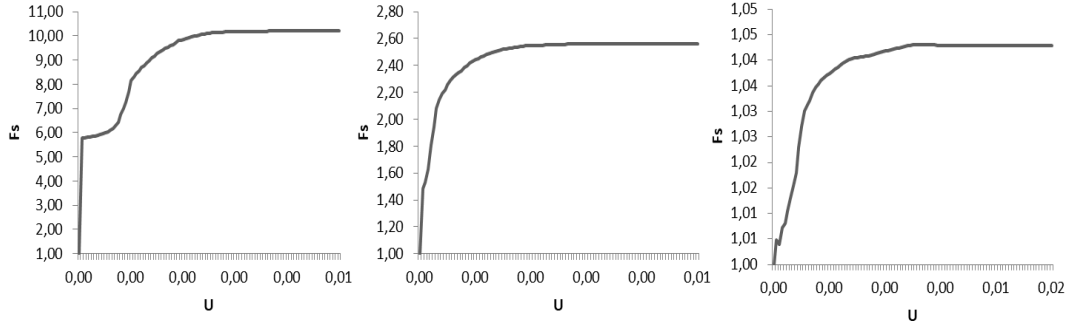
Şekil 7.1: No 10 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu



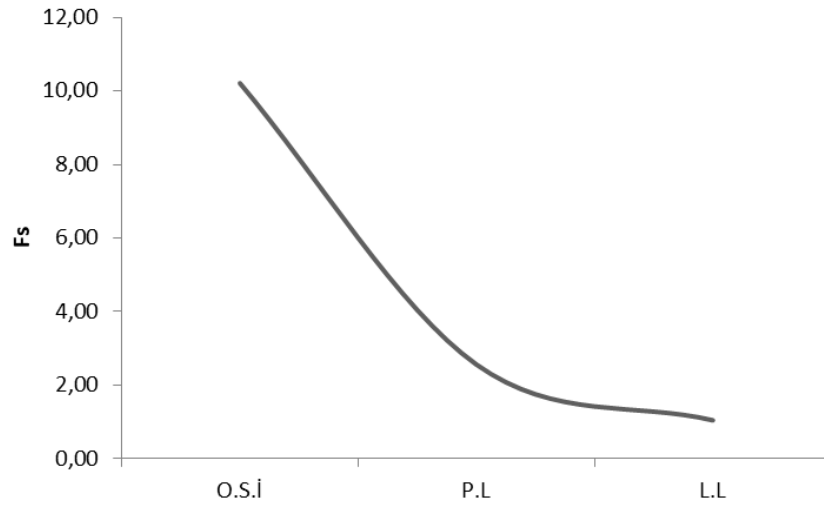
Şekil 7.2: No 10 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu



Şekil 7.3: No 10 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu

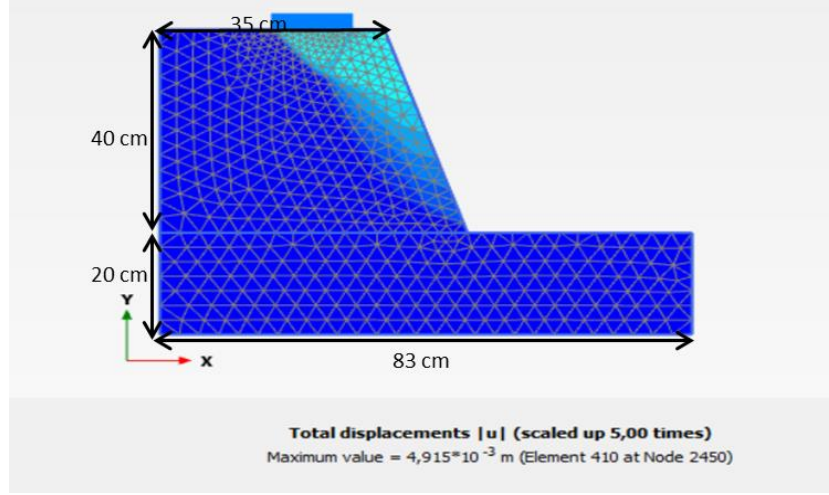


Şekil 7.4: No 10 Numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri

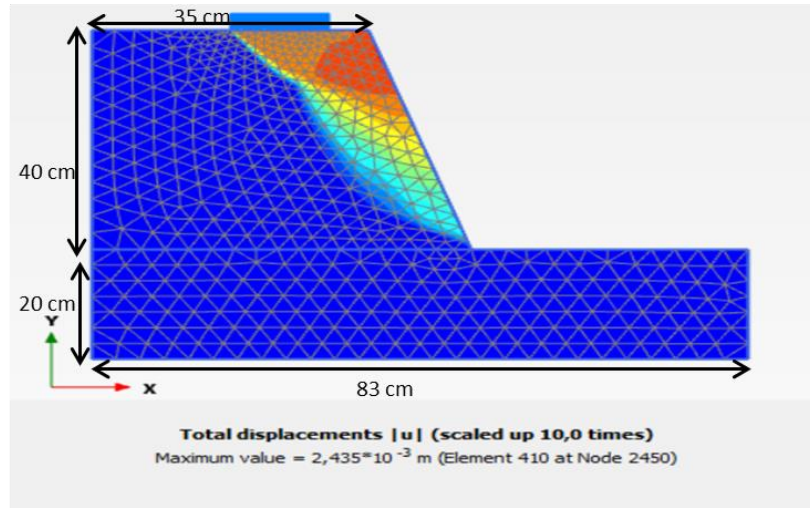


Şekil 7.5: No 10 Numaralı deneyin O.S.İ, P.L ve L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri

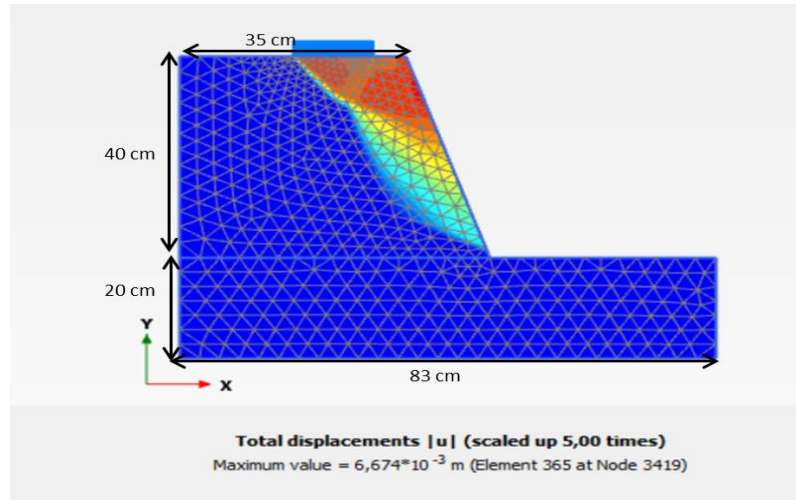
Laboratuvar ortamında yapılan No 13 numaralı deneyde göçme durumunun gözlemlendiği %30 bentonit içeriğine sahip olan zeminin Plaxis 2D'de yapılan analiz sonuçları Şekil 7.6 7.7 ve 7.8'de gösterilmiştir. Laboratuvarda yapılan deneyin göçme anındaki durumu ise şekil 6.3'de gösterilmiştir. Ayrıca optimum su içeriği, plastik limit ve likit limit değerlerindeki ayrı ayrı  $F_s$  değerleri şekil 7.9'da bunların hepsi tek grafikte ise şekil 7.10'da gösterilmiştir.



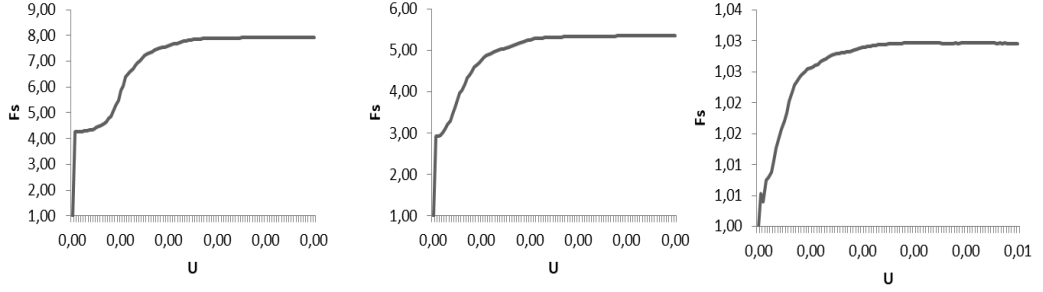
Şekil 7.6: No 13 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu



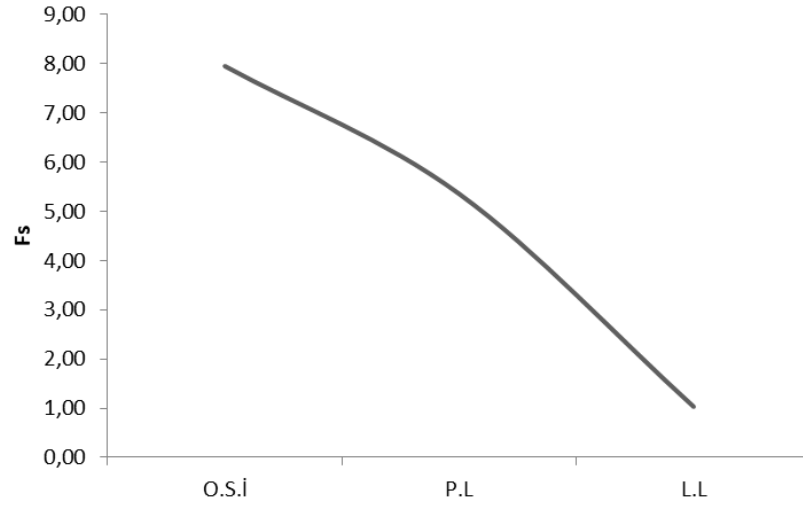
Şekil 7.7: No 13 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu



Şekil 7.8: No 13 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu



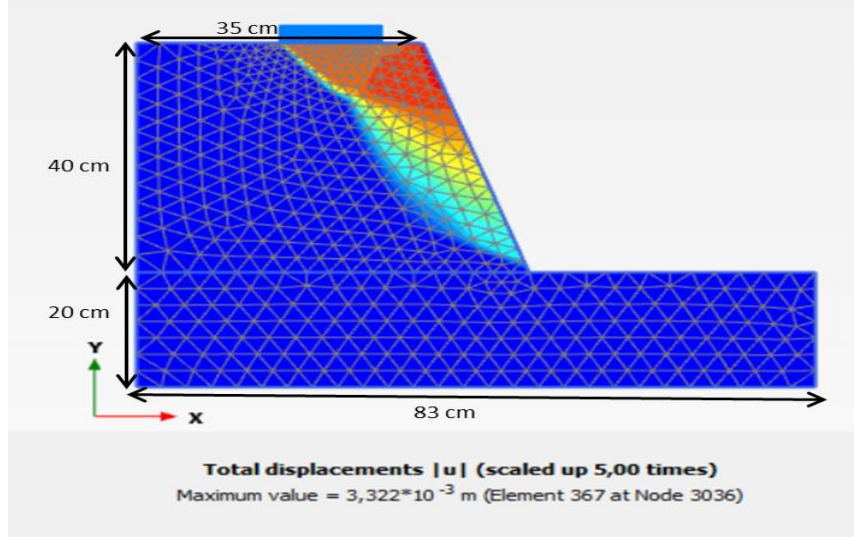
Şekil 7.9: No 13 numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri



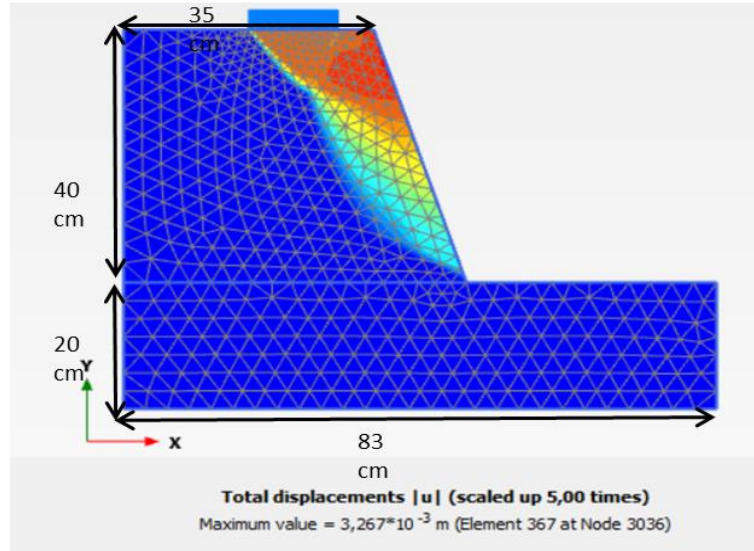
Şekil 7.10: No 13 numaralı deneyin O.S.İ, P.L ve L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri

Laboratuvar ortamında yapılan No 14 numaralı deneyde göçme durumunun gözlemlendiği %40 bentonit içeriğine sahip olan zeminin Plaxis 2D’de yapılan analiz sonuçları Şekil 7.11 7.12 ve 7.13’de gösterilmiştir. Laboratuvarda yapılan deneyin göçme anındaki durumu ise şekil 6.4’de gösterilmiştir. Ayrıca optimum su içeriği, plastik limit ve likit limit değerlerindeki ayrı ayrı  $F_s$  değerleri şekil 7.14’de bunların hepsi tek grafikte ise şekil 7.15’de gösterilmiştir.

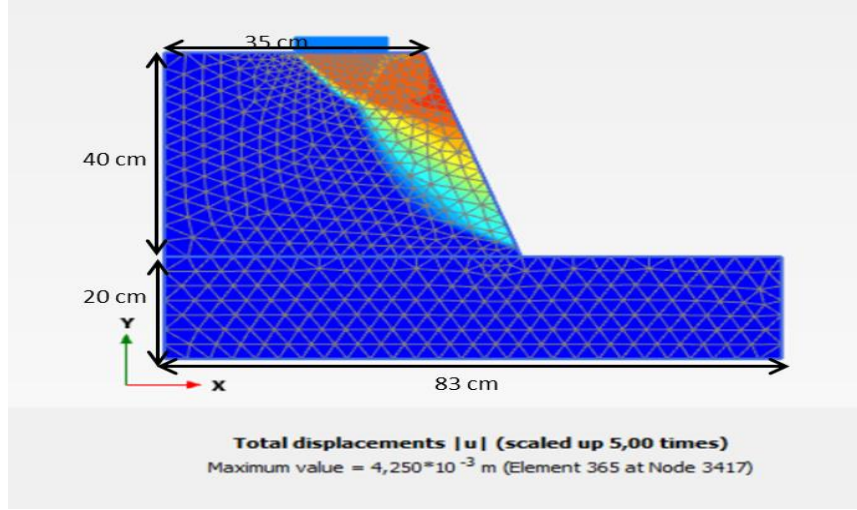




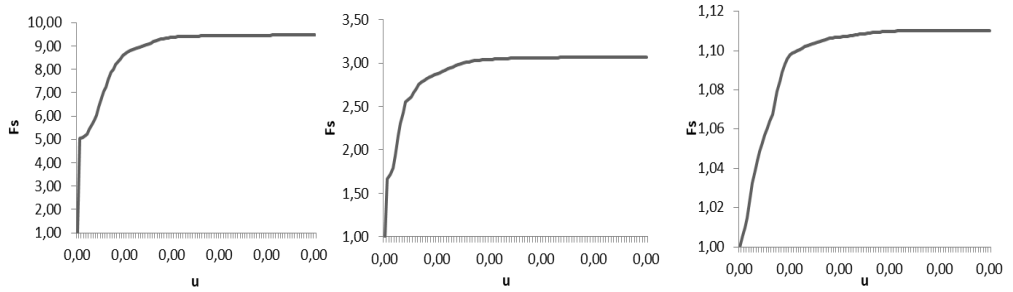
Şekil 7.11: No 14 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu



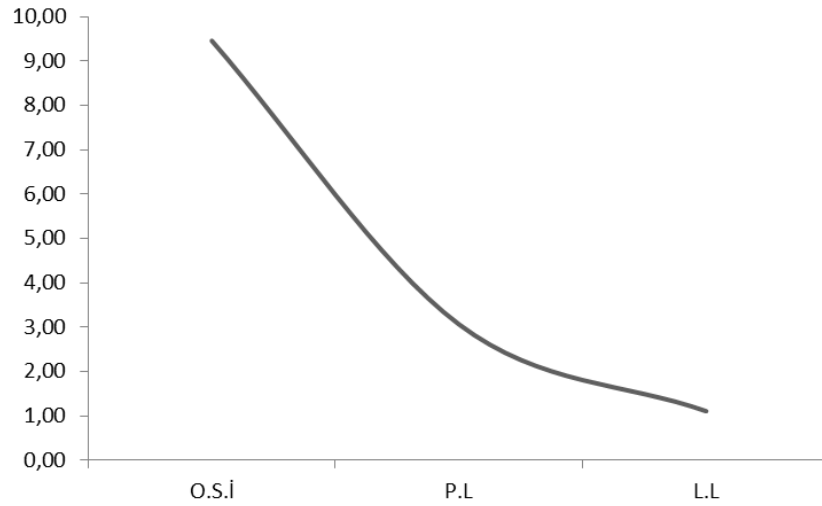
Şekil 7.12: No 14 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu



Şekil 7.13: No 14 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu

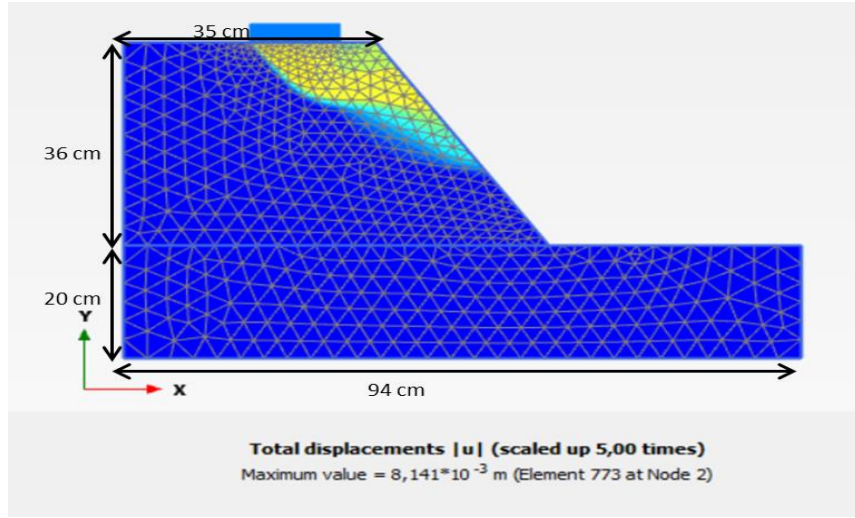


Şekil 7.14: No 14 numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri

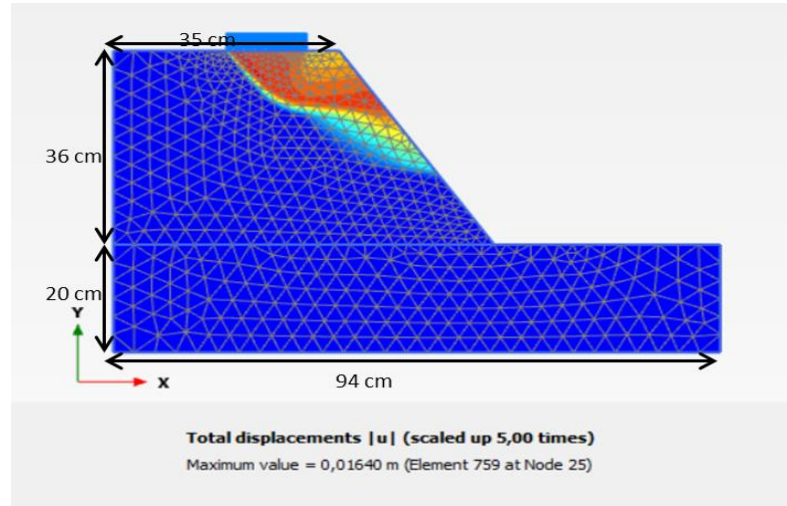


Şekil 7.15: No 14 numaralı deneyin O.S.İ, P.L ve L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri

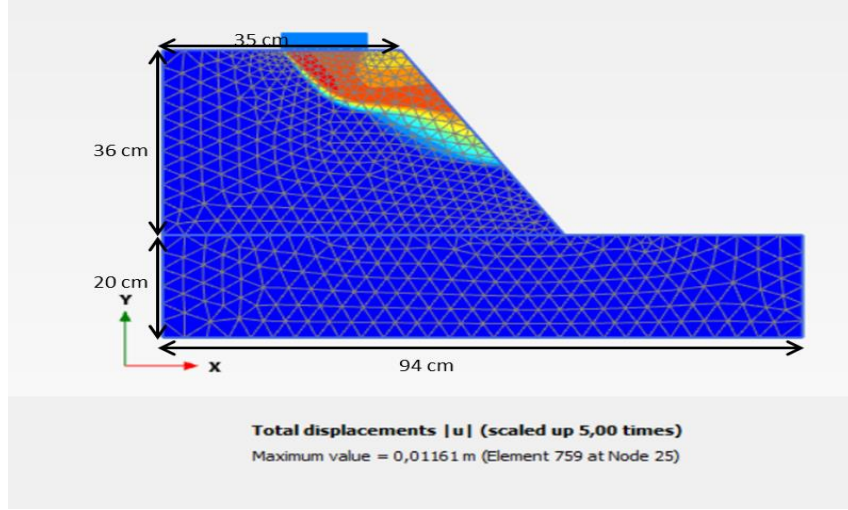
Laboratuvar ortamında yapılan No 15 numaralı deneyde göçme durumunun gözlemlendiği %40 bentonit içeriğine sahip olan zeminin ve farklı geometriye sahip olan modelin Plaxis 2D’de yapılan analiz sonuçları Şekil 7.16 7.17 ve 7.18’de gösterilmiştir. Laboratuvarında yapılan deneyin göçme anındaki durumu ise şekil 6.5’de gösterilmiştir. Ayrıca optimum su içeriği, plastik limit ve likit limit değerlerindeki ayrı ayrı  $F_s$  değerleri şekil 7.19’da bunların hepsi tek grafikte ise şekil 7.20’de gösterilmiştir.



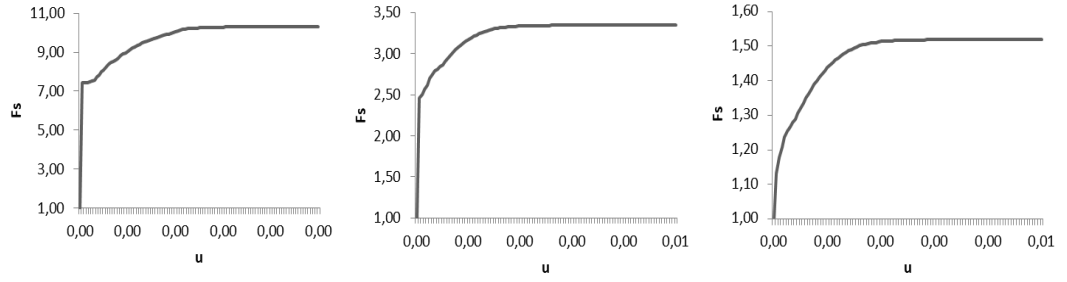
Şekil 7.16: No 15 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu



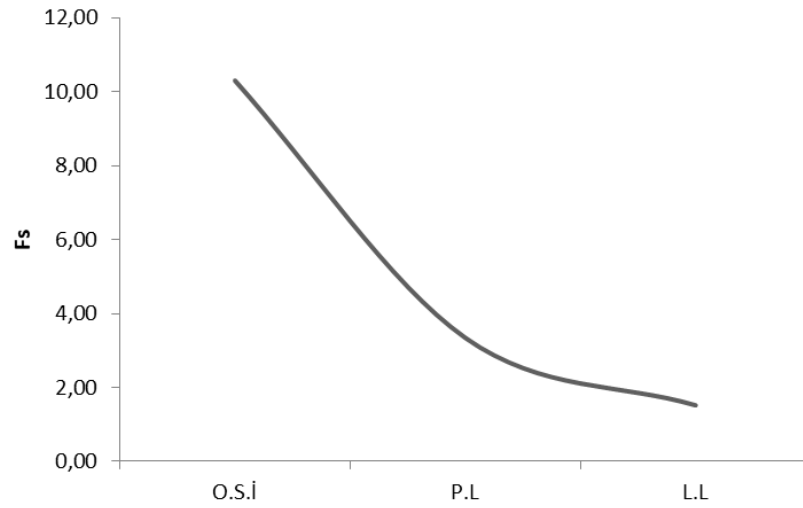
Şekil 7.17: No 15 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu



Şekil 7.18: No 15 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu

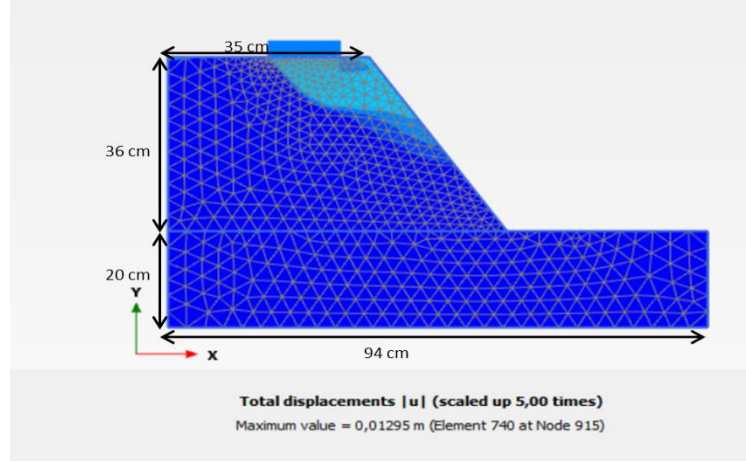


Şekil 7.19: No 15 numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri

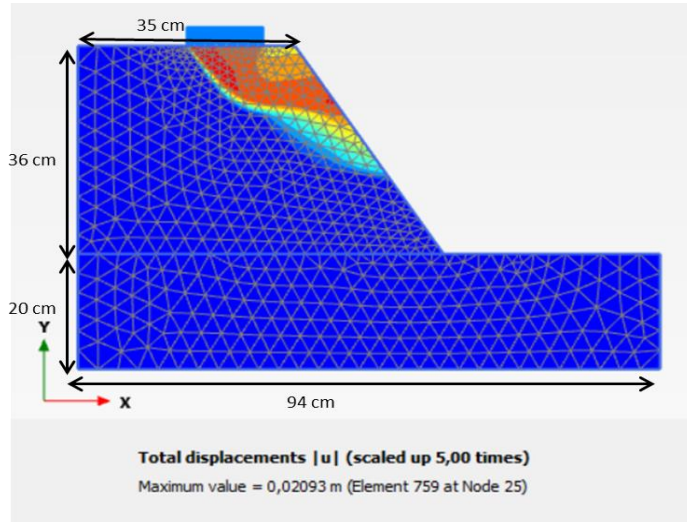


Şekil 7.20: No 15 numaralı deneyin O.S.İ, P.L ve L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri

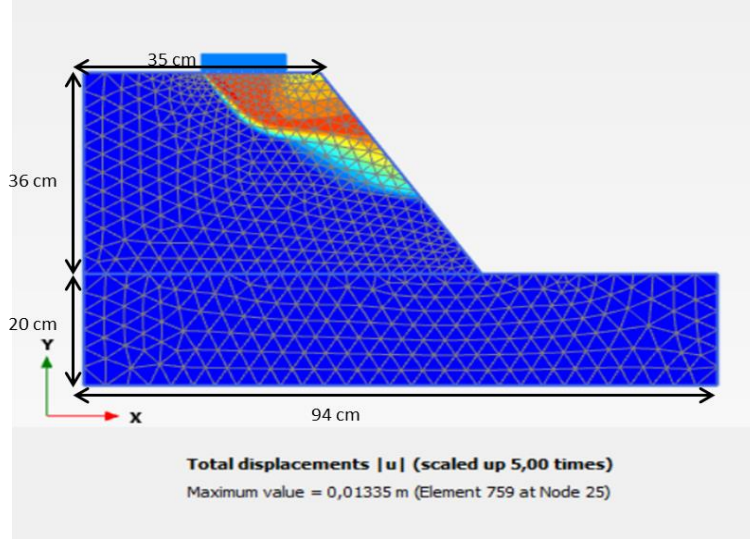
Laboratuvar ortamında yapılan No 19 numaralı deneyde göçme durumunun gözlemlendiği %50 bentonit içeriğine sahip olan zeminin Plaxis 2D’de yapılan analiz sonuçları Şekil 7.21 7.22 ve 7.23’de gösterilmiştir. Laboratuvarda yapılan deneyin göçme anındaki durumu ise şekil 6.6’da gösterilmiştir. Ayrıca optimum su içeriği, plastik limit ve likit limit değerlerindeki ayrı ayrı  $F_s$  değerleri şekil 7.24’de bunların hepsi tek grafikte ise şekil 7.55’de gösterilmiştir.



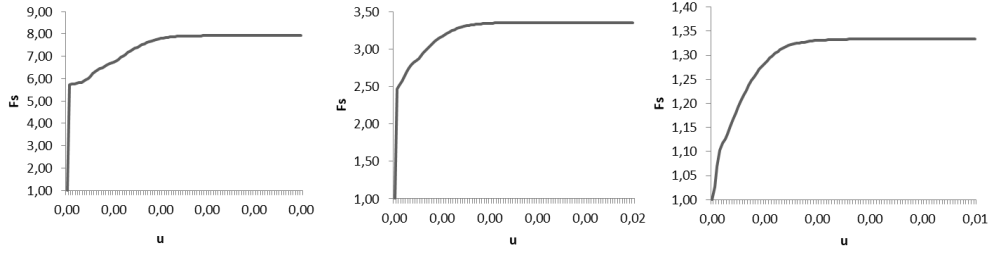
Şekil 7.21: No 19 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu



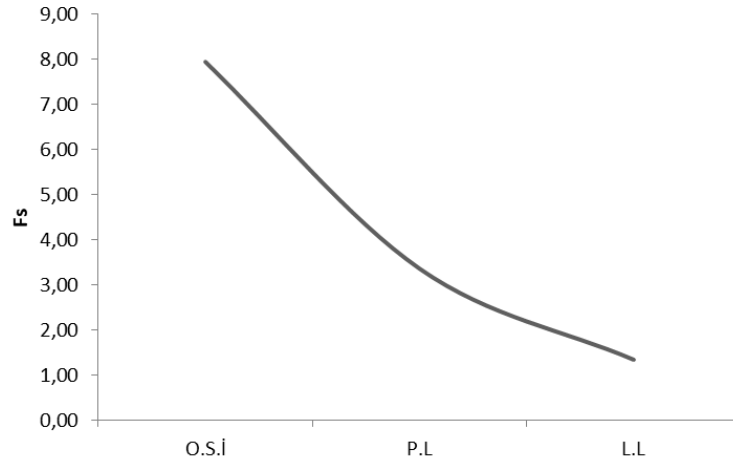
Şekil 7.22: No 19 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu



Şekil 7.23: No 19 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu



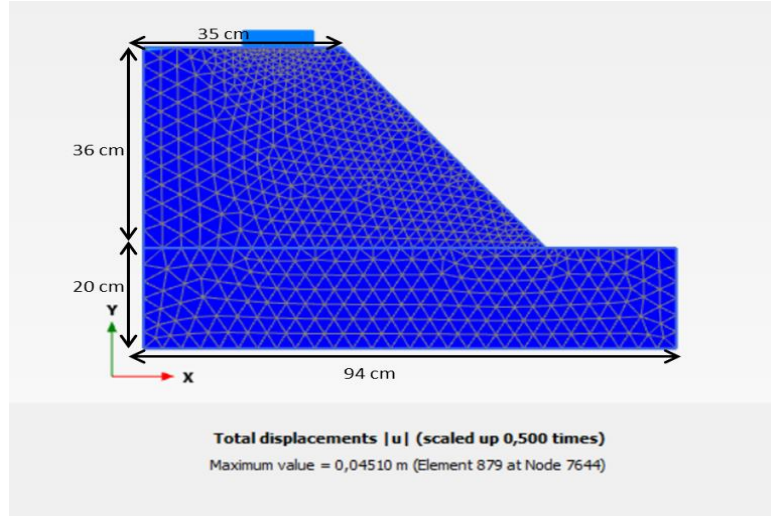
Şekil 7.24: No 19 numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri



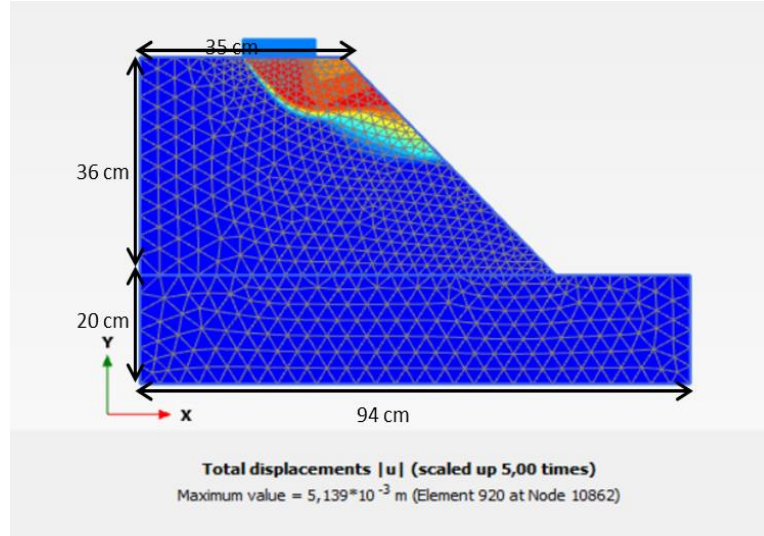
Şekil 7.25: No 19 numaralı deneyin O.S.İ, P.L ve L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri

## 7.2 Göçme Durumu Gözlemlenmeyen Modellemeler

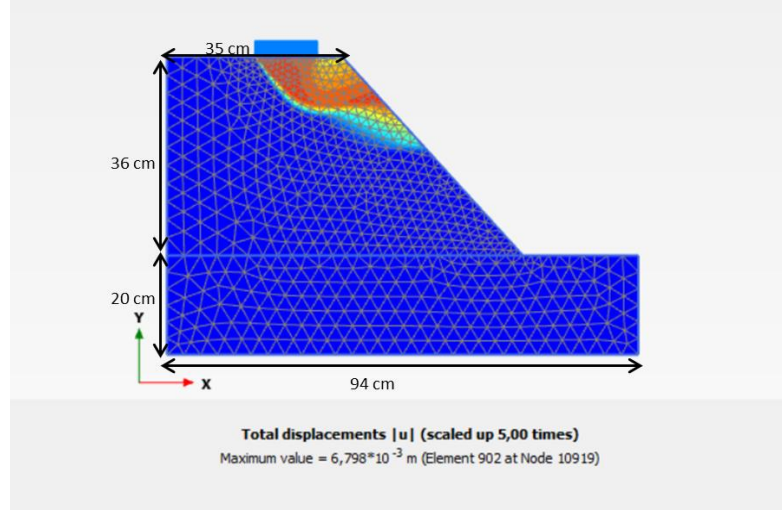
Laboratuvar ortamında yapılan No 16 numaralı deneyde göçme durumunun gözlemlenmediği %40 bentonit içeriğine sahip olan zeminin Plaxis 2D’de yapılan analiz sonuçları Şekil 7.26 7.27 ve 7.28’de gösterilmiştir. Ayrıca optimum su içeriği, plastik limit ve likit limit değerlerindeki ayrı ayrı  $F_s$  değerleri şekil 7.29’da bunların hepsi tek grafikte ise şekil 7.30’da gösterilmiştir.



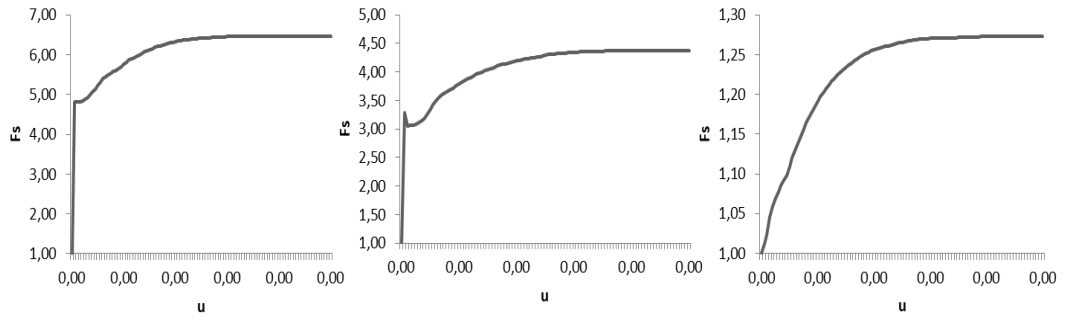
Şekil 7.26: No 16 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu



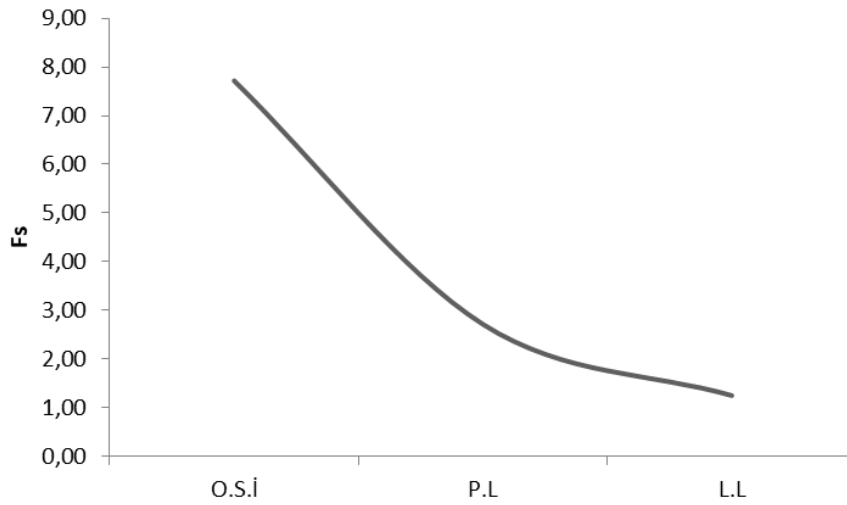
Şekil 7.27: No 16 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu



Şekil 7.28: No 16 Numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu



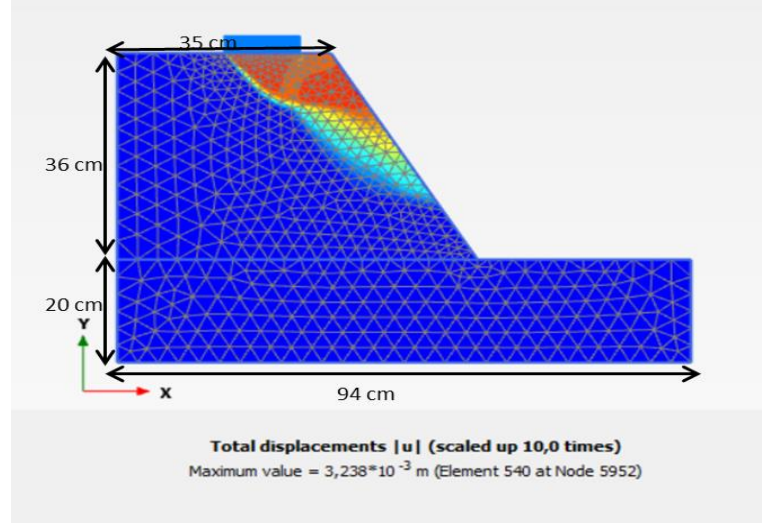
Şekil 7.29: No 16 numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri



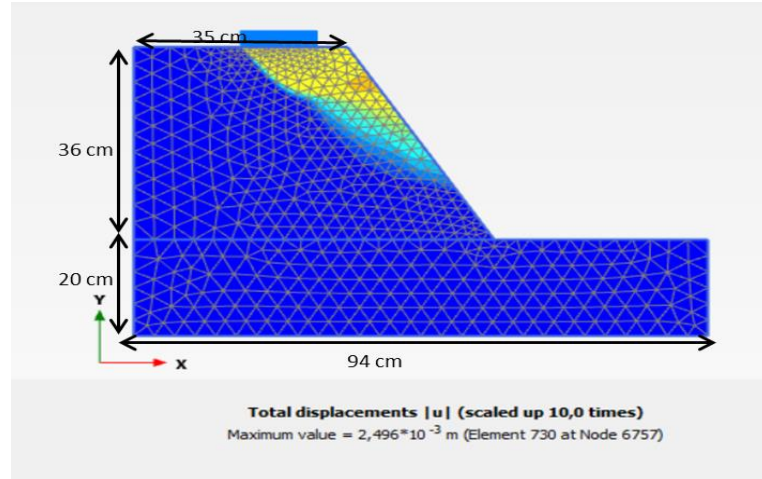
Şekil 7.30: No 16 numaralı deneyin O.S.İ, P.L ve L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri



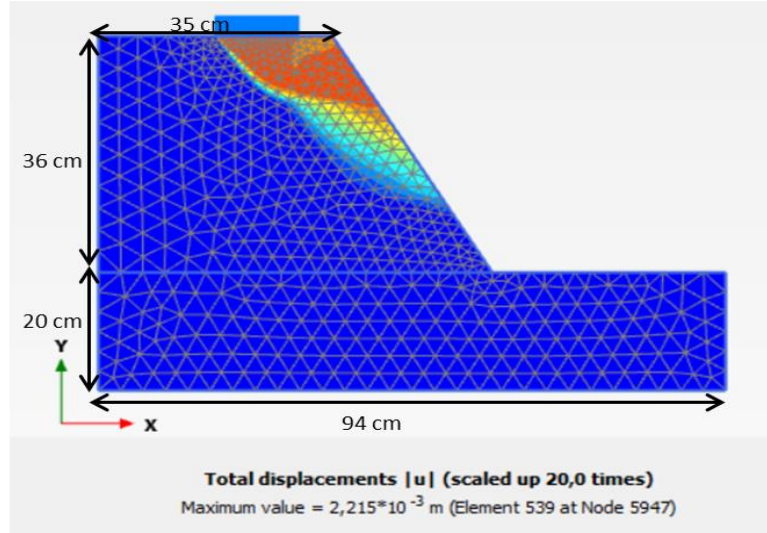
Laboratuvar ortamında yapılan No 17 numaralı deneyde göçme durumunun gözlemlenmediği %30 bentonit içeriğine sahip olan zeminin Plaxis 2D’de yapılan analiz sonuçları Şekil 7.31 7.32 ve 7.33’de gösterilmiştir. Ayrıca optimum su içeriği, plastik limit ve likit limit değerlerindeki ayrı ayrı Fs değerleri şekil 7.34’de bunların hepsi tek grafikte ise şekil 7.35’de gösterilmiştir.



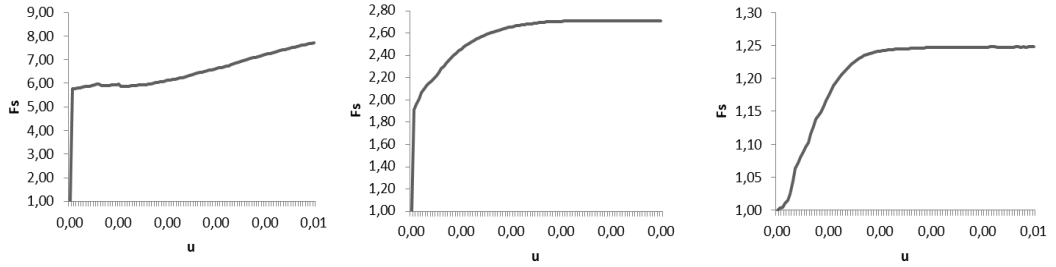
Şekil 7.31: No 17 Numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu



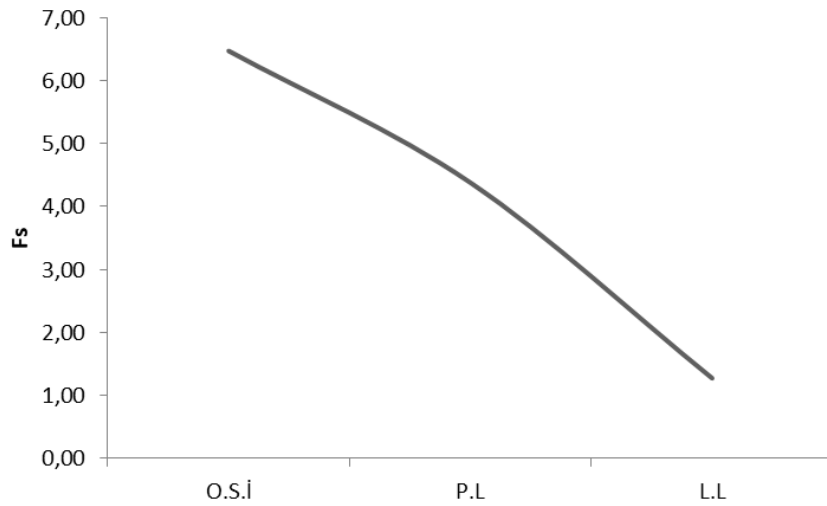
Şekil 7.32: No 17 Numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu



Şekil 7.33: No 17 numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu

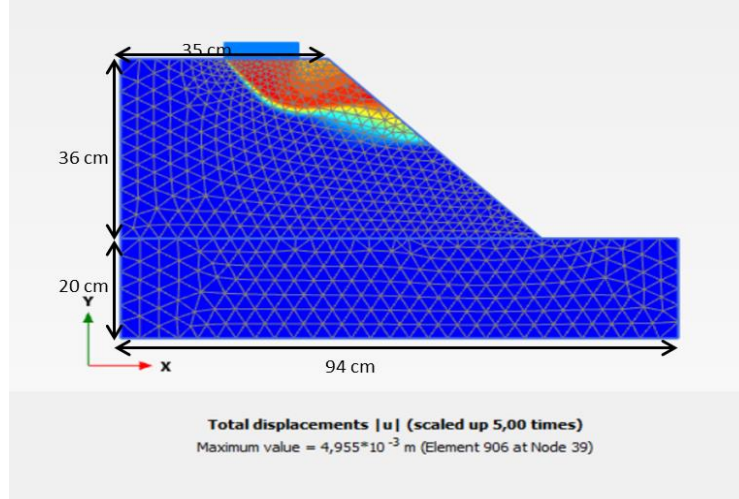


Şekil 7.34: No 17 numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri

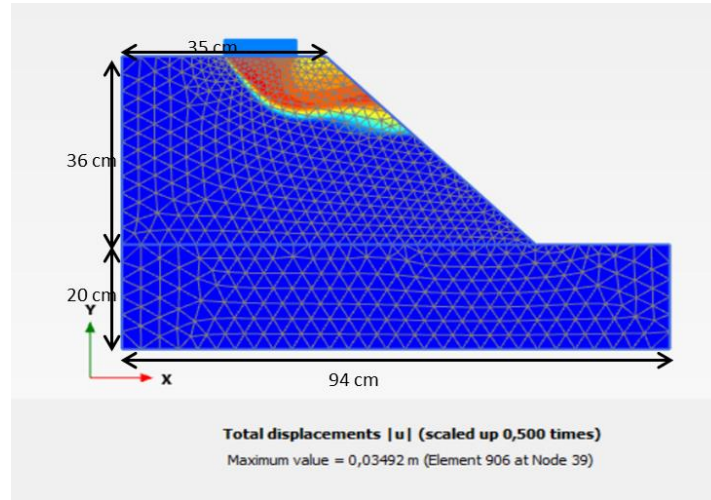


Şekil 7.35: No 17 numaralı deneyin O.S.İ, P.L ve L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri

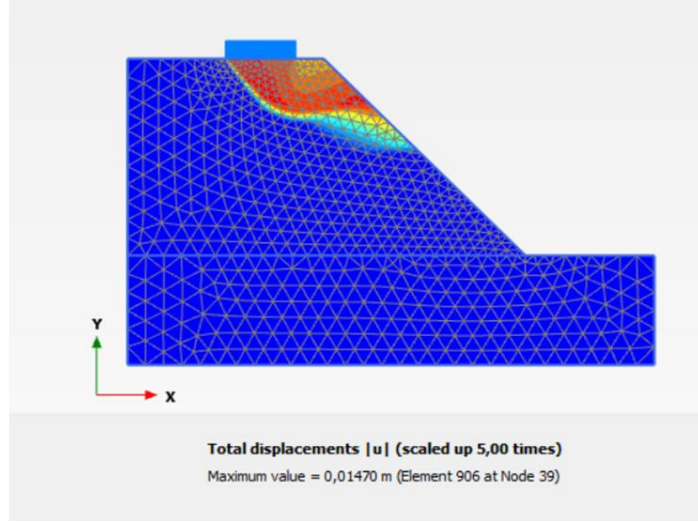
Laboratuvar ortamında yapılan No 18 numaralı deneyde göçme durumunun gözlemlenmediği %50 bentonit içeriğine sahip olan zeminin Plaxis 2D’de yapılan analiz sonuçları Şekil 7.36 7.37 ve 7.38’de gösterilmiştir. Ayrıca optimum su içeriği, plastik limit ve likit limit değerlerindeki ayrı ayrı  $F_s$  değerleri şekil 7.39’da bunların hepsi tek grafikte ise şekil 7.40’da gösterilmiştir.



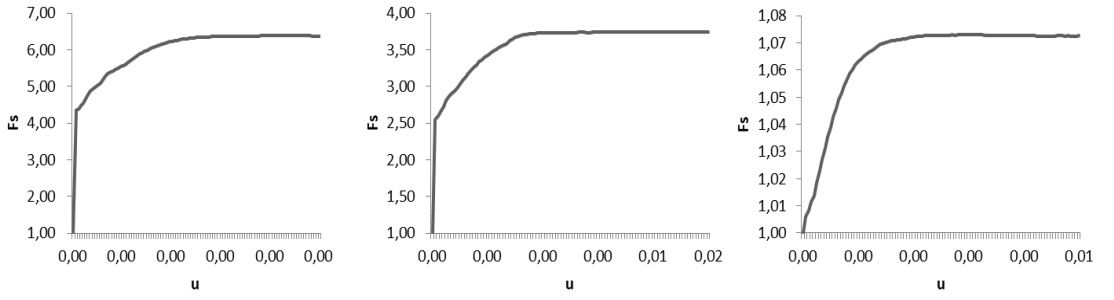
Şekil 7.36: No 18 numaralı deneyin optimum su içeriği değerindeki analiz sonucu



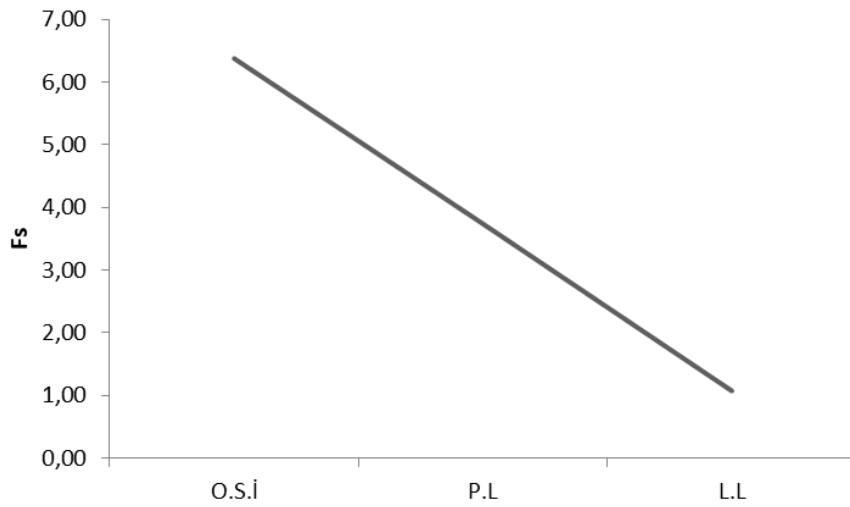
Şekil 7.37: No 18 numaralı deneyin plastik limit değerindeki analiz sonucu



Şekil 7.38: No 18 numaralı deneyin likit limit değerindeki analiz sonucu



Şekil 7.39: No 18 numaralı deneyin a) O.S.İ b) P.L ve c) L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri



Şekil 7.40: No 18 numaralı deneyin O.S.İ, P.L ve L.L değerlerinde  $F_s$  değerleri

## Bölüm 8

### Sonuç ve Yorumlar

Bu çalışma sonucunda şev tepesine inşa edilen bir yapının ve şevin belirli etkiler altında davranışları incelenmiştir. Bentonit miktarının şev duraylılığına etkisinin incelenmesi amacıyla farklı bentonit içeriklerine sahip karışımlar oluşturulmuştur. Bütün bu çalışma boyunca deneyler arasında şev açısı kademeli olarak programa bağlı olacak şekilde değiştirilmiş ve davranışları incelenmiştir. Bütün deneylerde yağmurlama etkisi oluşturabilmek için sisleme yöntemi ile sabit debide şev yüzeyi boyunca sulama yapılmıştır. Bu çalışma sonucunda;

- Şev tepesine belirli aralıklarla artırımlı sürşarj yükler uygulanmıştır. Bu yükler arttıkça lokal deformasyonların daha da belirginleştiği ya da şevin göçtüğü gözlemlenmiştir.
- Şev açısı 1/1 oranından 2/3 ve 1/3 e çıkartıldıkça şevin göçme oranının arttığı gözlemlenilmiştir. Yani şev açısının artması duraylılığa olumsuz etki oluşturmaktadır.
- Aynı koşullar ve geometriye sahip şevlerde zemin karışımının bentonit oranı arttıkça şev duraysızlığı olumsuz etkilenmiş ve şevde göçme durumu daha olası hale gelmiştir.
- Bentonitin indeks parametrelerinden kaynaklı olarak şişme özelliği sayesinde şevin göçme hali daha belirgin gözlemlenmiştir.
- İnce taneli killerin su tutma kapasiteleri daha yüksektir bu sebeple eğim gövdesinin ağırlığını artırır ve güvenlik faktörünü azaltır.

- Şev tabanı yüksekliği arttıkça şevin kayma zarfını tamamlamasını daha olası hale getirmiştir.
- Aynı koşullar altında modellemelerde daha küçük açığa sahip şevin göçme durumundaki ağırlığı daha büyüktür. Şev açısı 2/3 den 1/3 e indirildiğinde göçme durumu anındaki yükün %12,97 arttığı gözlemlenmiştir.
- Aynı koşullar altında yağmur şiddeti ve yükleme hızı yarıya düşürüldüğünde göçme durumundaki toplam yük %15,98 daha fazladır.
- Plaxis 2D programında yapılan analiz sonuçları laboratuvarda yapılan modelleme deneyleri ile uyumaktadır.
- Plaxis 2D programından elde edilen analiz sonuçlarına göre şevin tepe noktasındaki deplasman değerleri topuk noktasındaki deplasman değerlerine göre yaklaşık 9-10 kat daha fazladır.
- Plaxis 2D programından elde edilen analiz sonuçlarına göre aynı nokta için optimum su içeriğinde yapılan modellemelerde deplasman değerleri en az iken likit limit değerinde yapılan modellemelerde deplasman değeri en fazladır.
- Plaxis 2D programından elde edilen grafiklere göre  $F_s$  değeri şev açısı arttıkça, zeminin su muhtevası arttıkça ve zeminin içerisindeki bentonit miktarı arttıkça azalmaktadır.
- Bu çalışma şev duraylılığı ile ilgili gelecekte yapılacak olan çalışmalara yön verecektir. Bu çalışmanın devamında, laboratuvar deneylerinin sayısı artırılarak sonuçların tekrar edilebilirliği ve güvenilirliği araştırılabilir. Ayrıca ince daneli zemin miktarında ve cinsinde değişiklikler yapılabilir ve böylelikle çalışmaya farklı bir boyut katılabilir.

# Kaynaklar

- [1] Yamak S. Karayolu şevlerinde boşluk suyu basınç değışikliklerinin şev stabilitesine etkisinin incelenmesi (yüksek lisans tezi) Ankara; Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü ;2017 <https://tez.yok.gov.tr/>
- [2] Collins, B. D., and Znidarcic, D. 2004. Stability Analyses of Rainfall Induced Landslides. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130(4), 362-372.
- [3] Dawson, E. M., Roth, W.H. and Drescher, A. 1999. Slope Stability Analysis by Strength Reduction. Geotechnique, Vol. 49, No. 6, pp. 835-840.
- [4] Donald, I. and Chen, Z. Y. 1997. Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods. Canadian Geotechnical Journal, 34, 853-862.
- [5] Duncan, J.M. and Wright, S.G. 2005. Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons, Inc., pp. 199.
- [6] Griffiths, D.V., and Lane P.A. 1999. Slope Stability Analysis by finite elements. Geotechnique, Vol. 49, No. 3, pp. 387-403.
- [7] Fidan A. Doygun olmayan koşullarda yağış infiltrasyonu etkisindeki şevlerin satabilite analizleri (yüksek lisans tezi) Diyarbakır; Dicle Üniversitesi Fen bilimleri Enstitüsü ;2017 <https://tez.yok.gov.tr/>
- [8] Fourie, A. B., Rowe, D. and Blight, G. E. 1999. The effect of infiltration on the stability of the slopes of a dry ash dump. Geotechnique, 49(1), 1-13.
- [9] Gasmu, J. M., Rahardjo, H., Leong, E. C. 2000. Infiltration effects on stability of a residual soil slope. Computers and Geotechnics, 26, 145-165.
- [10] Pierson, T. C. 1980. Piezometric response to rainstorms in forested hill slope drainage depressions. Journal of Hydrology (New Zealand) 19, 1-10.

- [11] Wersin, P., Curti, E., Appelo, C.A.J., 2004, Modelling bentonite-water interactions at high solid/liquid ratios: swelling and diffuse double layer effects, applied clay science, 26, 249- 257.
- [12] Cornforth, D. H. 2005. Landslides in Practice: Investigation, analysis and remedial/preventative options in Soils. John Wiley & Sons, Inc.
- [13] Fellenius, W. 1936. Calculation of stability of earth dams. Transactions, 2nd Congress Large Dams 4, 445 p. Washington, D. C.
- [14] Rocscience. 2004. A New Era in Slope Stability Analysis: Shear Strength Reduction Finite Element Technique, Article.
- [15] Aşık D, Şev duraylılığı N/A 2017 [internet] <https://silo.tips/download/blm-6-heyelanlar-ev-duraylili> [erişim tarihi 12.05.2022]
- [16] Öztürk K. Heyelanlar ve Türkiye'ye Etkileri G.Ü. Gazi Eğitim Fakültesi Dergisi Cilt 22, Sayı 2 - 2002 35-50 Altun F. Afetlerin Ekonomik ve Sosyal Etkileri: Türkiye Örneği Üzerinden Bir Değerlendirme. Sosyal Çalışma Dergisi Cilt:2 Sayı:1 – 2018.
- [17] Özden G. Yeni yerleşim alanlarının zemin ve heyelan açısından irdelenmesi TMMOB İzmir kent sempozyumu.
- [18] Huvaj N. Şev Stabilitesi, Ankara; Orta Doğu Teknik Üniversitesi; 2017.
- [19] <https://www.geoengineer.org/education/slope-stability/introduction-to-slope-stability> [internet] [erişim tarihi 14.06.2022]
- [20] Pehlivan M, Kürtün baraj gölünün sağ sahilindeki özkürtün (Gümüşhane) beldesinin heyelan analizi, (yüksek lisans tezi) Trabzon; Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü; 2008 <https://tez.yok.gov.tr/>
- [21] Çinicioğlu S.F. Zeminlerde statik ve dinamik yükler altında taşıma gücü anlayışı ve hesabı, Seminer, İMO İstanbul
- [22] Hammah, R.E., Curran, J.H., Yacoub T., Corkum, B. 2004. Stability Analysis of Rock Slopes using the Finite Element Method. EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium. Schubert (ed.)



- [23] Kim, J., Salgado, R., and Lee, J. 2002. Stability analysis of complex soil slopes using limit analysis. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, ASCE, 128(7), 546-557.
- [24] Lan, H. X., Wu, F. Q., Zhou, C. H. et al. 2003. Rainfall-induced landslide hazard spatial analysis and prediction using GIS. *Chinese Science Bulletin* 48(7), 703-708.
- [25] Teoman, M.B., Topal, T. and N.S. Işık. 2004. Assessment of slope stability in Ankara clay: a case study along E90 highway. *Environmental Geology* 45: 963-977.
- [26] Khabbaz, H., Fatahi, B., & Nucifora, C. (2012). Finite element methods against limit equilibrium approaches for slope stability analysis. In *Australia New Zealand Conference on Geomechanics*. Geomechanical Society and New Zealand Geotechnical Society.
- [27] Runesson, K., & Wiberg, N. E. (1984). Stability analysis of natural slopes in clay by use of the finite element method. Chalmers University of Technology.
- [28] Wiberg, N. E., Koponen, M., & Runesson, K. (1990). Finite element analysis of progressive failure in long slopes. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 14(9), 599-612.
- [29] Tohari, T., Nishigaki, M., and Komatsu, M. 2000. Laboratory experiments on initiation of rainfall induced slope failure with moisture content measurements, *GeoEng2000 (CD)*, EG0543. PDF, 2000.11
- [30] Saran, S. ve Reddy, B.S., 1990. Bearing capacity of eccentrically loaded footings adjacent to cohesionless slopes, *Indian geotechnical journal*, 20, 2, 119-142.
- [31] Whitman, R. V., & Bailey, W. A. (1967). Use of computers for slope stability analysis. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- [32] Namdar, A. (2011). Geometry in slope modeling and design. *E-Journal of Science & Technology*, (C), 9–21.
- [33] Saran, S., Sud, V.K. and Handa, S.C., 1989. Bearing capacity of footings adjacent to slopes. *J. Geotech. Eng., ASCE*, 115(4):553-573.

- [34] Keleşoğlu K. Şevlerin Stabilitesi, İnşaat Mühendisleri Odası Geoteknik Kursu: 2016.
- [35] Şev Duraylılığı Analiz Yöntemlerine Genel Bakış [internet], Ankara: 2020 [erişim tarihi 04.03.2022] <https://yunus.hacettepe.edu.tr/~haruns/JEM719>
- [36] Taşkıran T, Yavuz V, Keskin S, Şev stabilitesinin iki ve üç boyutlu modeller ile incelenmesi Mühendislik Dergisi; Dicle Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, Cilt 6, Sayı 1 – 2015.
- [37] Ün B. Şev stabilitesi ve şev hareketlerine karşı alınacak önlemler (yüksek lisans tezi) Adana: Çukurova Üniversitesi;2019 <https://tez.yok.gov.tr/>
- [38] Zhao C, Jiang L, Li X, Luo S Stability Analysis Of A Rocky Slope Considering Excavation Unloading Effect, The Civil Engineering Journal 2-2020.
- [39] Pınarlık M, Kardoğan P, Demircan R, Şev stabilitesine zemin özelliklerinin etkisinin limit denge yöntemi ile irdelenmesi Mühendislik Bilimleri ve Tasarım Dergisi, 2017 5(3), 675 – 684.
- [40] Keskin S. güçlendirilmiş kumlu şevlere oturan yüzeysel temellerin deneysel ve teorik analiz, (doktora tezi) Adana; Çukurova üniversitesi İnşaat mühendisliği anabilim dalı; 2009 <https://tez.yok.gov.tr/>
- [41] Akbay Z, Akın M, Çinicioğlu S, Komşu zemin yapılarının parametrik analizi ‘‘Dolgu-Şev etkileşimi’’ Uludağ Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Dergisi, Cilt 23, Sayı 2, 2018.
- [42] Emirler B, Donatılı şev yakınına oturan şerit temel davranışının sayısal incelemesi; Mühendislik Bilimleri ve Tasarım Dergisi 8(4), 1170 – 1179, 2020.
- [43] Cüre E, Kumda şeve yakın oturan eksantrik yüklü model şerit temelin sinir yükleri, (doktora tezi) Trabzon; Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü; 2013 <https://tez.yok.gov.tr/>
- [44] Bag R. Coupled thermo-hydro-mechanicalchemical behaviour of MX80 bentonite in geotechnical applications (Doktora tezi) Cardiff University:2011 <https://orca.cardiff.ac.uk> .

- [45] Srikanth V, Mishra A, A laboratory study on the geotechnical characteristics of sand–bentonite mixtures and the role of particle size of sand, International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering volume 2: 3, 2016.
- [46] Genç S, Şişen zeminler ve bentonit kaolin karışımlarının şişme özellikleri, (yüksek lisans tezi) İstanbul ; İstanbul Teknik Üniversitesi Fen bilimleri enstitüsü; 2009 <https://tez.yok.gov.tr/>
- [47] Shakibaei S. Investigation of highway drainage blankets, utilizing both bentonite-amended zeolite and bentonite-amended sand. (yüksek lisans tezi), İstanbul ; İstanbul Teknik Üniversitesi; 2012.
- [48] Karben Bentonit [İnternet], Ankara 2022 [erişim tarihi 08.03.2022]. <https://karben.com.tr/tr/>
- [49] ASTM D 6913 – 14: Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis. ASTM International, West Conshohocken, PA,USA ;2009.
- [50] ASTM D 422 Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils ASTM International, West Conshohocken, PA, ASTM International;2020.
- [51] ASTM D 698-12: Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA ;2021.
- [52] British Standard Institution BS 1377-1: Methods of test for soils for civil engineering purposes, London, UK. ; 2016.
- [53] ASTM D4318-10 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA ;2021.
- [54] ASTM D 854 – 14: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA ; 2014.
- [55] Develioğlu İ. İzmir körfezi organik zeminlerinin geoteknik karakterizasyonu, sıkışabilirlik davranışları ve stabilizasyon için çözüm önerileri. (yüksek lisans tezi) İzmir; İzmir Katip Çelebi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü; 2017.

[56] ASTM D 3080/3080M – 11: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA ; 2011.

# Ekler

# Ek A

## Tezden Üretilmiş Yayınlar

### **Konferans Bildirileri**

1. Taccı M, Develioğlu İ, Pular HF. Investigation Of Slope Stability Under The Effect Of Precipitation And Surcharge In Laboratory Conditions. 7. Uluslararası Mühendislik ve Teknoloji Yönetim Kongresi; 2022.

## INVESTIGATION OF SLOPE STABILITY UNDER THE EFFECT OF PRECIPITATION AND SURCHARGE IN LABORATORY CONDITIONS

Mert Takci<sup>1</sup>, Inci DEVELIOGLU<sup>2</sup>, Hasan Firat PULAT<sup>3\*</sup>

<sup>1</sup>*İzmir Katip Çelebi Üniversitesi, Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi, İzmir / Türkiye*

<sup>2</sup>*İzmir Katip Çelebi Üniversitesi, Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi, İzmir / Türkiye*

<sup>3</sup>*İzmir Katip Çelebi Üniversitesi, Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi, İzmir / Türkiye*

**Abstract:** The stability of slopes is one significant topic of geotechnical engineering. Slopes can be classified according to their geometries, mechanisms, and origins. The stability of slopes is affected by many factors such as soil type, density, water content, fine content, external load, rainfall intensity, etc. In addition, slope stability directly affects the design process of civil engineering applications. Back stability analysis, laboratory experiments, and field tests can evaluate the slope stability behavior. These methods have some advantages and disadvantages over each other. Laboratory modeling stands out with its ability to keep external conditions under control and to measure deformations precisely. In this study, slope models were created with the effect of precipitation and external loading under laboratory conditions. Models were created with 45°, 56°, and 72° angles using noncohesive coarse-grained soil. In order to investigate the effect of fine content on stability, different mixtures with various high plastic clay content were prepared. The basic engineering properties of the soil mixtures were determined with laboratory experiments such as direct shear, standard compaction, consistency limits, and particle size analysis. Incremental surcharge loads were placed on the crest of the slope models and surface deformations were recorded under the influence of precipitation. Laboratory model results showed that the fine content has a non-negligible effect on stability. In slopes modeled under the same conditions, the increase in the fine-grain ratio may deteriorate the stability. Moreover, fine-grained clays have higher water retention capacities, increase the slope body's weight, and decrease the factor of safety.

**Key words:** Slope stability, rainfall intensity, load - settlement behavior laboratory model

### INTRODUCTION

In recent years, areas with weak soils have started to be urbanized due to the increasing population and decreasing construction areas. Fillings and deep excavations made on soils with such weak engineering properties further deteriorate the stability. Deterioration of slope stability is one of the most common problems. If this situation is not prevented, it causes loss of life and property. The main reason for the deterioration of slope stability is the increase in the forces forcing the slip and the decrease in the resistance against slipping (Fredlund and Krahn 1977; Christian et al. 1994; Hack R 2000). Landslides can cause loss of life and trillions of property. For this reason, understanding and knowing the factors

affecting slope stability is of great importance in terms of safety in the construction of new structures. While the slope is being designed, it is necessary to anticipate the changes, loadings and infiltrations that may occur beforehand. Geotechnical engineers consider surface drainage, groundwater, and the shear strength of the soil when assessing slope stability. The importance of water in slope stability is quite high. Surface waters can drag the material on the slope, erode the heel, and exert pressure on the slope. Although most of the calculations of these stabilities are based on assumptions, slopes can also be created with computer programs. (Shakibaei, 2012). In general, the solution can be approached in two different ways. Deterministic methods (limit equilibrium method, slice method, finite element analysis) where the result is exact and numerical, and probabilistic (observational or statistical) methods depending on environmental conditions.

Preventing slope movements is one of the most effective methods to prevent loss of life and property. Supporting the toe of the slope, drainage and excavation systems are examples. Charles and Pang (2000) worked on CDV tuff. That tuff excavated from a slope in Shatin, Hong Kong, sample can be described as a firm, moist, orangish brown, slightly sandy silt/clay with low plasticity. Volumetric pressure plate extractor experiments have done. According to the experimental results, observed under zero suction, soil specimens loaded to a higher net normal stress exhibit a lower initial volumetric water content. According to that experiments there was a tendency to change the volumetric water content at a slower rate as values of suction increase for the soil loaded to a higher stress. Fox et al. (1997) worked on Pontypool sandy loam. Intensities were generally slightly greater in the lower (outlet) portion of the soil tray, but this appeared to have no influence on the results observed. Rainfall simulations lasted a total of 90 min and were divided into two distinct measurement periods: a 75-min overland flow measurement period and a 15-min flow velocity measurement period. According to that experiments infiltration rate decreased with increasing slope angle; this trend was consistent with the findings of others. Slope angle had little or no effect on the characteristics of the surface seal, and the influence of slope angle on infiltration rate occurred dominantly through its influence on overland flow depth. The results observed also have implications for the relation between overland flow discharge rate or rainfall intensity and infiltration rate. Infiltration rate has been observed to increase with increasing discharge. Akbay et al. (2018) used Plaxis 3D software. The bearing capacity of the embankments located near the slope was investigated. The lowest safety number value was approached when the embankment was located at the top of the slope. The most basic parameter affecting the stability of the fill structures adjacent to the slope appeared to be the strength of the soil. The limits of the collapse mechanism activated as a result of undrained loading and the stress distribution varied depending on the interaction distance. The increase in the slope angle deteriorates the stability, so the bearing capacity of the embankments located near the slope decreased and shows a collapse behavior with the slope. Different failure modes could be defined according to the distances that could be determined as the ratio of the slope height to the foundation base width in a certain foundation soil profile.

Emirler (2020) used the Plaxis 3D computer program based on the finite element method. According to observed as the distance ratio of the foundation to the top of the slope

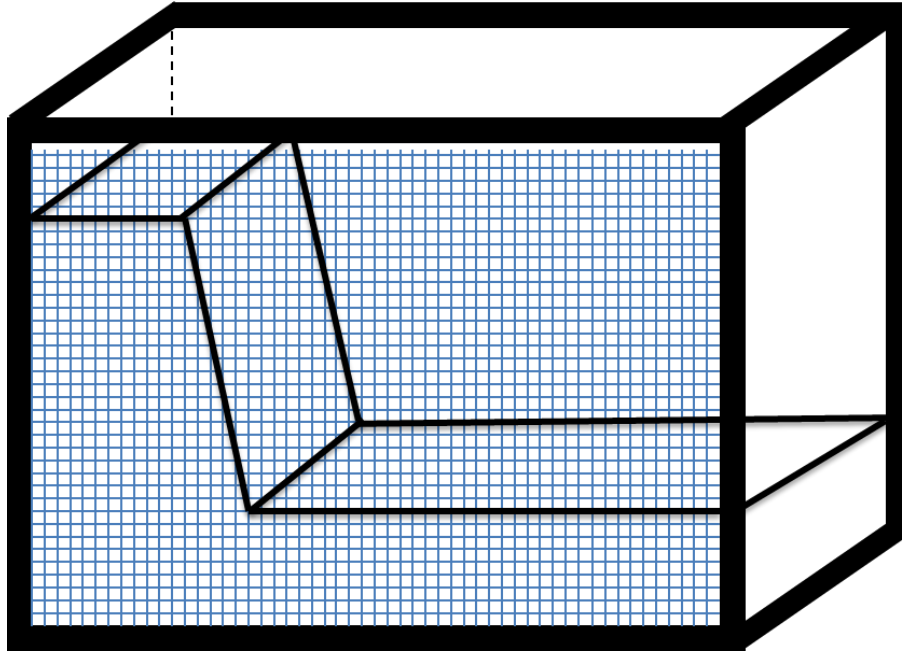


increased, the bearing capacity increased, and when the distance was  $5B$ , the bearing capacity value obtained was close to that when the ground surface was planar. When the failure mechanisms were examined, it was seen that the slope was quite effective on the basic behavior at distance ratios up to  $b/B = 3$  ( $B$  is the width of the strip foundation) but the failure mechanisms obtained after this value were similar to the failure mechanism obtained in the case of a planar surface. In the stability analyses for the sloped soil situation, the safety coefficient increased as the foundation moved away from the slope top and this increase was approximately 1.5 times. Keskin (2009) performed the numerical solution of unreinforced, geogrid-reinforced and mixed with rubber particles, (unreinforced-reinforced) sandy slopes using the Plaxis program, using the finite element method in 2D and plane-strain conditions. In model experiments, the effects of the distance of the foundation to the top of the slope, the slope angle, the degree of compaction, and the foundation size parameters on the bearing capacity behavior were investigated. In the unreinforced experiments, it was commented that as the foundation moved away from the slope top, the bearing capacity of the foundation increased, larger bearing capacity values were obtained at smaller slope angles, and the bearing capacity values increased depending on the increase in the density of the sandy soil.

The increase in the volume of clay soils by absorbing water often causes some problems. The presence of such soils on the slope of the slope and being under the influence of heavy rain cause negative ground effects. Also, in some cases, it is necessary to build on or near the slope. In these cases, it is an absolute necessity to protect the slope balance as well as transfer the load on the surface of the foundation to the ground safely while creating the foundation of the structure and calculating the total weight at the design stage. For this reason, geotechnical engineering parameters of slopes at different angles on different soil types should be determined in detail for the safety of structures to be built on the slope top. In this study, the stability behavior of sand/bentonite mixtures (90/10, 85/15, 80/20, 70/30, 60/40) was modeled in the laboratory conditions. Different slope angles and various fine contents were used as decisive parameters and rain influence on the surface deformations of the models were also examined. Experiments were recorded to define the failure surface of the models.

## **MATERIALS AND METHODS**

The pool where slope modeling experiments were carried out was made of an aluminum frame and 6 mm tempered glass. Its dimensions were 116 cm in width, 60 cm in-depth, and 80 cm in height. In order to observe the deformations squares of 2 x 2 cm in the form of a grid were drawn (Figure 1).



**Figure 1.** 2x2 cm grids created on the modeling pool

In order to examine the effect of bentonite ratio on stability behavior, mixtures with different bentonite contents were formed. According to literature studies, the bentonite ratios have been determined as 10, 15, 20, 30, and 40 %. The optimum water contents and maximum dry unit weights used in placing the mixtures in the pool were determined by the Standard Proctor test (ASTM D698). The consistency limits, specific gravities, particle size distributions, and shear strength parameters of the mixtures were determined. Liquid limit values were obtained by the fall cone test method (BS1377). The specific gravity was found by the pycnometer method (ASTM D854). Grain size distribution curves were obtained by wet and dry sieve analyzes (ASTM D6913 – D1140). Shear strength parameters were designated by the direct shear test (ASTM D3080). The soil was compacted into the pool according to the pre-determined relative compaction and 85% of the maximum dry unit weight was used. Different slope angles and geometries were formed in order to examine the effects of slope geometry and slope angle on stability. These slope models have been shown in Figure 2. To apply a surcharge load on the crest of the slope, the concrete deadweight was placed. Incremental surcharge loads were 5, 10, 20, 30, 40, and 50 kPa, applied respectively.

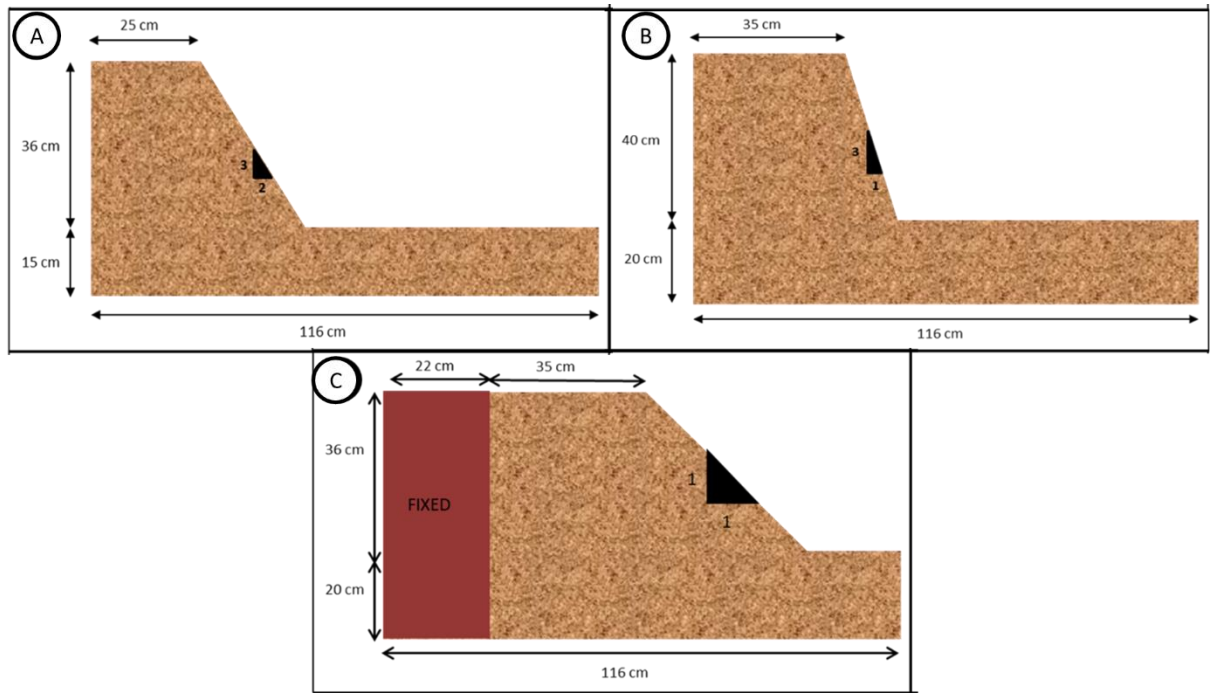


Figure 2. Slope models

## RESULTS AND DISCUSSION

### *Geotechnical Index Properties*

Geotechnical index properties of sand and sand/bentonite mixtures have been listed in Table 1. The soil classification was made according to the Unified Soil Classification System (USCS) (ASTM D2487).

Table 1. Geotechnical index properties of sand and sand/bentonite mixtures

Geotechnical index properties	Sand	90S10B	85S15B	80S20B	70S30B	60S40B
Max. dry unit weight, $\gamma_{drymax}$	1,95	1,9	1,88	1,85	1,8	1,78
Optimum water content, $w_{opt}$ (%)	10,6	10,85	11,33	13,55	14,5	15,02
Liquid limit, LL (%)	16	43,3	80	92	98	118
The plastic limit, PL, (%)	-	17,63	20,34	27,84	33,25	40,9
Specific gravity, $G_s$ (-)	2.77	2,68	2,63	2,56	2,55	2,55
$D_{10}$ (mm)	4.3	4.9	5.2	4.9	3.8	3.9
$D_{30}$ (mm)	3.5	3.7	3.8	3.8	3.2	3.3
$D_{60}$ (mm)	2.5	2.9	2.8	2.9	2.4	2.5
Coefficient of uniformity, $C_u$ (-)	0.58	0.59	0.54	0.59	0.63	0.64
Coefficient of curvature, $C_c$ (-)	1.14	0.96	0.99	1.02	1.12	1.12
Soil classification, USCS	SW	SW	SC	SC	SC	SC

Cohesion, $c$ (kPa)	11.3	25.9	30.9	38.3	48.9	54.0
Internal friction angle, $\varphi$ ( $^{\circ}$ )	31.0	25.7	21.8	16.6	12.4	10.2

### **Laboratory Slope Modeling**

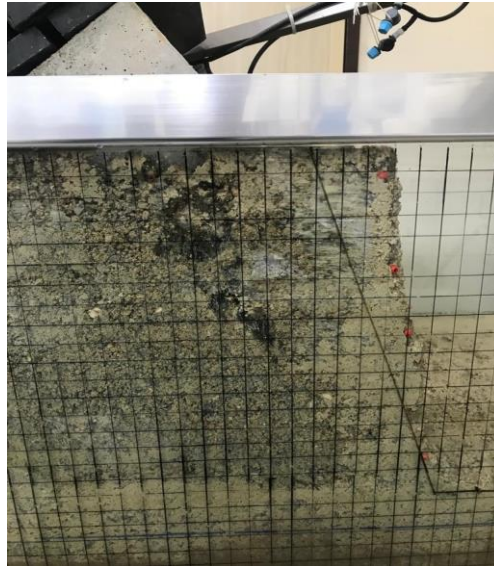
At the end of the experiments, deformation types were classified in three sections. Punching failure there was no bulging of the soil surface and no tilting of footing occurred. It takes place immediately below the footing and the surrounding soil remains relatively unaffected (Figure 3a). Local failure pattern consists of wedge and slip surface but is well defined only under the footing. Slight bulging of soil surface occurs. Tilting of footing is not expected (Figure 3b). General failure is a slight downward movement of the footing that develops fully plastic zones and a sudden failure takes place with a considerable bulging of the ground surface adjacent to the footing. In the general shear failure of soil, sudden collapse occurs, accompanied by tilting of the footing (Figure 4). Basic information about the model, bentonite ratio, and deformation types was presented in Table 2.

**Table 2.** Informationsion of the experiment results

Model	Angle (V/H)	Surcharge (kg/m <sup>2</sup> )	Bentonite Ratio (%)	DeformationType
A	3/1	4896,55	0%	Punching
A	3/1	4896,55	10%	Local Failure
A	3/1	4896,55	15%	Local Failure
A	3/1	4896,55	20%	Local Failure
B	3/1	3862,07	20%	General Failure
B	3/1	3310,34	30%	General Failure
B	3/1	3172,41	40%	General Failure
C	1/1	4896,55	40%	Local Failure



**Figure 3.** a) Punching of the slope crest, b) Local failure of slope



**Figure 4.** The general failure of slope

## **CONCLUSION**

As a result of this study, the behavior of a building built on the slope and the slope under certain influences were investigated. In order to examine the effect of bentonite amount on slope stability, mixtures with different bentonite contents were formed. Throughout this study, the slope angle was gradually changed according to the program between experiments, and their behavior was investigated. In order to create a rain effect in all experiments, the rain was applied out along the slope surface with the sprinkling method at a constant flow rate. As a result of this study;

- Weights were loaded on the concrete mass placed on the top of the slope at regular intervals. It was observed that as these weights increased, the settlement cracks became more evident, or the slope collapsed.
- It has been observed that as the slope angle increases, it negatively affects the slope instability.
- In slopes with the same conditions and geometry, as the bentonite ratio increased, the instability of the slope was adversely affected, and the collapse of the slope became more likely.
- The collapse of the slope was observed more clearly due to the swelling feature of bentonite due to its specific parameters.
- In models with the same geometry and properties, collapses were observed as it became easier for the slope to complete the shear failure envelope as the height of the slope base increased.
- In models with the same bentonite ratio, the slope with a smaller angle has a greater weight in case of collapse.
- The total load in the collapsed state of the slope is less under the effect of slower loading and less precipitation in the same geometry and soil.

## References

- Akbay Z., Akin M.S., and Cinicioglu S.F. (2018) Komşu Zemin Yapılarının Parametrik Analizi “Dolgu-Şev Etkileşimi”. *Uludag University Journal of the Faculty of Engineering*, 23(2), 109-128.
- ASTM (2009) D 6913 – 14: Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM (2011) D 2487 – 11: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM (2011) D 3080/3080M – 11: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM (2014) D 854 – 14: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM (2017) D 1140-17: Standard Test Methods for Determining the Amount of Material Finer than 75- $\mu\text{m}$  (No. 200) Sieve in Soils by Washing. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM (2021) D 698-12: Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>)). ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- British Standard Institution (2016) BS 1377-1: Methods of test for soils for civil engineering purposes, London, UK.

- Charles W.W., and Pang Y.W. (2000) Influence of Stress State on Soil-Water Characteristics and Slope Stability. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(2).
- Christian J.T., Ladd C.C., and Baecher G. (1994) Reliability Applied to Slope Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12):2180-2207.
- Emirler B. (2020). Donatılı Şev Yakınına Oturan Şerit Temel Davranışının Sayısal İncelemesi. *Muhendislik Bilimleri ve Tasarım Dergisi*, 8(4), 1170-1179.
- Fox D. M., Bryan R. B., and Price A. G. (1997). The Influence of Slope Angle on Final Infiltration Rate for Interrill Conditions. *Geoderma*, 80(1-2), 181 – 194.
- Freudlund and Krahn, (1977) Comparison of Slope Stability Methods of Analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14, 429-439.
- Hack R, (2000) Geophysics for Slope Stability. *Surveys in Geophysics*, 21, 423-448.
- Keskin M. S. (2009). Güçlendirilmiş Kumlu Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Deneysel ve Teorik Analizi, PhD. Thesis, Cukurova University, Adana, TURKEY.
- Shakibaei S. (2012). Investigation Of Highway Drainage Blankets, Utilizing Both Bentonite-Amended Zeolite and Bentonite-Amended Sand. M.Sc. Thesis, Istanbul Technical University, Istanbul, TURKEY.

# Özgeçmiş

Adı Soyadı: Mert TAKCI

## Eğitim:

2012 – 2017 İzmir Kâtip Çelebi Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü  
2008 – 2012 İzmir Anadolu Öğretmen Lisesi

## İş Deneyimi:

2016–2017 Sarıkaya İnşaat, Saha Formeni  
2017-2019 Erden İnşaat, Şantiye Şefi  
2021- Devam, Sultan Yapı Denetim

## Yayınlar:

1. Takcı M, Develioğlu İ, Pulat HF. Investigation of slope stability under the effect of precipitation and surcharge in laboratory conditions. 7. Uluslararası Mühendislik Ve Teknoloji Yönetimi Kongresi, 2022