

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ELASTO-PLASTİK ZEMİN DAVRANIŞI İÇİN MEKANİK
PARAMETRELERİN LABORATUAR DENEYLERİ İLE
ELDE EDİLMESİ**

İnşaat Mühendisi Onur KENGİL

FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında
Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Mehmet BERİLGİN

İSTANBUL, 2008

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	iv
KISALTIMA LİSTESİ.....	vii
ŞEKİL LİSTESİ.....	viii
ÇİZELGE LİSTESİ	xi
ÖNSÖZ	xii
ÖZET	xiii
ABSTRACT	xiv
1. GİRİŞ	1
1.1 Tezin Amacı	1
1.2 Tez Organizasyonu	1
2. ZEMİN BÜNYE MODELLERİ.....	2
2.1 Giriş	2
2.1.1 Deformasyon Kuramları	2
2.1.2 Artımsal Kuramları.....	2
2.1.3 İdeal ve Artımsal Plastisite.....	3
2.1.4 Endokronik Teori.....	4
3. BÜNYE MODELLERİ.....	5
3.1 Mohr-Coulomb Modeli.....	5
3.2 Hiperbolik Model	7
3.3 Cam Clay Modeli.....	9
3.4 Başlık Modeli (Capped Model).....	14
3.5 Endokronik Model	17
3.6 Soft Soil Modeli	20
4. HARDENING SOIL MODEL	23
4.1 Standart Drenajlı Üç Eksenli Deney için Temel Denklemler	24
4.1.1 İlk Yükleme İçin Rijitlik	25
4.1.2 Yükleme-Boşaltma İçin Rijitlik	25
4.1.3 Akma Yüzeyi, Göçme Koşulu, Hardening Kanunu	26
4.1.4 Akma Kuralının Plastik Potansiyel Fonksiyonları	26
4.2 Zaman İntegrasyonu	28
4.3 Hardening Soil Modelinin Parametreleri.....	29
4.3.1 Rijitlik İçin Temel Parametreler.....	29
4.3.2 Gelişmiş Parametreler.....	30
4.3.3 Diletansinin Sona Erimi	30

5.	DENEYSEL ÇALIŞMALAR	32
5.1	İndeks Özelliklerinin Belirlenmesi	32
5.1.1	Tabii Su Muhtevası	32
5.1.2	Atterberg Limitleri	32
5.2	Sulu Çamur Konsolidometre Aygıtı	33
5.3	Ödometre Deneyi	34
5.4	Üç Eksenli Basınç Deneyi	38
5.4.1	Deney Aleti	38
5.4.2	Numune Hazırlanması	39
5.4.3	Deney Yöntemi	40
6.	DENEY SONUÇLARININ BÜNYE MODELLERİ İLE KARŞILAŞTIRILMASI	52
6.1	Mohr-Coulomb Model	52
6.2	Hardening-Soil Modeli	56
6.3	PLAXIS Malzeme Modülü İle Malzeme Parametrelerinin Belirlenmesi	60
6.3.1	Hardening Soil Model İçin Malzeme Parametreleri	61
6.3.2	Ödometre Eğrilerinin PLAXIS İle İncelenmesi	65
7.	SONUÇLAR	70
	KAYNAKLAR	71
	ÖZGEÇMİŞ	72

SİMGE LİSTESİ

A	Boşluk suyu basıncı katsayısı (Skempton)
c	Kohezyon
c'	Efektif kohezyon
C_c	Sıkışma indisi
C_s	Şişme indisi
C_{ci}	Yükleme izotropik konsolidasyon durumuna ait sıkışma indisi
C_{si}	Boşaltma izotropik konsolidasyon durumuna ait sıkışma indisi
C_a	İkincil konsolidasyon katsayısı
D	Numune çapı
D	Elastik bünye matrisi
ε	Şekil değiştirme
ε^e	Elastik şekil değiştirme bileşeni
ε^p	Plastik şekil değiştirme bileşeni
ε_v	Hacimsel şekil değiştirme
ε_{ij}	Deformasyon tensörü
e	Boşluk oranı
e_i	i kademesindeki boşluk oranı
e_o	Başlangıç boşluk oranı
e_{cv}	Kritik boşluk oranı
e_p	Birincil konsolidasyon sonundaki boşluk oranı
e_c	$p=1$ olduğu zamanki boşluk oranı
f_{12}	Akma fonksiyonu
G_s	Zeminin dane birim hacim ağırlığı
G	Kayma elastisite modülü
J_1	Deviatör gerilme tensörünün ilk invariantı
J_2	Deviatör gerilme tensörünün ikinci invariantı
g_{12}	Plastik potansiyel fonksiyon
K	Hacimsal elastisite modülü
C_{ijkl}	Elastik bünye tensörü
D_{ijkl}	Bünye tensörü
M	Kritik durum eğrisinin eğimi
λ	Skalar çarpan
$d\lambda$	Sıkışma-genleşme ölçümü

λ^*	Modifiye sıkışma indisi
κ^*	Modifiye şişme indisi
I_p	Plastisite indisi
I_L	Likidite indisi
K_0	Sükunetteki toprak basıncı katsayısı
m_v	Hacimsal sıkışma katsayısı
p	İzotropik gerilme
p'	Efektif normal gerilme
p^{ref}	Referans gerilme
q'	Gerilme invaryanı
q	Kayma gerilmesi
q_f	Nihai deviatorik gerilme
q_a	Kayma mukavemetinin asimtotik değeri
W_L	Likit limit
W_P	Plastik limit
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ϕ'	Efektif içsel sürtünme açısı
ϕ_{cv}	Kritik durum sürtünme açısı
ϕ_m	Mobilize edilmiş sürtünme açısı
σ	Arazideki jeolojik gerilme
σ'	Efektif Gerilme
σ^{ref}	Referans Gerilme
σ_p	Düşey önkonsolidasyon basıncı
σ_{ij}	Gerilme tensörü
ν	Poisson oranı
ν_{ur}	Boşaltma tekrar yükleme poisson oranı
Δu	Boşluk suyu basıncı değişimi
γ_{ilk}	Deney başı zeminin birim hacim ağırlığı
γ_s	Dane birim hacim ağırlığı
γ_{son}	Deney sonu zeminin birim hacim ağırlığı
ψ	Genleşme açısı
ψ_m	Mobilize edilmiş genleşme açısı
K	Global rijitlik matrisi

f_{int}	Global hareket vektörü
f_{ext}	Global yük vektörü
K_{ur}	Elastik kütle modülü
E	Elastisite modülü
E_t	Teğetsel elastisite modülü
E_i	Başlangıç elastisite modülü
E_{ur}	Elastik young modul
E_{50}	Sekant modülü
E_{50}^{ref}	Standart drenajlı üç eksenli deneydeki referans sekant rijitliği
E_{oed}^{ref}	Ödometre deneyindeki referans tanjant rijitliği
m	Rijitliğin gerilme seviyesine bağlılığının üstel değeri
E_{ur}^{ref}	Yükleme boşaltma rijitliği
E_o	Rijitlik modülü
R_f	Göçme oranı
D	Malzeme katsayısı (Capped Model)
W	Malzeme katsayısı (Capped Model)
R	Malzeme katsayısı (Capped Model)
ζ	Endokronik Zaman
ξ	Genleşme ölçüsü
P_a	Atmosfer basıncı

KISALTIMA LİSTESİ

<i>AKO</i>	Aşırı konsolidasyon oranı
<i>CU</i>	Konsolidasyonlu-drenajsız
<i>UU</i>	Konsolidasyonsuz-drenajsız
<i>CD</i>	Konsolidasyonlu-drenajlı
<i>MC</i>	Mohr-Coulomb
<i>HS</i>	Hardening-Soil
<i>ADU</i>	Dijital veri toplama birimi

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 3.1 Standart drenajlı üç eksenli deneylerden E_0 ve E_{50} 'nin tanımlanması	5
Şekil 3.2 Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c = 0$) (Plaxis 8 Manual, 2004)6	
Şekil 3.3 Hiperbolik Model'de gerilme-şekil değiştirme ilişkisi	7
Şekil 3.4 Hiperbolik Model'de a ve b malzeme parametrelerinin belirlenmesi.....	9
Şekil 3.5 Hiperbolik Model'de malzeme parametreleri.....	10
Şekil 3.6 p-q-e uzayında sınırlı yüzeyin görünüşü	11
Şekil 3.7 İdealleştirilmiş izotropik konsolidasyon eğrileri	13
Şekil 3.8 Başlık Modelinde nihai mukavemet ve akma yüzeyleri (Özüdoğru, 1994).....	14
Şekil 3.9 p':q düzleminde Soft-Soil Modelin akma yüzeyi (Brinkgereve, 1994).....	21
Şekil 3.10 Asal gerilme uzayında akma konturları (Brinkgereve,1994)	22
Şekil 4.1 Standart bir üç eksenli basınç deneyi için birincil yüklemde hiperbolik gerilme- şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis 8 Manual, 2004).....	25
Şekil 4.2 Dilatancy cut-off' u içeren Standart üç eksenli deneyin şekil değiştirme eğrisi (Schanz, Vermeer, 1999).....	30
Şekil 5.1 Bulamaç e-logp grafiği	35
Şekil 5.2 ISPT 2 (4,50m-5,10m) e-logp grafiği.....	36
Şekil 5.3 ISPT 3 (10,30m-10,90m) e-logp grafiği.....	36
Şekil 5.4 ISPT 4 (12,00m-12,50m) e-logp grafiği.....	37
Şekil 5.5 ISPT 4(5,50m-6,00m) e-logp grafiği.....	37
Şekil 5.6 ISPT 4 (19,00m-19,50m) e-logp grafiği.....	38
Şekil 5.7 ISPT 5 (2,50-3,00) e-logp grafiği.....	38
Şekil 5.8 Bulamaç çamurdan alınan örnekler üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değiştirme grafikleri	43
Şekil 5.9 Gürpınar sahasından alınan numuneler üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değiştirme grafikleri.....	44
Şekil 5.10 Heybeli Ada sahasından alınan numuneler üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değiştirme grafikleri.....	45
Şekil 5.11 ISPT 2 (4,50m-5,10m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değiştirme grafikleri	46
Şekil 5.12 ISPT 3 (10,30m-10,90m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değiştirme grafikleri	47
Şekil 5.13 ISPT 4 (5,50m-6,00m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değiştirme grafikleri	48

Şekil 5.14 ISPT 4 (12,00m-12,50m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değiştirme grafikleri	49
Şekil 5.15 ISPT 4 (19,00m-19,50m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değiştirme grafikleri	50
Şekil 5.16 ISPT 5 (2,50m-3,00m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değiştirme grafikleri	51
Şekil 6.1 ISPT 3 (10,30m-10,90m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli.....	53
Şekil 6.2 ISPT 2 (4,50m-5,10m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli.....	53
Şekil 6.3 ISPT 4 (12,00m-12,50m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli.....	54
Şekil 6.4 ISPT 4 (19,00m-19,50m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli.....	55
Şekil 6.5 ISPT 4 (5,50m-6,00m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli.....	55
Şekil 6.6 ISPT 5 (2,50m-3,00m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli.....	56
Şekil 6.7 ISPT 3 (10,30m-10,90m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli	57
Şekil 6.8 ISPT 2 (4,50m-5,10m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli	58
Şekil 6.9 ISPT 4 (5,50m-6,00m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli	58
Şekil 6.10 ISPT 4 (19,00m-19,50m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli	59
Şekil 6.11 ISPT 4 (12,00m-12,50m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli	59
Şekil 6.12 ISPT 5 (2,50m-3,00m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli	60
Şekil 6.13 ISPT 2 (4,50m-5,10m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması	62
Şekil 6.14 ISPT 3 (10,30m-10,90m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması	62
Şekil 6.15 ISPT 4 (12,00m-12,50m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması	63
Şekil 6.16 ISPT 4 (19,00m-19,50m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması	63
Şekil 6.17 ISPT 5 (2,50m-3,00m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması	64
Şekil 6.18 ISPT 4 (5,50m-6,00m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması	65
Şekil 6.19 ISPT 2 (4,50m-5,10m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması	66
Şekil 6.20 ISPT 3 (10,30m-10,90m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması	66
Şekil 6.21 ISPT 4 (12,00m-12,50m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması	67

Şekil 6.22 ISPT 4 (19,00m-19,50m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması	68
Şekil 6.23 ISPT 5 (2,50m-3,00m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması	68
Şekil 6.24 ISPT 4 (5,50m-6,00m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması	69

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 5.1 İndeks özellikleri	33
Çizelge 5.2 Ödometre değerleri.....	35
Çizelge 5.3 Üç eksenli deney sonuçları	42
Çizelge 6.1 Mohr-Coulomb Modelinde kullanılan parametreler	52
Çizelge 6.2 Hardening-Soil Model’de kullanılan parametreler	57
Çizelge 6.3 Üç Eksenli Deney için Hardening Soil Model’de kullanılan parametreler	61
Çizelge 6.4 Ödometre deneyi için Hardening Soil Model’ de kullanılan parametreler	65

ÖNSÖZ

Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışını matematiksel olarak modellemede modelin başarısında malzeme bünye bağıntıları önemli bir rol oynar. Bir zemin tabakasının üzerine konan veya kaldırılan yük altındaki şekil değiştirmesini gerçekçi olarak hesaplayabilmek için uygun bünye modeli seçilmelidir. Zemin malzemesinin yük altında non-lineer gerilme-şekil değiştirme davranışı yanında drenaj durumunun da malzeme davranışı üzerindeki etkisi dolayısıyla bu iş pek kolay değildir.

Bu tez çalışmasında nümerik analizlerde kullanılmak üzere geliştirilmiş Hardening Soil Model (Schanz ve Vermeer,1996) bünye modelinin laboratuvar deneyleri ile incelenmesi amaçlanmıştır. Bunun için laboratuvarda hazırlanmış ve araziden alınmış örselenmemiş numuneler üzerinde üç eksenli basınç ve ödometre deneyleri yapılmıştır. Yapılan deneylerden elde edilen mekanik parametreler ile Hardening Soil Model bünye bağıntıları kullanılarak gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile karşılaştırılmıştır.

Yüksek Lisans tez konumun belirlenmesi ve çalışmalarım süresince gösterdiği yakın ilgi ve değerli katkılarından dolayı tez yürütmenim ve danışmanım kıymetli Hocam Sayın Doç. Dr. Mehmet BERİLGEN' e teşekkürü bir borç bilirim.

Ayrıca;

Hocalarım, Yrd. Doç. Dr. Pelin TOHUMCU, Arş. Gör. Sayın Tayfun ŞENGÜL' e, laboratuvar görevlisi teknisyen Erhan EROL' a ve emeği geçen herkese teşekkürlerimi sunarım.

Bütün çalışmalarım süresince sağladıkları her türlü destek için aileme sonsuz teşekkür ederim.

ÖZET

Geoteknik mühendisliğinde nümerik yöntemlerin kullanılmasının yaygınlaşması ile birlikte zemin davranışını daha iyi modelleyebilen malzeme (bünye) bağıntılarına ihtiyaç doğmuştur. Bu ihtiyacın karşılanması için bir çok araştırmacı tarafından zemin davranışını belirli koşullar için gerçeğe yakın veya yaklaşık olarak modelleyebilen bünye bağıntıları geliştirilmiştir. Bu bünye bağıntılarının bir kısmı geçmişte keşfedilen bağıntıların geliştirilmiş halidir. Bu tez çalışmasında nümerik analizlerde kullanılmak üzere geliştirilmiş Hardening Soil Model (Schanz ve Vermeer,1996) bünye modelinin laboratuvar deneyleri ile incelenmesi amaçlanmıştır. Bunun için laboratuvarda hazırlanmış ve araziden alınmış örselenmemiş numuneler üzerinde üç eksenli basınç ve ödometre deneyleri yapılmıştır. Yapılan deneylerden elde edilen mekanik parametreler ile Hardening Soil Model bünye bağıntıları kullanılarak gerilme-şekil değiştirme eğrileri deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

ABSTRACT

Due to wide usage of numerical methods in Geotechnical Engineering, constitutive relationships that model soil behavior more precisely are needed. A large number of researchers have developed a number of soil models, that are capable of modeling the behavior of soils under certain conditions, to achieve this requirement. Some of these constitutive relationships are improved versions of older relationships. In this thesis, examination of Hardening Soil Model (Schanz and Vermeer,1996), which is widely used in numerical analysis, with laboratory experiments is aimed. Triaxial tests and oedometer tests are conducted on undisturbed samples and laboratory prepared samples. The material parameters obtained from samples are used in Hardening Soil Model relationships and are compared with the experimental stress-strain curves.

1. GİRİŞ

Modern zemin mekaniğinin 1925'de kuruluşundan bu yana mühendisler zeminle ilgili gerilme-şekil değiştirme problemlerini zemini lineer elastik veya rijit plastik varsayarak çözmeye çalışmışlardır. Son yıllarda bilgisayarlar ve hesaplama tekniklerindeki önemli gelişmeler karmaşık davranış ve geometrilere ait problemlerin çözülebilir hale gelmesini sağlamıştır. Böylece zemin bünye modelleri gündeme gelmiştir. Zeminin lineer ve elastik olmayan yapısı modelleme için daha kapsamlı teorileri gerekli kılar. Son yıllarda zemin problemlerine Hooke kanununun ötesinde çözüm getirmeyi deneyen çok sayıda model önerilmiştir. Bu modellerin kullanılabilmesi için mekanik parametrelere ihtiyaç vardır.

1.1 Tezin Amacı

Bu tez çalışmasında zeminlerin elasto-plastik analizi için gerekli olan mekanik parametrelerin zemin mekaniği laboratuvarlarında yaygın olarak kullanılan deneylerden (üç eksenli, ödometre) elde edilmesi amaçlanmıştır.

Bu amaçla örselenmemiş numuneler üzerinde Yıldız Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında üç eksenli ve ödometre deneyleri yapılmış ve elasto-plastik analizler için gerekli olan mekanik parametreler elde edilmiştir. Bu mekanik parametreler c , ϕ , E , ν , ψ 'dir.

1.2 Tez Organizasyonu

Bölüm 2 ve 3'de, zemin bünye modellerine giriş yapılmış, zemin bünye modellerinden Mohr-Coulomb, Hiperbolik Model, Cam Clay Model, Başlık Modeli (Capped Model), Endokronik Model, Soft Soil Modelleri anlatılmıştır. Bölüm 4'te, bu tez çalışmasında kullandığımız Hardening Soil Model detaylı olarak anlatılmıştır. Bölüm 5'te Yıldız Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında mekanik parametreleri belirlemek için yapılan deneylerden bahsedilmiş ve sonuçları verilmiştir. Bölüm 6'da deneylerden elde edilen sonuçlarla malzeme bünye modeli Hardening Soil Model'den elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Bölüm 7'de ise bu tez çalışmasında elde edilen sonuçların bir değerlendirmesi yapılmıştır.

2. ZEMİN BÜNYE MODELLERİ

2.1 Giriş

Modern zemin mekaniğinin 1925'de kuruluşundan bu yana mühendisler zeminle ilgili gerilme-şekil değiştirme problemlerini zemini lineer elastik veya rijit plastik varsayarak çözmeye çalışmışlardır. Son yıllarda bilgisayarlar ve hesaplama tekniklerindeki önemli gelişmeler karmaşık davranış ve geometrilere ait problemlerin çözülebilir hale gelmesini sağlamıştır. Böylece zemin bünye modelleri gündeme gelmiştir. Zeminin lineer ve elastik olmayan davranışı modelleme için daha kapsamlı teorileri gerekli kılar. Son yıllarda zemin problemlerine Hooke kanununun ötesinde çözüm getirmeyi deneyen çok sayıda malzeme bünye modeli önerilmiştir. Bunlar başlıca dört ana kategoriden birine dahildirler. Bunlar

- Deformasyon kuramları
- Artımsal kuramları
- İdeal ve artımsal plastisite
- Endokronik teori

olarak sıralanabilirler (Özüdoğru, 1994).

2.1.1 Deformasyon Kuramları

Bunlar gerilme ve deformasyon tensörleri arasında bir ilişki bulunduğunu varsayan teorilerdir. Zemin için gerilmeler toplam gerilme veya efektif gerilme olabilir. Bu teorilere ait bağıntılar genellikle

$$S_{ij} = 2G(\sigma.\varepsilon)e_{ij} \quad (2.1)$$

$$\sigma_{kk} = 3K(\sigma.\varepsilon)\varepsilon_{kk} \quad (2.2)$$

eşitlikleriyle ifade edilirler. S_{ij} ve e_{ij} gerilme tensörü $\sigma = [\sigma_{ij}]$ ve deformasyon tensörü $\varepsilon = [\varepsilon_{ij}]$ nin deviatörük bileşenleridir. G ve K kayma ve hacimsal elastisite modülleridir. Burada bağıntılar izotropik malzeme için yazılmışlardır. Daha sonra inceleyeceğimiz hiperbolik model bu kategoride yer alır (Özüdoğru, 1994).

2.1.2 Artımsal Kuramları

Artımsal teorilerde gerilme ve deformasyon artımları ya sabit ya da gerilme veya deformasyon durumlarına bağlı katsayılara bağlıdır. Hipo elastisite artımsal teoriye bir örnektir. Buna ait bağıntıları

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}(\sigma, \varepsilon)d\varepsilon_{kl} \quad (2.3)$$

$$d\varepsilon_{ij} = D_{ijkl}(\sigma, \varepsilon)d\sigma_{kl} \quad (2.4)$$

şeklinde yazabiliriz. Burada C_{ijkl} ve D_{ijkl} sırasıyla teğetsel rijitlik ve bünye tensörleridir. Rijitlik ve bünye tensörleri gerilme ve deformasyon durumlarına bağlı olup onların tarihçelerine bağlı olmadıklarından ve gerilmenin kaldırılması (boşaltma) davranışını modelleyemediklerinden zeminlere nadiren uygulanırlar (Özüdoğru, 1994).

2.1.3 İdeal ve Artımsal Plastisite

Zeminlere uygulanan artımsal plastisite genellikle aşağıdaki temel elemanları kapsar.

- 1) Deformasyon artımı $d\varepsilon_{ij}$, elastik $d\varepsilon_{ij}^e$ ve plastik $d\varepsilon_{ij}^p$ bileşenlerine ayrılır.
- 2) Elastik deformasyon artımı

$$d\varepsilon_{ij}^e = C_{ijkl}d\sigma_{ij} \quad (2.5)$$

olarak hesaplanabilir. Burada C_{ijkl} elastik bünye tensörüdür.

- 3) Gerilme uzayında bütün gerilme durumlarının sınırlarını gösteren ve mevcut gerilme durumundan elastik olarak ulaşılabilen bir $f(\sigma_{ij}, H)=0$ akma yüzeyi mevcuttur.
- 4) Gerilme durumu akma yüzeyine ulaşıncaya plastik gerilme artımları plastik potansiyel $g(\sigma_{ij}, H^*)=0$ ile tanımlanır. Öyle ki

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.6)$$

bağıntısı yazılabilir. Burada λ skalar bir çarpan olup bunun tayini (2.1)'den (2.5)'e kadar tarif edilen temel elemanlara bir uygunluk bağıntısına dayanacaktır. Artımsal plastisitenin bu anlatımında akma fonksiyonu f ve plastik potansiyel g , pekleşme parametreleri olan ve plastik deformasyon tarihçesini yansıtan H ve H^* 'a bağlıdır. Eğer bu parametrelere bağlılık söz konusu değilse ideal plastisite elde edilir.

- 5) Uygunluk şartı olan $df=0$ gerilme durumu akma yüzeyinin genişlemesini takip etme durumunda gerilme durumunun akma yüzeyini terk etmemesini temin eder.
- 6) Deformasyon pekleşmesinin veya iş pekleşmesinin bir pekleşme kuralına ihtiyacı vardır.

(2.6) bağıntısı akma kuralı olarak tanımlanır. $f=g$ durumunda buna eş akma kuralı denilir ve (2.6) bağıntısından hesaplanan plastik deformasyon artımları akma yüzeyine diktir. Oysa bu durumda öngörülen hacimsal deformasyonlar deneylerde bulunanlara oranla büyük kalır. Bu nedenle plastik deformasyon artımı vektörünün akma yüzeyi (f)'ye değil potansiyel yüzey (g)'ye dik olduğu eş olmayan akma kuralı uygulanır. Zeminler için eş olmayan akma kuralının uygulandığı çok sayıda bünye modeli önerilmiştir.

Bu modeller Drucker ve Prager'in (1952) öncü çalışmalarına dayanır. Modellerin birbirinden farkı pekleşme parametresi H'nin akma fonksiyonuna giriş biçiminden ve akma yüzeylerinin tarifinden kaynaklanır. Böylece izotropik pekleşmeli plastisite modelleri örneğin cam-clay veya Weidlinger'in başlık modelinde olduğu gibi asal gerilme uzayında hidrostatik eksen etrafında izotropik olarak genişleyen veya daralan akma yüzeylerini belirlerler (Özüdoğru, 1994).

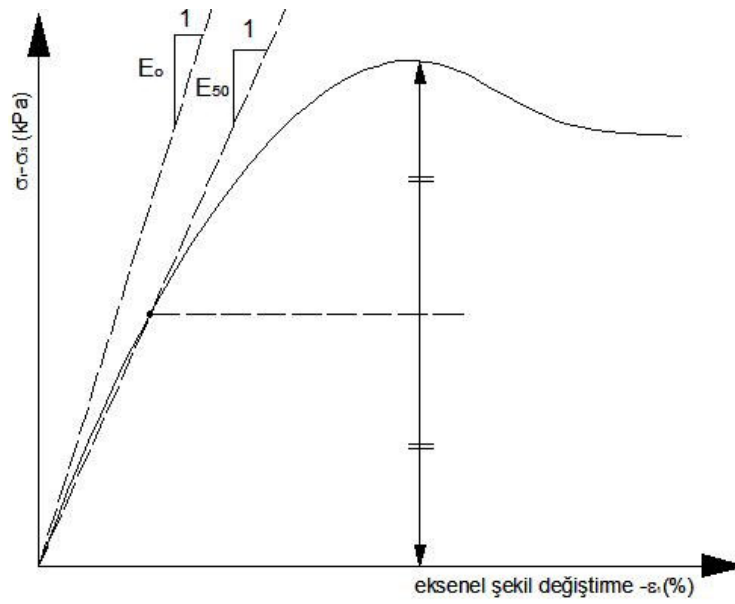
2.1.4 Endokronik Teori

1970'lerin başında, plastisite teorisi, sürekli ortam mekaniği, termodinamik ve içsel değişkenler teorisi bağlamında ulaşılan teorik birikim üzerine inşa edilen endokronik teorinin en çekici yanı, zemin davranışını belirleyen sayısız parametrenin gözlemlenebilir olması gerekmediği noktasından yola çıkması ve klasik plastisitede olduğu gibi herhangi bir akma yüzeyinin tanımlanmasının gerekmemesidir (Valanis, 1971). Hatta, teorinin kuramsal temeli geliştirilerek, plastisite teorisinin endokronik teorisinin özel bir hali olduğu gösterilmiştir (Valanis, 1980). Endokronik teorisinin dayandığı temel noktalardan birisi, malzemenin içsel enerjisini yansıtan bir grup içsel durum değişkeninin varlığı ve bunların hızının diferansiyel ifadelerle belirlenebilir olmasıdır. İçsel durum değişkenlerinin sayısal olarak ifade edilmesi amacıyla malzeme için bir entropi fonksiyonu tanımlanır ve bu fonksiyonun içsel durum değişkenleriyle ilişkisi tanımlanarak, malzemenin şekil değiştirme sürecini ifade eden bünye denklemlerine ulaşılabilir. Dolayısıyla sorun, gözlemlenebilir olması gerekmeyen bir seri içsel durum değişkeninin yükleme ve şekil değiştirme sürecindeki gelişimini veren matematiksel ifadelerin elde edilmesine dönüşmektedir. İçsel durum değişkenlerinin gelişim süreci ise, söz konusu malzemeye özgü bir tür zaman skalasına bağlı olarak tanımlanabilmektedir.

3. BÜNYE MODELLERİ

3.1 Mohr-Coulomb Modeli

Bu modelde plastik davranışı modellemek için üç zemin parametresi c' , ϕ' , ψ (genleşme açısı) ve elastik davranışı modellemek için ise E' (elastisite modülü) ve ν (Poisson oranı) kullanılmaktadır. Geleneksel üç eksenli deneylerde genellikle gerilme-şekil değiştirme eğrisinin başlangıç eğimi başlangıç rijitlik modülü E_0 ve deviator gerilmenin %50'sine karşılık gelen rijitlik modülü ise Secant modülü olarak E_{50} şeklinde (Şekil 3.1) tanımlanmaktadır.



Şekil 3.1 Standart drenajlı üç eksenli deneylerden E_0 ve E_{50} 'nin tanımlanması

Bu modelde kumlar ve normal konsolide killer için Secant modülünü kullanmak daha uygun olmaktadır. Mohr-Coulomb modelinde akma durumu asal gerilmelere göre belirtilen üç akma fonksiyonuna göre tanımlanmıştır.

$$f_1 = \frac{1}{2} |\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi' - c' \cos \phi' \geq 0 \quad (3.1)$$

$$f_1 = \frac{1}{2} |\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi' - c' \cos \phi' \geq 0 \quad (3.2)$$

$$f_1 = \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi' - c' \cos \phi' \geq 0 \quad (3.3)$$

Akma fonksiyonundaki iki plastik model parametresi içsel sürtünme açısı ϕ' ve kohezyon c' 'dir. Bu üç akma fonksiyonu asal gerilme uzayında bir hegzagonal koniyi temsil etmektedir. Mohr-Coulomb Model'inde plastik davranışı tanımlamak için bu üç akma fonksiyonuna ek olarak üç plastik potansiyel fonksiyon tanımlanmıştır.

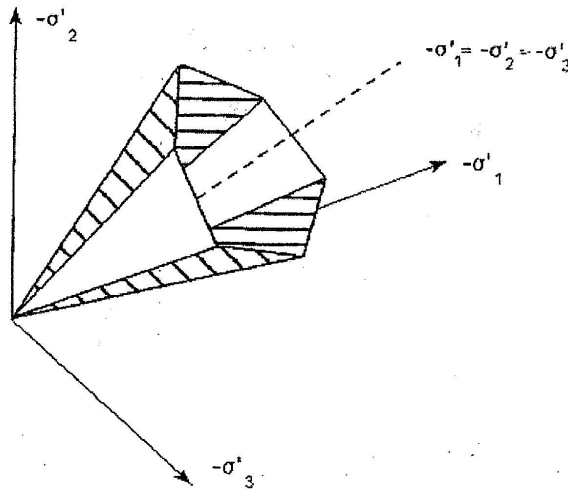
$$g_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi \quad (3.4)$$

$$g_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi \quad (3.5)$$

$$g_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi \quad (3.6)$$

Plastik potansiyel fonksiyonları üçüncü bir plastisite parametresi genişleme açısı ψ içerir, modelin ayrıntıları Smith ve Griffith (1982)'de verilmiştir.

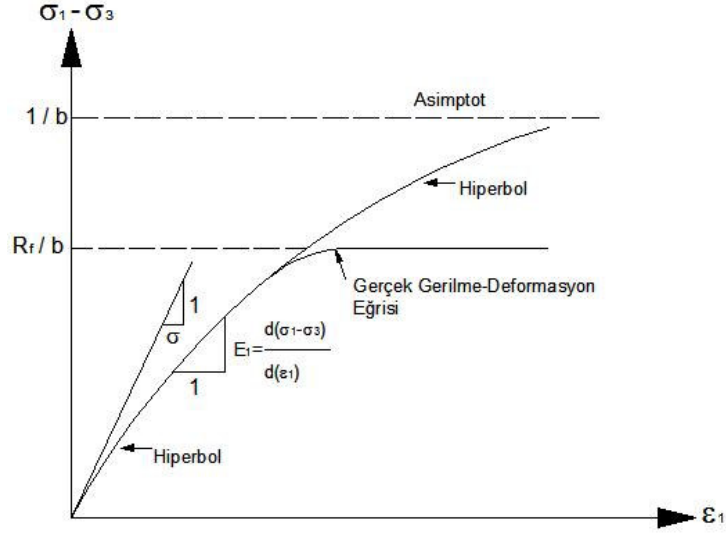
Bu modelde iki basitleştirme yapılmıştır, birincisi sabit bir elastisite modülünün kullanılması diğeri ise zeminin göçtükten sonra limitsiz genişleme eğiliminde olmasıdır. Gerçek davranışta, zemin göçtükten sonra, zemin boşluk oranı kritik bir değere ulaşmakta ve genişleme sona ermektedir. Analizlerde aşamalı yüklemekten dolayı rijitlik modülündeki değişim plastik potansiyel fonksiyonundaki efektif gerilme değerlerinin değişimi ile hesaba katılmıştır. Şekil 3.2' de asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c = 0$) gösterilmiştir.



Şekil 3.2 Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c = 0$) (Plaxis 8 Manual, 2004)

3.2 Hiperbolik Model

En çok kullanılan non-linear bünye modellerinin başında hiperbolik model gelmektedir. İlk olarak Kondner (1963) tarafından önerilmiştir. Bu model sabit hücre basıncında yapılan üç eksenli basınç deneyinde deviator gerilme - şekil değiştirme eğrisinin hiperbole benzediği gözlemine dayanır. Modelin ayrıntısı Şekil 3.3'de görülmektedir.



Şekil 3.3 Hiperbolik Model'de gerilme-şekil değiştirme ilişkisi

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (3.7)$$

şeklinde yazılabilir. Modeli tanımlamak için 5 malzeme parametresine ihtiyaç vardır. Bunlar

K = Malzeme parametresi

n = Malzeme parametresi

$R_f = \frac{q_a}{q_f}$ Göçme oranı

q_a = Kayma mukavemetinin asimptotik değeri

q_f = Nihai deviatorik gerilme

c = Kohezyon

ϕ = Kayma mukavemeti açısından

ibarettir. (3.7) bağıntısıyla verilen hiperbol denkleminin eksenel deformasyona göre diferansiyeli alınarak gerekli düzenlemeler yapılırsa teğetsel elastisite modülü için

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 K.P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (3.8)$$

bağıntısı elde edilir. Yukarıda tarif edilen 5 parametre bilindiği takdirde bu bağıntı herhangi bir gerilme durumu için teğetsel elastisite modülü E_t ' yi hesaplamakta kullanılabilir.

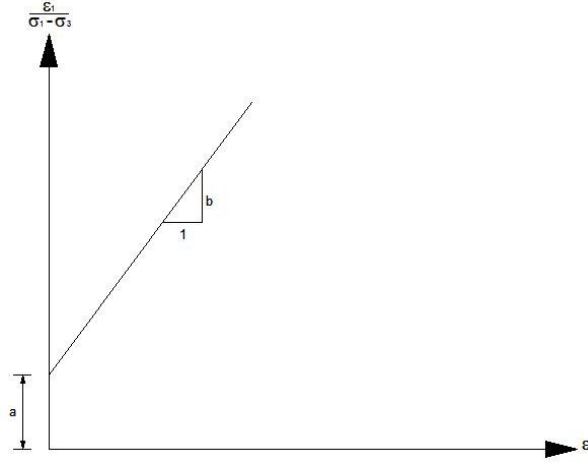
Model Hooke Kanununa dayanmaktadır. Anizotropik zemin davranışı için geçerlilik sağlamaz. Bu hususa bağlı olarak kesme sırasında zeminde meydana gelen hacim büyümesini modelleyemez. Sadece pik öncesi tepkiyi modelleyebilir. Deformasyon yumuşaması davranışını ifade edemez. Bütün bu sınırlamalara rağmen modelin önemli avantajları vardır. Bunların en önemlisi modelin teşkili için bulunması gereken parametrelerin hepsi fiziksel büyüklüklerdir. Bu parametreler standart laboratuvar deneylerinden kolaylıkla elde edilebilirler. Model drenajlı ve drenajsız şartlarda başarıyla kullanılabilir.

Bu modelde zemin sabitlerini elde etmek için sadece üç eksenli basınç deneyi verilerine ihtiyaç vardır.

Mohr-Coulomb kayma mukavemeti parametreleri c ve ϕ bilinen herhangi bir usulle tayin edilebilir. K ve n modül sayılarının tayini iki adımda yapılır. E_i başlangıç teğetsel elastisite modülünün hücre basıncıyla değişimi

$$E_i = K.P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (3.9)$$

bağıntısına göre meydana geleceğinden ilk adım her deney için önce E_i yi tayin etmektir. Bu ise ε karşısında $\varepsilon/(\sigma_1 - \sigma_3)$ işaretlenerek yapılır (Şekil 3.4). Eğrinin düşey ekseninde ayırdığı parçanın tersi, yani (l/a) , E_i 'ye eşittir. Bu bağıntının eğiminin tersi olan (l/b) , $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ a eşittir. Böylece $R_f = [(\sigma_1 - \sigma_3)_f] / [(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}]$ oranı tayin edilir.



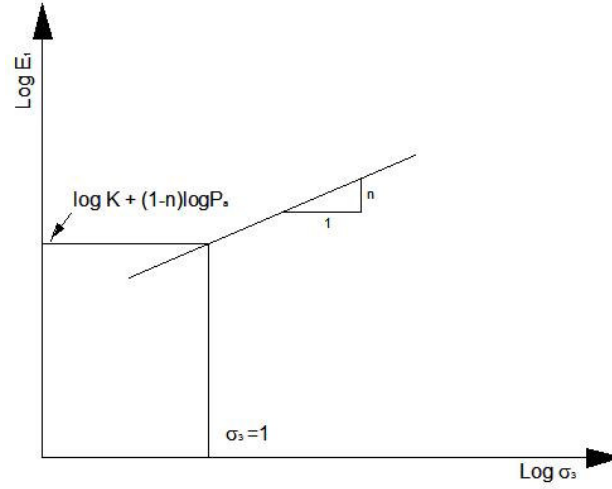
Şekil 3.4 Hiperbolik Model'de a ve b malzeme parametrelerinin belirlenmesi

İkinci adım her deneyden elde edilen E_1' yi σ_3 karşısında log - log ölçeğinde işaretlemektir. Elde edilen doğrunun eğimi ve dikey eksende ayırdığı parça n ve K'yı tayin etmekte kullanılır (Şekil 3.5).

Bu modelin daha gelişmiş olanları günümüzde mevcuttur. Bunlardan biri Schanz (1996) tarafından geliştirilen Hardening Soil Modelidir. Bu modele ait detaylı bilgi 4. bölümde verilecektir.

3.3 Cam Clay Modeli

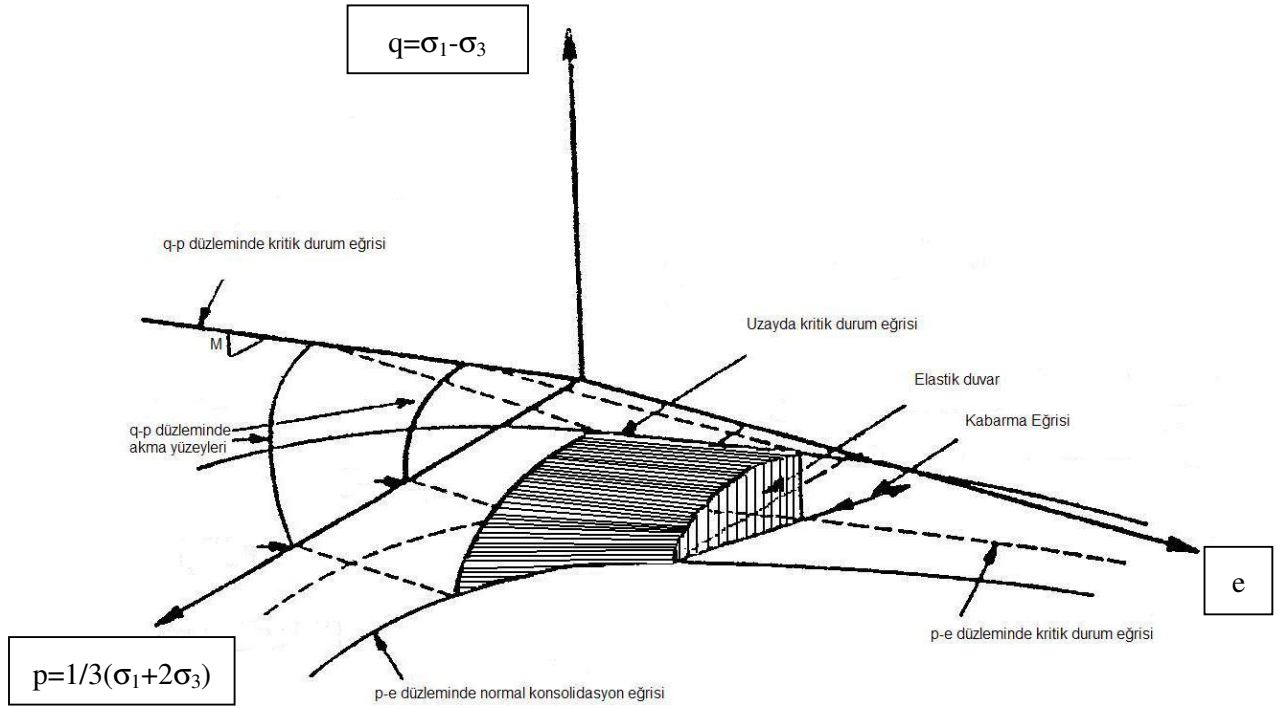
Orijinal Cam-Clay Modeli izotropik iş-pekleşmeli (work hardening) plastisite modelidir. Model normal üç eksenli basınç ve çekme şartlarına benzer aksenal gerilme şartları için geliştirilmiştir. Modelin çıkarılışında Roscoe, Schofield, Thurairayah (1963) ve Schofield, Toğrol (1965) öncü çalışmalar yapmışlar ve modeli oluşturmuşlardır.



Şekil 3.5 Hiperbolik Model'de malzeme parametreleri

Plastik iş bağıntısının akma kuralı ve normalite şartı ile birarada integrasyonu aritmetik ve logaritmik terimler içeren akma yüzeyini verir. Akma yüzeyinin şekli özeldir ve mermiyi andırır. Bu nedenle bu model "Cambridge mermi modeli" olarak anılır. Cam-Clay Modelinin sadece üç sabite ihtiyacı vardır.

Zeminlerin çoğu yükleme esnasında elastik ve plastik deformasyonların ikisine birden maruz kalır. Ayrıca zemin kesme sırasında hacim değiştirmesi gösterir. Zeminlerin gerilme, deformasyon, mukavemet ve hacim değiştirme davranışları büyük oranda yükleme tarihçesine bağlıdır. Kritik durum zemin mekaniği kavramına göre zeminin karmaşık davranışını üç eksenli düzlemle sınırlı gerilme yörüngesi ve izotropik konsolidasyon karakteristiklerinin belirli kombinasyonlarıyla belirlemek mümkündür. Kritik durum zemin mekaniği zemine uygulanan bütün kesme deneylerinin üretecekleri nihai gerilme - deformasyon - direnç durumunun q , p' ve e uzayında yer alan kritik durum eğrisinde bulunacağını farz eder.



Şekil 3.6 p-q-e uzayında sınır yüzeyin görünüşü

Şekil 3.6' da görüleceği üzere kayma gerilmesi (q), efektif normal gerilme (p') ve boşluk oranı (e) arasında kırılma, yükü boşaltma veya kritik durumda özgün bir bağıntı vardır.

Orijinal Cam-Clay Modeli için akma yüzeyi,

$$\frac{q}{p'} + M \ln p' = M \ln P'_c \quad (3.10)$$

olarak yazılabilir.

Burada ($\sigma_2 = \sigma_3$ veya $\sigma_1 = \sigma_2$) durumunda;

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.11)$$

üç eksenli basınç halinde;

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (3.12)$$

üç eksenli çekme halinde;

$$p' = \frac{1}{3}(2\sigma'_1 + \sigma'_3) \quad (3.13)$$

Kritik durum eğrisinin eğimi;

$$M = \left(\frac{q}{p'}\right)_f \quad (3.14)$$

Plastisite teorisine göre gerilme durumu akma yüzeyi üzerinde yer alırsa bu taktirde;

$$f = g = \frac{q}{Mp'} + \ln\left(\frac{p'}{p'_c}\right) = 0 \quad (3.15)$$

yazılabilir.

Hacimsel ve kayma deformasyonu bileşenleri,

üç eksenli basınç halinde;

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (3.16)$$

ve üç eksenli çekme halinde;

$$\varepsilon_v = 2\varepsilon_1 + \varepsilon_3 \quad (3.17)$$

$\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ veya $\varepsilon_1 = \varepsilon_2$ ise;

$$\varepsilon = 2/3 (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (3.18)$$

böyledir.

Toplam ve artımsal, hacimsel ve kayma deformasyonları elastik ve plastik bileşenleri vasıtasıyla yazılabilirler. Böylece

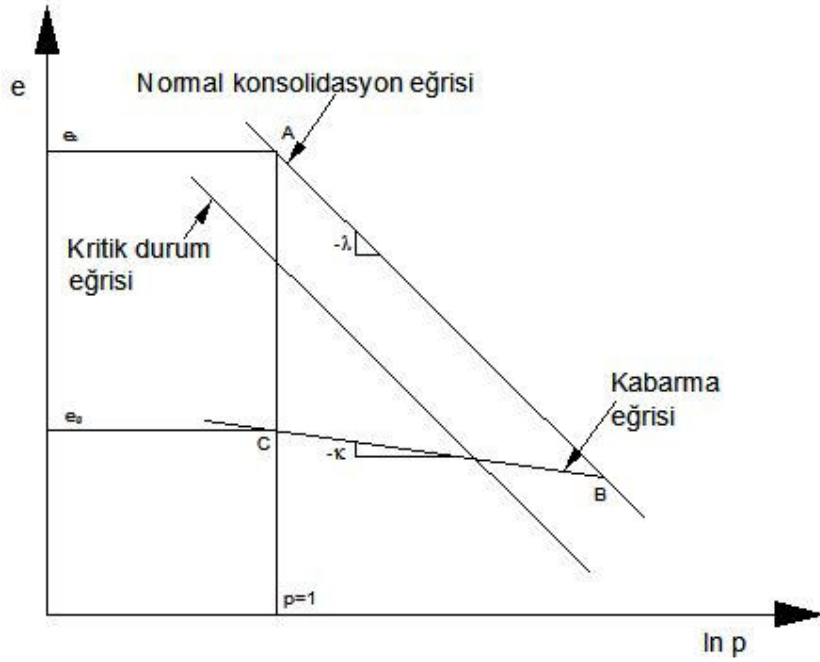
$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p \quad (3.19)$$

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p \quad (3.20)$$

$$\lambda = \frac{C_{ci}}{2.303} \quad (3.21)$$

$$\kappa = \frac{C_{si}}{2.303} \quad (3.22)$$

yazılabilir. Burada C_{ci} ve C_{si} sırasıyla yükleme ve boşaltmada izotropik konsolidasyon durumuna ait sıkışma indisleridir. 2.303 ise $\ln 10$ ' un değeridir. İzotropik konsolidasyon halinde yükleme ve boşaltma eğrileri Şekil 3.7'de görülmektedir.



Şekil 3.7 İdealleştirilmiş izotropik konsolidasyon eğrileri

Plastik hacimsel deformasyon artımı

$$d\varepsilon_v^p = \frac{(\lambda - \kappa) dp'}{1 + e_0 p'} \quad (3.23)$$

bağıntısıyla verilir. Burada e_0 mevcut ortalama efektif gerilmeye tekabül eden boşluk oranıdır.

Boşaltmaya ait elastik deformasyon ise

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa dp'}{1 + e_0 p'} \quad (3.24)$$

ile ifade edilir.

Kritik durum eğrisinin q - p' düzlemindeki izdüşümü lineer olup

$$q = Mp' \quad (3.25)$$

veya basınç ve çekme durumunda

$$q_c = M_c p' \quad (3.26)$$

$$q_E = M_E p' \quad (3.27)$$

yazılabilir. Burada

Başlık modelinde akma yüzeyi hidrostatik basınç eksenine etrafında simetriktir. Hareketli pekleşen plastik başlık (kinematic hardening plastic cap) hidrostatik eksenle x noktasında dik açıyla kesişir. Hareket eden başlık ve sabit nihai mukavemet yüzeyi arasındaki arakesitten elde edilen köşe bölgesi öyle tertip edilir ki bu köşe noktasında başlığın teğeti her zaman hidrostatik eksene paraleldir. Bu husus gerilme durumu nihai mukavemet yüzeyine ulaştığında hareketli başlığın güzergahı vasıtasıyla hacim değişmemesini temin eder. Akma kuralı köşe noktasında başlığın denklemi vasıtasıyla ifade edilmeye devam eder.

Modelin Şekil 3.8 de görüldüğü gibi müşterek nihai mukavemet yüzeyi Drucker-Prager ve Von Mises yüzeylerinden ibarettir. Bunlardan Drucker-Prager kriteri

$$f_{f(DC)} = \sqrt{J_{2D}} - \alpha J_1 - K_1 = 0 \quad (3.31)$$

Ve Von Mises kriteri

$$f_{f(VM)} = \sqrt{J_{2D}} - K_2 = 0 \quad (3.32)$$

olarak ifade edilir. Burada J_1 gerilme tensörünün ilk invariantı, J_{2D} ise deviatör gerilmenin ikinci invariantıdır. K_1 ve K_2 sabitleri kohezyon ve mukavemet parametreleriyle ilgili katsayılarıdır, α zeminin kayma mukavemeti açısıyla doğrudan ilişkili bir katsayıdır. Bu aynı zamanda Drucker-Prager konisinin de açısını gösterir.

Nihai mukavemet veya göçme yüzeyi literatürde çoğunlukla f_1 yüzeyi olarak ifade edilir. Tüm geçiş yüzeyi lineer ve üssel terimlerle

$$f_1 = f_f(J_1, J_{2D}) = \sqrt{J_{2D}} + \gamma e^{-\beta J_1} - \alpha = 0 \quad (3.33)$$

bağlantısıyla ifade edilir. Burada α , β ve γ malzeme sabitleridir. Bu geçiş yüzeyi Drucker-Prager kriterini J_1 sıfıra yaklaşırken $K_1 = \alpha - \gamma$ olduğu yerde dejenere eder. J_1 , β ya oranla önemli oranda büyük olduğu zaman ise eksponansiyel terim önemsiz olur ve ifade Von Mises kriterine asimptotik olarak yaklaşır. Bu takdirde $K_2 = \alpha$ dır. Başlığı teşkil eden eliptik akma yüzeyi genellikle

$$f_c(J_1, J_{2D}^{1/2}, K) = R^2 J_{2D} + (J_1 - C_{(K)})^2 = R^2 b^2 \quad (3.34)$$

bağıntısıyla ifade edilir. Burada f_c 'deki c indisi literatürde aynı zamanda f_2 yüzeyi olarak belirtilen başlıklı akma yüzeyini temsil eder ve K içsel durum değişkeni olup plastik hacimsal deformasyon tarihçesinin fonksiyonu olarak pekleşme sürecini karakterize eder. C, eliptik

yüzeyin nihai mukavemet yüzeyini kestiği yerdeki J_1 ' in değerini ifade etmektedir. Bu nokta aynı zamanda elipsin merkezidir. R parametresi büyük ve küçük elips eksenlerinin oranıdır. Normal olarak sabittir. İzotropik gerilme halinde

$$X_K = C_K + R[\alpha - \gamma e^{-\beta C(K)}] \quad (3.35)$$

bağıntısı yazılabilir. Diğer bir deyişle X veya C' yi başlığın anlık yerini ifade etmek için kullanmak yeterlidir. Kullanılan pekleşme kuralı çoğu kez izotropik basınca maruz kalan malzemenin hacimsel gerilme-deformasyon tepkisinden plastik hacimsel deformasyonun

$$e_v^p = W[1 - e^{-DX}] \quad (3.36)$$

olduğu varsayılarak türetilir. Burada D ve W ilave malzeme sabitleridir. Bunu

$$x = -\frac{1}{D} \ln\left(1 - \frac{e_v^p}{W}\right) \quad (3.37)$$

şeklinde de ifade edebiliriz. W belirli bir başlangıç şartına göre izotropik basınçta maksimum hacimsel plastik deformasyon ölçüsünü ifade eder. X arttırılan izotropik konsolidasyon gerilmesini ifade eder ve neticede malzeme sıkışır. İlk geliştirilen modellerde pekleşme parametresi K plastik hacimsel deformasyona eşit alınmıştır. Yani $K = \epsilon_v^p$ dir.

Mevcut pekleşme kuralı izotropik gerilme ekseninden önemli oranda sapan gerilme yörüngesini uygun bir şekilde ifade edemeyebilir. Modelin kalibrasyonu ve sabitlerin elde edilmesi hidrostatik basınç ve standart üç eksenli deneylerine dayanır. Standart basınç ve çekme deneylerinin gerilme yörüngeleri hemen hemen üst üste bineceğinden ve J_{2D} - J_1 uzayındaki ortalama sabit gerilmedeki bütün kayma gerilmesi yörüngeleri üst üste bineceğinden bu modeller nihai mukavemetteki farkları ayırt edemedikleri gibi çekme ve basınç gibi ekstrem durumlardaki akma öncesi durumu da ayırt edemezler. Bu durumlarda üçüncü gerilme invaryantı (J_3)' e ihtiyaç vardır. Bu modeller jeolojik malzemenin geniş bir aralıktaki davranışının benzeşmesini teşkil edebilirler. Tekrarlı yükleme davranışını modelleyebilirler. Model katsayıları standart deneylerden kolaylıkla elde edilebilir.

Bu modelde tayin edilmesi gereken 9 adet parametre vardır. Bunlar elastisite modülü E, poisson oranı ν , malzeme sabitleri α , β , γ ve malzeme katsayıları ϕ , D, W ve R parametreleridir. E, konvansiyonel üç eksenli basınç deneyinde yükleme-boşaltma eğrisinin eğimi olarak bulunur. Hidrostatik deneyde yükleme-boşaltma eğrisinin eğiminde hacimsel

elastisite modülü K tayin edilerek poisson oranı tayin edilir. $\sqrt{J_{2D}} - J_1$ düzleminde malzemeye ait bütün kırılma noktaları işaretlenerek çizilen eğrilerden $\alpha, \gamma, \beta, \phi$ parametreleri kolaylıkla tespit edilir. D, W ve R ilgili bağıntılar ve deney şartlarından bulunurlar.

3.5 Endokronik Model

Valanis (1971) tarafından elastik olmayan malzemenin tarihçe bağımlı tepkisini ifade eden yeni bir yaklaşım geliştirilmiştir. Bu yaklaşımda akma yüzeyinin tanımlanmasına veya başlangıçtan itibaren plastik deformasyonlar geliştiren zemin gibi malzemeler için özellikle cazip olan yükleme ve boşaltmanın tanımlanmasına ihtiyaç yoktur. Endokronik teori daha sonra Ansal ve arkadaşları (1979) tarafından yapılan katkılar ile bugünkü halini almıştır. Bu modelleri elasto-visko-plastik modellerden ayıran şey gerçek zaman yerine "endokronik zaman" kavramını kullanmasıdır. Bu modellerle deformasyon yumuşaması ve deformasyon pekleşmesi davranışının her ikisini de modellemek mümkündür.

Endokronik Model'de hacimsal deformasyonlar ve deviatorik deformasyonlar ayrı ayrı ele alınmaktadır. Deviatorik deformasyon artımları elastik ve plastik bileşenlerin toplamıyla ifade edilirler. Bu ifade

$$de_{ij} = de_{ij}^e + de_{ij}^p \quad (3.38)$$

$$de_{ij} = \frac{ds_{ij}}{2G} + \frac{s_{ij}}{2G} dz \quad (3.39)$$

olarak yazılabilir. Burada s_{ij} deviator gerilme, G gerilme seviyesine bağlı olarak kayma modülü ve z, artımı dz ile ifade edilen endokronik zamandır. Bu artım

$$(dz)^z = \left(\frac{d\xi}{z_1}\right)^2 + \left(\frac{dt}{\tau_1}\right)^2 \quad (3.40)$$

bağıntısı ile verilir. Burada Z_1 ve τ_1 malzeme sabitleri, dt hakiki zaman artımıdır. ξ parametresi deformasyon ilerledikçe mikro yapısal değişmelerin yığılmasını ifade ederek deformasyon yumuşaması veya pekleşmesinin temsil edilmesinde kullanılır.

Zamandan bağımsız malzeme için bu ifade

$$dz = \frac{d\xi}{z_1} \quad (3.41)$$

halini alır. $d\xi$ artımı sadece mevcut gerilme durumu σ , deformasyon durumu ε ve ξ nin yığılmış değerinin fonksiyonudur. Böylece $d\xi$ yeniden

$$d\xi = F(\varepsilon, \sigma, \zeta)d\xi \quad (3.42)$$

olarak yazılabilir. Burada ζ , biçim değiştirimin ölçüsüdür ve $d\xi$ ile

$$d\xi = \sqrt{1/2 de_{ij} de_{ij}} \quad (3.43)$$

olarak ifade edilir.

Yumuşama ve pekleşme davranışını temsil eden F fonksiyonu deneysel verilerden yarı ampirik olarak elde edilmelidir. F fonksiyonu

$$F(\varepsilon, \sigma, \zeta)d\xi = \frac{d\eta}{f(\eta)} = \frac{F_\eta(\varepsilon, \sigma)}{f(\eta)} .d\xi \quad (3.44)$$

şeklinde yazılabilir. Burada $f(\eta)$ fonksiyonu gerilme ve deformasyonun etkisini göstermek üzere seçilmiştir. f fonksiyonu gerilme tarihçesini ifade etmektedir. Örneğin Ansal ve arkadaşları (1979) F_η ve $f(\eta)$ fonksiyonları için

$$F_\eta = \left[a + \frac{|1 - a_1 I_1|}{0.01 + a_2 \frac{J_1}{P_a}} \right] \quad (3.45)$$

$$f(\eta) = 1 + \frac{\beta_1}{1 + \beta_2 \eta} \quad (3.46)$$

bağıntılarını önermişlerdir. Burada a, a_1 , a_2 , a_3 , β_1 ve β_2 malzeme sabitleri, P_a ise atmosfer basıncıdır. J_1 , ve I_1 gerilme ve şekil değiştirme tensörlerinin birinci invaryantları ve I_{2D} deviatorik şekil değiştirme tensörünün ikinci invaryantıdır.

(3.40) bağıntısında görünen Z_1 malzeme sabiti plastisite katsayısı olarak isimlendirilir. Bu katsayı killer için Ansal ve arkadaşları (1979) tarafından başlangıç boşluk oranı e_0 ve konsolidasyon basıncı σ_0 ' in çarpımı olarak verilmiştir.

Hacimsel deformasyon artımları elastik ve plastik bileşenlerin toplamı olarak da ifade edilirler.

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p = \frac{d\sigma'}{3K} + d\lambda \quad (3.47)$$

burada,

σ' = efektif hacimsel gerilme

$d\lambda$ = sıkışma-genleşme ölçümü

$$d\lambda = L(\varepsilon, \sigma, \lambda)d\xi \quad (3.48)$$

L fonksiyonu F'nin deviatorik gerilme altında pekleşme-yumuşama davranışını kontrol etmesinde yaptığı gibi plastik hacim değişimini kontrol etmede aynı rolü oynar. (3.40) bağıntısının oluşturulduğuna benzer Ansal ve arkadaşları (1979) killer için

$$L(\varepsilon, \sigma, \lambda) = \frac{c_0[1 + c_1 I_1]}{\left(1 + \frac{c_2 J_1}{P_0}\right)(1 + c_3 I_{2D})(1 + c_4 \lambda)} \quad (3.49)$$

eşitliğini önermektedirler.

Burada c'ler malzeme sabitleridir. Böylece endokronik teori zemin davranışı iki malzeme parametresine bağlı olarak ifade edilmiş olur. Bunlardan biri endokronik zaman ζ , diğeri sıkışma-genleşme ölçümü λ' dir. (3.45), (3.46), (3.47) bağıntılarıyla verileri yarı amprik fonksiyonlar bu değişkenlerin gerilme ve deformasyonlara bağımlılığını gösterir. İlaveten deformasyon tarihçesi ζ ve λ fonksiyonlarıyla bağlantılı olarak (3.43) bağıntısındaki genleşme ölçümü ξ tarafından herhangi bir gerilme ve deformasyon yörüngesi boyunca hacimsal ve kayma tepkilerini yeniden üretmek amacıyla hesaba katılır.

Endokronik teoride akma yüzeyine ihtiyaç olmaması akma kuralı ve normalite şartı ile ilgili tartışmalar ortadan kalktığı için cazip görünmektedir. Zeminin hacimsal ve kayma yüklemesine elastik olmayan tepkisi yarı amprik fonksiyonlarla modellenir. İstenilen doğruluk derecesine fonksiyonlarla uğraşarak ulaşılabilir. Geniş bir aralıktaki zeminler için uygulanması mümkündür. Özgün bir "eğri geçirme" usulü olmayışı dolayısıyla sonuçların her durumdaki özgünlüğü hususunda şüpheler vardır. Belirli zemin tipi için çıkarılan bağıntının ekstrapolasyona elverişliliği de kuşkuludur. Yarı amprik fonksiyonlarda görünen sabitlerin sayısı deneysel verilerin çakışmasındaki doğruluğa bağlıdır. Verilmiş bir kil için bu sabitleri elde etmek üzere iki yaklaşım vardır. Birincisi nispeten basit bir gerilme deformasyon deneyidir. Üç eksenli deneyi yapılır ve sabitler optimizasyon tekniği ile elde edilir. İkinci

yöntem katsayılarla killerin kıvam limitleri, konsolidasyon basıncı gibi temel özellikleri ile korelasyon kurmaktır. Bu iki yaklaşım Ansal ve arkadaşları (1979) tarafından gösterilmiştir.

3.6 Soft Soil Modeli

Bu model yumuşak zeminlerin davranışını modellemek için geliştirilmiş izotropik, elastoplastik şekil değiştirme pekleşmeli bir modeldir (Brinkgereve,1994). Herhangi bir düzlemde akma fonksiyonu izotropik gerilmelere göre elips şeklindedir. Modelin bazı özellikleri aşağıda özetlenmiştir.

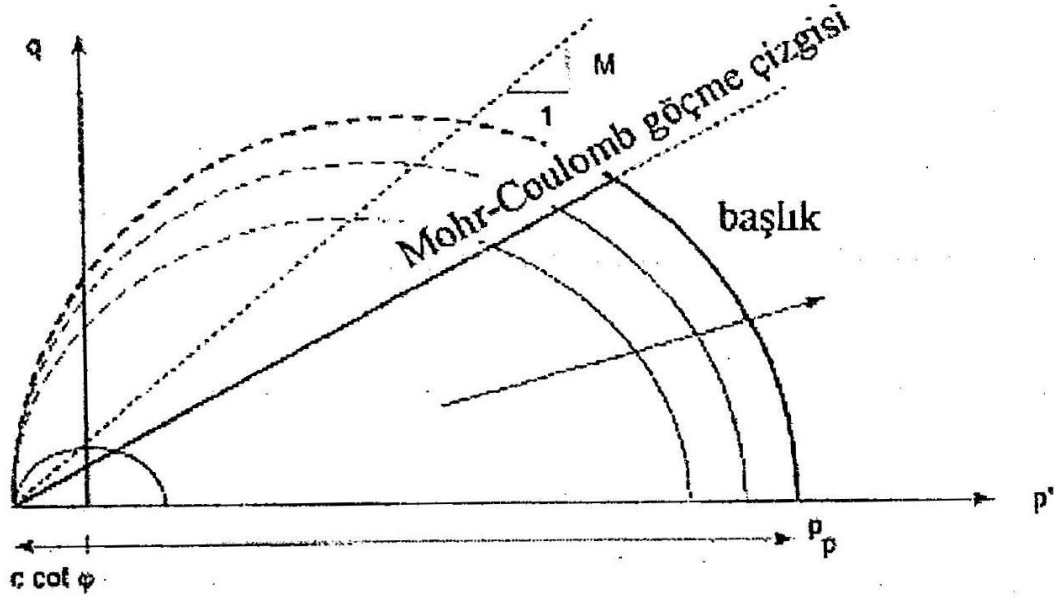
- Gerilme bağımlı rijitlik
- Birincil yükleme ve boşaltma-tekrar yükleme arasındaki ayırım
- Ön konsolidasyon gerilmesi için hafıza
- Mohr-Coulomb kriterine göre göçme davranışı

Modeli tanımlamak için toplam 7 zemin parametresine gerek vardır. Bunlar Mohr-Coulomb modelinde olduğu gibi göçme parametreleri c', ϕ', ψ ve modifiye izotropik sıkışma indisi λ^* , modifiye şişme indisi κ^* , M parametresi ve v_{ur} boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranıdır. Bu parametreler, sıkışma indeksi (Cc), şişme indeksi (Cs), Cam-Clay parametreleri λ, κ ve boşluk oranı (e) değerleri kullanılarak bulunabilir.

Soft-Soil Model (Modifiye Cam-Clay Modelinde) başlangıç ön konsolidasyon gerilmesine gereksinim vardır. Eğer malzeme normal konsolide ise ön konsolidasyon gerilmesi başlangıç gerilme durumu ile eşdeğerdir. Eğer malzeme aşırı konsolide ise aşırı konsolidasyon oranına (AKO) gereksinim vardır. Normal konsolide durumda yanal ve düşey gerilmeler normal konsolide durumdaki yanal zemin basıncı katsayısı K_0 'a göre belirlenecektir. Aşırı konsolide zeminlerde ise yanal zemin basıncı katsayısı K_0^{nc} normal konsolide zeminlerden büyüktür. Schmidt, (1996)'da yanal zemin basıncı katsayısı ile AKO arasındaki ilişki efektif içsel sürtünme açısına göre tanımlanmıştır

Şekil 3.9' da gösterildiği gibi akma fonksiyonu $f(p':q)$ düzleminde elips şeklindedir. M parametresi elipsin tepe noktasını tanımlamaktadır, $(p':q)$ düzleminde bütün elipslerin tepe noktaları birleştirildiğinde elde edilen çizginin eğimi M'dir. Modifiye Cam-Clay Modelinde M çizgisi kritik durum çizgisini temsil etmekte ve göçmeden sonraki pik durumu göstermektedir. Soft-Soil Model de göçme kritik durumuyla ilişkili değildir. Göçme Mohr-Coulomb mukavemet

parametrelerine (c' ve ϕ') göre tariflenmektedir.

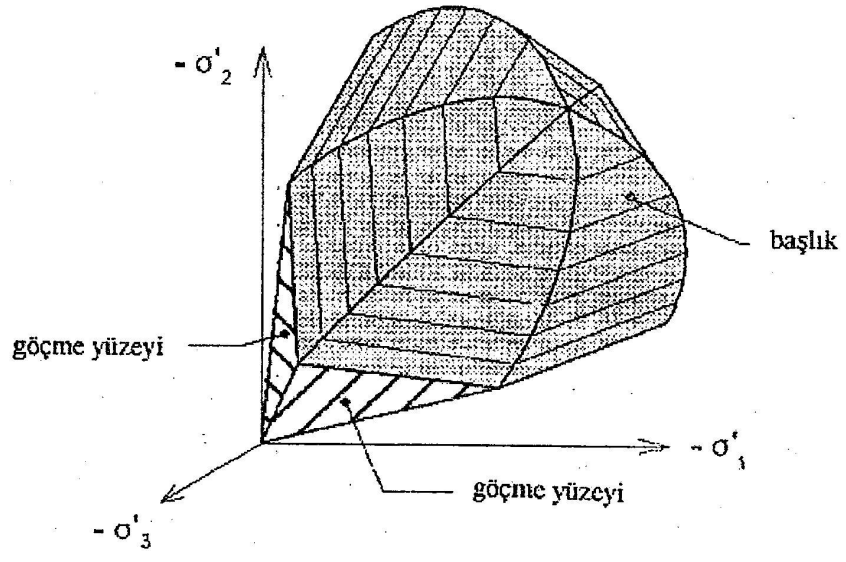


Şekil 3.9 $p':q$ düzleminde Soft-Soil Modelin akma yüzeyi (Brinkgereve, 1994)

İzotropik ön konsolidasyon gerilmesi p , elipslerin şiddetini belirlemektedir. Bu nedenle Şekil 3.9' da sonsuz sayıda elips mevcuttur ve her biri bir ortalama efektif gerilme (p') değerine karşılık gelmektedir. p 'nin değeri hacimsal plastik şekil değiştirmeler ve pekleşme ilişkisinden etkilenmektedir. Bu ilişkide hacimsal plastik şekil değiştirmeler eksponansiyel olarak azaldıkça ön konsolidasyon basıncı artmaktadır. P_0^p ön konsolidasyon gerilmesinin başlangıç değeridir.

Göçmenin Mohr-Coulomb göçme kriterine göre tanımlandığı modelde akma fonksiyonu $p':q$ düzleminde düz bir çizgi şeklinde gösterilmiştir. Şekil 3.9' daki çizgi Mohr-Coulomb göçme çizgisidir. Göçme çizgisinin eğimi, M çizgisinin eğiminden daha küçüktür. Göçme çizgisi sabittir fakat birincil sıkışma ile başlık pozisyon değiştirmektedir. Bu sınırlar içinde gerilme izi elastik şekil değiştirme artımlarını vermekte, gerilme izleri sınırları kestiğinde ise hem elastik hem de plastik şekil değiştirme artımlarını vermektir.

Genel gerilme durumu için, Soft-Soil Modelde plastik davranış toplam altı akma fonksiyonu ile tanımlanmaktadır. Bunlar üç sıkışma akma fonksiyonu ve üç Mohr-Coulomb akma fonksiyonudur. Bu altı akma fonksiyonunun sonucu asal gerilme uzayında Şekil 3.10' da gösterilmiştir.



Şekil 3.10 Asal gerilme uzayında akma konturları (Brinkgereve,1994)

4. HARDENING SOIL MODEL

Zemin deneylerinin maliyeti dolayısıyla gerilme-şekil değiştirme ilişkisi ile ilgili nitelikli veri çok sınırlıdır. Geoteknik mühendisliğinde günlük olaylarda karşılaşılan birçok vakada dayanım parametreleri ile ilgili birçok veri bulunabilirken, sınır değer problemleri için malzeme bünye modeline ihtiyaç vardır.

Mohr-Coloumb'a bağlı olan ideal plastisiteli lineer elastik Hooke tekil rijitlik modelini kullanmak yerine izotropik şekil değiştirme pekleşmesi ile birlikte çift rijitlik için yeni bir formülasyon kullanılır. Mevcut modellerden en çok kullanılan Cam-Clay modelidir (Hashiguchi 1985, Hashiguchi 1993).

Zeminlerin non-lineer gerilme-şekil değiştirme davranışını tanımlamak için Cam-Clay Modelinin yanında pseudo-elastic (hypo-elastik) model de geliştirilmiştir. Gerilme-şekil değiştirme davranışı arasında Hooke'a benzer bir davranış varsayılmıştır ve Young modülünün değişimi ile non-linearite sağlanmıştır. Bu kategoride en çok bilinen model, hiperbolik model olarak bilinen Duncan-Chang modelidir. Bu model zemin davranışını çift rijitlik parametresine dayanarak çok kolay bir şekilde elde eder ve geoteknik mühendislerinin çok kullandıkları bir yöntemdir. Bununla birlikte bu model, tam plastik alanda, göçme yükü hesabında uygun değildir. Bu tezde, Duncan-Chang modelinin de yerini alan Hardening-Soil model kullanılmıştır.

Hardening Soil Model'de Duncan-Chang modelinden farklı olarak elastisite teorisi yerine plastisite teorisi kullanılır. Zemin dilatansı ve göçme durumu tanımlanır. İki temel pekleşme tipinde ayırım kayma pekleşmesi ve basınç pekleşmesi olarak yapılmıştır.

Kayma pekleşmesi öncelikli olarak deviatorik yüklemeye bağlı olan geri dönüşsüz şekil değiştirmeleri modellemek için yapılmıştır. Basınç pekleşmesi ise ödometre yüklemesi ve izotropik yüklemedeki öncelikli olarak basınca bağlı olan geri dönüşsüz şekil değiştirmeleri modellemede kullanılır.

Bu model kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için kullanılabilir. Modelde gerilme tarihçesi gözönüne alındığından aşırı konsolide zeminler içinde kullanılabilir. Ancak çok aşırı konsolide killerin davranışı için dikkatli olmak gerekir. Zira bu tür zeminlerin davranışı çok karmaşıktır ve davranışı etkileyen bir çok etmen vardır. Modelin bazı temel özellikleri aşağıda özetlenmiştir (Schanz ve Vermeer,1996).

- m üstel sayısına göre gerilme bağımlı rijitlik
- Deviatorik gerilme - şekil değiştirme arasında hiperbolik ilişki
- Deviatorik yükleme ve boşaltma / tekrar yükleme arasında ayırım
- Mohr-Coulomb Modeline göre göçme davranışı

4.1 Standart Drenajlı Üç Eksenli Deney için Temel Denklemler

Hardening Soil Modelinin formülasyonunda temel alınan düşünce, üç eksenli yüklemde düşey şekil değiştirme ε_1 ile deviatorik gerilme q arasında hiperbolik bir ilişki olduğudur. İlk deviatorik gerilmeye maruz kalan zeminde, azalan bir rijitlik ve geri dönüşsüz şekil değiştirmeler gelişir.

Drenajlı üç eksenli deneyin özel durumlarında, eksenel şekil değiştirme ve deviatorik gerilme ilişkisinin hiperbolik duruma yaklaştığı gözlemlenir.

$q < q_f$ için

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (4.1)$$

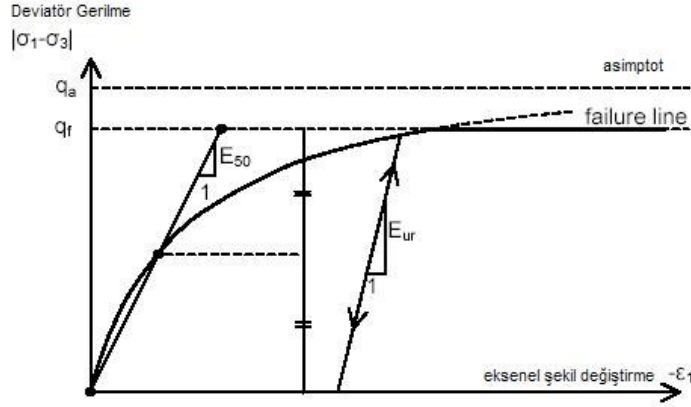
Nihai deviatorik gerilme q_f ve q_a ;

$$q_f = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} (p + c \cot \phi) \quad (4.2)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.3)$$

q_a kayma mukavemetinin asimptotik değeri, q_f nihai deviatorik gerilme değeridir. q_f 'i elde etmek için yukarıdaki ilişki Mohr-Coloumb göçme kriterinden alınmıştır. Bu kriter kohezyon c ve içsel sürtünme açısı ϕ 'yi içeren bir kriter olup $q=q_f$ olduğunda göçme kriteri sağlanır ve tam plastik akma oluşur.

q_f ve q_a oranı göçme oranı R_f 'i verir ve bu değer 1'den küçüktür. R_f genellikle 0,9 olarak alınır. Standart bir üç eksenli basınç deneyi için birincil yüklemde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi Şekil 4.1'de gösterilmiştir.



Şekil 4.1 Standart bir üç eksenli basınç deneyi için birincil yüklemde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis 8 Manual, 2004)

4.1.1 İlk Yükleme İçin Rijitlik

İlk yükleme için gerilme-şekil değiştirme davranışı non-lineerdir. E_{50} , ilk yükleme için gerilmeye bağlı rijitlik modülüdür. E_{50} , küçük şekil değiştirmeler için başlangıç modülü E_i 'nin yerine kullanılır. Çünkü E_i 'nin deneyle belirlenmesi daha zordur.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \phi}{\sigma^{ref} + c \cot \phi} \right)^m \quad (4.4)$$

E_{50}^{ref} , referans gerilme p^{ref} 'e karşılık gelen referans rijitliktir. Asıl rijitlik, küçük asal gerilme σ_3 'e bağlıdır. Gerilme bağımlılığının derecesi üstel parametre "m" ile verilir. Yumuşak killerde gözlemlendiği üzere, bu değer 1 olarak alınabilir. Sekant modülü olarak E_{50}^{ref} , maksimum kayma dayanımı q_f 'in %50'sinin mobilizasyonu ile üç eksenli gerilme-şekil değiştirme eğrisi ile tanımlanır.

4.1.2 Yükleme-Boşaltma İçin Rijitlik

Yükleme-boşaltma gerilme izleri için, başka bir gerilmeye bağımlı rijitlik modülü kullanılmıştır.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3 + c \cot \phi}{\sigma^{ref} + c \cot \phi} \right)^m \quad (4.5)$$

E_{ur}^{ref} , yükleme-boşaltma için σ_{ref} referans gerilmeye karşılık gelen referans Young modülüdür. Yükleme-boşaltma izi elastik olarak modellenmiştir. Şekil değiştirmenin elastik bileşeni ϵ^e (4.6) kullanılarak, yükleme için sabit bir Poisson oranı ν_{ur} için hesaplanmıştır.

$$G_{ur} = \frac{1}{2(1+\nu_{ur})} E_{ur} \quad (4.6)$$

olup, elastik şekil değiştirme,

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.7)$$

$$\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.8)$$

ile elde edilir.

4.1.3 Akma Yüzeyi, Göçme Koşulu, Hardening Kanunu

Üç eksenli gerilme uzayında (4.9) ve (4.10)'a bağlı olarak iki akma fonksiyonu f_{12} ve f_{13} tanımlanmıştır. Burada plastik kayma şekil değiştirmesi γ^p 'nin değeri sürtünme pekleşmesi parametresi olarak kullanılmıştır.

$$f_{12} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (4.9)$$

$$f_{13} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (4.10)$$

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p \quad (4.11)$$

f_{12} ve f_{13} gerilmelerin bir fonksiyonudur ve γ^p plastik şekil değiştirmelerin bir fonksiyonudur.

Gerçekte, plastik hacim şekil değişimi ε_v^p hiçbir zaman sıfır olmaz ama katı zeminlerde plastik hacim değişimi eksenel şekil değiştirmeye oranla çok küçük olduğundan (4.11)'de yapılan yaklaşım genellikle uygun ve gerçekçidir (Schanz,1996).

p '- q ' düzleminde, pekleşme parametresi γ^p 'nin sabit bir değeri için ve $f_{12}=f_{13}=0$ 'da göçme yeri gözlemlenebilir. Göçme eğrisinin şekli m bileşenine bağlıdır. $m=1$ iken düz çizgiler elde edilirken değerler daha düşük değerleri için eğri olur.

4.1.4 Akma Kuralının Plastik Potansiyel Fonksiyonları

Bütün plastisite modellerinde olduğu gibi Hardening Soil Modelde plastik şekil değiştirme oranları arasındaki ilişkiyi içerir.

$$\varepsilon_v^p = \sin \psi_m \gamma^p \quad (4.12)$$

Mobilize edilmiş dilatasyon açısının tanımlanmasına ilişkin olarak burada daha fazla detaya girilmesi gerekmektedir.

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cv}} \quad (4.13)$$

ϕ_{cv} , yoğunluktan bağımsız olan bir malzeme sabiti olup kritik durum (sabit hacim) sürtünme açısıdır. ϕ_m ise mobilize edilmiş sürtünme açısı olup

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cot \phi_p} \quad (4.14)$$

Bu yukarıdaki denklemler Schanz ve Vermeer (1996) tarafından açıklandığı gibi çok iyi bilinen gerilme-dilatasyon teorisine (Rowe 1962, Rowe 1971) uygundur. Gerilme – dilatansi kuramının temel özelliği yüksek gerilme oranları ($\phi_m > \phi_{cv}$) için dilatansi oluşurken, küçük gerilme oranları ($\phi_m < \phi_{cv}$) için malzemenin sıkışıyor olmasıdır. Göçme anında, mobilize edilmiş sürtünme açısı, göçme açısı ϕ 'ye eşit iken (4.15)'den

$$\sin \phi_{cv} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \quad (4.15)$$

bulunur. Bu yüzden kritik durum açısı göçme açıları ϕ ve ψ 'den hesaplanabilir.

Yukarıdaki akma kuralı tanımlamaları, plastik potansiyel fonksiyonları g_{12} ve g_{13} 'ün tanımlamalarına eşdeğerdir.

$$g_{12} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \sin \psi_m \quad (4.16)$$

$$g_{13} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \sin \psi_m \quad (4.17)$$

İki göçme yüzeyi içinde Koiter kuralını kullanarak

$$\varepsilon^p = \Lambda_{12} \frac{\partial g_{12}}{\partial \sigma} + \Lambda_{13} \frac{\partial g_{13}}{\partial \sigma} = \Lambda_{12} \begin{bmatrix} \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin \psi \\ -\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin \psi \\ 0 \end{bmatrix} + \Lambda_{13} \begin{bmatrix} \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin \psi \\ 0 \\ -\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin \psi \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

bulunur.

4.2 Zaman İntegrasyonu

Yukarıda açıklanan model bir sonlu eleman programı olan PLAXIS'e uygulanmıştır. Bu uygulamayı yapabilmek için model denklemleri artan formda yazılmalıdır. Bu artan formülasyona bağlı olarak birçok varsayım ve modifikasyonlar yapılmak durumunda kalınmıştır.

$$K\Delta u = \Delta f_{ext} - \Delta f_{int} \quad (4.19)$$

K, içinde elastik bünye matrisi D'yi ihtiva eden global rijitlik matrisi, f_{ext} , dış yüklemeler neticesindeki global yük vektörü ve f_{int} ise gerilme neticesindeki global hareket vektörüdür. Artışın sonundaki gerilme σ^1 şu şekilde hesaplanır.

$$\sigma^1 = \sigma^0 + \Delta\sigma \quad (4.20)$$

$$\Delta\sigma = D(\Delta\varepsilon - \Delta\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma}) \quad (4.21)$$

$$\gamma^p = \gamma_0^p + \Delta\gamma^p \quad (4.22)$$

Şekil değiştirme artışı sırasında gerilme değişir ve buna bağlı olarak elastisite matrisi ve plastik potansiyel fonksiyonu g gibi gerilmeye bağımlı değişkenler de değişir. Deformasyonlarda plastisite baskın olduğundan artış sırasındaki rijitlik değişimi çokta önemli değildir.

Bu bünye matrisinin kullanılmasının nedenlerinden biridir. Rijitlik matrisi D ilk baştaki gerilmeye bağlı olarak kullanılır. Plastik potansiyel fonksiyonu g , gerilmeye ve mobilize edilmiş dilatasyon açısı ψ_m 'e bağlıdır.

$$\sigma^{tr} = \sigma^0 + D\Delta\varepsilon \quad (4.23)$$

Gerilme artışının hesaplanması birincil gerilme düzleminde yapılabilir. Bu yüzden ilk olarak Kartezyen koordinatlarındaki gerilme uzayında birincil gerilme ve yönleri hesaplanmalıdır. Bunun için basıncın pozitif kabul edildiği $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ kullanılmıştır (Schanz ve Vermeer, 1996).

Şimdi temel plastik şekil değiştirme artışı hesaplanabilir ve ilk asal gerilme sonuçlarından Kartezyen normal gerilme için tersine hesaplama yapılır.

$$\sigma^1 = \sigma^{rr} - \Delta\Lambda b \quad (4.24)$$

$$b = D \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (4.25)$$

Deviatorik gerilme q , $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ve farz edilen deviatorik gerilme q_a elastik gerilme olarak ifade edilebilir.

$$q = \sigma_1^{rr} - \sigma_3^{rr} - \Delta\Lambda(b_1 - b_3) = q^{rr} - \Delta\Lambda(b_1 - b_3) \quad (4.26)$$

$$q_a = \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \frac{1}{R_f} \sigma_3^* \quad (4.27)$$

$$\sigma_3^* = (\sigma_3 + c \cot \phi) \quad (4.28)$$

$$f(\sigma^1) - f(\sigma^0) - \Delta\gamma^p = 0 \quad (4.29)$$

4.3 Hardening Soil Modelinin Parametreleri

Hardening Modelin bazı parametreleri ϕ , c ve ψ gibi, Mohr-Coulomb Modeli ile aynıdır. Bunlara ek olarak;

E_{50}^{ref} , standart drenajlı üç eksenli deneydeki sekant rijitliği

$E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$, ödometre deneyindeki tanjant rijitliği

m , rijitliğin gerilme seviyesine bağlılığının üstel değeri

$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, yükleme-boşaltma rijitliği

ν_{ur} , yükleme-boşaltma için poisson oranı

p^{ref} , rijitlik için referans gerilme

K_o^{nc} , K_o 'ın normal konsolidasyon için değeri

R_f , göçme oranı

4.3.1 Rijitlik İçin Temel Parametreler

Hardening Soil Modelin, Mohr Coulomb Modele göre avantajı sadece bir lineer gerilme-şekil değiştirme eğrisi yerine hiperbolik bir eğri kullanılıyor olması değil, aynı zamanda gerilme seviyesine bağlılığını da kontrol etmesidir. Gerçek zeminde rijitliğin farklı modülleri gerilme

seviyesine bağlıdır. Hardening Soil Model’de referans küçük asal gerilme $\sigma_3 = \sigma^{ref}$ için E_{50}^{ref} rijitlik modülü tanımlanmıştır. E_{ur} , gerçek elastik rijitlik ve G_{ur} elastik kayma modülüdür.

Sonuç olarak E_{50} ’den G_{50} ’ye dönüşümü elde etmek kolay değildir. Elastisite temelli modellerin aksine elasto-plastik Hardening Soil Modeli, drenajlı üç eksenli rijitlik E_{50} ile ödometre rijitliği E_{oed} arasında standart bir ilişki gözetmez. Bunun yerine rijitlik bağımsız olarak verilir. Ödometre rijitliğini tanımlamak için

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1 + c \cot \phi}{\sigma^{ref} + c \cot \phi} \right)^m \quad (4.30)$$

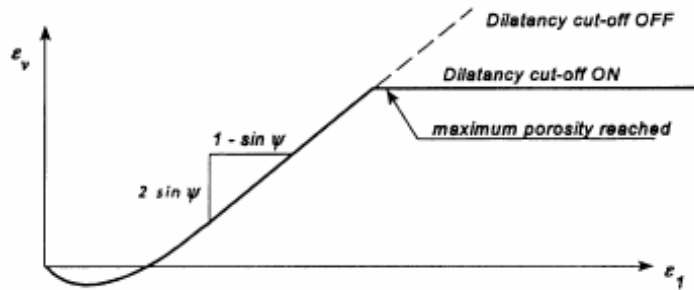
kullanılır.

4.3.2 Gelişmiş Parametreler

ν_{ur} ’un gerçekçi değeri 0,2 civarındadır. Mohr-Coulomb Model’in aksine K_o^{nc} poisson oranının bir fonksiyon olarak değil, input parametresi olarak kullanılır. Değiştirilmediği sürece kullanılan korelasyon $K_o^{nc} = 1 - \sin \phi$ ’dir. K_o^{nc} , normal konsolide zeminler için sükunetteki toprak basıncı katsayısıdır.

4.3.3 Diletansinin Sona Erimi

Büyük kayma şekil değiştirmelerine ulaşıldıktan sonra, dilate olan malzemeler, diletansinin sona erdiği kritik yoğunluk durumuna varır. Zeminlerin davranışındaki bu durum, Hardening Soil model içinde dilatancy cut-off olarak adlandırılır. Bu davranışı belirlemek için öncelikle, malzemenin boşluk oranı (e_o), ve kritik boşluk oranı (e_{cv}) girilir. Hacim değişiminin kritik boşluk oranına ulaşması ile Şekil 4.2’ de gösterildiği gibi mobilize olan diletans açısı, Ψ_m , sıfır olur.



Şekil 4.2 Dilatancy cut-off’ u içeren Standart üç eksenli deneyin şekil değiştirme eğrisi (Schanz, Vermeer, 1999)

$$e < e_{cv} ;$$

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cv}} \quad (4.31)$$

$$e \geq e_{cv} ;$$

$$\sin \psi_m = 0 \quad (4.32)$$

Boşluk oranı ile hacimsel şekil değiştirme (ϵ_v) arasındaki ilişki ;

$$\epsilon_{vo} - \epsilon_v = \ln \left(\frac{1+e}{1+e_0} \right) \quad (4.33)$$

eşitliğinden bulunur. Burada ϵ_{vo} başlangıç şekil değiştirme değeri, e ve e_0 ise boşluk oranı ve başlangıç boşluk oranını göstermektedir. Diletans için ϵ_v artışı negatif olmaktadır.

5. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Elasto-plastik zemin davranışlarının nümerik olarak modellenmesi için gerekli olan mekanik parametrelerin elde edilmesinde deneysel çalışmalardan yararlanılmıştır. Bunun için Yıldız Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarı bünyesinde yapılan üç eksenli ve ödometre deneylerinden yararlanılmıştır. Yapılan deneysel çalışmalarda örselenmemiş numuneler ile laboratuvar'da hazırlanmış numuneler (bulamaç) kullanılmıştır. Laboratuvar'da hazırlanan numuneler için bir konsolidometre aygıtı kullanılmıştır. Tez kapsamında yapılan deneysel çalışmalar hakkında ayrıntılı bilgi bu bölümde verilmiştir.

5.1 İndeks Özelliklerinin Belirlenmesi

Tez kapsamında gerçekleştirilen deneysel çalışmalarda ilk aşamada kullanılan zemin numunelerinin indeks özellikleri yapılan deneyler ile belirlenmiştir. İndeks özelliklerini belirlemek için likit limit ve plastik limit deneyleri yapılmıştır. Yapılan deneyler AASHTO T89 ve T90 Standartlarına göre gerçekleştirilmiştir.

5.1.1 Tabii Su Muhtevası

Laboratuvar deneyleri yapılan örneklerde saptanan deney başı su muhtevaları Çizelge 5.1' de verilmiştir. Değerler,

$$w_i = \%14 - 70$$

arasındadır.

5.1.2 Atterberg Limitleri

Kıvam limitleri olarak bilinen Atterberg limitleri; zeminin daneleri ile su arasındaki ilişkileri ve değişen su muhtevalarına göre zeminin kıvamının tanımlanmasını sağlamaktadır.

Bu çalışmada kullanılan numunelerin likit limit ve plastik limitleri yapılan deneysel çalışmalar ile belirlenmiştir. Likit limit değerlerini belirlemek için Casagrande deney aygıtı kullanılmıştır. Plastik limit ise numunelerin 3 mm çapında küçük silindirik şekiller oluşturduğu andaki su muhtevası değeri olarak belirlenmiştir.

Numuneler üzerinde yapılan likit limit ve plastik limit değerleri Çizelge 5.1'de verilmiştir. Likit limitler %30-65, plastik limit değerleri ise % 23-38 arasında değişmektedir.

Likit Limit $w_L = \%30 - 65$

Plastik Limit $w_p = \%23 - 38$

Farklı derinlik ve yerlerden gelen bu killerin değişim aralığının böyle büyük olması normaldir.

Çizelge 5.1 İndeks özellikleri

	Sondaj No	Numune No	Derinlik (m)	Likit Limit (%)	Plastik Limit (%)	Tabii Su Muhtevası (%)	Rötre Limit (%)
BULAMAÇ	-	1	-	30	24	-	20,2
HEYBELİ ADA	-	1	4,50-5,00	42	28	15	25,3
GÜRPINAR	-	1	5,50-6,00	34	25	19	21,2
HAMZADERE	ISPT 2	1	4,50-5,10	42	27	59	23,5
	ISPT 3	1	10,30-10,90	38	25	40	22,1
	ISPT 4	1	12,00-12,50	55	27	50	23,2
	ISPT 4	1	19,00-19,50	48	26	29	23,5
	ISPT 4	1	5,50-6,00	56	27	69	28,4
	ISPT 5	1	2,50,3,00	65	38	67	28,2

5.2 Sulu Çamur Konsolidometre Aygıtı

Çamur konsolidometre aygıtının en önemli işlevi laboratuarda hazırlanan bir zemin bulamacı ile arazi çökme koşullarına benzer şekilde zemini konsolide etmek ve homojen zemin örnekleri elde etmektir. Örnek hazırlama işlemi basit, hızlı ve tekrarlanabilir olup, doğa koşullarına benzer bir yükleme tarihçesi uygulamaya elverişlidir.

Sulu çamur konsolidasyon aleti paslanmaz çelikten 50 cm. boy, 16 cm. iç çapı silindirik hücre, yükleme pistonu, taşıyıcı sehpa, bağlantı elemanları ile alt üst başlıktan oluşmaktadır. Çamur bulamacı ile yüz yüze kalan tüm parçalar için paslanmaz çelik malzeme kullanılmıştır.

Yükleme pistonunun altında ve alt başlıklarda 13 cm çaplı, 1 cm kalınlıkta poroz taşlar yerleştirilerek çamurun basınç altında iki yönlü olarak drenajı sağlanmıştır.

Konsolidometre de zeminin konsolidasyonu hücre içerisinde pistonun üst kısmına bir vanadan geçerek etki yapan hava basıncı ile gerçekleştirilmiştir. Hava basıncı kompresörden sonra bir regülatörden geçirilerek sabit tutulmaktadır (İpekoğlu,1996).

Deney sırasında düşey deformasyonlar piston çubuğu üzerine dokunan bir mekanik komparatör yardımı ile ölçülmüştür. Alt ve üst drenaj vanalarından geçtikten sonra büretlere toplanan su miktarları ölçülerek deformasyonlarla karşılaştırılmıştır.

Bulamaç konsolidometreye konulmadan önce minimum 3-4 gün karıştırılarak olabildiğince

homojen olması sağlanmıştır. Poroz taşların tıkanmasını önlemek için bulamaç yerleştirilmeden önce bulamaç ile taş arasına geotekstil ve poroz kağıt konulmuştur. Bulamaç doldurulup piston ve üst başlık yerleştirilerek bağlantılar yapılmış, komparatör takılarak sisteme basınç verilebilir hale getirilmiştir. Basınç kademesi 100 kPa olarak seçilmiştir.

Bulamaç olarak konsolidometreye yerleştirilen ve burada 100 kPa basınç altında konsolide edilen numuneler çıkarıldıktan sonra ödometre ve üç eksenli deneyleri için hazır hale getirilmiştir. Ödometre deneyleri için 20 mm kalınlığında ve 50 mm çapında numuneler, üç eksenli basınç deneyleri için ise 50 mm çapında 100 mm yüksekliğinde numuneler hazırlanmıştır.

5.3 Ödometre Deneyi

Tez çalışması kapsamında yukarıda anlatıldığı gibi konsolidometre deneyinden elde edilen numuneler ile sondajlardan alınan tüp numunelerden çıkarılan örselenmemiş numuneler üzerinde ödometre deneyleri yapılmıştır. Sondajlardan çeşitli derinliklerde alınan killi numuneler Edirne Hamzadere Barajı inşaat sahasından alınmış olup Çizelge 5.2’de görüldüğü gibi 6 adettir.

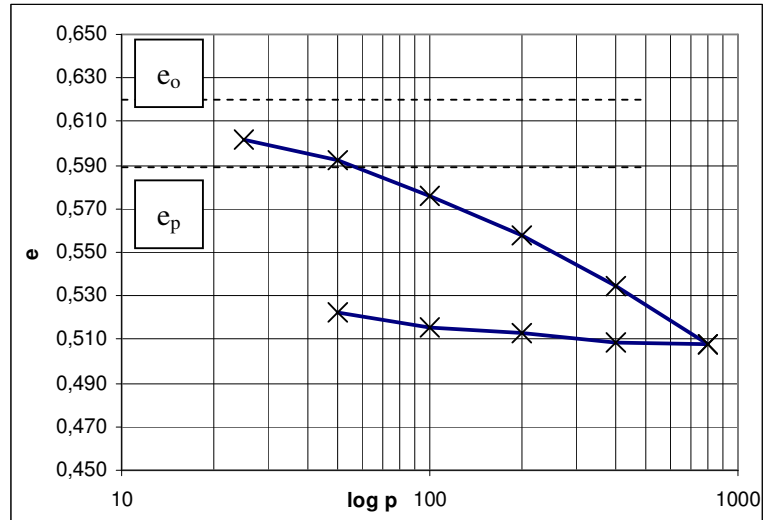
Ödometre sisteminde numune rijit bir ring içine yerleştirilir, alt ve üst kısmına poroz taş yerleştirilerek eksenel yükleme yapılır.

Deneye başladıktan 2 dakika sonra hücreye su konur. Yükleme 0,25-0,50-1,00-2,00-4,00-8,00 kg/cm² basınçlarla yapılır. Her yüklemeden sonra oturmanın sönümlenmesi beklenir, bu genellikle 24 saat civarında olduğu kabul edilir. Okuma saatinden 15’, 30’, 1’, 2’, 4’, 8’, 15’, 30’, 1^s, 2^s, 4^s, 8^s, 24^s aralıklarla okumalar alınır.

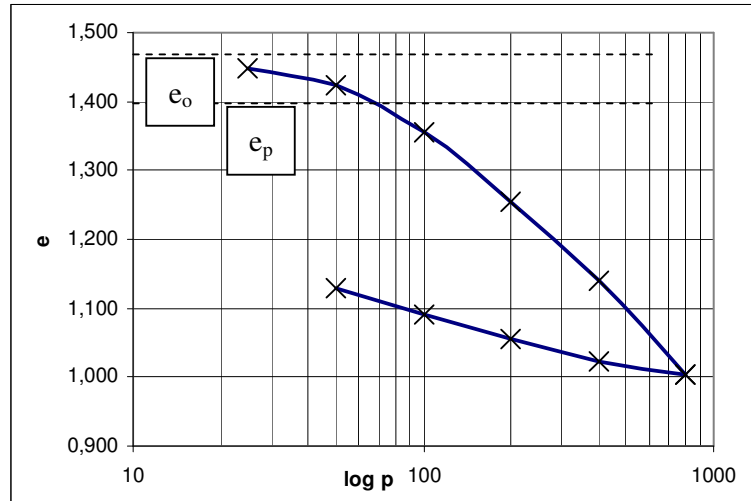
Ödometre deneylerinde yükleme deneylerinde yükleme kademesine göre numune üzerinde oluşan düşey efektif gerilme ile boşluk oranı değerleri bir grafik üzerinde gösterilir (e-logp). Bu grafiklerde düşey efektif gerilme yatay eksende olup bu eksenin logaritmik olması tercih edilmiştir. e-logp grafikleri Şekil 5.1 – Şekil 5.7’de verilmiştir. Bu grafiklerden elde edilen veriler ise numune bilgileri ile birlikte Çizelge 5.2’de verilmiştir.

Çizelge 5.2 Ödometre değerleri

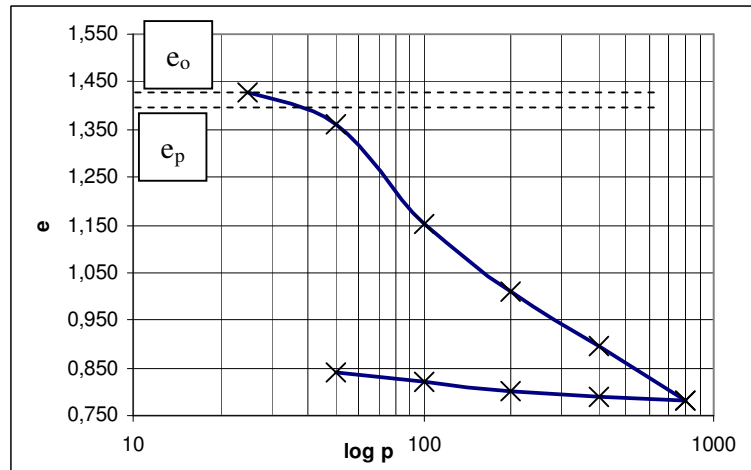
Sondaj Yeri/No	Derinlik (m)	e_o	e_p	C_c	C_s
HAMZADERE					
ISPT4	19,00-19,50	0,84	0,79	0,19	0,04
ISPT4	5,50-6,00	0,94	0,84	0,23	0,05
ISPT5	2,50-3,00	2,13	2,05	0,56	0,14
ISPT2	4,50-5,10	1,47	1,40	0,46	0,11
ISPT3	10,30-10,90	1,43	1,40	0,38	0,06
ISPT4	12,00-12,50	2,13	1,95	0,52	0,12
BULAMAÇ					
-	-	0,62	0,59	0,25	0,05



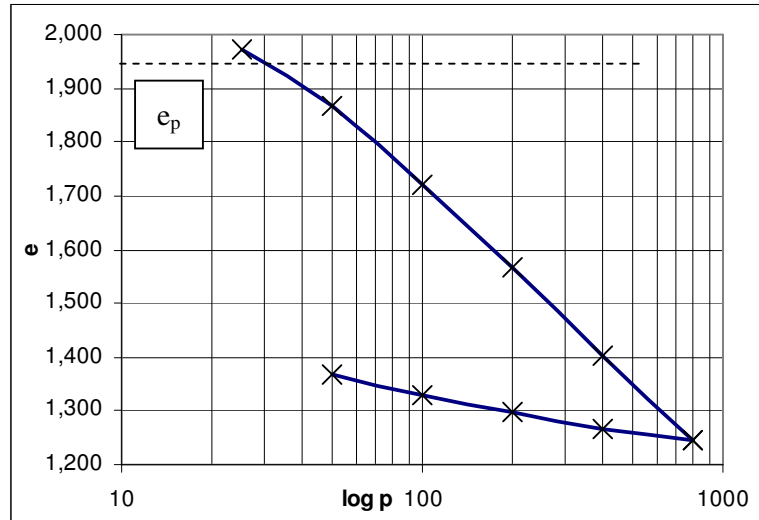
Şekil 5.1 Bulamaç e-logp grafiği



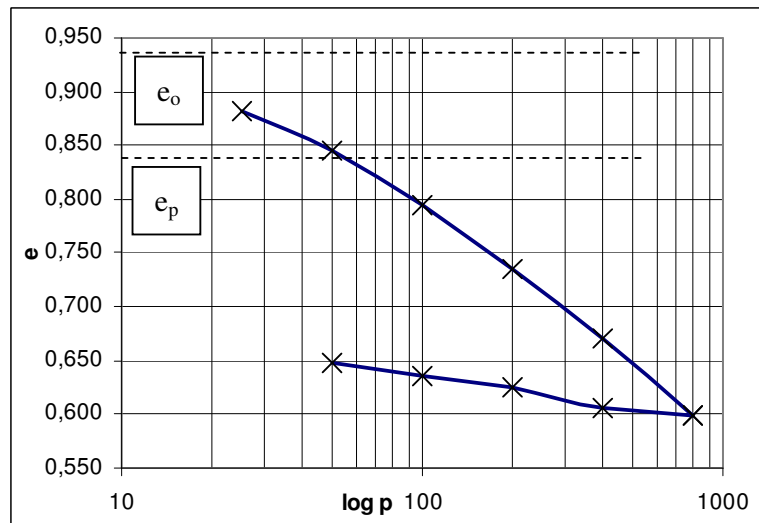
Şekil 5.2 ISPT 2 (4,50m-5,10m) e-logp grafiği



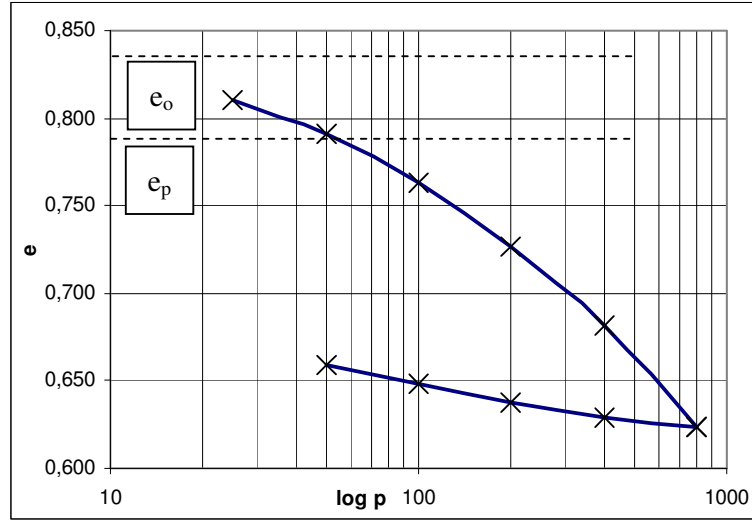
Şekil 5.3 ISPT 3 (10,30m-10,90m) e-logp grafiği



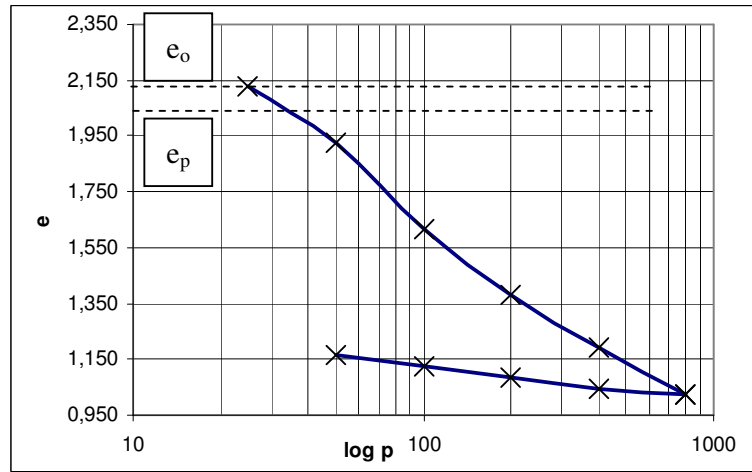
Şekil 5.4 ISPT 4 (12,00m-12,50m) e-logp grafiği



Şekil 5.5 ISPT 4(5,50m-6,00m) e-logp grafiği



Şekil 5.6 ISPT 4 (19,00m-19,50m) e-log p grafiği



Şekil 5.7 ISPT 5 (2,50-3,00) e-log p grafiği

5.4 Üç Eksenli Basınç Deneyi

Üç eksenli deneylerin tamamı deformasyon kontrollü konsolidasyonlu drenajsız basınç deneyleridir. Deneylerin büyük çoğunluğunda bilgisayarla kontrol edilen bir otomatik veri toplayıcı birimi olan bir üç eksenli deney düzeneği kullanılmıştır. Üç eksenli deney aletinin tasarım ve çalışma prensiplerini Bishop ve Henkel (1962) ayrıntılı olarak anlatmaktadır.

5.4.1 Deney Aleti

Üç eksenli basınç deneylerinin büyük bir kısmında ADU (dijital veri toplama birimi)

donanımlı bir üç eksenli deney sistemi kullanılmıştır. Sistem, 1700 kPa kapasiteli bir silindirik hücre, bir yükleme birimi, bir yük hücresi, iki basınç ölçer ve bir yer değiştirme ölçerden oluşmaktadır.

Hücre ve ters basınçları sağlamak için sisteme gerekli olan basıncın kaynağı laboratuvarın ana kompresöründen gelen basınçlı havadır. Deney aletinin bulunduğu yerde bir basınç kontrol vanasından geçerek panoya gelen basınçlı hava hücre basıncı ve ters basınç regülatörlerinden yan hücrelere ulaşmaktadır. Bu şekilde üç eksenli deney hücresine maksimum 800 kN/m^2 basınç sağlanabilmektedir.

Eksenel yük bir yük hücresi ile hücre içinde üst başlık üzerinden ölçülmüştür. Böylece yük ölçümleri piston ve hücre arasındaki sürtünmeden bağımsızdır. Yük hücresinin üretici firma tarafından bildirilmiş çalışma aralığı 0-2kN dur. 50 mm çaplı numune üzerinde bu aralık yaklaşık $0-1000 \text{ kN/m}^2$ gerilmeye karşı gelmektedir.

Hücre basıncı ve boşluk suyu basıncı basınç ölçerlerle ile ölçülmüştür. Her iki basınç ölçerin de üretici tarafından bildirilmiş çalışma aralığı $\pm 1000 \text{ kPa}$ dır. Boşluk suyu basıncı yalnız numune alt başlığından ölçülmüştür.

Eksenel yer değiştirme hücre dışından $\pm 25 \text{ mm}$ aralığında düşey hareketleri ölçebilen bir yer değiştirme ölçer ile yapılmıştır.

5.4.2 Numune Hazırlanması

Sondaj tüpleri veya konsolidometre aletinden çıkarılan numuneler kesilerek üç eksenli deney için hazırlanmış ve artanları başka deneylerde kullanılmak üzere desikatörde drenajsız koşullarda muhafaza edilmiştir. Numune traşlama aleti ile üç eksenli deneyler için silindirik numuneler hazırlanmıştır. Numunenin hazırlanması sırasında mümkün olduğunca fiziksel örselenmeye izin verilmemeye çalışılmıştır. Traşlama aletinde ince tabakalar halinde yontularak 50 mm. çapında, 100 mm. boyunda standart silindirik üç eksenli deney numuneleri elde edilmiştir.

Üç eksenli deney için numune hazırlandıktan sonra konsolidasyonlu deneyler için numunenin çevresine filtre kağıdı sarılmıştır. Numune üç eksenli hücrenin alt başlığında poroz taş üzerine yerleştirilmiş ve numune bir tüp vasıtası ile membran içine alınmıştır. Üst başlık altında poroz taş konularak sızdırmazlık için kullanılan lastik halkalarla membran alt ve üst başlıklara tutturulmuştur. Daha sonra hücre kapatılarak su ile doldurulup sabit basınç kaynağı ile hücreye hidrostatik hücre basıncı uygulanmıştır. Bu aşamada drenaja izin verilerek numune

konsolide edilmiştir. Uygulanan bu basınç altında konsolidasyon tamamlandıktan sonra drenaj vanaları kapatılarak drenajsız durumda eksenel yükleme altında boşluk suyu basıncı değişimleri ölçülmüştür.

Bu çalışmadaki bütün üç eksenli deney ölçümleri (eksenel yük, deformasyon, boşluk suyu basıncı) yük ve basınç ölçerlerle yapılmıştır. Bu ölçümler üç eksenli deney programı (DS&DATA)'da değerlendirilmiştir.

5.4.3 Deney Yöntemi

Deney üç aşamalı olarak gerçekleştirilmiştir.

- Numunenin suya doymun hale getirilmesi
- Numunenin istenilen çevre basıncında izotropik olarak konsolide edilmesi
- Numunenin deformasyon kontrollü drenajsız olarak kesilmesi

Tipik bir numune üç eksenli deney aletine yerleştirildikten, hücre su ile doldurulduktan sonra ters basınç ve hücre basıncı ayarlanır. Bu anda hücrenin bütün vanaları kapalıdır. Hücre basınç ölçerinin blok üzerindeki tahliye vidası açılarak bir miktar su akmasına izin verilmiş, basınç ölçer bu şekilde hava kabarcıklarından arındırıldıktan vıda sıkıca kapatıldıktan sonra hem hücre hem de ters basınç vanaları (alt ve üst drenajlar) açılmıştır. Bir süre bekledikten sonra boşluk suyu basınç ölçerinden de benzer şekilde su geçirilerek ölçüm cihazında hava kalmaması sağlanmıştır.

Yukarıda anlatıldığı şekilde boşluk suyu basınç ölçerinin havası alındıktan, yine bir süre bekleyip boşluk suyu basıncı ile ters basıncın eşitlendiği görüldükten sonra ters basınç vanaları tekrar kapatılmış, hücre basıncı ters basınç regülatörü üzerinden istenilen değerlere arttırılmıştır. Bu andan itibaren boşluk suyu basınç ölçerinin okumaları takip edilmiştir. Yaklaşık on dakika sonra okunan boşluk suyu basıncı not edilmiştir. Bundan sonra ters basınç vanaları açılarak okunan değer not edilmiştir. Bu iki değer birbirine oranı başlangıç B ($\Delta u/\Delta \sigma$) değerini vermektedir. Başlangıç doymunluk derecesi belirlendikten sonra ters basınç ve hücre basıncı ayarlanarak bir gün bekletilmiştir.

Yaklaşık 24 saat sonra B testi aynı şekilde basınç artışı ile tekrar edilmiş, istenilen doymunluk sağlandığı takdirde konsolidasyon aşamasına geçilmiştir. Bu aşamada B değeri %98 olana kadar hücre basıncı ve ters basınç artırılarak deneye devam edilmiştir.

Suya doymunluk sağlandıktan sonra numune hücre basıncı iki veya üç kademedede arttırılarak kesme deneyinin yapılacağı çevre basıncı altında konsolide edilmiştir. Bu şekilde tipik bir

numunenin istenilen çevre basıncı altında konsolide olması bir gün sürmüştür. Son konsolidasyon kademesi uygulandıktan yaklaşık 18 saat sonra B testi bir kez daha tekrarlanmış ve numunenin kesmeye hazır olduğuna karar verilmiştir (her B testinden önce boşluk suyu basınç ölçerinin havasının alınması işlemi tekrar edilmiştir). Numunelerin hepsi $B=0,98$ (98% suya doymuş) koşullarda kesme deneyine tabii tutulmuştur. Konsolidasyon süresinin numunenin davranışına etkisi bilindiğinden her deneyde yukarıda anlatılan düzene uyulmasına özellikle dikkat edilmiştir (Bjerrum ve Lo, 1963).

Kesme deneyine başlamadan önce drenajlar kapatılmış boşluk suyu basınç ölçerinde bir değişim olup olmadığı gözlemlenmiştir.

Kesme deneylerinin büyük çoğunluğunda numuneler 0,1 mm/dakika sabit deformasyon hızı ile yüklenmiştir. Bu hız yaklaşık 100 mm boyundaki numune için saatte yüzde altı deformasyona karşı gelmektedir. Numuneler %20 deformasyona kadar yüklenmiştir.

Bu şekilde bir deneyin tamamlanması yaklaşık bir hafta sürmüştür. Kesme deneyi tamamlanınca yükleme durdurulmuş, hücre basıncı sıfıra indirildikten sonra numune mümkün olduğu kadar kısa sürede üç eksenli deney aletinden çıkarılıp tartılmış, boyutları ölçülerek göçme şekli çizilmiştir.

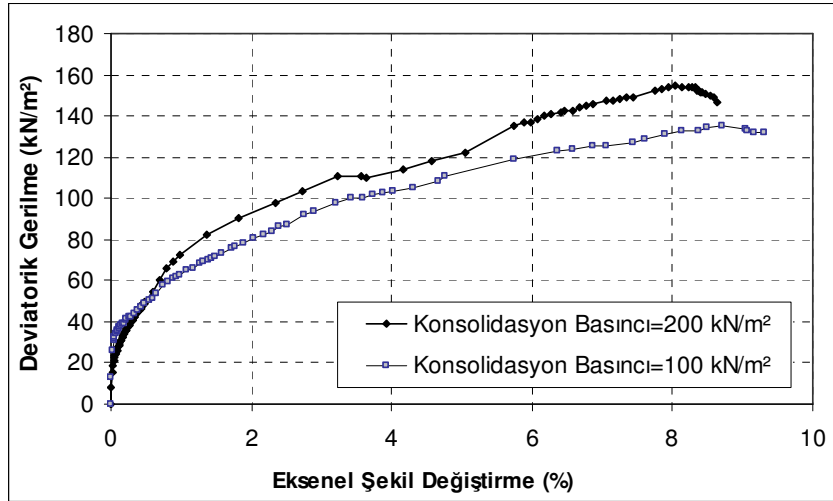
Tez kapsamında Edirne Hamzadere Barajı inşaat sahası, Heybeliada Deniz Kuvvetleri inşaat sahası ve İstanbul Gürpınar'dan gelen numuneler üzerinde yukarıda açıklandığı şekilde konsolidasyonlu drenajsız (CU) deneyler yapılmıştır. Bu deney numunelerinin alındığı derinlik ve deney sırasında uygulanan hücre basıncı değerleri ile deneylerden elde edilen drenajsız ve drenajlı kayma mukavemeti parametreleri değerleri (c , ϕ , c' , ϕ') ve deney eğrisinden belirlenen sekant modülü Çizelge 5.3' de sunulmuştur.

Konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen deviatorik gerilme – birim deformasyon ve boşluk suyu basıncı – birim deformasyon grafikleri Şekil 5.8 - 5.16'da sunulmuştur.

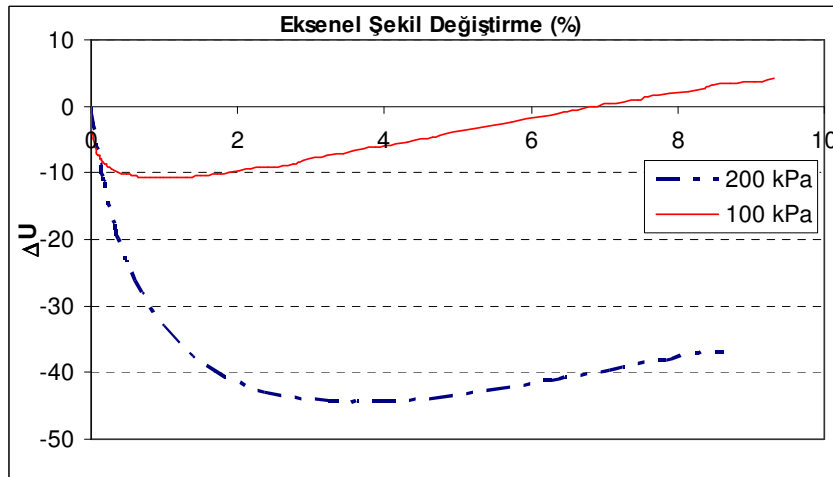
Yapılan üç eksenli basınç deneyleri sonucu Gürpınar (Duyarvana) ve Heybeli Ada sahasından alınan numunelerinin aşırı konsolide, Hamzadere numunelerinin ise normal konsolide oldukları anlaşılmıştır.

Çizelge 5.3 Üç eksenli deney sonuçları

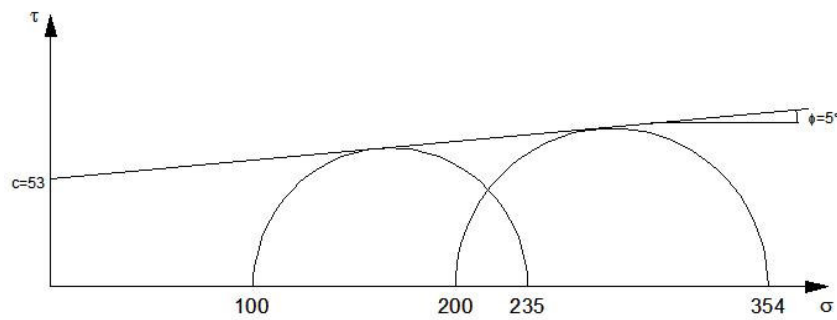
Sondaj Yeri	Sondaj No	Derinlik (m)	σ_3 [kPa]	ϕ ($^\circ$)	c [kPa]	ϕ' ($^\circ$)	c' [kPa]	E ₅₀ [kPa]	ω (%)
HAMZADERE	ISPT 2	4,50-5,10	50-100	14	0	21	0	4700	59,0
	ISPT 3	10,30-10,90	100-200	17	0	24	0	1950	40,0
	ISPT 4	12,00-12,50	120-240	15	0	17	0	2000	50,2
	ISPT 4	19,00-19,50	180-360	19	0	24	0	4600	29,3
	ISPT 4	5,50-6,00	300-600	12	0	19	0	4750	69,0
	ISPT 5	2,50-3,00	50-100	12	0	21	0	4875	66,0
GÜRPINAR	-	5,50-6,00	100-200	4	63	6	60	3000	18,5
HEYBELİ ADA	-	4,50-5,00	60-120	14	67	20	60	3500	14,2
BULAMAÇ	-	-	100-200	5	53	7	49	2600	20,0



(a)

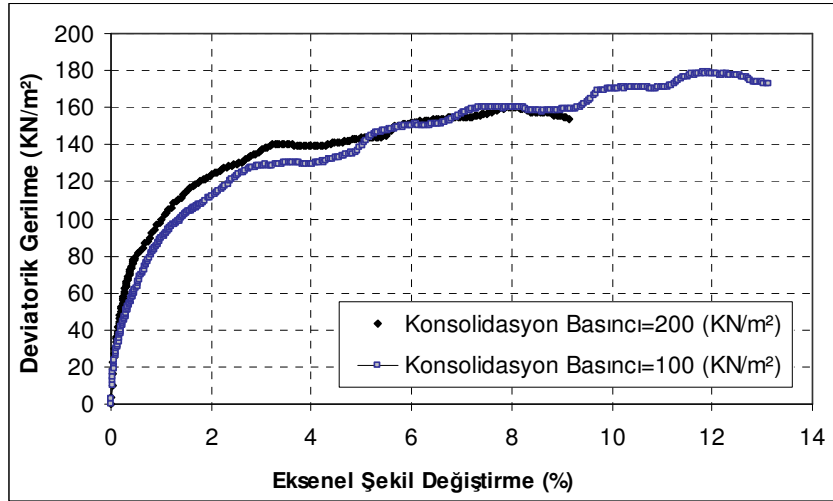


(b)

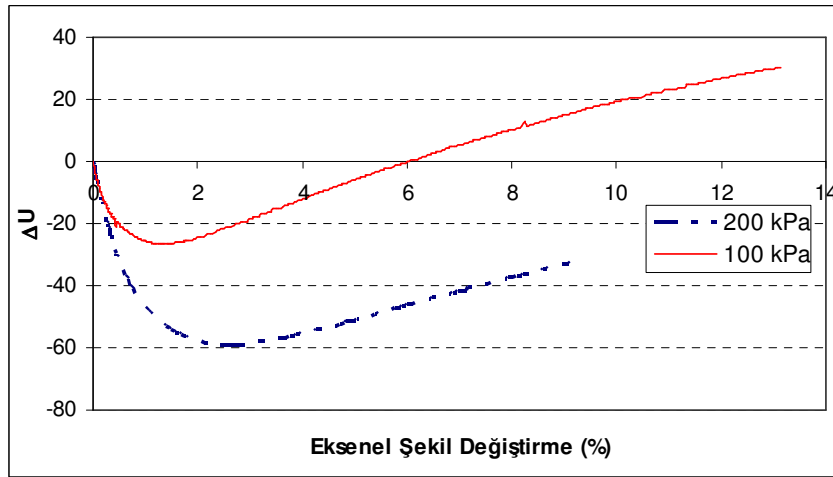


(c)

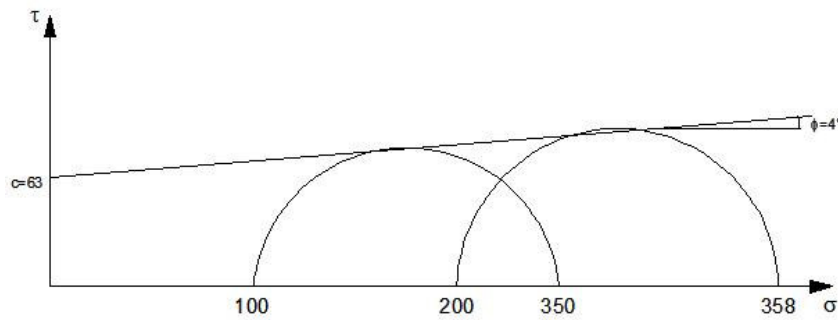
Şekil 5.8 Bulamaç çamurdan alınan örnekler üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değişirme grafikleri



(a)

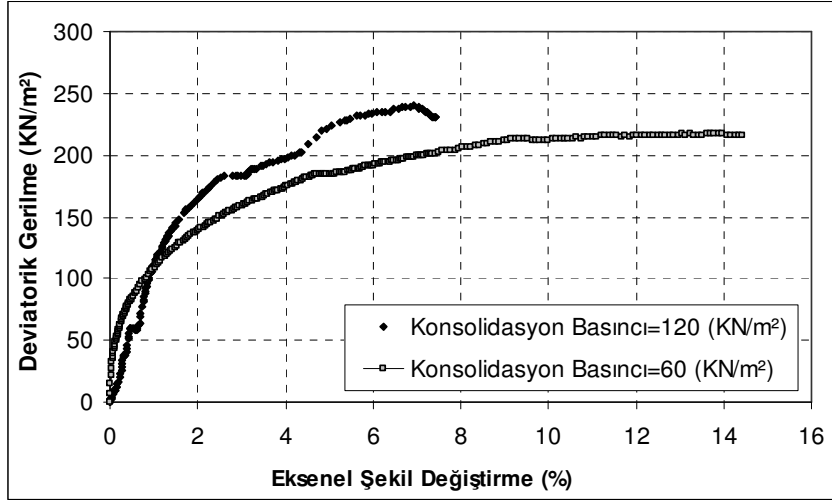


(b)

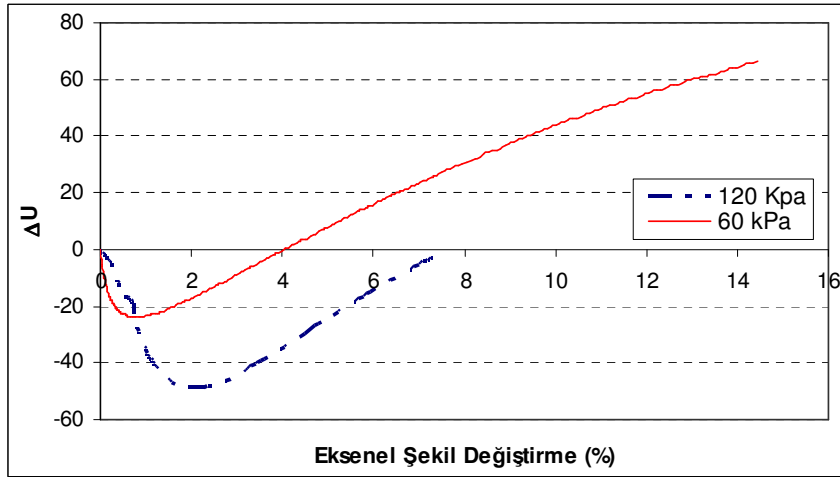


(c)

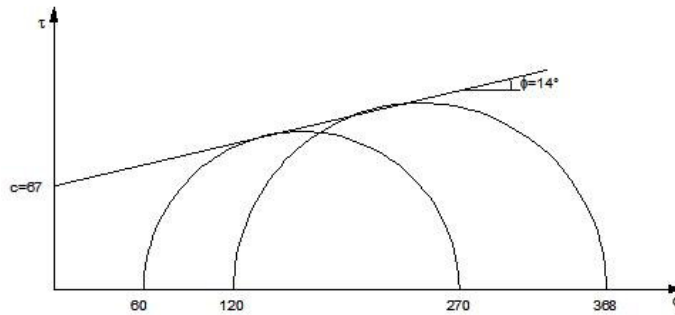
Şekil 5.9 Gürpınar sahasından alınan numuneler üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değişirme grafikleri



(a)

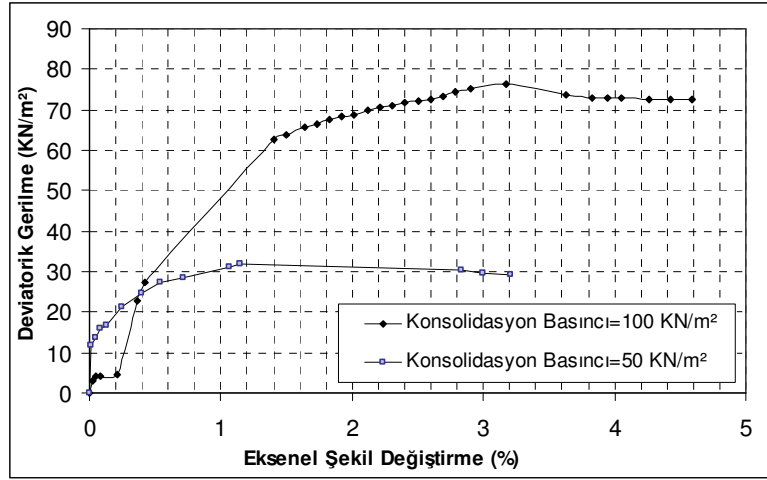


(b)

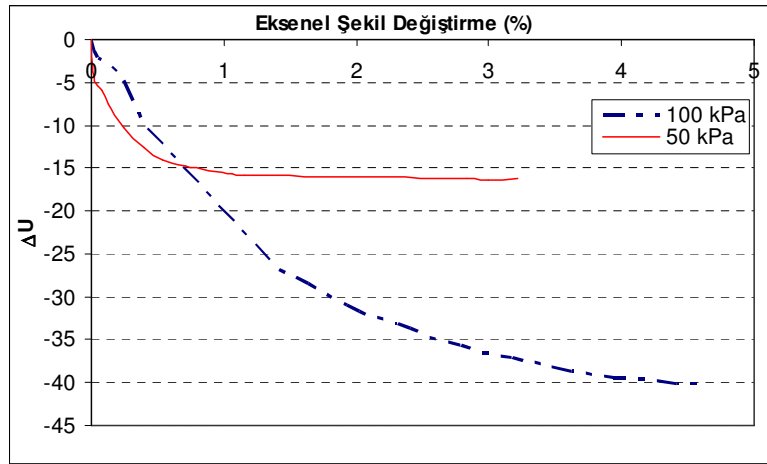


(c)

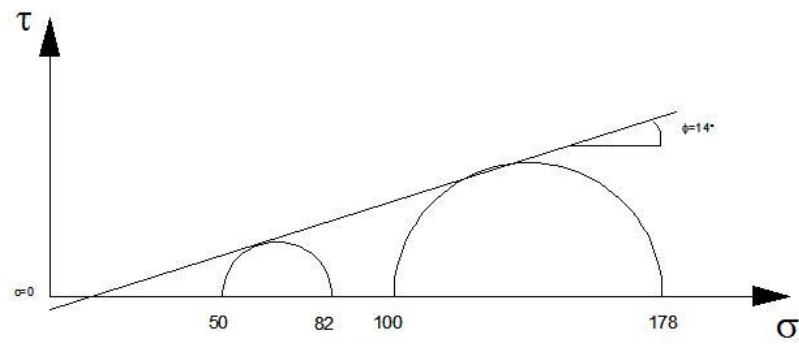
Şekil 5.10 Heybeli Ada sahasından alınan numuneler üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değiştirme grafikleri



(a)

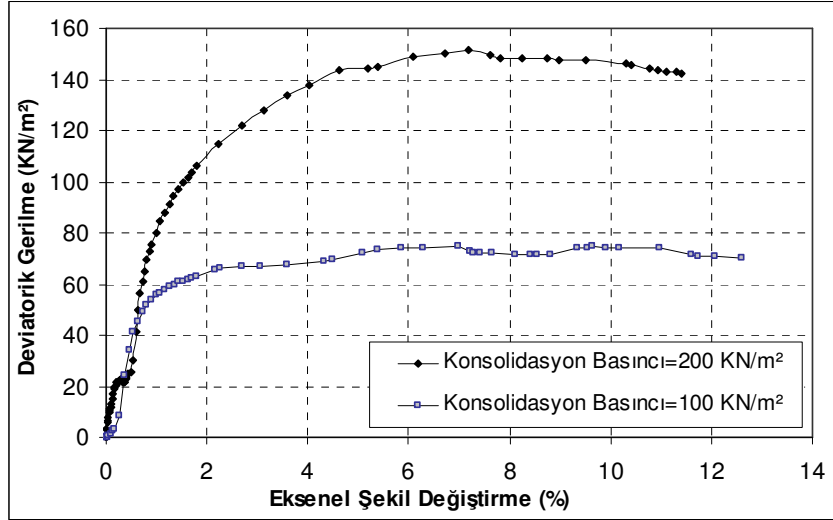


(b)

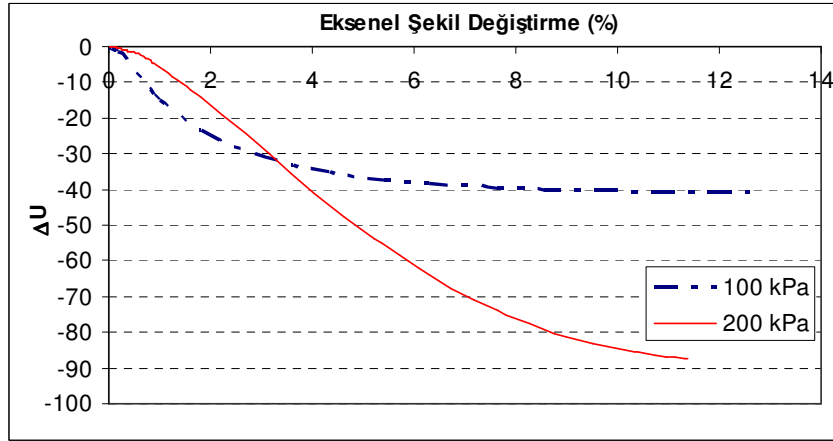


(c)

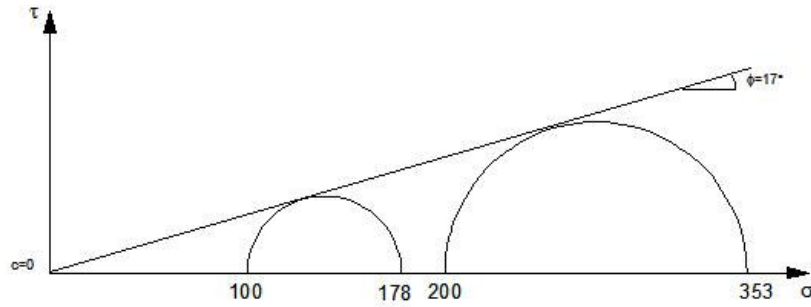
Şekil 5.11 ISPT 2 (4,50m-5,10m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değişirme grafikleri



(a)

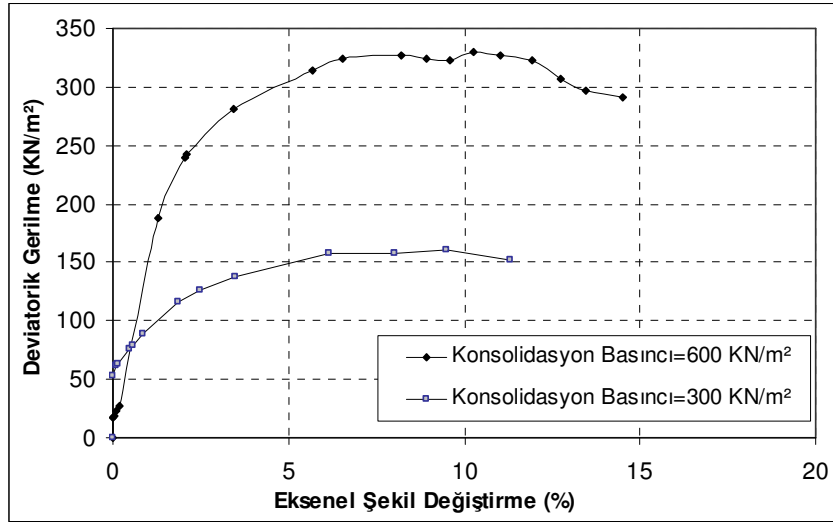


(b)

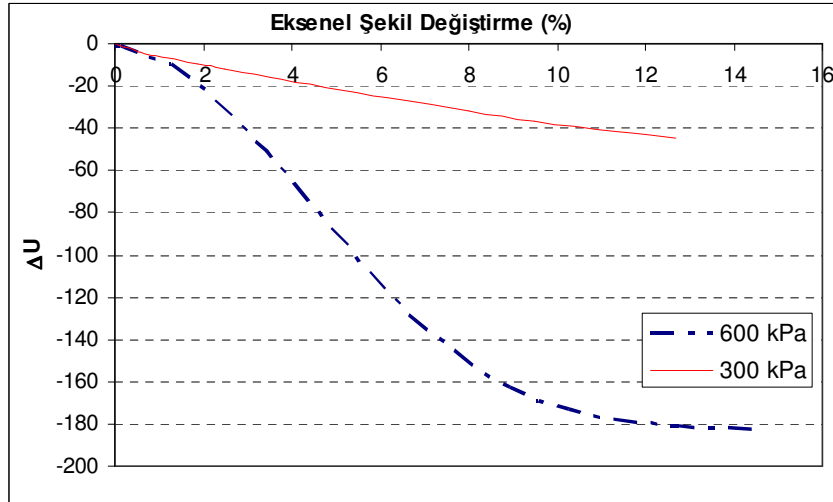


(c)

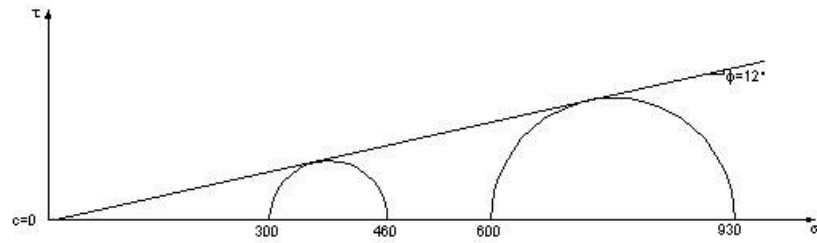
Şekil 5.12 ISPT 3 (10,30m-10,90m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değişirme grafikleri



(a)

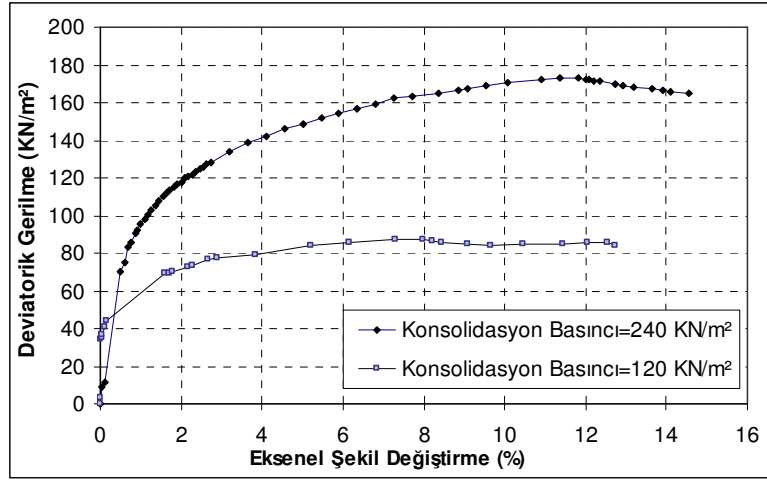


(b)

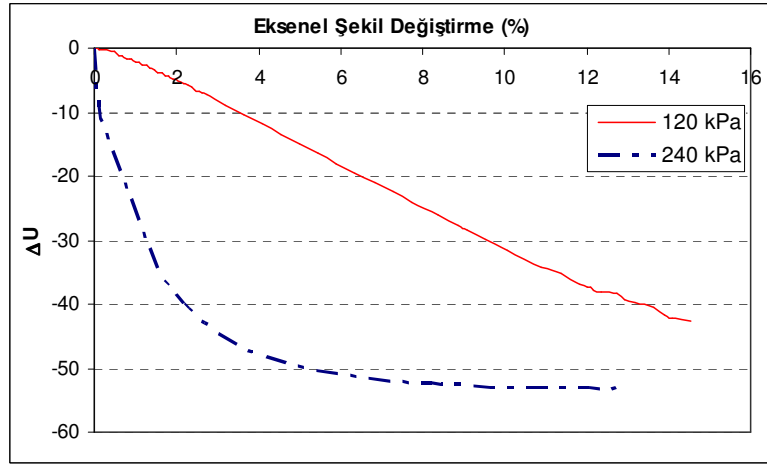


(c)

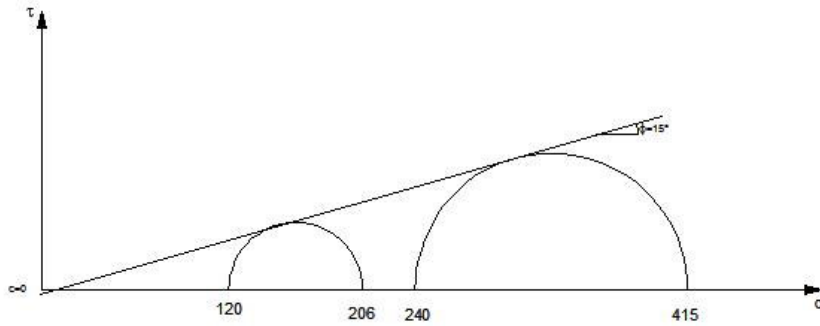
Şekil 5.13 ISPT 4 (5,50m-6,00m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değişirme grafikleri



(a)

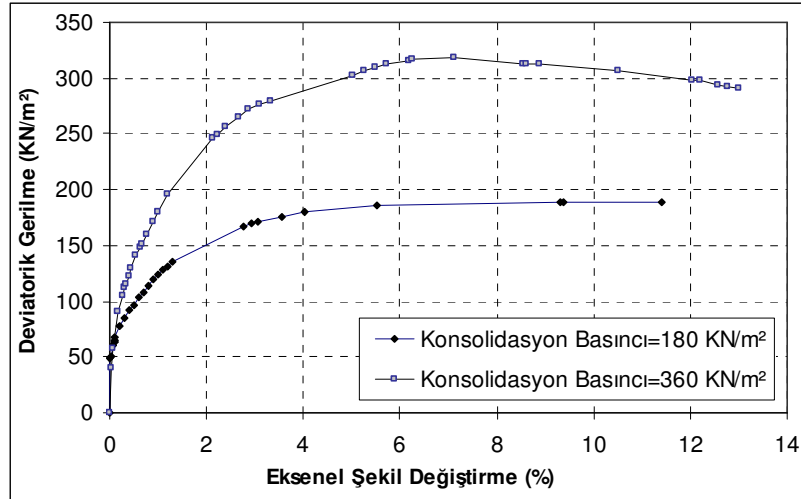


(b)

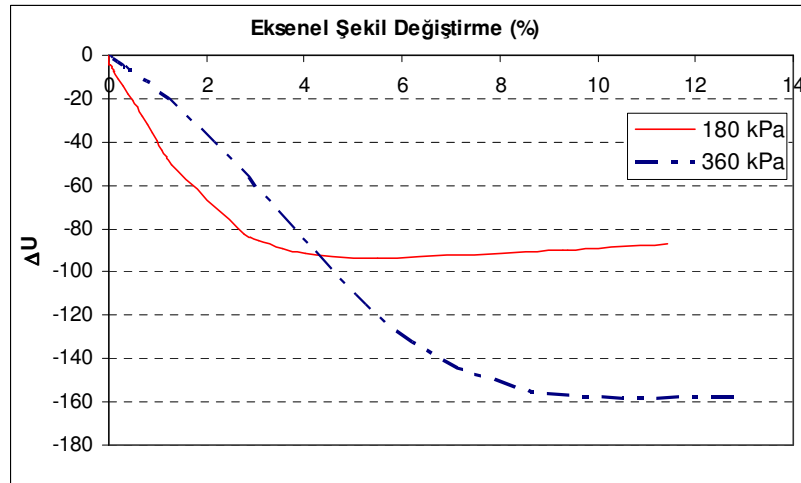


(c)

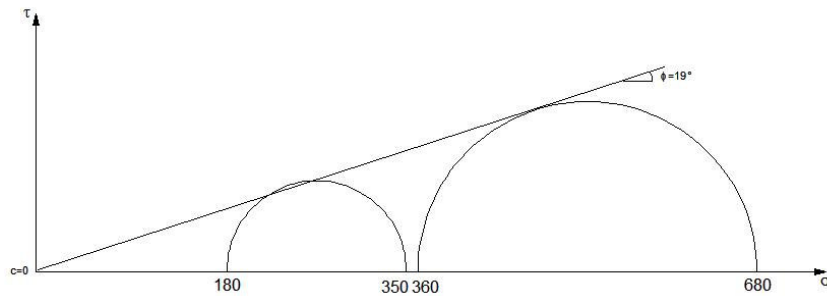
Şekil 5.14 ISPT 4 (12,00m-12,50m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değişirme grafikleri



(a)

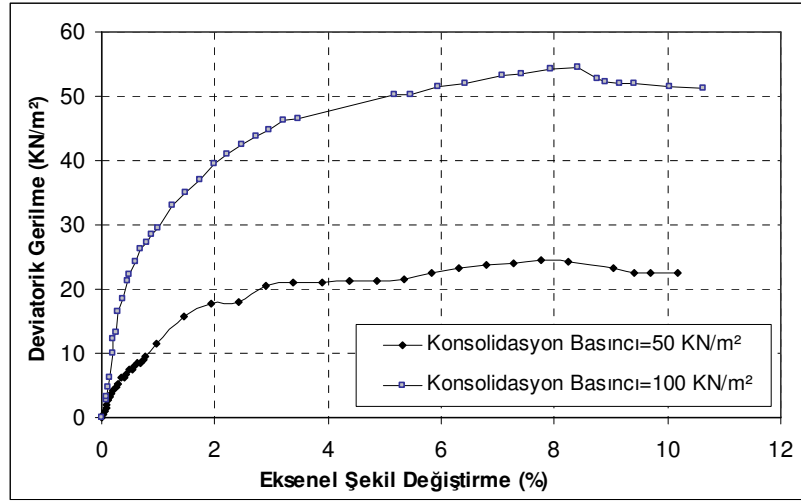


(b)

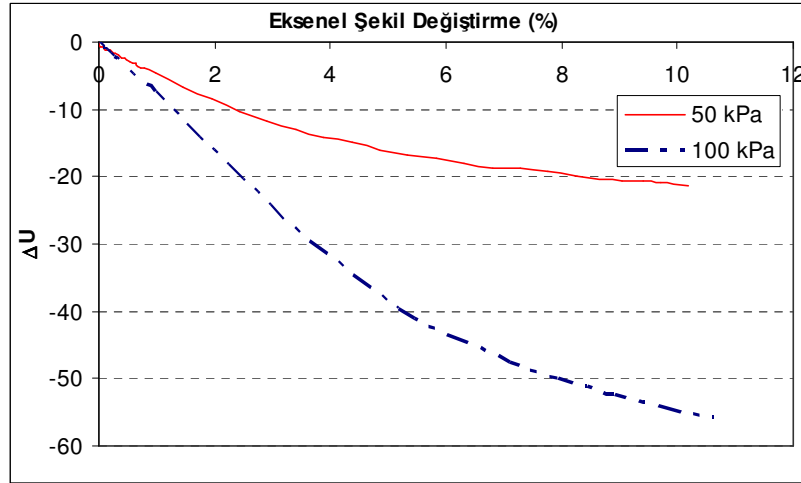


(c)

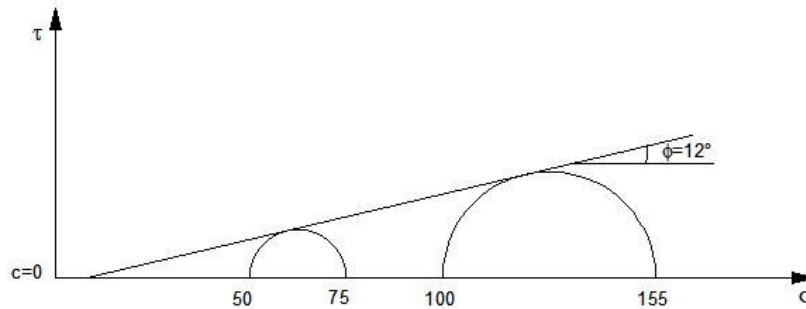
Şekil 5.15 ISPT 4 (19,00m-19,50m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değişirme grafikleri



(a)



(b)



(c)

Şekil 5.16 ISPT 5 (2,50m-3,00m) üç eksenli basınç deneyinden (CU) elde edilen şekil değişirme grafikleri

6. DENEY SONUÇLARININ BÜNYE MODELLERİ İLE KARŞILAŞTIRILMASI

Tez çalışmasının bu bölümünde Bölüm 5’ de ayrıntısı verilen deneylerden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile bu deneylerden elde edilen malzeme parametreleri kullanılarak bünye bağıntıları (modelleri) yardımı ile çizilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri karşılaştırılmıştır. Bünye modeli olarak geoteknik mühendisliğinde yaygın olarak kullanılan Mohr-Coloumb ile daha gerçekçi sonuçlar verdiği iddia edilen Hardening Soil Modelleri kullanılmıştır. Bu karşılaştırmalar için malzeme bünye bağıntısında yerine koyma işlemi MS Excel yardımı ile yapılmıştır.

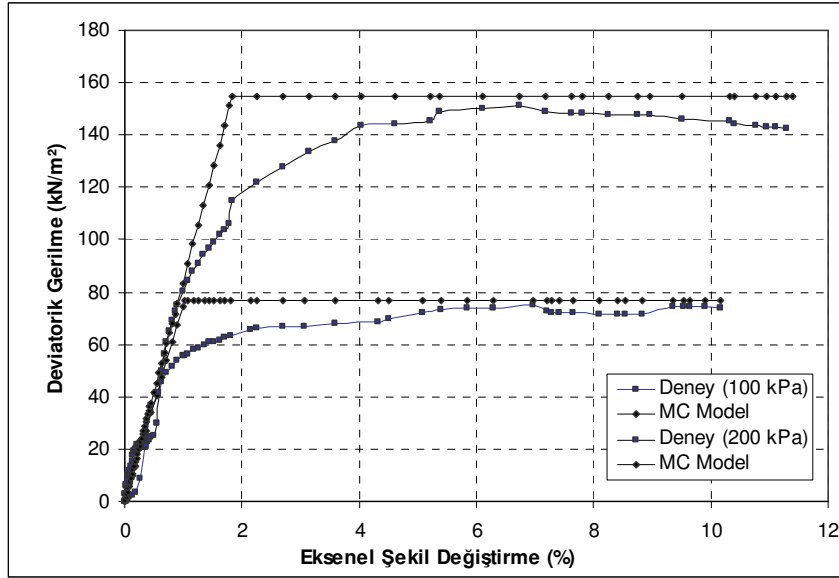
6.1 Mohr-Coulomb Model

Mohr-Coulomb (MC) Modeli için deneysel çalışmalardan elde edilen malzeme parametreleri Çizelge 6.1’ de verilmiştir. MC Modeli gözönüne alınarak belirlenen gerilme-şekil değiştirme davranışı ise Şekil 6.1 – 6.6’ da verilmiştir.

Çizelge 6.1 Mohr-Coulomb Modelinde kullanılan parametreler

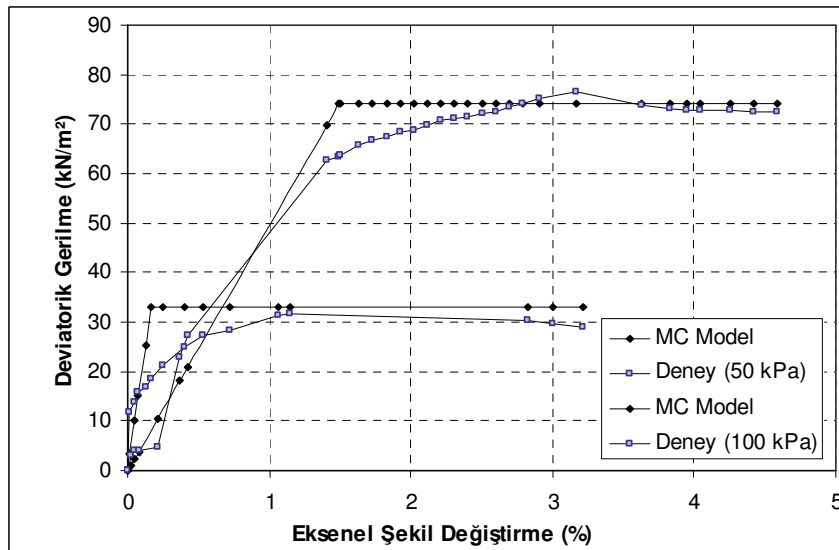
Deney No	σ_1	σ_3	c'	ϕ'	E_{ref}
	[kPa]	[kPa]	[kPa]	(°)	[kPa]
ISPT 2 (4,5m-5,1m)	82	50	0	21	12350
	177	100			
ISPT 3 (10,3m-10,9m)	174	100	0	24	8000
	351	200			
ISPT 4 (12,0m-12,5m)	207	120	0	17	19250
	413	240			
ISPT 4 (19,0m-19,5m)	368	180	0	24	22900
	678	360			
ISPT 5 (2,5m-3,0m)	85	50	0	21	10000
	174	100			
ISPT 4 (5,5m-6,0m)	460	300	0	19	13700
	929	600			

ISPT 3 (10,30m – 10,90m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – aksenal şekil değiştirme davranışı, deneysel parametrelerin Mohr-Coloumb Modelinde yerine konularak elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.1’ de gösterilmiştir. Modelden zeminin 100 kPa gerilme altında 77 kPa’da, 200 kPa gerilme altında ise 155 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



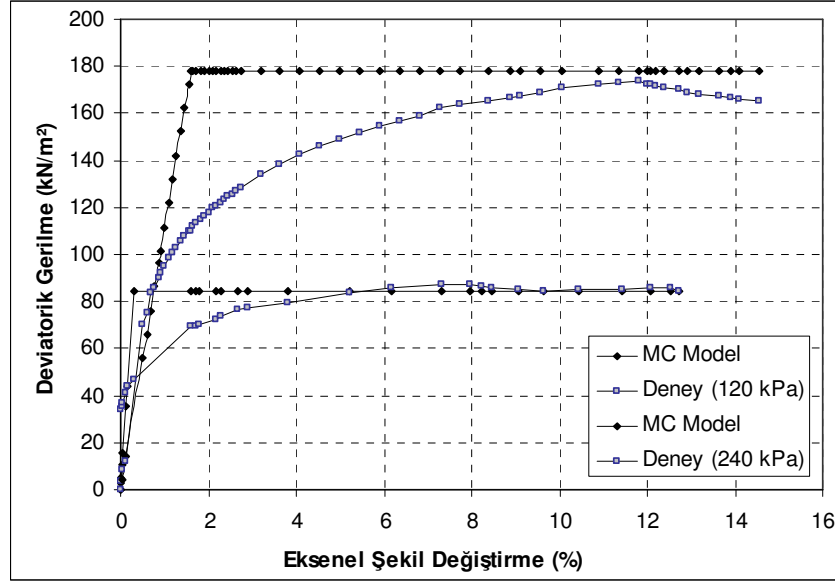
Şekil 6.1 ISPT 3 (10,30m-10,90m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli

ISPT 2 (4,50m – 5,10m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, deneysel parametrelerin Mohr-Coloumb Modelinde yerine konularak elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.2’ de gösterilmiştir. Modelden zeminin 50 kPa gerilme altında 33 kPa’da, 100 kPa gerilme altında ise 74 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



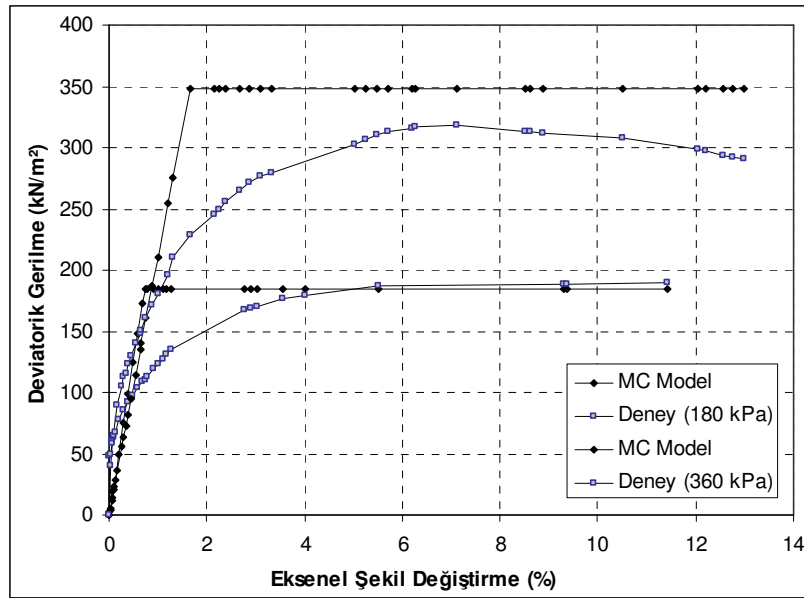
Şekil 6.2 ISPT 2 (4,50m-5,10m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli

ISPT 4 (12,00m – 12,50m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – aksenal şekil değiştirme davranışı, deneysel parametrelerin Mohr-Coloumb Modelinde yerine konularak elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.3’ de gösterilmiştir. Modelden zeminin 120 kPa gerilme altında 85 kPa’da, 240 kPa gerilme altında ise 178 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



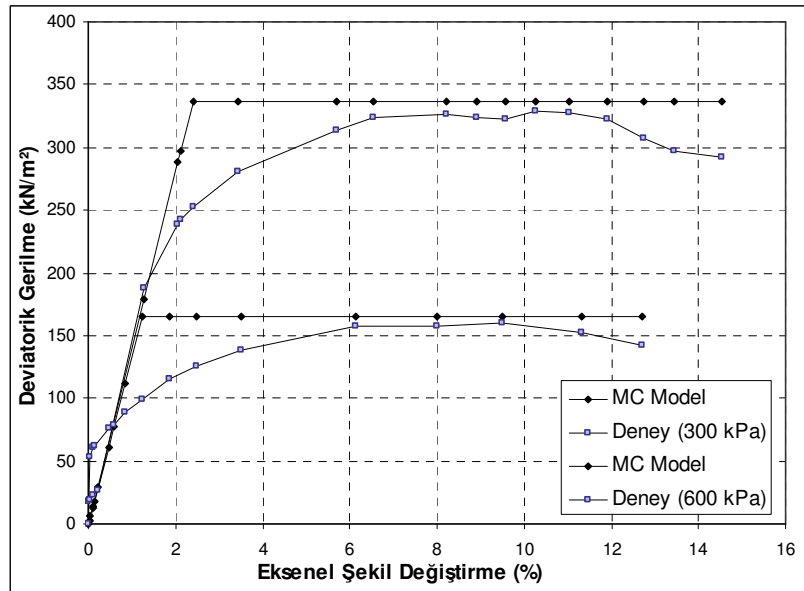
Şekil 6.3 ISPT 4 (12,00m-12,50m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli

ISPT 4 (19,00m – 19,50m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – aksenal şekil değiştirme davranışı, deneysel parametrelerin Mohr-Coloumb Modelinde yerine konularak elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.4’ de gösterilmiştir. Modelden zeminin 180 kPa gerilme altında 184 kPa’da, 360 kPa gerilme altında ise 348 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



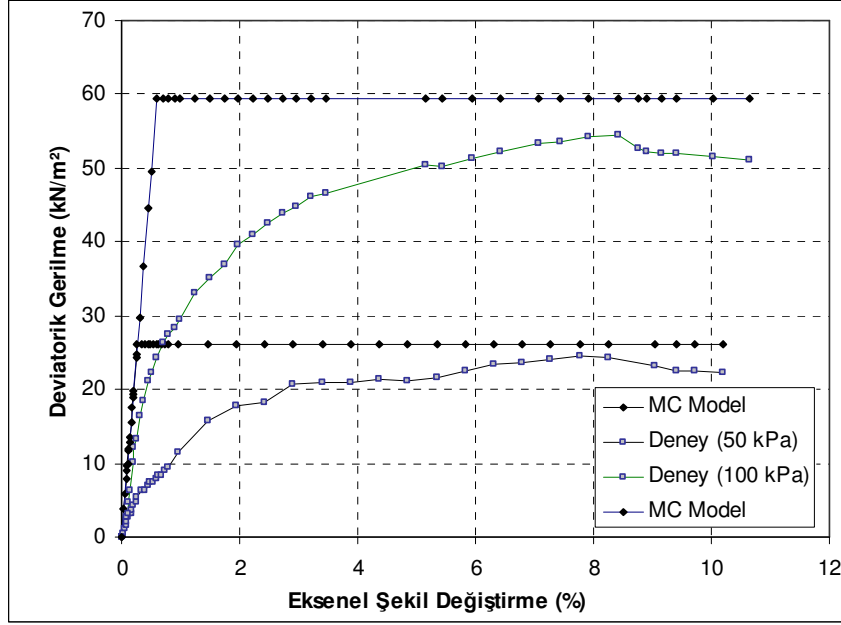
Şekil 6.4 ISPT 4 (19,00m-19,50m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli

ISPT 4 (5,50m – 6,00m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, deneysel parametrelerin Mohr-Coloumb Modelinde yerine konularak elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.5’ de gösterilmiştir. Modelden zeminin 300 kPa gerilme altında 166 kPa’da, 600 kPa gerilme altında ise 337 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



Şekil 6.5 ISPT 4 (5,50m-6,00m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli

ISPT 5 (2,50m – 3,00m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, deneysel parametrelerin Mohr-Coloumb Modelinde yerine konularak elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.6’ da gösterilmiştir. Modelden zeminin 50 kPa gerilme altında 27 kPa’da, 100 kPa gerilme altında ise 62 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



Şekil 6.6 ISPT 5 (2,50m-3,00m) CU deney sonuçları ve Mohr Coloumb Modeli

Yukarıdaki şekillerde verilen karşılaştırmalardan görüleceği gibi MC Model ideal plastik bir modeldir ve malzeme davranışını gerçekçi idealize edememektedir. Bu durum yükleme dolayısıyla oluşan artık boşluk suyu basınç hesabının gerekli olduğu durumlarda gözönünde bulundurulması gereken bir durum olup MC Modelin kullanımını kısıtlayan hususlardan biridir. Diğer yandan boşaltma ve yükleme durumlarını ayırt edememesi ve malzemenin plastik bölgeye erişince tekrar elastik bölgeye dönememesi durumları diğer dezavantajlarıdır.

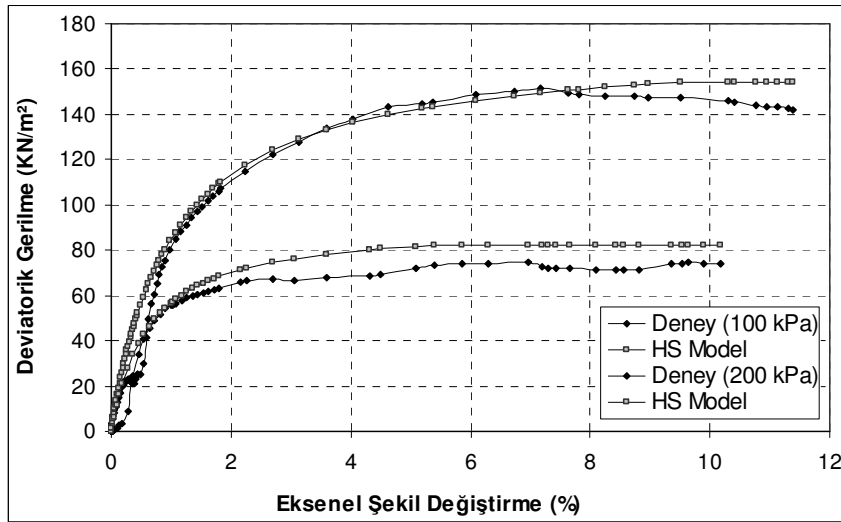
6.2 Hardening-Soil Modeli

Hardening Soil (HS) Model için deneysel çalışmalardan elde edilen malzeme parametreleri gözönüne alınarak Bölüm 4’ de verilen Hardening-Soil Model eşitliklerinde yerine konmuş ve üç eksenli deneylerden elde edilen gerilme-şekil değiştirme sonuçları ile karşılaştırılmıştır. HS Modelde kullanılan parametreler Çizelge 6.2’ de, HS Model eşitliklerinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri de Şekil 6.7 – 6.12’ de verilmiştir.

Çizelge 6.2 Hardening-Soil Model’de kullanılan parametreler

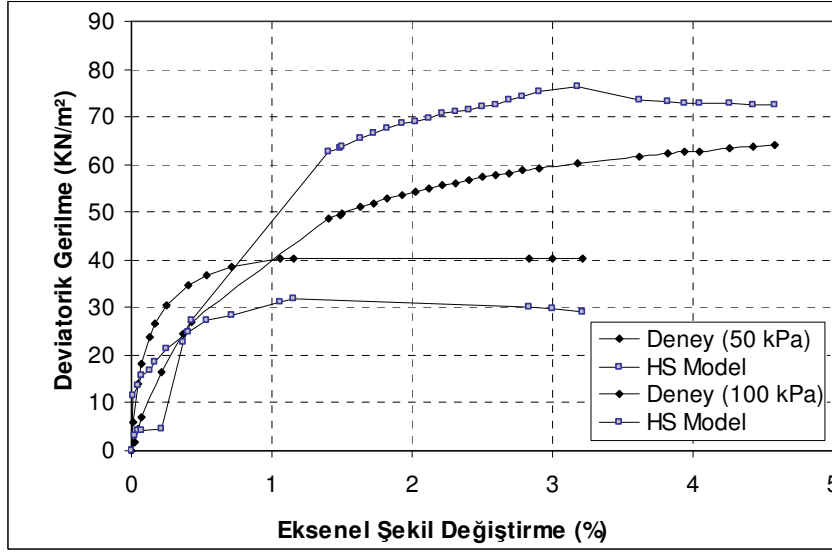
Deney No		σ_3' [kPa]	c' [kPa]	ϕ' ($^\circ$)	E_{ref} [kPa]
1	ISPT 2 (4,5-5,1)	36	0	21	12350
		60			
2	ISPT 3 (10,3-10,9)	60	0	24	8000
		112			
3	ISPT 4 (12,0-12,5)	67	0	17	19250
		200			
4	ISPT 4 (19,0-19,5)	90	0	24	22900
		202			
5	ISPT 5 (2,5-3,0)	40	0	21	3450
		70			
6	ISPT 4 (5,5-6,0)	263	0	19	13700
		427			

ISPT 3 (10,30m – 10,90m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, Hardening-Soil Model eşitliklerinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.7’ de gösterilmiştir. Modelde zeminin 100 kPa gerilme altında 82 kPa’da, 200 kPa gerilme altında ise 153 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



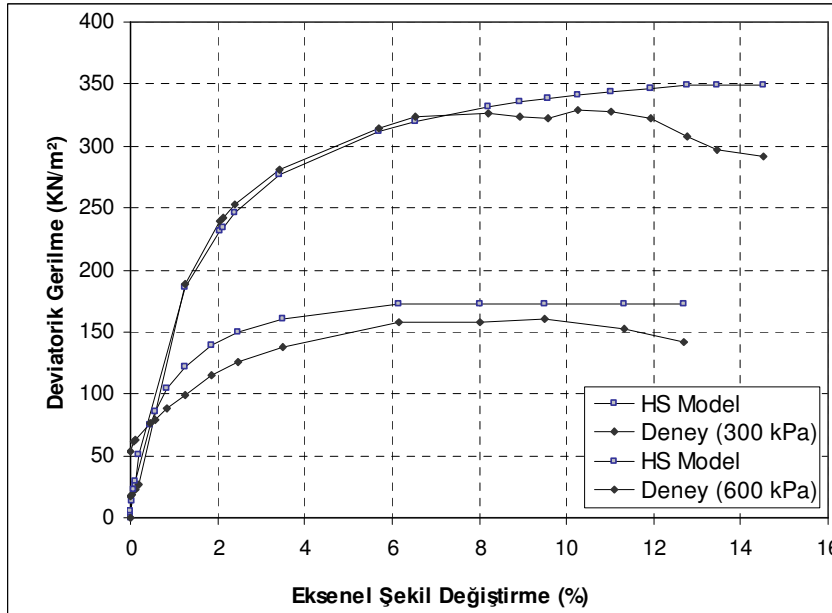
Şekil 6.7 ISPT 3 (10,30m-10,90m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli

ISPT 2 (4,50m – 5,10m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, Hardening-Soil Modeli eşitliklerinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.8’ de gösterilmiştir. Modelde zeminin 50 kPa gerilme altında 40 kPa’da, 100 kPa gerilme altında ise 67 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



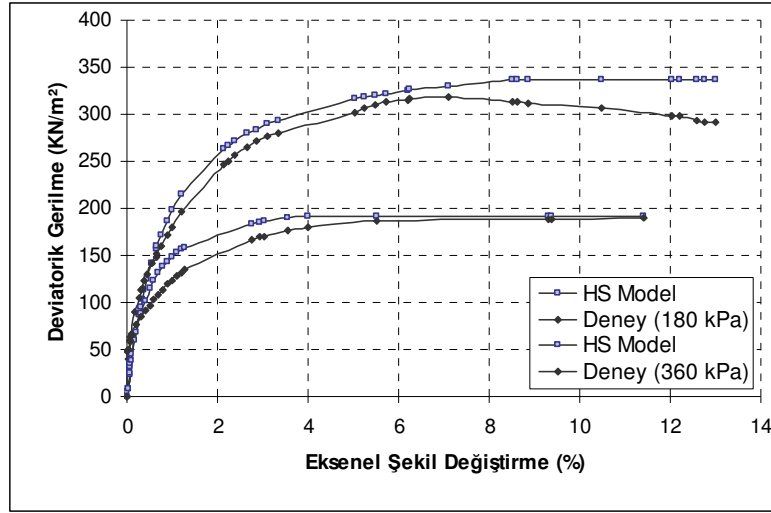
Şekil 6.8 ISPT 2 (4,50m-5,10m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli

ISPT 4 (5,50m – 6,00m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – aksel şekil değiştirme davranışı, Hardening-Soil Modeli eşitliklerinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.9’ da gösterilmiştir. Modelde zeminin 300 kPa gerilme altında 175 kPa’da, 600 kPa gerilme altında ise 350 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



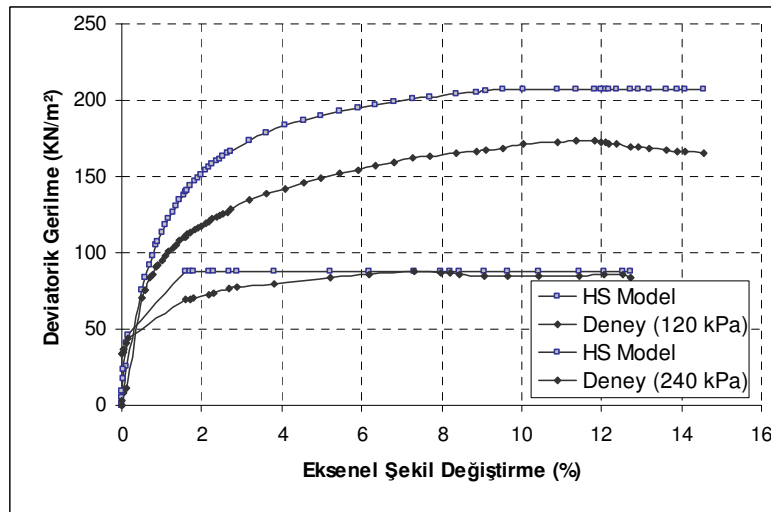
Şekil 6.9 ISPT 4 (5,50m-6,00m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli

ISPT 4 (19,00m – 19,50m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, Hardening-Soil Modeli eşitliklerinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.10’ da gösterilmiştir. Modelde zeminin 180 kPa gerilme altında 191 kPa’da, 360 kPa gerilme altında ise 334 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



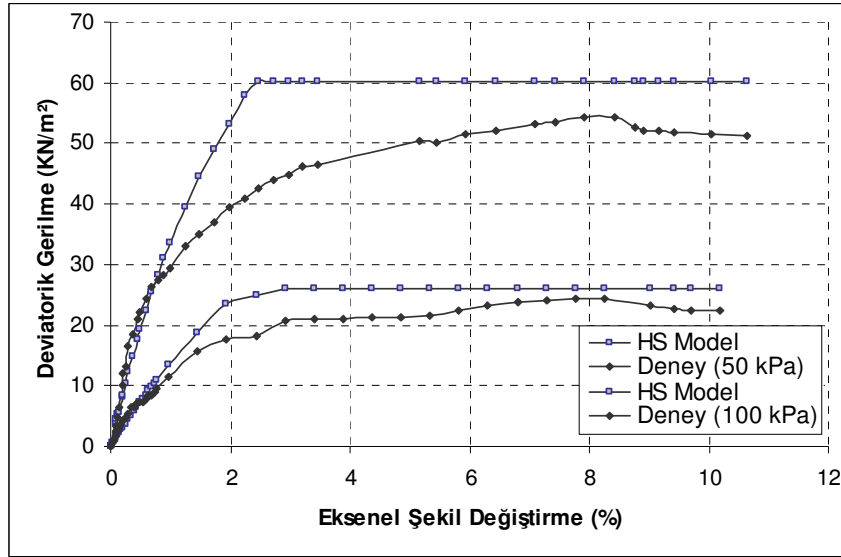
Şekil 6.10 ISPT 4 (19,00m-19,50m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli

ISPT 4 (12,00m – 12,50m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, Hardening-Soil Modeli eşitliklerinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.11’ de gösterilmiştir. Modelde zeminin 120 kPa gerilme altında 87 kPa’da, 240 kPa gerilme altında ise 206 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



Şekil 6.11 ISPT 4 (12,00m-12,50m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli

ISPT 5 (2,50m – 3,00m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, Hardening-Soil Modeli eşitliklerinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak Şekil 6.12’ de gösterilmiştir. Modelde zeminin 50 kPa gerilme altında 26 kPa’da, 100 kPa gerilme altında ise 60 kPa’ da göçtüğü bulunmuştur.



Şekil 6.12 ISPT 5 (2,50m-3,00m) CU deney sonuçları ve Hardening Soil Modeli

6.3 PLAXIS Malzeme Modülü İle Malzeme Parametrelerinin Belirlenmesi

Üç eksenli deneylerden elde edilen gerilme – şekil değiştirme eğrileri ve ödometre eğrileri üzerinde sonlu elemanlar yöntemini kullanan PLAXIS (V8.6) programı altında bulunan malzeme modülü alt programı kullanılmıştır. Bu modül nümerik analizler ile kullanılacak malzeme parametrelerinin seçimini bilinçli olarak yapabilmek için geliştirilmiştir.

Nümerik analizlerde malzeme modeli Hardening Soil ve laboratuvar deneyleri drenajsız koşullarda yapıldığı için malzeme tipi drenajsız seçilmiştir. Plaxis ile Hardening Soil Modeli kullanılarak drenajsız koşullarda iki şekilde analiz yapılabilmektedir. Birincisinde, malzeme tipi drenajsız ve malzeme parametreleri drenajsız koşullarda elde edilen parametreler olarak, ikincisinde ise malzeme tipi drenajsız ve mukavemet parametreleri drenajsız koşullarda elde edilen ve rijitlik parametreleri ise drenajlı koşullarda elde edilen parametreler olarak kullanılabilir.

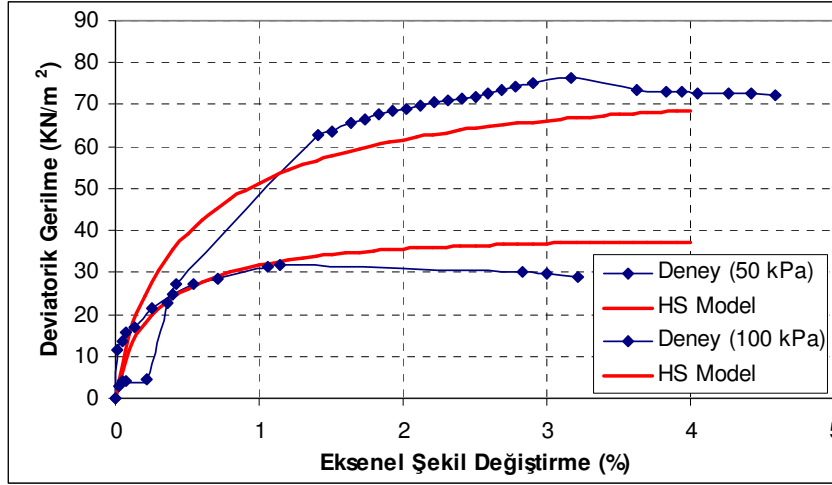
6.3.1 Hardening Soil Model İçin Malzeme Parametreleri

Üç eksenli deneylerden elde edilen gerilme – şekil değiştirme eğrileri Hardening Soil Model ile PLAXIS (V8.6) içinde bulunan malzeme modülü programı kullanılarak incelenmiştir. Bu modül yardımı ile konsolidasyonlu drenajsız (CU) üç eksenli basınç deneylerinden bulunan mekanik parametreler (E_{50}^{ref} , c , c' , ϕ , ϕ' ve q_f) gözönüne alınmış ve deneme – yanılma yöntemi ile HS Model parametreleri (m , E_{oed}^{ref} ve E_{ur}^{ref}) belirlenmiştir. Diğer HS Model parametreleri p_{ref} 100 kPa, Poisson oranı $\nu = 0,2$ ve göçme oranı R_f için 0,9 değeri gözönüne alınmıştır. Plaxis Malzeme Modülü yardımı ile belirlenen HS Model parametreleri gözönüne alınarak gerilme – şekil değiştirme eğrileri çizilmiş ve bunlar laboratuvar eğrileri ile karşılaştırılmıştır. Yapılan bu karşılaştırmalar Şekil 6.13-6.18’ de gösterilmiştir.

Çizelge 6.3 Üç Eksenli Deney için Hardening Soil Model’de kullanılan parametreler

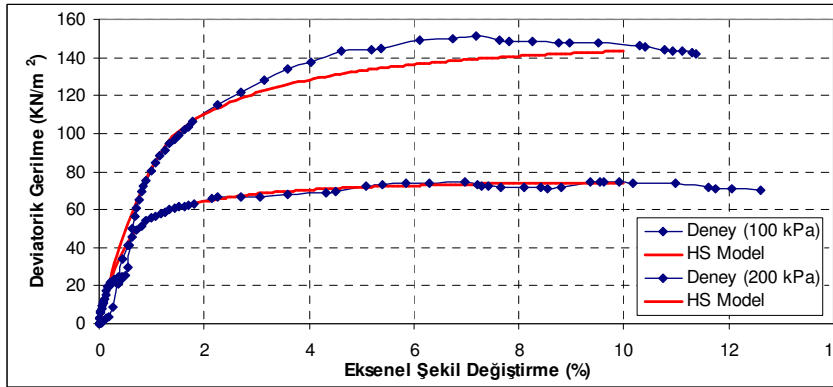
Deney No		E_{50}^{ref} [kPa]	E_{oed}^{ref} [kPa]	E_{ur}^{ref} [kPa]	m	ϕ' (°)	c' [kPa]	q_f [kPa]
1	ISPT 2 (4,5-5,1)	50 kPa	6000	6000	14000	0,82	21	-
		100 kPa						34
2	ISPT 3 (10,3-10,9)	100 kPa	4500	2500	9000	0,93	24	-
		200 kPa						77
3	ISPT 4 (12,0-12,5)	120 kPa	5000	3887	10000	0,65	17	-
		240 kPa						94
4	ISPT 4 (19,0-19,5)	180 kPa	8000	5000	16000	0,85	24	-
		360 kPa						164
5	ISPT 5 (2,5-3,0)	50 kPa	1200	1200	3600	0,8	21	-
		100 kPa						58
6	ISPT 4 (5,5-6,0)	300 kPa	2500	2357	7500	0,73	19	-
		600 kPa						164,7
								323,8

ISPT 2 (4,50m – 5,10m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, Plaxis’te Hardening-Soil Model sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.13’ de gösterilmiştir. HS Model’den elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinin deneyden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile paralellik gösterdiği görülmüştür.



Şekil 6.13 ISPT 2 (4,50m-5,10m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması

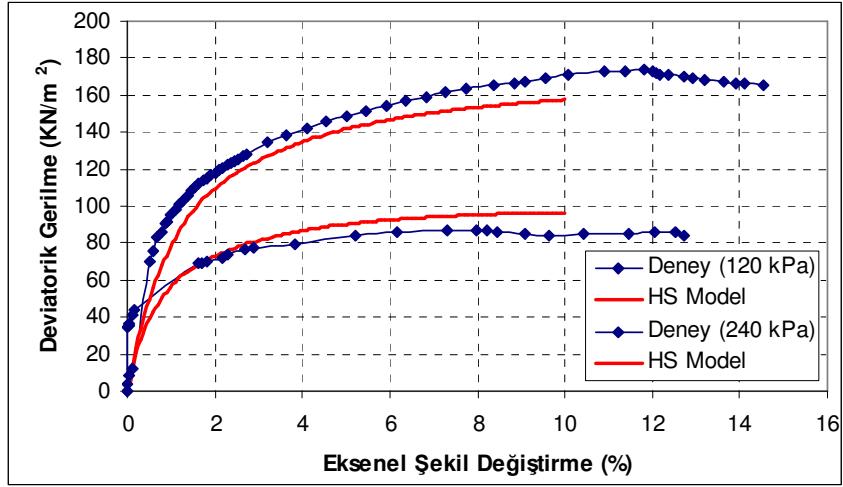
ISPT 3 (10,30m – 10,90m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksnel şekil değişirme davranışı, Plaxis'te Hardening-Soil Model sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.14' de gösterilmiştir. HS Model'den elde edilen gerilme-şekil değişirme eğrilerinin deneyden elde edilen gerilme-şekil değişirme eğrileri ile paralellik gösterdiği görülmüştür.



Şekil 6.14 ISPT 3 (10,30m-10,90m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması

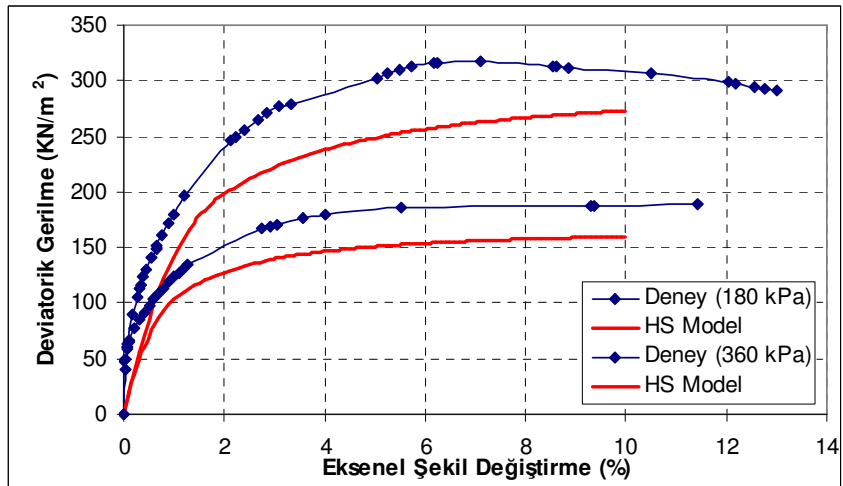
ISPT 4 (12,00m – 12,50m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksnel şekil değişirme davranışı, Plaxis'te Hardening Soil Model sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.15' de gösterilmiştir. HS Model'den elde edilen gerilme-şekil değişirme eğrilerinin deneyden elde edilen gerilme-şekil değişirme eğrileri ile paralellik

gösterdiği görülmüştür.



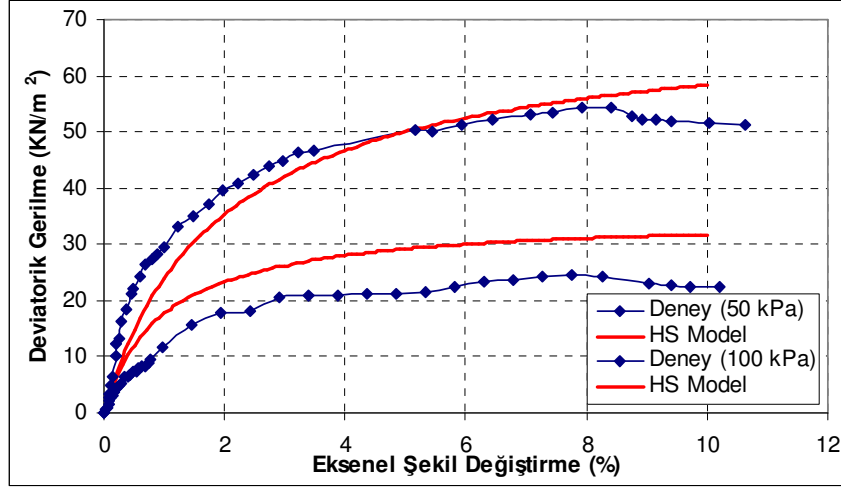
Şekil 6.15 ISPT 4 (12,00m-12,50m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması

ISPT 4 (19,00m – 19,50m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, Plaxis'te Hardening-Soil Model sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.16' da gösterilmiştir. HS Model'den elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinin deneylerden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile %2 lik şekil değiştirmeye kadar birbirine yakın oldukları %2'den sonra ise birbirlerinden uzaklaştıkları görülmüştür.



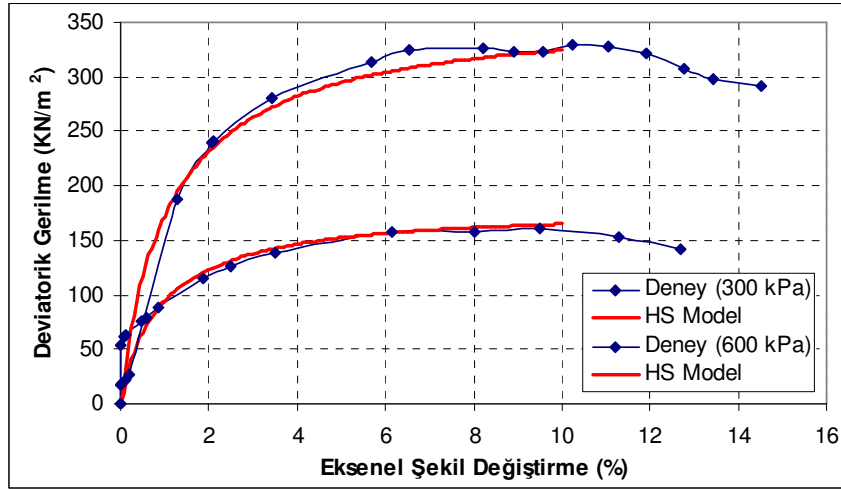
Şekil 6.16 ISPT 4 (19,00m-19,50m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması

ISPT 5 (2,50m – 3,00m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – aksenal şekil değiştirme davranışı, Plaxis'te Hardening-Soil Modeli sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.17' de gösterilmiştir. HS Model'de 100 kPa hücre basıncında konsolide edilerek elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinin deneyden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile paralellik gösterdiği görülmüş, 50 kPa hücre basıncında konsolide edilerek elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinin deneyden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile aralarında 5 kPa'lık bir fark olduğu bulunmuştur.



Şekil 6.17 ISPT 5 (2,50m-3,00m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması

ISPT 4 (5,50m – 6,00m) numunesi üzerinde yapılan üç eksenli deneyde gözlenen gerilme – aksenal şekil değiştirme davranışı, Plaxis'te Hardening-Soil Modeli sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.18' de gösterilmiştir. HS Model'den elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinin deneyden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile paralellik gösterdiği görülmüştür.



Şekil 6.18 ISPT 4 (5,50m-6,00m) CU deney sonuçları ile Plaxis Hardening Soil Model karşılaştırması

6.3.2 Ödometre Eğrilerinin PLAXIS İle İncelenmesi

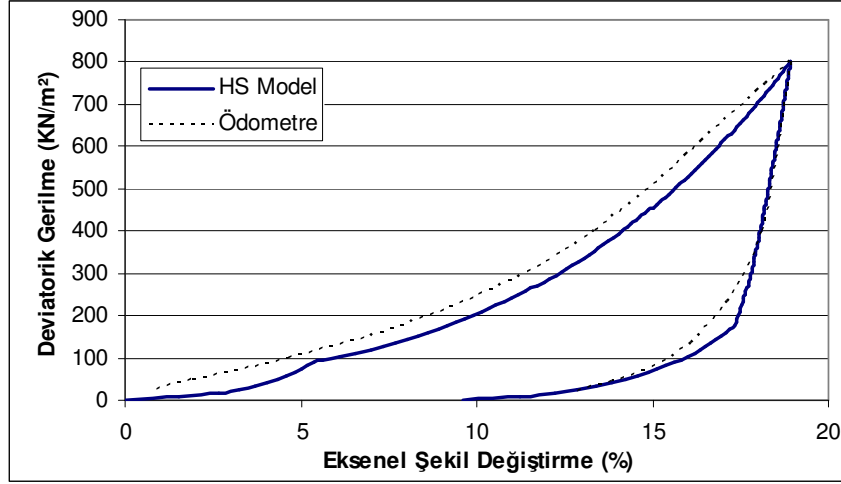
Yapılan üç eksenli basınç deneyleri (CU) sonuçlarından elde edilen malzeme parametreleri kullanılarak HS Modelden gerilme-şekil değiştirme değerleri bulunmuş ve ödometre deneylerinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bunun için Plaxis Malzeme Modülü programından yararlanılmıştır.

HS Model ile ödometre davranış eğrilerinin karşılaştırılmasından Çizelge 6.4’de verilen HS Model malzeme parametreleri elde edilmiştir.

Çizelge 6.4 Ödometre deneyi için Hardening Soil Model’ de kullanılan parametreler

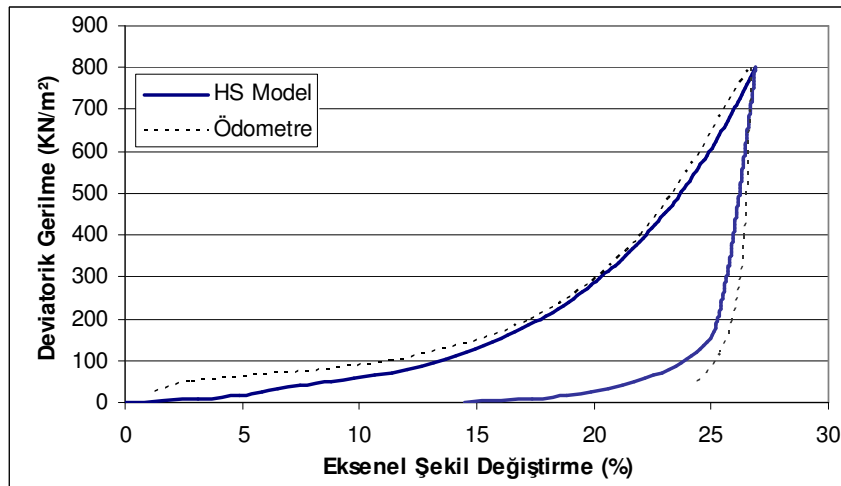
Deney No	E_{50}^{ref} [kPa]	E_{oed}^{ref} [kPa]	E_{ur}^{ref} [kPa]	m	ϕ' (°)	C' [kPa]	
1	ISPT 2 (4,5-5,1)	4000	2000	12000	0,82	21	-
2	ISPT 3 (10,3-10,9)	3000	1700	10000	0,93	24	-
3	ISPT 4 (12,0-12,5)	3500	2200	11000	0,65	17	-
4	ISPT 4 (19,0-19,5)	5000	3200	15000	0,85	24	-
5	ISPT 5 (2,5-3,0)	3000	2200	9000	0,8	21	-
6	ISPT 4 (5,5-6,0)	1700	1000	5000	0,73	19	-

ISPT 2 (4,50m – 5,10m) numunesi üzerinde yapılan ödometre deneyinde gözlenen gerilme – aksenal şekil değiştirme davranışı, Hardening Soil Model sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.19’ da gösterilmiştir. HS Model’den elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinin deneyden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile paralellik gösterdiği görülmüştür.



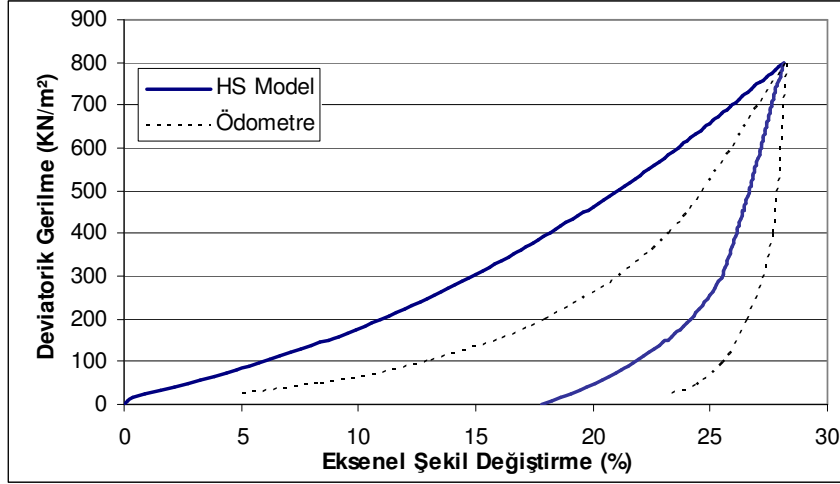
Şekil 6.19 ISPT 2 (4,50m-5,10m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması

ISPT 3 (10,30m – 10,90m) numunesi üzerinde yapılan ödometre deneyinde gözlenen gerilme – aksenal şekil değiştirme davranışı, Hardening Soil Model sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.20’ de gösterilmiştir. HS Model’den elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinin deneyden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile paralellik gösterdiği görülmüştür.



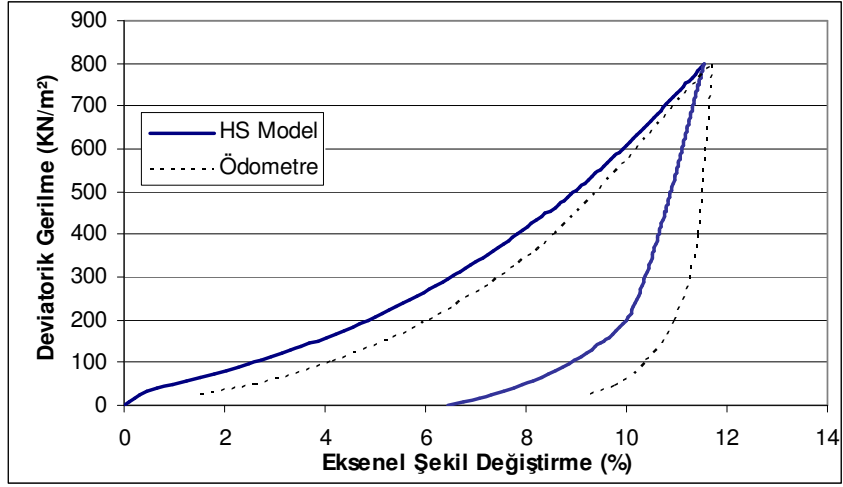
Şekil 6.20 ISPT 3 (10,30m-10,90m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması

ISPT 4 (12,00m – 12,50m) numunesi üzerinde yapılan ödometre deneyinde gözlenen gerilme – aksel şekil değiştirme davranışı, Hardening Soil Model sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.21’ de gösterilmiştir. ISPT 3 (10,30m – 10,90m) numunesindeki kadar başarılı olmadığı görülmüştür.



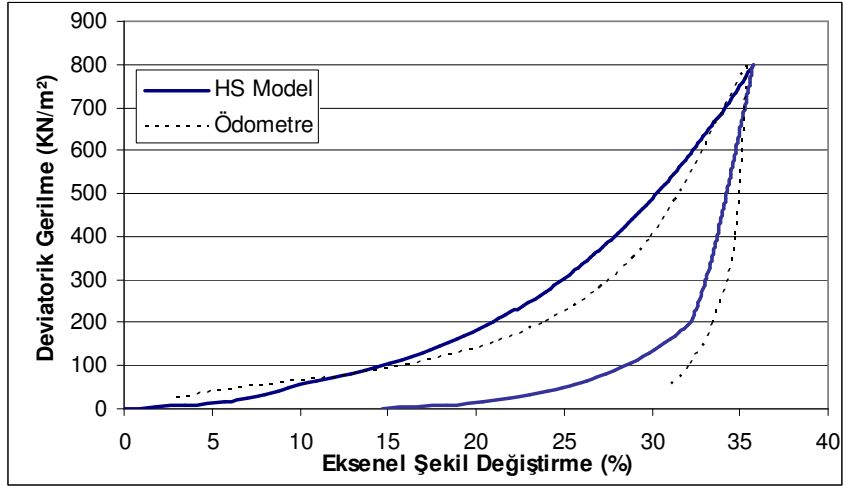
Şekil 6.21 ISPT 4 (12,00m-12,50m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması

ISPT 4 (19,00m – 19,50m) numunesi üzerinde yapılan ödometre deneyinde gözlenen gerilme – aksel şekil değiştirme davranışı, Hardening Soil Model sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.22’ de gösterilmiştir. HS Model’den elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinin deneyden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile 800 kPa’lık yüklemeye kadar aynı paralellikte seyrettikleri, boşaltma evresinde ise eğriler arasında bir miktar fark olduğu görülmüştür.



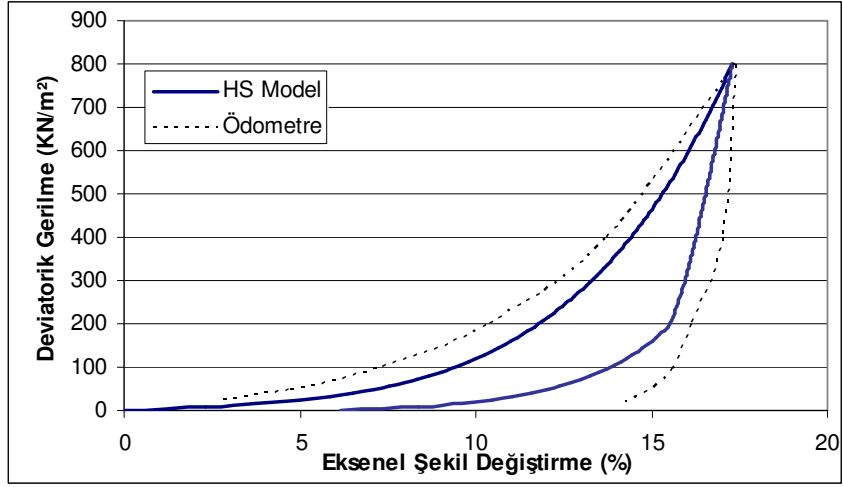
Şekil 6.22 ISPT 4 (19,00m-19,50m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması

ISPT 5 (2,50m – 3,00m) numunesi üzerinde yapılan ödometre deneyinde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, Hardening Soil Model sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.23’ de gösterilmiştir. HS Model’den elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinin deneyden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile paralellik gösterdiği görülmüştür.



Şekil 6.23 ISPT 5 (2,50m-3,00m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması

ISPT 4 (5,50m – 6,00m) numunesi üzerinde yapılan ödometre deneyinde gözlenen gerilme – eksenel şekil değiştirme davranışı, Hardening Soil Model sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 6.24’ de gösterilmiştir. HS Model’den elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerinin deneyden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile paralellik gösterdiği görülmüştür.



Şekil 6.24 ISPT 4 (5,50m-6,00m) Ödometre eğrisi ile Hardening Soil Model karşılaştırılması

7. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışını sayısal olarak modelleyebilmek için geliştirilen Mohr-Coulomb ve Hardening Soil Model malzeme bünye modelleri incelenmiş ve bu modeller için gereken malzeme parametreleri deneysel çalışmalardan elde edilmiştir. Elde edilen malzeme parametreleri Mohr-Coulomb ve Hardening Soil Model bağıntılarında yerine konarak gerilme-şekil değiştirme davranışı eğrileri bulunmuş ve bu eğriler deneysel sonuçlar ile karşılaştırılarak uygun parametreler belirlenmiştir.

Yapılan bu çalışmalara dayanarak aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir.

- 1) MC Model ideal plastik bir modeldir ve malzeme davranışını iyi modelleyememektedir.
- 2) Deneysel çalışmalardan elde edilen gerilme – şekil değiştirme eğrileri ile Hardening Soil Model’den elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrileri arasında bir paralellik olduğu görülmüştür.
- 3) Hardening Soil Model’de boşaltma durumunda gerilme – şekil değiştirme davranışı yükleme durumundaki kadar başarılı değildir.
- 4) Deneysel olarak elde edilen zemin mukavemet değerlerinin Hardening Soil Model ile karşılaştırıldığında Mohr-Coulomb Model’e göre daha yakın sonuçlar verdiği gözlemlenmiş olup zeminlerin sonlu elemanlar programlarında modellenmesi sırasında Hardening Soil Model’in tercih edilmesinin daha uygun olduğu sonucuna varılmıştır.
- 5) Deneysel çalışmalardan elde edilen malzeme parametrelerini aynen nümerik analizlerde kullanmak yerine, gözönüne alınan malzeme parametrelerinin (E, ν , c, ϕ) kontrol edilerek kullanılması sonucunda daha gerçekçi analizler yapılabileceği gözlenmektedir.
- 6) Boşluk suyu basıncının elde edilmesi gereken analizlerde Hardening Soil Model’in tercih edilmesi önerilebilir.

KAYNAKLAR

- Bjerrum, L.(1972). "Embankments on Soft Ground", State-of-Art report, Proc. ASCE Spec. Conf. On Performance of Earth and Earth-Supports Structures, Lafayette, Vol II, pp. 1-54
- Bjerrum, L. (1973), "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clay and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and Others)", Proc. 8th I.C: S.M.F.E. Moscow, Vol 3, 111-159
- DAS, B.M. (1990), "Principles of Geotechnical Engineering" Second Edition, PWS Publishing Company, Boston
- Holtz,R.D., Kovacs, W.D.(1981), "An Introduction to Geotechnical Engineering" Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey
- Özaydın, I.K. (1989) Zemin Mekaniği, Birsen Yayınevi
- Terzaghi, K. And Peck, R.B.(1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, London
- İpekoğlu, P., (1996), "Haliç Kilinin Geoteknik Parametrelerinin Belirlenmesi", Yıldız Teknik Üniversitesi, Y.Lisans, İstanbul
- İpekoğlu, P., (2004), "Atık Çamur Sahalarının Rehabilitasyonu", Yıldız Teknik Üniversitesi, Doktora, İstanbul
- Brinkgereve, R.B.J. (1994), "Geomaterial Models and Numerical Analysis of Softening", Delft University, Doktora, Hollanda
- Dungar, R. (1986), "Linear and non-linear modelling of geomechanical media", Geomechanical Modelling in Engineering Practice, Boston, 3-46
- Özüdoğru, K. (1994), "Zeminlerin Davranışı ve Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara
- Schanz, T., Vermeer, P.A. (1999), "The Hardening Soil Model: Formulation and Verification", Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam: 281-290
- Plaxis Version 8 Material Models Manual, 2004
- Kurtuluş, A., (2001), "Kilin Kritik Durum Parametrelerinin Laboratuar'da Belirlenmesi", İstanbul Teknik Üniversitesi, Y.Lisans, İstanbul
- Bishop, A.W., Henkel, D.J., "The measurement of soil properties in the triaxial test", Edward Arnold Publishers, London,1962
- Sezen, A., Ansal, A. (2006), "Kumların drenajlı davranışının mikromekanizmaya bağlı olarak endokronik teori kapsamında modellenmesi", İtü dergisi, İstanbul

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi	02.03.1982	
Doğum yeri	İstanbul	
Lise	1995-1999	Özel Yunus Emre Koleji
Lisans	1999-2004	Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fak. İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	2004-2008	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Müh. Geoteknik Anabilim Dalı
Çalıştığı kurum		
	2004-2008	Elmas Yapı Denetim